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 d'un glissement de terrain dans la wilaya de Médéa

(RN1A – PK0+250)

Présenté par

Melab Ilias

Mahdi Abdelhak

Proposé et Dirigé par

Dr. OTSMANE Lalahoum

Promotion Juin 2024

Remerciements

Tout d’abord nous tenons à remercier Dieu, le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force, l’intelligence et la patience d’accomplir ce modeste travail.

Tout d'abord, nous remercions chaleureusement mon directeur de mémoire, notre promotrice Mme OTSMANE LALAHOUM, pour son soutien indéfectible, ses conseils avisés et sa disponibilité tout au long de ce travail. Ses encouragements et son expertise ont été essentiels à la bonne conduite de de ce mémoire.

Nous souhaitons également remercier l'ensemble des enseignants de et les travailleurs d’université Dr YAHIA FARES DE Médéa pour la qualité de leur enseignement et les connaissances qu'ils m'ont transmises durant ces années d'études. Leur passion et leur dévouement ont grandement enrichi mon parcours académique.

Un grand merci à nos camarades de promotion, pour leur soutien, leurs partages d'expériences et leur amitié. Leur présence a rendu ces années d'études plus enrichissantes et agréables.

Sans oublier nos familles et nos amis, qui ont toujours été à nos côtés, m'offrent leur amour, leur encouragement et leur patience. Leur soutien moral et affectif a été une source inestimable de motivation.

Nous tenons à remercier particulièrement tous les membres du Département de Génie Civil Pour leurs soutiens et leurs aides.

Enfin, nous remercions toutes les personnes, nommées ou anonymes, qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

À toutes et à tous, merci.

Dédicace

À mes parents,

pour leur soutien indéfectible et leur amour inconditionnel tout au long de mon parcours académique. Vos encouragements m'ont porté jusque-là.

À mes professeurs et encadrants,

pour leur patience, leurs conseils avisés et leur passion pour l'enseignement. Votre guidance a été précieuse pour la réalisation de ce mémoire.

À mes cousins Karim, Ramdane, Mounir

À mes amis ,Abdelhak , Adel , Wail , Ramzi, Hssen , Zineddine,Aymen. . . .

pour leur amitié sincère et leur soutien moral. Vous avez su égayer les moments difficiles et célébrer avec moi les petites victoires.

À tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ce travail,

je vous exprime ma profonde gratitude.

Ilias

Dédicace

À mes parents,

pour leur soutien indéfectible et leur amour inconditionnel tout au long de mon parcours académique. Vos encouragements m'ont porté jusque-là.

À mes professeurs et encadrants,

pour leur patience, leurs conseils avisés et leur passion pour l'enseignement. Votre guidance a été précieuse pour la réalisation de ce mémoire.

À mes amis

pour leur amitié sincère et leur soutien moral. Vous avez su égayer les moments difficiles et célébrer avec moi les petites victoires.

À tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ce travail,

je vous exprime ma profonde gratitude.

Abdelhak

Résumé

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels dangereux et complexes, influencés par diverses causes et facteurs. Ils se produisent fréquemment dans la wilaya de Médéa, notamment dans la commune de Médéa, entraînant le glissement de RN1A au PK0+250 . Nous avons effectué une analyse numérique avec le logiciel TALEREN 4 pour calculer le coefficient de sécurité, et renforcé le talus avec des pieux en béton armé.

Mots clés : Glissement de terrain, instabilité, Système de confortement, TALREN 4.

ملخص

الانهيارات الأرضية هي ظواهر طبيعية خطيرة ومعقدة، تتأثر بأسباب وعوامل متنوعة. تحدث بشكل متكرر في ولاية المدية، وخصوصاً في بلدية المدية، مما يؤدي إلى انزلاق الطريق الوطني RN1A عند PK0+250.

بإجراء تحليل عددي باستخدام برنامج TALEREN 4. لحساب معامل الأمان، وقمنا بتعزيز السفوح بواسطة الخوازيق

كلمات مفتاحية: انهيار التربة، عدم الاستقرار، نظام التقويم، TALREN 4.

Abstract

Landslides are hazardous and complex natural phenomena influenced by various causes and factors. They frequently occur in the province of Médéa, particularly in the municipality of Médéa, leading to the landslide of RN1A at PK0+250. We conducted a numerical analysis using TALEREN 4 software to calculate the safety coefficient and reinforced the slope with reinforced concrete piles.

Key words: Landslide, instability, Reinforcement system, TALREN 4.

Sommaire

Remercîments ……

Dédicace …….

Résumé ……...

Introduction générale

Introduction générale..... 2

Chapitre 1 :Les glissements de terrain

1.1. Introduction 4

1.2. Les mouvements de terrain 4

1.3. Glissement de terrain..... 4

1.3.1. Définition de glissement de terrain..... 4

1.3.2.Types de glissement..... 5

1.3.2.1. Glissement plan..... 5

1.3.2.2.Glissement rotationnel 5

1.3.3. Les causes de glissement de terrain 7

1.3.3.1. Géométries 7

1.3.3.2. Hydrologique 7

1.3.3.3. Géologie et géotechnique..... 7

1.4.Quelques exemples du glissements dans la wilaya de Médéa..... 8

1.5. Étude du glissement du terrain 8

1.5.1. Définition du coefficient de sécurité..... 8

1.5.2. Méthodes de calcul de stabilité..... 9

1.5.2.1. Méthodes éléments finis 10

1.5.2.2. Méthodes d'équilibres limites..... 10

1.6. Conclusion..... 13

Chapitre 2 : Les méthodes de confortement

2.1. Introduction 15

2.2. Méthode de confortement des glissements des terrains 15

2.2.1. Dispositifs de drainage 15

2.2.1.1. Collecte et canalisation des eaux de surface 15

2.2.1.2. Masques et éperons drainants 16

2.2.1.3. Tranchées drainantes..... 16

2.2.1.4. Drains subhorizontaux 16
2.2.2. Renforcements 17
2.2.2.1. Ouvrage de soutènement 17
2.2.3. Terrassements 22
2.2.3.1. Allègement en tête 22
2.2.3.2. Reprofilage 22
2.2.3.3. Purge 23
2.2.3.4. Substitution totales ou partielles 23
2.3. La surveillance 24
2.4. Conclusion générale 24

Chapitre 3 : Présentation des donnés d'un cas d'Etude

3.1 Introduction 26
3.2 Situation de projet 26
3.3 Présentation géographique et géologique du site 26
3.3.1. Cadre géographique 26
3.3.2. Cadre géologique 27
3.3.3.Le climat 28
3.3.4.Sismicité 28
3.4. Diagnostic sur site 29
3.5. Signes d'instabilités 30
3.6. Reconnaissance géotechnique 30
3.6.1. Essais in situ 30
3.6.2. Essais de laboratoire 30
3.6.3. Description lithologique des Sondages carottés 31
3.6.4. Interprétation des résultats de laboratoire à partir des sondages carottés 31
3.6.4.1.Essais physiques 31
3.6.4.2.Essais mécanique 34
3.6.4.3. Essai De Pénétration Dynamique (DPT) 36
3.7. Conclusion générale 37

Chapitre 4 : Modélisation De Glissement

4.1. Introduction 39
4.2.Présentation du logiciel TALREN4 (Version 2.0.3) 39
4.3. Les différentes options pour la manipulation de l'interface 39

4.3.1. Les différentes zones à l'écran 39
4.3.1.1.Le menu, les barres de boutons et le navigateur 40
4.4. Application au glissement étudié 43
4.4.1.Description générale du projet 43
4.4.2.La géométrie 43
4.4.3 .Caractéristiques des sols 44
4.5. Présentation des résultats de calcul avant le confortement 45
4.5.1. Calcul avec la méthode de Bishop 45
4.5.2.Calcul avec la méthode de Fellenius 46
4.6.Vérification de la stabilité après le confortement 47
4.6.1. Définition du confortement choisi 47
4.6.2. Calcul avec la méthode de Bishop 48
4.6.3. Calcul avec la méthode de Fellenius 48
4.7. Conclusion 50

Conclusion Générale

Conclusion Générale 52

Listes des figures

Chapitre 1 :Les glissements de terrain

Figure 1.1.Glissement de terrain 5
Figure 1.2.Glissement plan..... 5
Figure 1.3.Glissement plan et Glissement rotationnel 6
Figure 1.4. glissement rotationnel simple 6
Figure 1.5.Glissement rotationnel complexe 7
Figure 1.6. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius. 11
Figure 1.7. Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Bishop. 12

Chapitre 2 : Les méthodes de confortement

Figure 2.1 .coupe schématique d'une tranchée drainent 16
Figure 2.2. .Drains subhorizontaux 17
Figure 2.3. Mur de soutènement..... 18
Figure 2.4. mur en gabion…….…… 18
Figure 2.5. technique pneu sol. 20
Figure 2.6. illustration de réalisation d'un pieu. 21
Figure 2.7. Allègement en tête 22
Figure 2.8. Reprofilage..... 23
Figure 2.9. La purge. 23

Chapitre 3 : Présentation des donnés d’un cas d’Etude

Figure 3.1. Vue googel du site. 26
Figure 3.2. Situation géographique de la zone d’étude 27
Figure.3.3. Extrait de la carte géologique N°86. 27
Figure.3.4. : Classification des zones sismiques en Algérie 28
Figure.3.5. Fissure colmatée, située à proximité du véhicule. 29
Figure.3.6. Rupture affectant l’accotement. 29
Figure 3.7 Versant aval instable. 30

Chapitre 4 : Modélisation De Glissement

Figure 4.1. Exemple du menu principal. 40
Figure 4.2. La barre de boutons principale. 40
Figure 4.3. La barre de boutons contextuelle "Données". 41

Figure 4.4. La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs" 41
Figure 4.5. navigateur des phases et situations. 42
Figure 4.6. Description générale du projet. 43
Figure 4.7. Définition de la géométrie. 43
Figure 4.8. Définition des caractéristiques des sols. 44
Figure 4.9. La géométrie représente les couches du terrain. 45
Figure 4.11. La méthode de Bishop avec nappe avec séisme. 45
Figure 4.10. La méthode de Bishop avec nappe sans séisme. 45
Figure 4.13. La méthode de Fellenius avec nappe avec séisme. 46
Figure 4.12. La méthode de Fellenius avec nappe sans séisme. 46
Figure 4.14. Définition des renforcements. 47
Figure 4.16. La méthode de bishop avec nappe avec séisme. 48
Figure 4.15. La méthode de bishop avec nappe sans séisme. 48
Figure 4.18. La méthode de Fellenius avec nappe avec séisme. 49
Figure 4.17. La méthode de Fellenius avec nappe sans séisme. 49

Liste des tableaux

Chapitre 1 :Les glissements de terrain

Tableau 1.1. Valeurs de F_s en fonction de l'état de l'ouvrage (Koudery.A.(2005)..... 9

Chapitre 3 : Présentation des donnés d'un cas d'Etude

Tableau 3.1. La succession lithologique de la coupe du sondage SC1. 31
Tableau 3.2. La succession lithologique de la coupe du sondage SC2. 31
Tableau.3.3. Résultat essai Humidité. 32
Tableau 3.4. Résultat essai Granulométrie. 33
Tableau 3.5. Résultat essai Limites d'Atterberg. 33
Tableau.3.6. Résultat essai chimiques. 34
Tableau.3.7. Résultat essai de cisaillement à la boite 35
Tableau.3.8. Résultat essai œdométriques. 36
Tableau 3.9. Résultat Essai De Pénétration Dynamique. 37

Chapitre 4 : Modélisation De Glissement

Tableau 4.1. Les caractéristiques des couches 44
Tableau 4.2. Valeurs des facteurs de sécurité calculé avant confortement. 47
Tableau 4.3. Valeurs des facteurs de sécurité calculé après le confortement. 50

Liste des symboles

C : Cohésion.

c' = cohésion effective du sol.

τ : Contraintes de cisaillement ou Contrainte tangentielle.

τ_{max}: Résistance au cisaillement maximale mobilisable.

σ : Contrainte normale appliquée (charge appliquée).

σ' : Contrainte effective (σ' = σ – 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.

R_d: La résistance dynamique de pointe du sol

e : pénétration moyenne par coup.

g : accélération de la pesanteur.

$\boldsymbol{A}$: Coefficient d'accélération de zone sismique (% de g).

$\boldsymbol{Kh}$: Coefficient sismique horizontal.

$\boldsymbol{Kv}$: Coefficient sismique vertical.

$\boldsymbol{R_p}$**:** Résistance de pointe.

$\boldsymbol{F_s}$: 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 terrain représentent fréquemment des risques naturels déclenchés et réactivés uniquement par les forces naturelles. En Algérie, divers phénomènes préoccupants incluent les effondrements, les éboulements, les tassements et les glissements de terrain, parmi lesquels les glissements de terrain sont particulièrement répandus.

Les glissements de terrain se caractérisent par des mouvements lents et progressifs d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture, qui est généralement courbe ou plane. Ils peuvent être causés par divers facteurs tels que la topographie, la présence d'eau et l'activité humaine. Ces phénomènes naturels représentent l'une des catastrophes les plus meurtrières dans le monde.

Les glissements de terrain en Algérie représentent l'un des risques naturels les plus récurrents. Les éléments géodynamiques internes, notamment la nature instable des sols, s'associent aux facteurs externes tels que les reliefs escarpés, les terrains fragiles et les variations climatiques marquées, créant ainsi des conditions propices à ces phénomènes.

Notre étude vise à examiner le glissement de terrain situé sur RN1A à MEDEA, notre objectif est de trouver une solution qui garantisse une sécurité , pour cela on a suivi le plan de travail suivant :

Le premier chapitre est réservé à une introduction sur les glissements de terrain.

Le second chapitre regroupe les méthodes de confortement.

Le troisième chapitre présente une présentation des donnés d’un cas d’étude.

Le quatrième chapitre est consacré à une modélisation de ce glissement d’étude.

Et on termine avec une conclusion générale.

Chapitre 1
Les glissements de terrain

1.1. Introduction

Les instabilités des pentes sont des défis fréquemment rencontrés lors de la réalisation de projets tels que la construction de routes, de canaux, de digues et de barrages. De plus, certaines pentes naturelles peuvent présenter des risques d'instabilité. La défaillance d'un talus peut avoir des conséquences catastrophiques, entraînant non seulement la perte de vies humaines, mais aussi des dommages naturels considérables.

Dans ce chapitre, on présentera les différents types de mouvements de terrain, en Portant un intérêt particulier aux glissements de terrain, avec leurs causes.

1.2. Les mouvements de terrain

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels d'origines très variés, selon la vitesse de déplacement, il regroupent principalement deux ensemble de mouvement de terrain peuvent être distingués :

- Lents qui entrainent une déformation progressive des terrains, comme les affaissements, les tassements, les glissements, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement.
- Rapides qui surviennent de manière brutale et soudaine, il regroupent les effondrements, les éboulements et les coulées boueuses **[1].**

1.3. Glissement de terrain

1.3.1. Définition de glissement de terrain

Il s'agit du déplacement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres dans des cas exceptionnels, les volumes de terrain mis en jeu sont considérable, les vitesses d'avancement du terrain peuvent varier jusqu'à atteindre quelques décimètres par an.**[2]**



Figure 1. 1. Glissement de terrain **[3]**

1.3.2.Types de glissement

1.3.2.1. Glissement plan

Ce type de glissement se produit lorsque le massif en pente est constitué de sols meubles reposant sur un substratum, ou encore lorsque la longueur de la surface de rupture potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain **[4].**

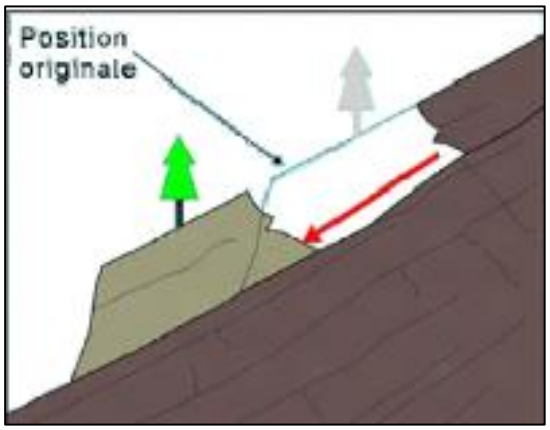


Figure 1.2. Glissement plan**[5].**

1.3.2.2.Glissement rotationnel

Lors de glissement rotationnel, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire **[4].**

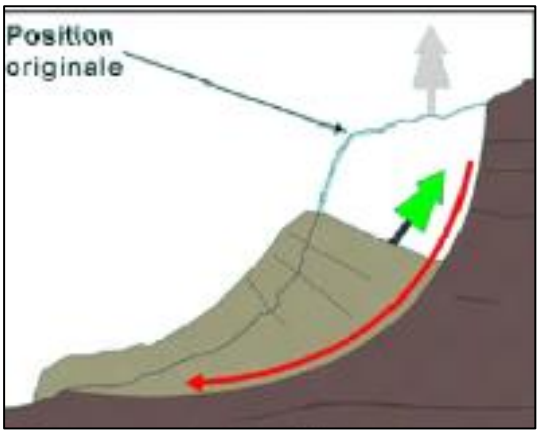


Figure 1.3. Glissement plan et Glissement rotationnel **[5]**

1.3.2.2.1.Glissement rotationnel simple

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 **[2].**

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 **[6]**.

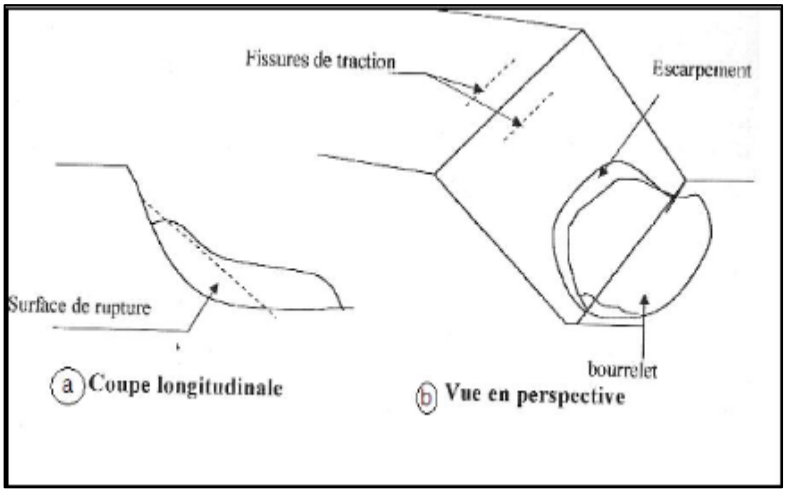


Figure 1.4. glissement rotationnel simple **[7]**

1.3.2.2.2.Glissement rotationnel complexe

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 **[6]**.

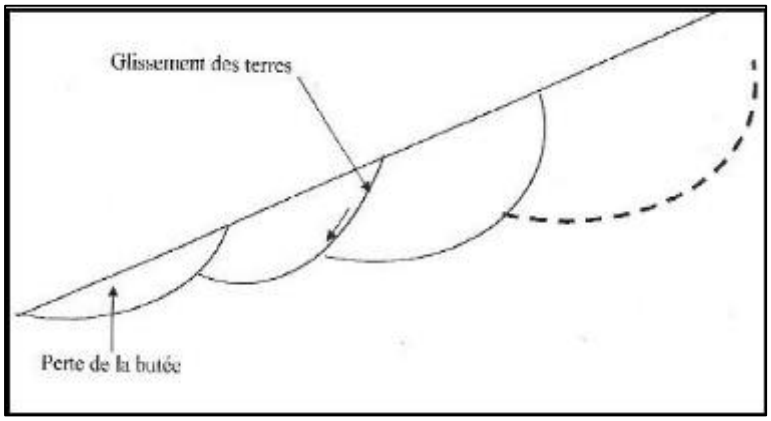


Figure 1.5. Glissement rotationnel complexe **[8]**

1.3.3. Les causes de glissement de terrain

La transition d'un versant de l'état de stabilité à l'état d'instabilité peut résulter de divers facteurs, incluant des influences géologiques, morphologiques, physiques, anthropiques (liées à l'activité humaine), et bien d'autres encore.

1.3.3.1. Géométries

- Pente des talus trop important.
- Action anthropique tassement abusifs.

1.3.3.2. Hydrologique

- Absence ou insuffisance de système de drainage ou d'évacuation des eaux.
- Action de la neige et des cycles de gel et de dégel**.**

1.3.3. 3. Géologie et géotechnique

- Présence de failles ou de zones broyées de fissures ou micro fissures.
- Substratum fort pente.
- Présence ponctuelle de couche de caractéristiques particulières.
- Terrain naturel tourmenté avec traces éventuelles d'arrachements.
- Compactage ou traitement du sol insuffisant.

- Evolution des caractéristiques mécaniques traduisant un vieillissement du matériau du matériau du au fluage ou à des actions physico-chimiques**.**

Autres causes :

- Influence du trafic et des charges roulantes
- Opérations de déboisement mal conduites sur les talus dont la stabilité superficielle est assurée par la présence de végétaux.**[1]**

1.4. Quelques exemples du glissements dans la wilaya de Médéa

Les phénomènes de glissements de terrain représentent des dangers considérables, complexes et dépendent de divers paramètres et critères. Ils sont particulièrement fréquents dans la wilaya de Médéa, occasionnant d'importants dégâts sur la route AIN CHIKH en 2017.

En outre, d'importants glissements de terrain ont été enregistrés dans le pôle urbain de Médéa le 07/05/2018, induits par les précipitations récentes. Le glissement de terrain à TIBHIRINE-Médéa est également notable.

Un autre glissement de terrain, localisé à l'entrée nord de la ville de Médéa, au niveau de l'intersection de la RN1A, a été observé en 2022. Ces événements soulignent la complexité et la gravité de ce phénomène dans cette région spécifique.

1.5. Étude du glissement du terrain

L'évaluation des risques liés aux glissements de terrain repose sur des documents objectifs résultant de diverses observations et mesures associées à un danger particulier. Il est essentiel de prêter une attention particulière à l'examen approfondi des différentes observations et mesures liées à ce danger. Il est impératif de prendre en considération une variété d'observations sur le terrain ainsi que les données recueillies par les inclinomètres, tout en veillant à les interpréter de manière adéquate.

1.5.1. Définition du coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité d'une pente est le rapport de la force stabilisatrice sur la force motrice ou du moment stabilisateur sur le moment moteur pour une pente donnée il possible de calculer plusieurs plans de rupture critiques qui auront des coefficients de sécurité différent ; ce coefficient est défini comme **[9]** :

$$F_S = \tau_{max} \backslash \tau \qquad (1.1)$$

$\boldsymbol{\tau_{max}}$: Contrainte au cisaillement du sol maximale.

$\boldsymbol{\tau}$**:** Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface de rupture.

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

$$\boldsymbol{\tau_{max} = c + \sigma tg\varphi} \quad \textbf{(1.2)}$$

d'où :

$$\boldsymbol{\tau = c + \sigma tg\varphi / Fs} \quad \textbf{(1.3)}$$

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

On considère dans Le tableau ci-dessous les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure

Tableau 1.1. Valeurs de F_s en fonction de l'état de l'ouvrage.

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

1.5.2. Méthodes de calcul de stabilité

On peut distinguer deux principales méthodes de calcul de la stabilité des talus :

- Les méthodes des éléments finis.
- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.

1.5.2.1. Méthodes éléments finis

La méthode des éléments finis est largement utilisée de nos jours, impliquant une utilisation intensive de l'ordinateur. Elle se révèle être une approche très polyvalente, applicable à la plupart des problèmes pratiques, qu'ils soient stationnaires ou non, linéaires ou non linéaires, définis dans un domaine géométrique à une, deux ou trois dimensions. De plus, elle s'adapte efficacement aux milieux hétérogènes fréquemment rencontrés par les ingénieurs dans leur pratique.

La MEF consiste à représenter la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments discrets, formant ainsi un maillage. Cette méthode se révèle extrêmement puissante, permettant une analyse précise de structures continues présentant des propriétés géométriques complexes et des conditions de charges variées. En raison de la nature répétitive des calculs nécessaires, la méthode des éléments finis se prête parfaitement à la programmation numérique. Le calcul peut être effectué à l'aide de programmes généraux d'éléments finis ou de logiciels spécialisés en modélisation géotechnique, tels que Plaxis 2D, César, Crip. **[10]**

1.5.2.2. Méthodes d’équilibres limites

1.5.2.2.1. 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. Le dénombrement des inconnues et des équations du problème permet de comparer facilement les méthodes. Par tranches, il y a les forces situées à droite et à gauche (deux forces et leurs points de passage, soit 6n inconnues), les forces à la base mais centrées (2n inconnues), et le coefficient de sécurité qui est pris constant le long de la courbe de rupture, ce qui fait au total 8n+1 inconnues. Le principe d’action et de réaction entre tranches fournit 3(n-1) équations, l’équilibre de chaque tranche 3n équations ; on a aussi n équations de type Coulomb à la base des tranches et les 6

équations correspondant à des forces nulles aux extrémités du glissement, ce qui fait au total 7n+3 équations. Il manque n-2 équations pour résoudre le système. Le choix de c'est n-2 équations différencie les différentes méthodes **[7]**.

Il existe plusieurs méthodes des tranches, on définit parmi les plus utilisées, les suivantes :

1.5.2.2.1.1. Méthode de Fellenius (1927)

Cette méthode a été proposée par Fellenius en 1927, dans le cas d'un sol purement cohérent elle est basée sur les hypothèses suivantes :

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches.
- Elle néglige les forces entre les tranches (efforts verticaux et horizontaux). 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, constant. Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante **[7]** :

$$\mathbf{F} = \frac{\sum \mathbf{C'}_l + (\mathbf{w}\cos\boldsymbol{\alpha} - \boldsymbol{u}_l)\tan\boldsymbol{\varphi'}}{\sum \mathbf{w}\sin\boldsymbol{\alpha}} \qquad \textbf{(1.4)}$$

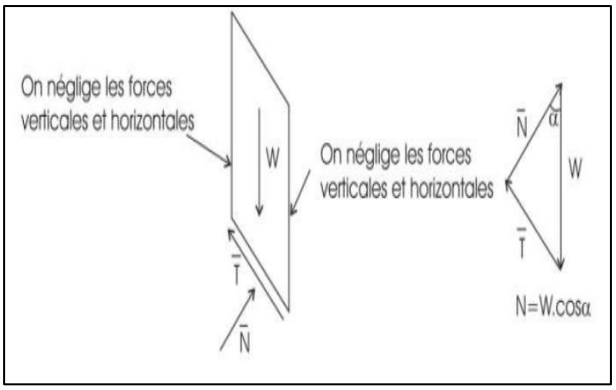


Figure 1.6. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius **[8]**.

1.5.2.2.1.2. Méthode de Bishop (1955)

Bishop ne néglige pas les forces horizontales inter-tranches et obtient une formule implicite Dont la programmation pose quelques problèmes Hypothèses :

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire. Chapitre 01 les glissements de terrain **[11] .**
- Elle néglige les forces verticales entre les tranches. 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. La formule du coefficient de sécurité donnée par Bishop est la suivante **[8]** :

$$\mathbf{F} = \frac{\sum[\mathbf{C'_l \cos \alpha + (w - u_l \cos \alpha) \tan \varphi'}]/\mathbf{m\alpha}}{\sum \mathbf{w \sin \alpha}} \quad \textbf{(1.5)}$$

Avec **:**

$$\mathbf{m\alpha} = \mathbf{\cos \alpha} \left(\mathbf{1} + \mathbf{\tan \alpha} \frac{\mathbf{\tan \varphi'}}{\boldsymbol{F}}\right) \quad \textbf{(1.6)}$$

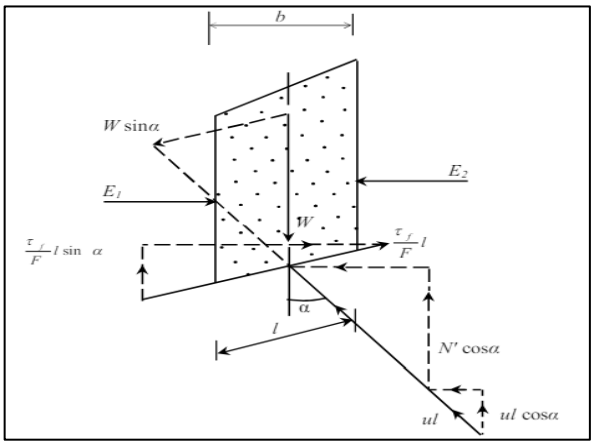


Figure 1.7. Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Bishop. **[11]**

1.5.2.2.2. Les méthodes globales

Permettent une résolution graphique maintenant peu utilisée, mais l'informatique leur apporte un renouveau intéressant. L'intégration de valeurs le long de courbes quelconques étant très simple par discrétisation. Les hypothèses de cette méthode sont les suivantes :

- La masse en mouvement est observée dans son ensemble, elle est délimitée par la courbe de rupture.
- Une fonction de répartition des contraintes normales est paramétrée le long de la courbe de rupture.
- La résolution se fait avec trois équations de la statique appliquée à la masse en mouvement. **[7]**

$C = Cu$, $\varphi = \varphi u = 0$

$$F_s = M_m / M_s \quad (1.7)$$

M_m : moment moteur favorise à la rupture.

M_s : moments stabilisants qui s'opposent à la rupture.

1.6. Conclusion

Les phénomènes de déplacement du sol, communément regroupés sous le terme de mouvements de terrain, englobent une variété de mouvements plus ou moins abrupts, qu'ils soient d'origine naturelle ou provoqués par l'activité humaine. Ces mouvements peuvent être classés en deux catégories en fonction de leur vitesse et de la profondeur de la surface affectée : les mouvements lents, caractérisés par des déformations progressives telles que l'affaissement, le tassement différentiel, la solifluxion et le fluage, et les mouvements rapides, se produisant de manière brusque et soudaine, comprenant les effondrements, les éboulements, les chutes de blocs, les coulées de boues et les laves torrentielles.

Le glissement de terrain se manifeste par le déplacement lent d'une masse cohérente le long d'une surface de rupture, et il existe trois types en fonction de la morphologie de cette surface : le glissement plan, le glissement rotationnel simple et le glissement rotationnel complexe. Afin de prévenir les problèmes liés aux mouvements de terrain, plusieurs méthodes de calcul pour la stabilisation des talus doivent être envisagées.

Chapitre 2
Les méthodes de confortement

2.1. Introduction

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, La pérennité du système retenu et les possibilités d'entretien et de réparation et les moyens en matériel et la technicité des entreprises locales.

2.2. Méthode de confortement des glissements des terrains

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

- Drainage.
- Renforcement.
- Modifications géométriques (terrassement) **[12]**.

2.2.1. 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.
- Masques et éperons drainants.
- Tranchées drainantes.
- Drains subhorizontaux.

2.2.1.1. Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement les eaux peuvent provenir de zones de source **[12]**.

2.2.1.2. Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaire grossiers leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain peuvent être mis en place lorsque la hauteur du talus est faible **[10].**

2.2.1.3. Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe les tranchées drainantes ont l'avantage d'être adaptées aux talus de grandes hauteur **[10]**.

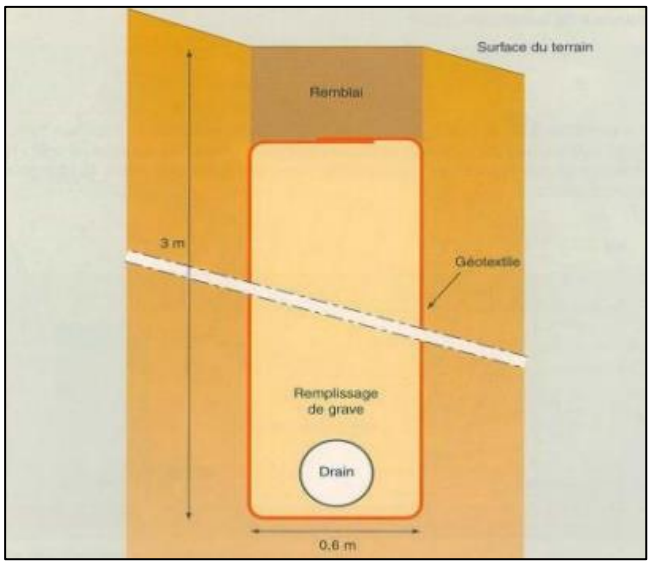


Figure 2.1 .coupe schématique d'une tranchée drainent **[13]**.

2.2.1.4. Drains subhorizontaux

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale, et à y placer des tubes crépines **[10]**.

Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- Une protection contre le gel à la sortie des drains.
- Un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure **[12]**.

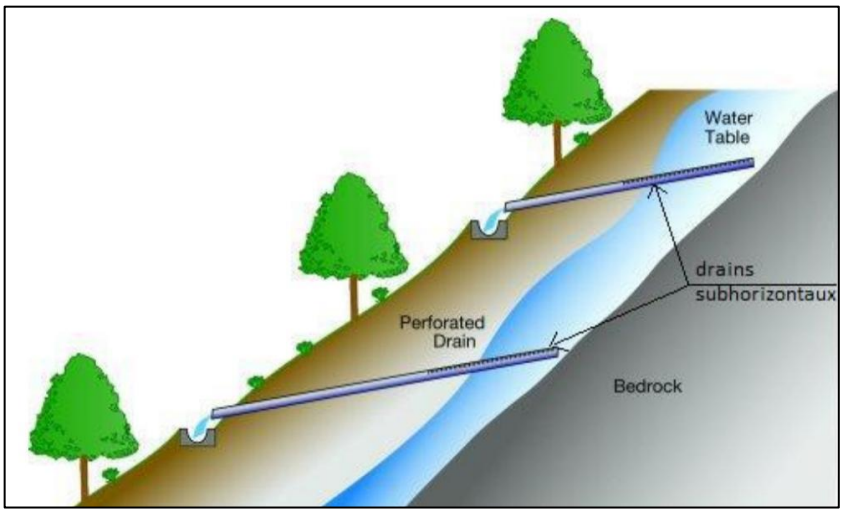


Figure 2.2. Drains subhorizontaux **[8]**

2.2.2. Renforcements

Le renforcement, tout comme le soutènement, consiste à s'opposer au mouvement des talus instables en y apportant une résistance mécanique. La différence entre ces deux systèmes est que dans les ouvrages de soutènement, le sol retenu ne participe pas à la stabilité de l'ouvrage, par contre dans les ouvrages de renforcement, une partie du sol à retenir participe à la stabilité d'ensemble de l'ouvrage en étant associée à des éléments structuraux.

2.2.2.1. Ouvrage de soutènement

Diverses catégories de murs de soutènement existent, classées en fonction de leur morphologie et de leur mode opératoire au sein de deux grandes catégories, à savoir les murs rigides et les murs souples.

2.2.2.1.1. 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)**[13].**

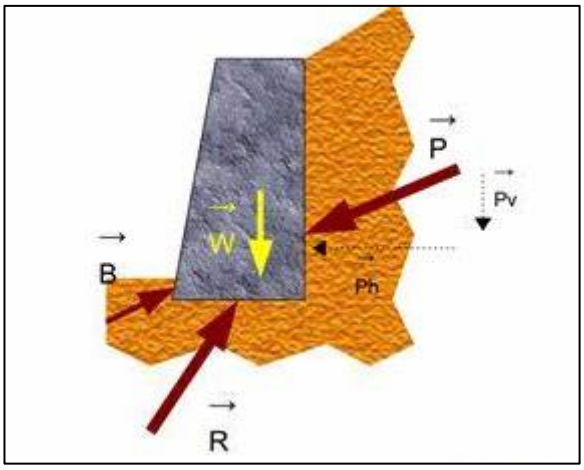


Figure 2.3. Mur de soutènement**[15]**

2.2.2.1.2. 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 **[14]**.

- **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 **[14].**



Figure 2.4. mur en gabion **[16]**

- **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 **[14]**.

- **Clous**

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 **[18].**

- **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 **[20]**



Figure 2.5. technique pneu sol**. [21]**

- **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 **[14]**.

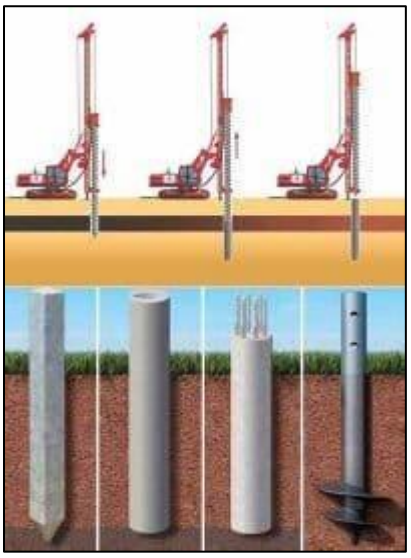


Figure 2.6. illustration de réalisation d'un pieu**[19].**

Aujourd'hui, les moyens pour installer des pieux se sont développés pour combler de nouveaux besoins. On peut distinguer six techniques :

- Les pieux battus .
- Les pieux excavés .
- Les pieux forés .
- Les pieux vibrés .
- Les pieux vissés.
- Les pieux enfoncés hydrauliquement.

Les deux plus anciennes techniques sont celles des pieux battus et des pieux excavés.

- **Le mode de travaille**

Compte tenu de l'élancement, la portance d'un pieu est conditionnée par:

- Par la résistance du terrain sous la base ;
- Par le frottement latéral exercé par les terrains ambiants sur la paroi du pieu, le frottement qui n'intervient d'ailleurs pas automatiquement, nous le verrons dans un sens favorable à la stabilité. Selon l'importance relative de ces deux termes, on peut distinguer trois catégories.

- **les matériaux constitutifs**

Les matériaux utilisés sont: le bois, l'acier, et le béton (armé ou non, et éventuellement précontraint).

- Pieux en bois.
- Pieux en acier.
- Pieux en béton.
- Colonnes ballastées. **[22]**

2.2.3. Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de 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 **[14].**

2.2.3.1. 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.) **[20]**.

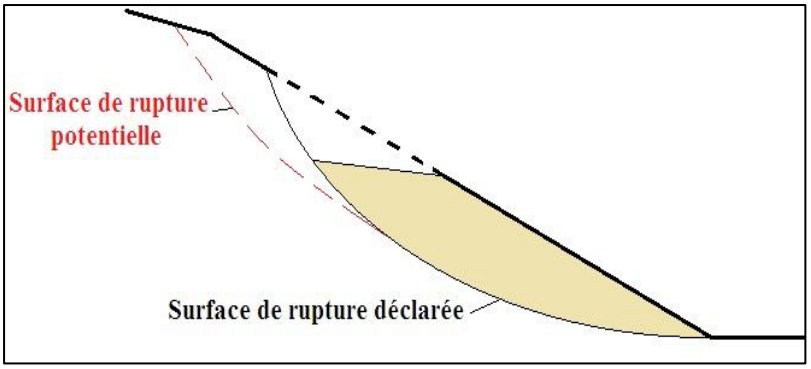


Figure 2.7. Allègement en tête **[23].**

2.2.3.2. Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel dans ce sens le procédé s'apparent a l'allégement 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 courant **[12]**.

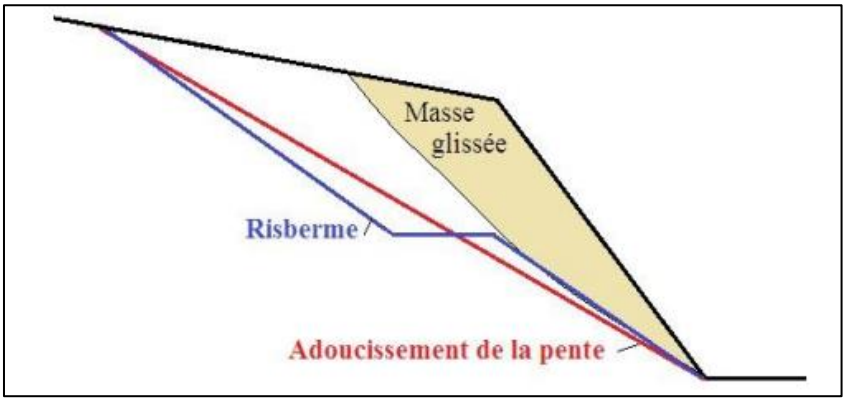


Figure 2.8. Reprofilage [23]

2.2.3.3. Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé on peut dans certains cas purger l'ensemble du matériau glissé à condition que la surface mise à nu soit stable par le glissement **[10].**

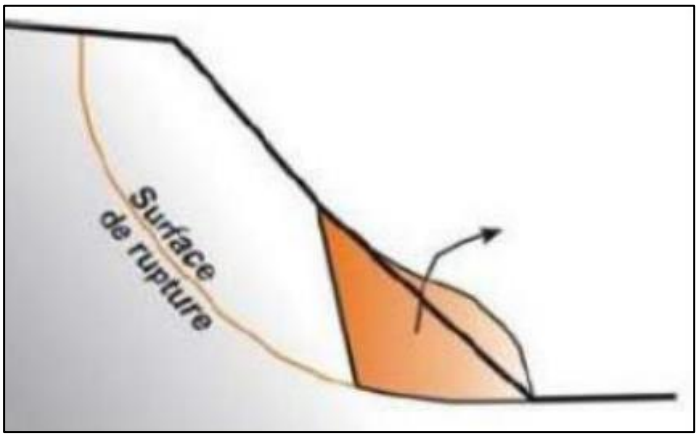


Figure 2.9. La purge. **[20]**

2.2.3.4. Substitution totales ou partielles

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 **[20].**

2.3. La surveillance

La surveillance doit prendre en compte les alertes techniques (elles concernent l'état de fonctionnement du dispositif de surveillance) et les alertes opérationnelles (correspondant à un ou plusieurs dépassements de seuils fixés pour les variables de surveillance des appareils de surveillance dépend de nombreux facteurs : l'étendue du mouvement, l'état de risque, le type du mouvement et les contraintes liées au site étudié,…).

Actuellement, plusieurs méthodes et instruments permettant l'évaluation de l'évolution des différents paramètres du mouvement sont mis au point **[7]**.

2.4. Conclusion générale

L'exploration des glissements de terrain revêt une importance capitale en raison des risques qu'ils posent pour les habitations et les infrastructures, ainsi que de l'ampleur de ces risques. La complexité technique des mesures de renforcement et le coût souvent élevé des travaux de stabilisation ajoutent une dimension cruciale à cette étude. Ainsi, il devient impératif de mener des analyses approfondies afin d'optimiser l'adaptation de nos constructions aux caractéristiques du sol.

Chapitre 3
Présentation des donnés d'un cas d'Etude

3.1 Introduction

Dans le cadre du programme neuf pour 2010 sur Routes Nationales, la Direction des Travaux Publics (DTP) de la wilaya de Médéa , le BET SARL LECACT a été retenu par la DTP de Médéa au traitement de glissement de terrain du PK0+250.

3.2 Situation de projet

La zone d'étude est située au Sud de la commune de Médéa au PK 00+250 de la RN1A. (La figure 3.1) extraite de « Google », présente le tronçon d'étude.

La section d'étude partie de la rampe de Médéa de pente importante.



Figure 3.1. Vue google du site.

3.3 Présentation géographique et géologique du site

3.3.1. Cadre géographique

Médéa, à 981 m d'altitude, est une ville de montagne de l'Atlas tellien. Capitale du Titteri, elle est située dans une dépression entre le massif de l'Ouarsenis au sud et l'Atlas blidéen au nord, au pied du djebel Nador qui culmine à 1108 m d'altitude. La ville est bâtie en amphithéâtre sur un plateau incliné.

La ville de Médéa distante de 80 km au Sud-ouest de la capitale algérienne Alger, appartient à cette dépression sub-littorale et constitue un des bassins néogènes qui s'allongent parallèlement à l'atlas littoral depuis le méridien d'Alger jusqu'à la frontière Marocain.

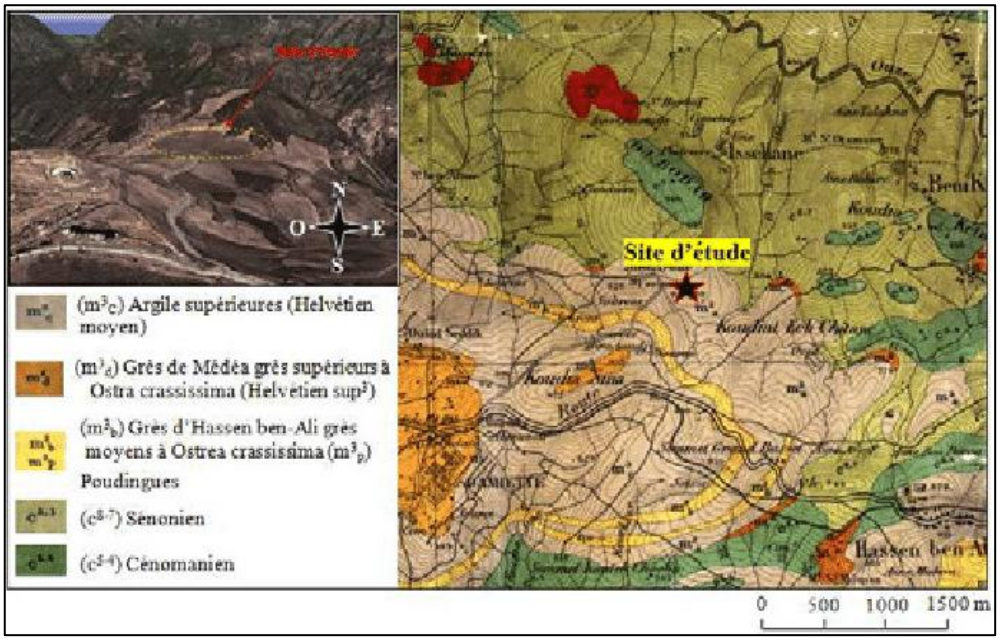


Figure 3.2. Situation géographique de la zone d'étude **[24]**

3.3.2. Cadre géologique

La région de Médéa appartient à la chaine montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité Nord des hauts plateaux. Les formations du Crétacé sont développées dans la partie Nord de la wilaya et les dépôts du Cénozoïque dans sa partie Sud.

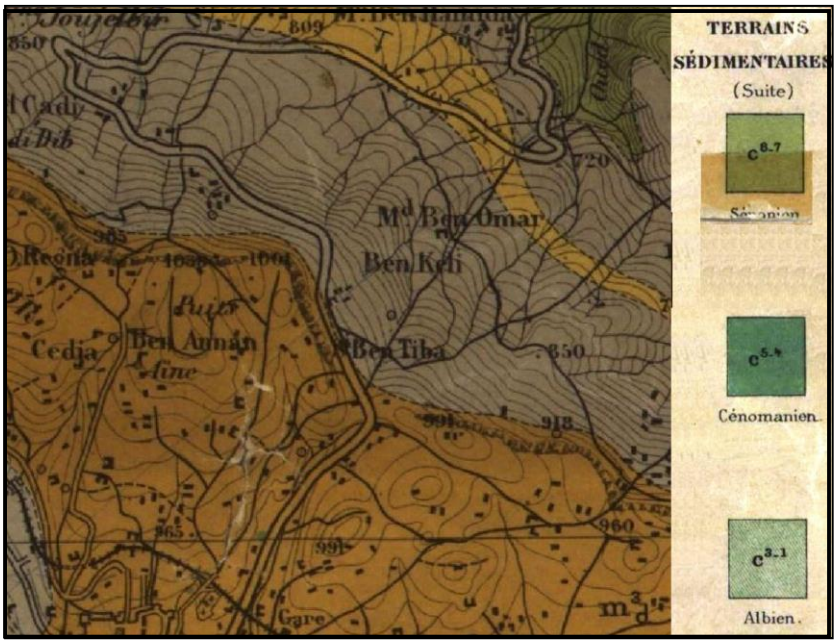


Figure 3.3. Extrait de la carte géologique N°86.

3.3.3.Le climat

La wilaya de Médéa, qui abrite le site étudié, dispose d'un climat méditerranéen semi continental, froid et humide en hiver, tempéré au printemps et chaud et sec en été. Médéa reçoit une quantité considérable de pluie atteignant 500 mm par an, avec une moyenne de pluviométrie régulièrement les hauteurs de Benchicao, situées à une altitude de 1240 m, Taguenssa commune de Ouled Hellal et Ain Diss à la commune d'Ain Boucif.

3.3.4.Sismicité

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

- **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 3.4) "Carte de zonage sismique». Nous remarquons que la région de Médéa, comprenant le site étudié, se trouve dans la "Zone II b de sismicité moyenne". Le coefficient d'accélération "A" dans cette zone, d'après l'addenda 2003 au R.P.A. 99 égale à 0.20 selon le groupe d'usage du bâtiment.

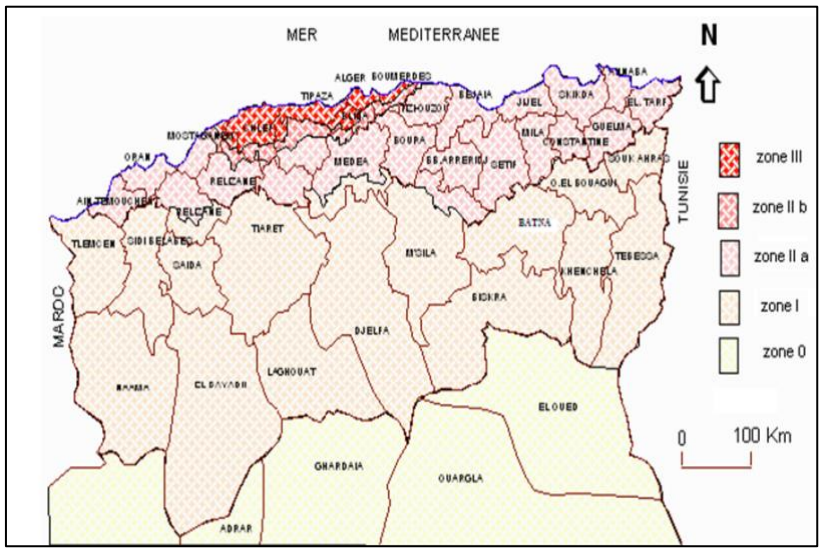


Figure 3.4. : Classification des zones sismiques en Algérie (R.P.A. 99).

3.4. Diagnostic sur site

Les observations de terrain ont en évidence des indices d'instabilités en contrebas de la RN1A et s'étendent jusqu'à la RN1. Dans le souci de délimiter au mieux la zone d'influence des désordres, il a été jugé nécessaire de prolonger la période d'observations, afin d'établir un diagnostic.

Les observations de terrain ont mis en évidence la présence, des dégradations de chaussée, et des signes d'instabilité affectant le versant aval.

La figure 3.5 montre la fissure transversale colmatée, et un affaissement de chaussée au voisinage de la fissure.



Figure 3.5. Fissure colmatée, située à proximité du véhicule.

La figure 3.6 montre la rupture en tête de talus, elle est située en contrebas de la glissière métallique.



Figure 3.6. Rupture affectant l'accotement.

3.5. Signes d'instabilités

La figure 3.7 montre les signes d'instabilité affectant le versant aval : le versant est parcouru de bourrelets et replats. Ces instabilités affectent la RN1 et la nouvelle gare routière (en haut à droite de la photo).



Figure 3.7 Versant aval instable.

3.6. Reconnaissance géotechnique

3.6.1. Essais in situ

La compagne de reconnaissance géotechnique menée sur site a comporté l'exécution des essais suivants :

- Six (06) essais de pénétration dynamique.
- Deux sondages, carottés notés SC1 et SC2 de 20m.
- Des essais physico-mécaniques de laboratoire.

3.6.2. Essais de laboratoire

Ils ont été réalisés sur des échantillons prélevés à différentes profondeurs. Deux types d'essais ont été réalisés:

- Essais d'identification physiques
  - Mesures de densités en place.
  - Mesures de teneurs en eau.
  - Analyses granulométriques.
  - Limites d'Atterberg .

- Essais chimiques (taux de carbonates, taux de sulfates).

➢ Essais mécaniques

- Essais de cisaillement à la boite.
- Essais œdométriques.

3.6.3. Description lithologique des Sondages carottés

La description géologique de chaque forage a été établie à partir des récupérations obtenues de haut en bas.

L'examen des coupes percées réalisées permet de tirer en continu Les lithologies suivantes :

SC1 : foré à une profondeur de 20m

Tableau 3.1. La succession lithologique de la coupe du sondage SC1.

Profondeur (m)	Les couches
0.0-4.3m	Argile limoneuse brun jaunâtre très consistante
4.3-8.5m	Argile limoneuse gris verdâtre très consistante
8.5-20.0m	Marne compacte gris verdâtre

SC2 : foré à une profondeur de 20m.

Tableau 3.2. La succession lithologique de la coupe du sondage SC2.

Profondeur (m)	Les couches
0.0-0.3m	Limon sableux rougeâtre
0.3-1.0m	Sable argileux rougeâtre consistant
1.0-3.0m	Limon sableux consistant brun humide
3.0-11.0m	Argile marneuse consistante bariolée humide
11.0-20m	Marne gris verdâtre très consistante humide

3.6.4. Interprétation des résultats de laboratoire à partir des sondages carottés

3.6.4.1. Essais physiques

- **Humidité**

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 (Ps). **w = Pw / Ps.**

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

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

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

Tableau.3.3. Résultat essai Humidité.

SC N°	Profondeur (m)	ω (%)	γd (t/m3)	γh (t/m3)	Sr (%)	Interprétation
SC 01	2.8-3.0	16.9	17.2	20.2	80	sol dense non saturé
	5.6-5.8	18.8	17.5	20.8	93	sol dense non saturé
	11.0-15.0	14.8	18.8	21.6	91	sol dense non saturé
SC 02	3.2-3.4	16.6	17.4	20.4	81.3	sol dense non saturé
	6.2-6.5	12.2	18.9	21.2	76	sol dense non saturé
	7.8-7.9	14.3	18.3	20.9	81	sol dense non saturé
	12.6-12.8	12.3	19.2	21.6	82	sol dense non saturé

Les matériaux sont denses à très denses, ils présentent des teneurs en eau variant de **12.3%** et **18.8%**, correspondant à des degrés de saturation de **80%** (respectivement **93%**); c'est-à dire ils sont dans un état moyen à humide

- **Granulométrie** .

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 .**

Tableau 3.4. Résultat essai Granulométrie.

SC N°	Profondeur (m)	%< 2 mm	%< 80 µ	Classification selon L.C.P.C
SC 01	2.8-3.0	97	74	Sol fin
	5.6-5.8	95	80	Sol fin
	11.0-15.0	99	78	Sol fin
SC 02	3.2-3.4	100	87	Sol fin
	6.2-6.5	99	82	Sol fin
	7.8-7.9	96	73	Sol fin
	12.6-12.8	96	73	Sol fin

- **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 (**W_L**) 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 (**W_P**) pour laquelle un rouleau de sol, se fissure. L'indice de plasticité **$I_p = W_L - W_P$**.

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

Tableau 3.5. Résultat essai Limites d'Atterberg.

SC N°	Profondeur (m)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	Interprétation
SC 01	2.8-3.0	34	18	16	Sol peu plastique
	5.6-5.8	60	24	36	Sol plastique
	11.0-15.0	39	21	18	Sol peu plastique
SC 02	3.2-3.4	55.7	27.4	28.3	Sol plastique
	6.2-6.5	50.8	23.9	26.9	Sol plastique
	7.8-7.9	39	21	18	Sol peu plastique
	12.6-12.8	38	22	16	Sol peu plastique

Les matériaux analysés appartiennent aux sols fins, ils sont caractérisés par des valeurs de limites de liquidité comprises **38%≤WL≤60%** et des valeurs de l'indice de plasticité **18%≤IP≤36%** ; selon la classification de A.Casagrande ils sont moyennement plastiques à très plastiques.

- **Essais chimiques (Teneur en carbonate CaCO3)**

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)**.

Tableau.3.6. Résultat essai chimiques**.**

SC N°	Profondeur (m)	CaCO3 (%)
SC 01	2.8-3.0	6
	5.6-5.8	20
	11.0-15.0	38
SC 02	3.2-3.4	5
	6.2-6.5	4
	7.8-7.9	35
	12.6-12.8	-

Les taux de carbonate obtenus varient de **4%** à **38%**, ces valeurs caractérisent des sols argileux et marneux (**CaCO3 ≥30%**).

3.6.4.2.Essais mécanique

- **Essais de cisaillement à la boite**

Tableau.3.7. Résultat essai de cisaillement à la boite**.**

SC N°	Profondeur (m)	Nature d'essai	φ (°)	C(bar)
SC 01	2.8-3.0	UU Sat	16	0.43
	5.6-5.8	UU Sat	15	0.41
	11.0-15.0	UU Sat	-	-
SC 02	3.2-3.4	UU Sat	11	0.55
	6.2-6.5	UU Sat	10	0.56
	7.8-7.9	UU Sat	9	0.63
	12.6-12.8	UU Sat	-	-

Les matériaux analysés, sont caractérisés par des valeurs de cohésion variant entre **0,41 bar** et **0,61 bar**, et des valeurs de l'angle de frottement **9°≤φ≤16°.**

- **Essais œdométriques**

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, Logσv)** 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 **Cc**,
- Indice de recompressions **Cs**,
- Contrainte de pré consolidation **σ'p**.

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

Tableau.3.8. Résultat essai œdométriques.

SC N°	Profondeur (m)	σc (bar)	Cc(%)	Cs(%)	Interprétation
SC 01	2.8-3.0	1.25	18.6	3.2	Sol plastique
	5.6-5.8	1.44	22.2	3.5	Sol très plastique
	11.0-15.0	-	-	-	Sol plastique
SC 02	3.2-3.4	1.46	20.5	3.5	Sol très plastique
	6.2-6.5	1.50	20.7	3.6	Sol très plastique
	7.8-7.9	-	-	-	Sol plastique
	12.6-12.8	-	-	-	Sol plastique

Les essais œdométriques ont donné des valeurs de la pression de pré consolidation comprises entre **1,25 bar** à **1,50 bars**, et des valeurs de l'indice de compressibilité **18.6%≤Cc≤22.2%**, ces valeurs caractérisent des sols faiblement consolidés à normalement consolidés, et peu compressibles.

3.6.4.3. Essai De Pénétration Dynamique (DPT)

L'essai de pénétration dynamique est un test qui donne une indication qualitative sur la résistance du sol, il consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage un train de tiges muni d'une pointe conique à l'aide d'un marteau tombant en chute libre appelé «mouton », pour une énergie de battage constante, on compte le nombre de coups de mouton N_{dh} nécessaires pour obtenir un enfoncement h de 20 cm. La résistance du sol est déterminée à partir de la formule des Hollandais ci-dessous, selon la norme type B **NFP 94-115**. Les essais de pénétration ont été réalisés dont le but de déceler le toit du substratum (horizon dur)**.**

$$q_d = \frac{M^2 . H . g}{A.e(M+M')} \quad \textbf{(3.1)}$$

Avec :

M= masse du mouton $[kg]$.

M'= masse cumulée de l'enclume, de la point et des tiges $[kg]$.

H= hauteur de chute du mouton $[m]$.

g= accélération de la pezonteur (m/s^2)

e = l'enfoncement (pénétration moyenne par coup), $e = h/N_{dh}$.

A= aire de la section droite de la pointe du pénétromètre dynamique $[m^2]$.

q_d : Résistance de pointe dynamique $[Bars]$;

Les six (6) essais de pénétration, ont été réalisés en amont et en aval de la route.

L'augmentation de la résistance dynamique en pointe obtenus correspondent au toit de l'horizon dur, qui varie entre 8.00 et 10.00m.

Les profondeurs de refus atteintes, sont récapitulées dans le tableau.

Tableau 3.9. Résultat Essai De Pénétration Dynamique.

N° d'essai au pénétromètre	P0	P1	P2	P3	P4	P5
Profondeur de refus (m)	8.60	8.00	8.20	8.00	10.00	4.60

3.7. Conclusion générale

Ce chapitre nous a permis d'une part d'extraire toutes les informations nécessaires ; caractéristiques physiques et mécaniques, les épaisseurs des différentes couches et ses descriptions lithologiques...etc. qui sont très importantes pour le chapitre suivant. Et d'autre part de connaitre les différentes causes et les différents paramètres qui influencent sur ce glissement.

Les essais géotechniques ont permis de déduire ce qui suit :

- Sur le plan lithologique, les sondages effectue montre que le sol est composé de deux couches superficielles constituées d'argiles brunes (couche 1 et 2), reposant sur un substratum marneux grisâtre.
- Le sol est moyen à humide, peu compressibles.

Chapitre 4
Modélisation De Glissement

4.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons procéder à une analyse quantitative du cas de glissement présenté, Nous avons opté pour l'utilisation du logiciel de calcul TALREN4 v2.0.3 afin d'examiner la stabilité de la transformation en relation avec le facteur de sécurité, et pour appréhender la cinématique de la situation, le calcul est basé sur la méthode de Bishop et de Fellenius.

4.2. Présentation du logiciel TALREN4 (Version 2.0.3)

TALREN est un logiciel développé par Terrasol, Il permet de vérifier la stabilité de talus naturels, remblai, barrages et digues, avec prise en compte de différents types de renforcement, Les principaux types de données que ce logiciel peut prendre en compte sont :

- La géométrie ;
- Les surcharges ;
- Les caractéristiques de sol ;
- Les conditions hydrauliques ;
- Les renforcements ;
- Les accélérations sismiques ;
- Les coefficients partiels ;
- Les options de calcul (méthode des tranches : Fellenius, Bishop, méthode globale : Perturbations, méthode de calcul à la rupture) ;
- Données obligatoires : $\gamma, \varphi, c, \Delta c$;

4.3. Les différentes options pour la manipulation de l'interface

4.3.1. Les différentes zones à l'écran

Les différentes "zones" de l'interface de TALREN 4 sont les suivantes :

- Le menu principal (complété par le menu contextuel).
- La barre de boutons générale et les barres de boutons contextuelles.
- Le navigateur des phases et situations (visible seulement en mode Phasage/Calculs).
- La zone graphique.
- La barre d'état.
- Les boîtes de dialogue.

4.3.1.1.Le menu, les barres de boutons et le navigateur

- **Le menu principal**

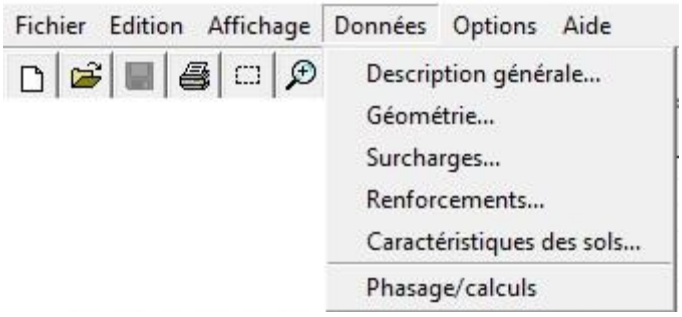


Figure 4.3. Exemple du menu principal.

Il comporte les rubriques principales suivantes :

1) Fichier.
2) Edition.
3) Affichage.
4) Données.
5) Phases et situations.
6) Calcul et résultats.
7) Options.
8) Aide.

- **La barre de boutons principale**



Figure 4.2. La barre de boutons principale.

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

1) Nouveau fichier.
2) Ouvrir un fichier.
3) Enregistrer un fichier.
4) Imprimer.

5) Zoom sur une fenêtre définie par l'utilisateur.
6) Zoom avant.
7) Zoom arrière
8) Copier dans le presse-papier l'élément sélectionné.
9) Capture d'écran.
10) Commentaires généraux.

- **Les barres de boutons contextuelles**



Figure 4.3. La barre de boutons contextuelle "Données".

Celle-ci comporte principalement les boutons équivalents aux fonctions du menu "Données du projet" :

1) Description générale du projet
2) Dessin de lignes géométriques
3) Dessin de surcharges (surcharges réparties puis torseurs)
4) Dessin de renforcements (clous, tirants, bandes puis butons)
5) Définition des jeux de caractéristiques de sol (ouverture d'une boîte de dialogue)
6) Basculement en mode "Phasage/Calculs"

- **Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs**

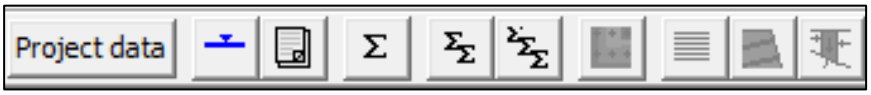


Figure 4.4. La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"

Celle-ci comporte principalement les boutons et objets équivalents aux fonctions des menus « Phases et situations » et « Calculs et résultats » :

Basculement en mode "Données"

1) Définition des conditions hydrauliques (ouverture d'une boîte de dialogue)
2) Propriétés de la situation sélectionnée (ouverture d'une boîte de dialogue)
3) Calcul de la situation sélectionnée
4) Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée
5) Calcul de toutes les situations pour toutes les phases
6) Configuration de l'affichage graphique des résultats (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
7) Résultats détaillés par surface (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
8) Efforts dans les renforcements (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
9) Résultats détaillés par tranches (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).

- **Le navigateur des phases et situations**

En mode "Phasage/Calculs", un navigateur apparaît à droite de la zone graphique (Figure 4.5). Celui-ci permet de passer d'une phase ou situation à l'autre, ainsi que d'insérer, ajouter, supprimer ou renommer des phases et situations (soit par le menu "Phases et situations", soit par le menu contextuel qui apparaît après un clic droit de la souris sur une phase ou situation).

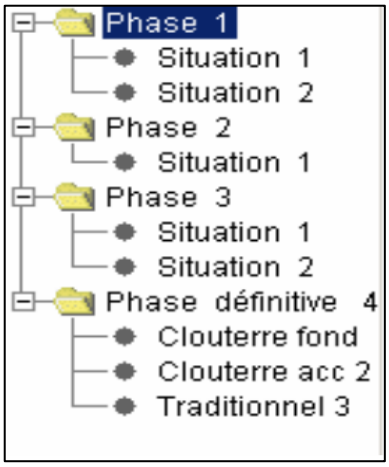


Figure 4.5. navigateur des phases et situations.

4.4. Application au glissement étudié

4.4.1.Description générale du projet

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

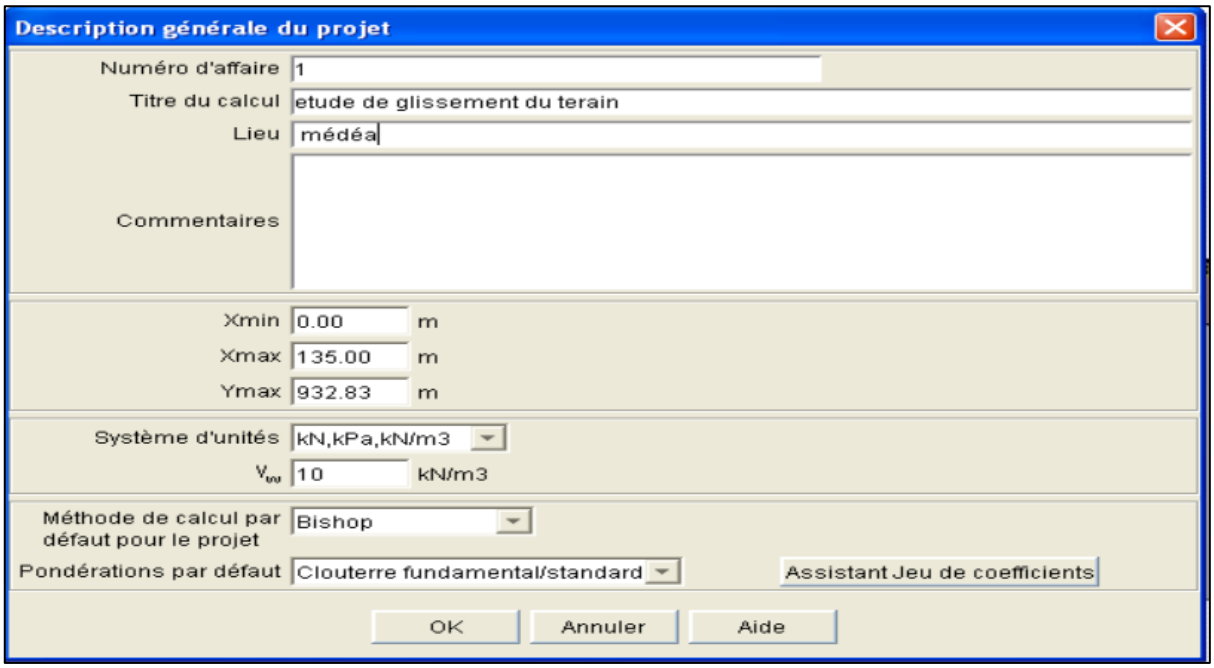


Figure 4.6. Description générale du projet.

4.4.2.La géométrie

Cette boîte de dialogue (Figure 4.7) est accessible par le menu "Données", option "Géométrie".

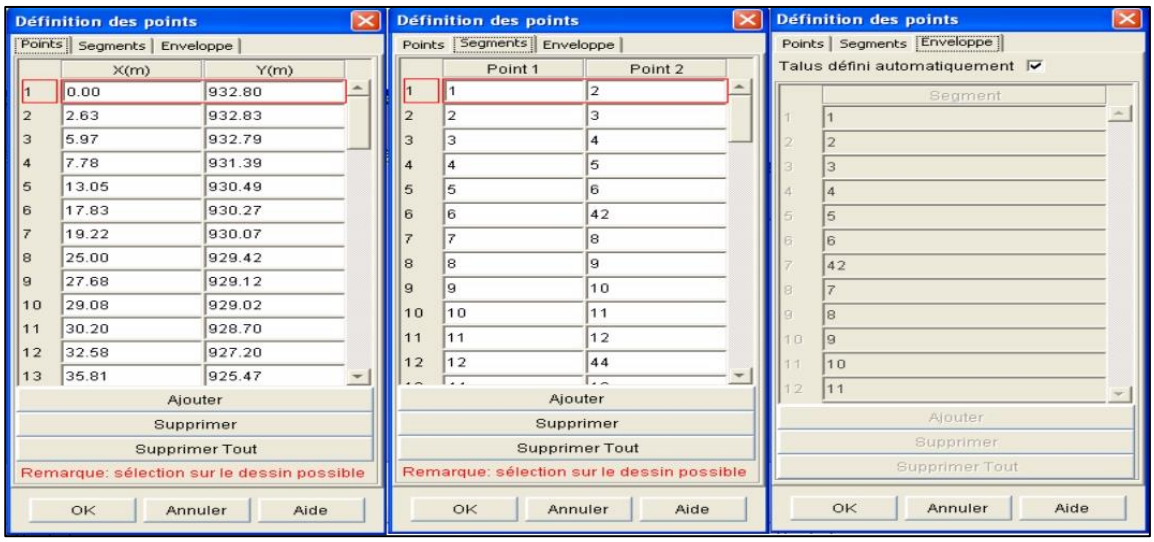


Figure 4.7. Définition de la géométrie.

4.4.3 .Caractéristiques des sols

Tableau 4.1. Les caractéristiques des couches

N°couche	Densité γ (kN/m^3)	Angle de frottement φ (°)	Cohésion (kPa)
Marne grise	21.5	20	50
Argile	20	22	15
Remblai	19	25	5
Grave	22	45	0

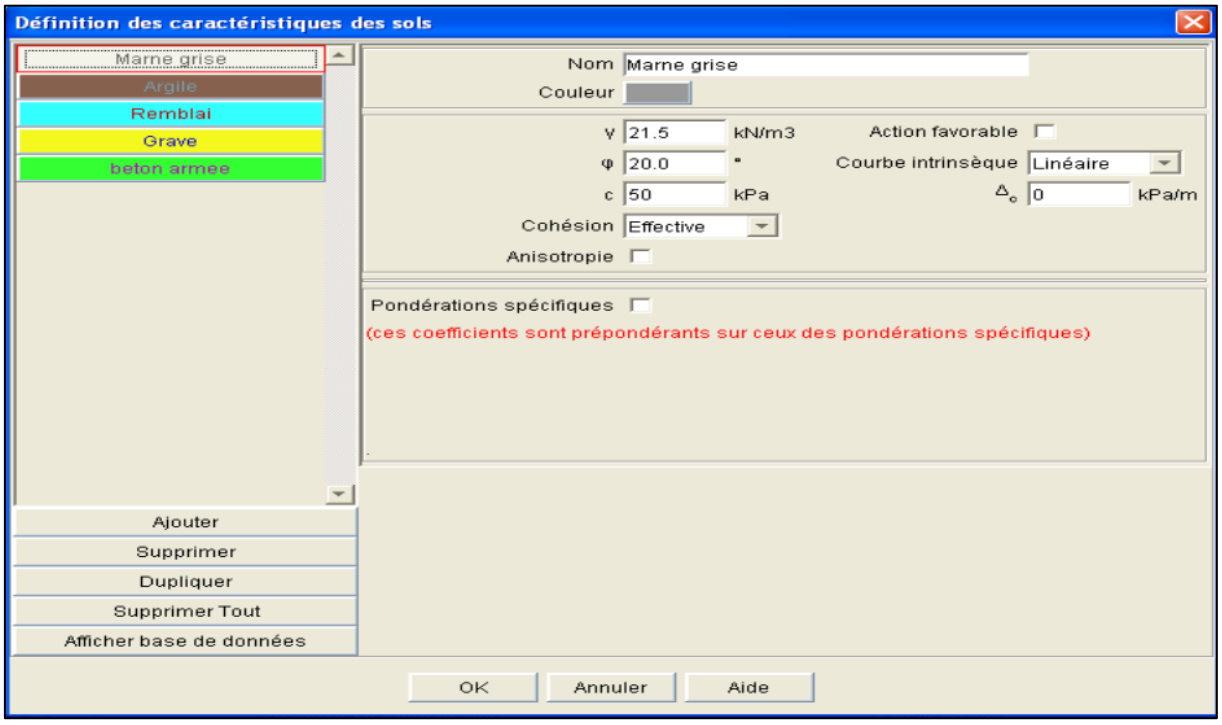


Figure 4.8. Définition des caractéristiques des sols.

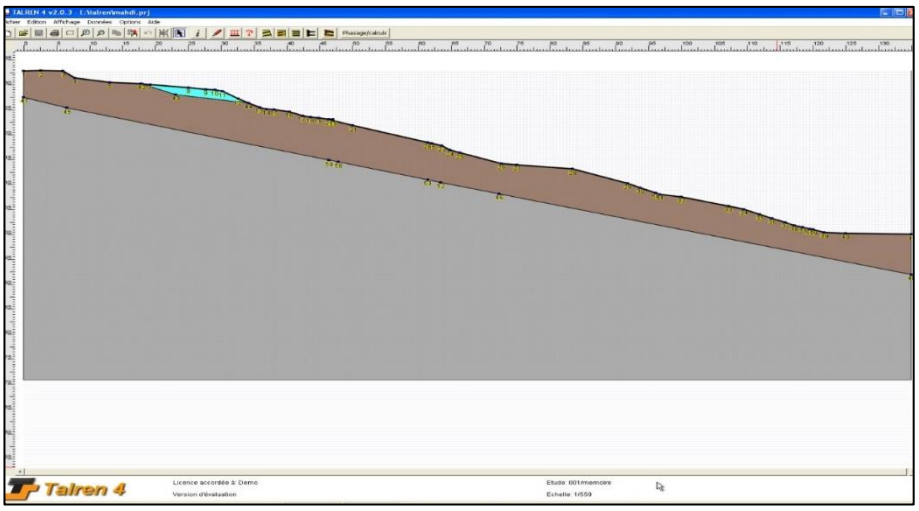


Figure 4.9. La géométrie représente les couches du terrain.

4.5. Présentation des résultats de calcul avant le confortement

4.5.1. Calcul avec la méthode de Bishop

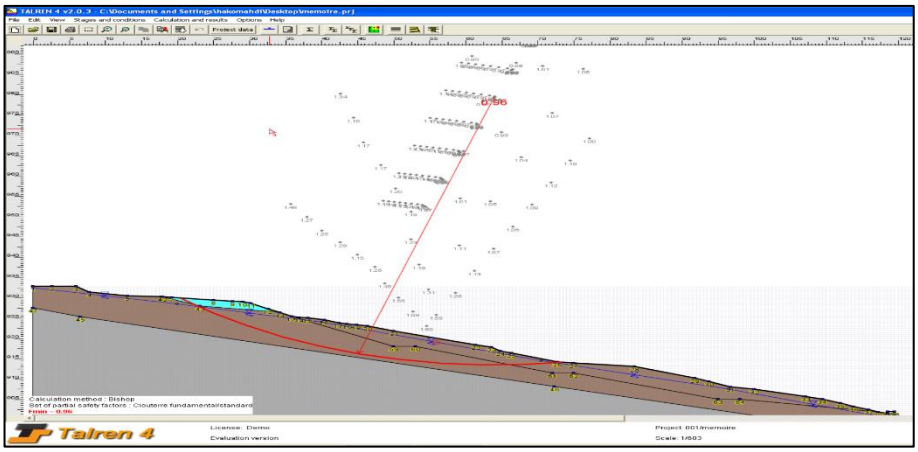


Figure 4.10. La méthode de Bishop avec nappe sans séisme.

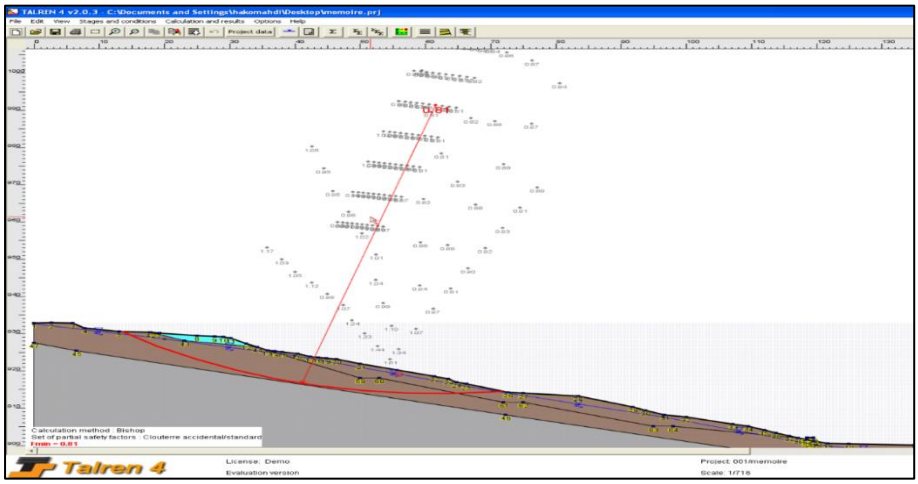


Figure 4.11. La méthode de Bishop avec nappe avec séisme.

4.5.2.Calcul avec la méthode de Fellenius

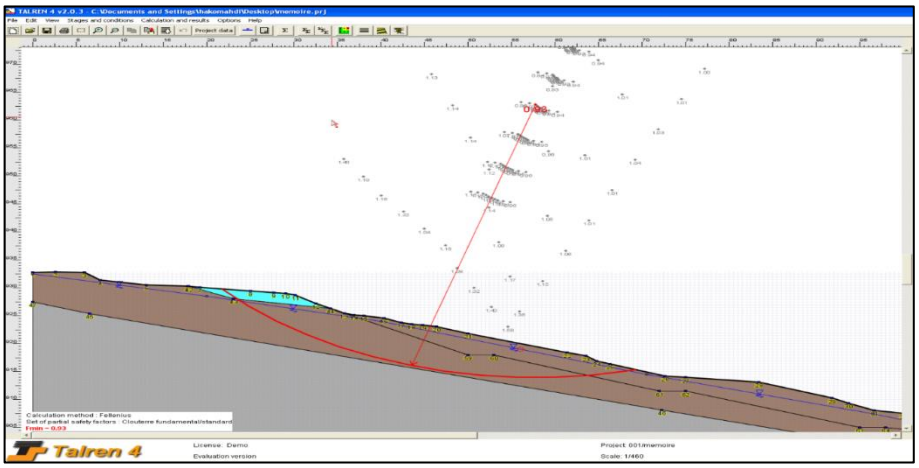


Figure 4.12. La méthode de Fellenius avec nappe sans séisme.

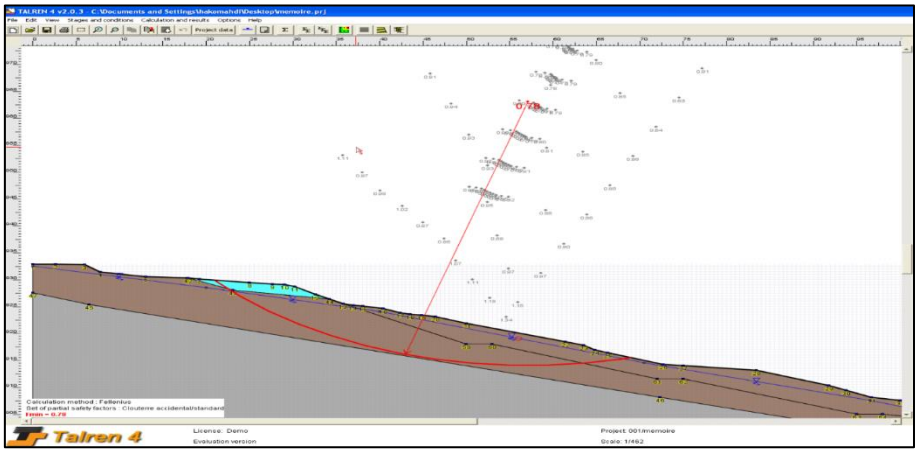


Figure 4.13. La méthode de Fellenius avec nappe avec séisme.

- **Résultats et interprétations de l'analyse**

Le coefficient de sécurité (*Fs*) du talus avant confortement, calculé avec les deux méthodes (prise en compte de la nappe et l'effet de séisme) :

Tableau 4.2. Valeurs des facteurs de sécurité calculé avant confortement.

Méthode de calcul	Description de la situation Prise en compte	Coefficient de sécurité ***F***s
Bishop	Avec nappe	0.96
	Sans séisme	
	Avec nappe	0.81
	Avec séisme	
Fellenius	Avec nappe	0.93
	Sans séisme	
	Avec nappe	0.78
	Avec séisme	

On remarque que dans les deux méthodes le coefficient de sécurité est inférieur à 1 , ce qui montre que le talus est instable.

4.6.Vérification de la stabilité après le confortement

4.6.1. Définition du confortement choisi

Pour remédier à ce problème, il a été étudié un système de renforcement, qui consiste en la mise en œuvre d'une rangée de pieux anti-glissements, avec un diamètre de 1,2 m et un espacement de 2m, et encrage de 11.5m.

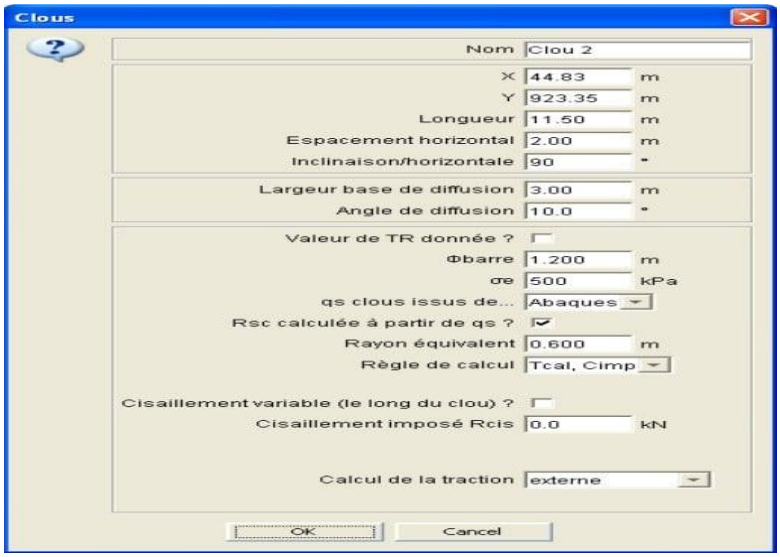


Figure 4.14. Définition des renforcements.

4.6.2. Calcul avec la méthode de Bishop

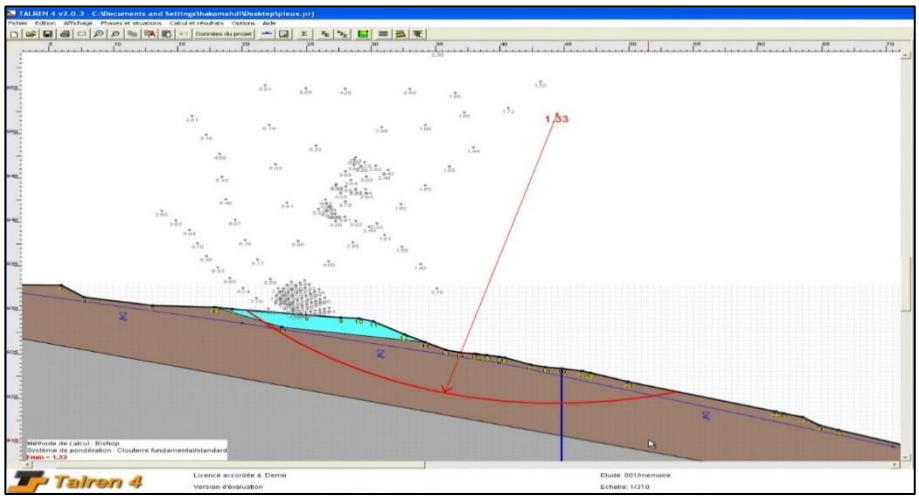


Figure 4.15. La méthode de bishop avec nappe sans séisme.

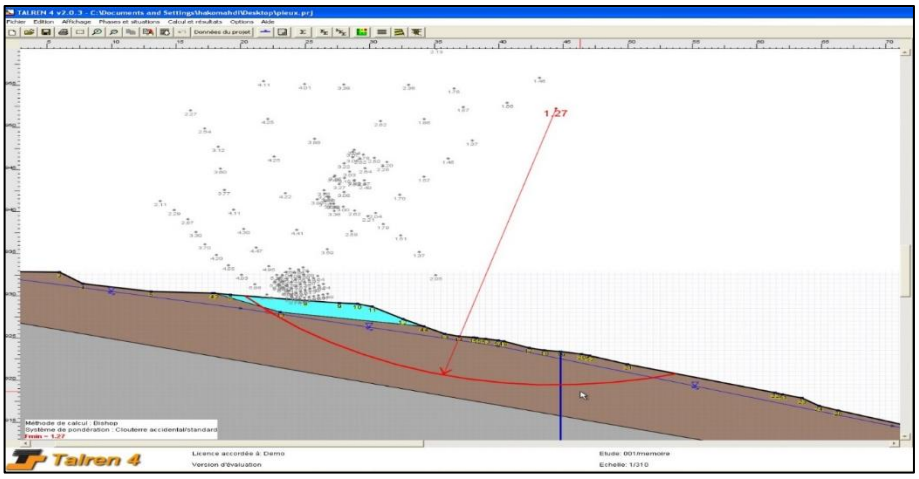


Figure 4.16. La méthode de bishop avec nappe avec séisme.

4.6.3. Calcul avec la méthode de Fellenius

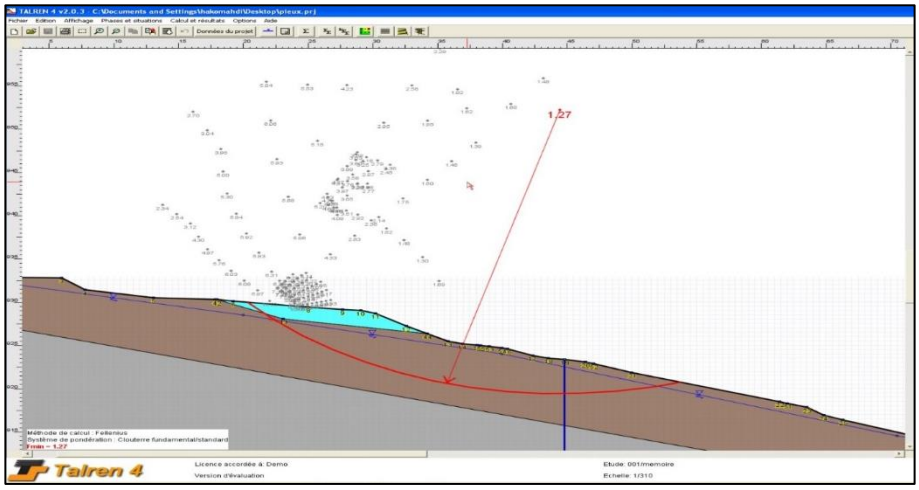


Figure 4.17. La méthode de Fellenius avec nappe sans séisme.

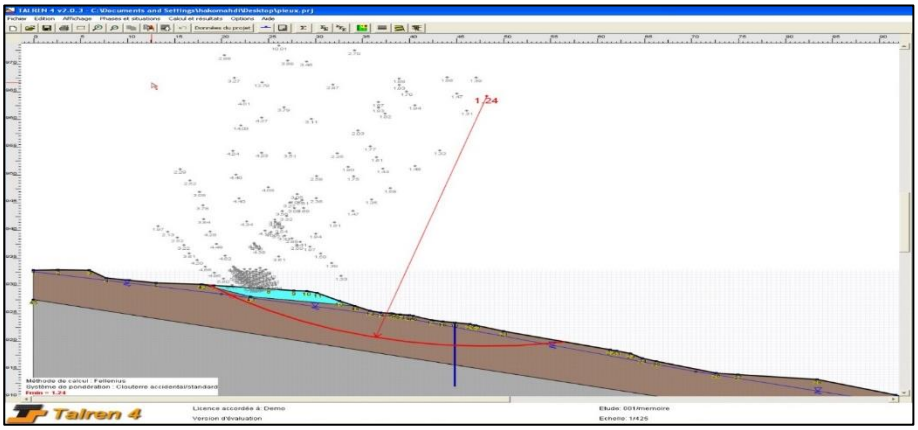


Figure 4.18. La méthode de Fellenius avec nappe avec séisme.

- **Résultats et interprétations après confortement**

Tableau 4.3. Valeurs des facteurs de sécurité calculé après le confortement.

Méthode de calcul	Description de la situation Prise en compte	Coefficient de sécurité ***F***s
Bishop	Avec nappe	1.33
	Sans séisme	
	Avec nappe	1.27
	Avec séisme	
Fellenius	Avec nappe	1.27
	Sans séisme	
	Avec nappe	1.24
	Avec séisme	

Les valeurs de *Fs* sont déférente entre une phase et une autre à cause de l'effet de séisme, et presque les même pour les deux méthode.

4.7. Conclusion

Ce chapitre se concentre sur la recherche de solutions pour stabiliser le glissement analysé en utilisant le logiciel de calcul Talren 4. Nous avons utilisé deux méthodes : celle de Bishop et celle de Fellenius. Pour renforcer la stabilité du talus et nous avons proposé l'utilisation des pieux comme solution.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

L'évaluation des mouvements de terrain met en lumière les risques de glissements, constituant un défi significatif pour la gestion des infrastructures. Les impacts peuvent aller de travaux de soutènement simples à des perturbations graves pour les habitants et une pression économique nationale due aux coûts de remédiation élevés.

Dans cette étude, nous avons développé une compréhension approfondie des différentes phases d'une étude sur les glissements de terrain, incluant les calculs de stabilité, les méthodes de renforcement, et la maîtrise des logiciels nécessaires à la conception de solutions efficaces contre ce phénomène. Notre investigation s'est concentrée sur une section spécifique situé sur RN1A au PK0+250, localisée dans la wilaya de Médéa.

Nous avons d'abord analysé les glissements avec le logiciel Talren4 pour identifier la surface de rupture potentielle. Sur cette base, nous avons conçu un système de renforcement en recommandant un pieux , technique efficace pour stabiliser les talus. Cette étude approfondie a enrichi nos connaissances sur le traitement des glissements de terrain, démontrant la complexité du phénomène et l'importance d'une expertise en géotechnique, géologie, hydrogéologie et hydraulique.

A la fin , nous aspirons à ce que ce travail serve de fondement et de point de départ pour notre carrière professionnelle, tout en constituant une ressource précieuse pour les étudiants à venir qui se spécialiseront dans ce domaine.

Références

[1] Direction de la Prévention des pollutions et des risques. Mouvement de terrain. Le ministère de L'Écologie et du Développement durable, Septembre 2004.

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

[3] https://perfectionnement.polymtl.ca/calendrier/stabilite-de-pente-et-glissement-de-terrain-avec-etudes-de-cas-4/

[4] NEMMICHE M , OUGHERB Assam M. «Etude d'un cas pathologique D'un tronçon de l'autoroute Est-Ouest». UNIVERSITE ABOU-BEKR.

[5] http://mimet-infospratiques.over-blog.com/2016/01/petite-histoire-des-mouvements-de-terrain-a-mimet.html

[6] CHIKHI.A, «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).

[7] DJERBAL. L, «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] MOUHAMMED HAMZA.A, « Analyse et modélisation d'un glissement de terrain» (Sidi-Youcef- Bni messous , Alger) , 2011.

[9] BOUAFIA.A, «Calcul pratique des fondations et des soutènements» ,Office des publications universitaire, Blida.

[10] BOULFOUL KHALIFA.M, « Etude de la stabilisation par pieux des glissements de Terrain» ,Thèse de doctorat. Université Batna 2 – Mustapha Ben Boulaid, Juin 2021.

[11] GHELGHOUM. N, «Les ouvrages de souténement en mécanique des sols», Publications de l'université Badji Mokhtar-Annaba, 2006.

[12] DURVILLE, J.-L., & SÈVE, G. «Stabilité des pentes: glissements en Terrain meuble». Article C254, 1996.

[13] JEAN-PIERRE.G , «Les Géosynthétiques dans les Infrastructures de transports routiers et ferroviaires» , Université Grenoble-Alpes , 2022.

[14] HANI.Y , «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).

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

[16] https://www.portes-et-fenetres.net/mur-gabion-quest-cest/

[17] https://texdelta.com/fr/blog/geosynthetiques-dans-le-processus-dimpermeabilisation-de-murs-enterres/

[18] GUERFI.H, « Stabilisation des talus renforcés par pieux,» Mémoire de magister, Université de ElHadj Lakhdar., Batna, (2012).

[19] https://www.machinesl.com/pile-cutting/

[20] SAAOU.L , «Etude de stabilité et de confortement d'un section de la RN24 à Seket,» mémpore de master . université MOULOUD MAMMERI , de Tizi-ouzou, (2016-2019).

[21] https://www.paruvendu.fr/annonces/maison-jardin/pneus-de-voiture-usages-la-roquette-sur-siagne-06550/1241178406A1KBMAJA000

[22] BOUMAZA N., KHEBBAB M ; « Conception et calcul des fondations sur pieux», Mémoire de Master, université 8mai 1945 Guelma, Algérie, 2015.

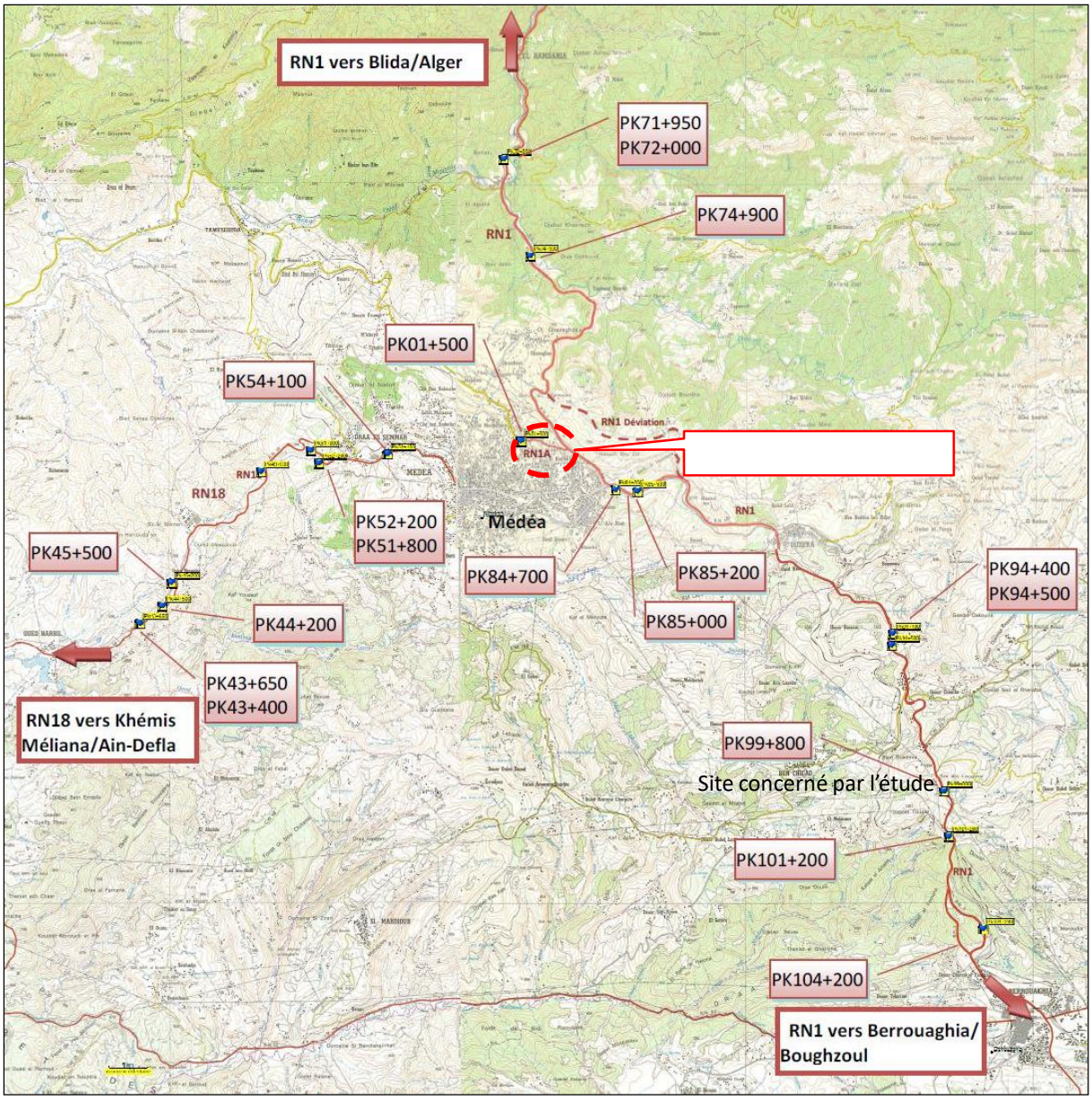
[23] RIHEB H ,Livre Cours Mécanique des Sols Pour Master 1 Géologie de l'Ingénieur et Géotechnique ,27 March 2020,Page 87.

[24] Caractérisation et estimation du gonflement des argiles algériennes, cas des argiles de Médéa , 2014.

Rapport géotechnique

ANNEXE A-1.

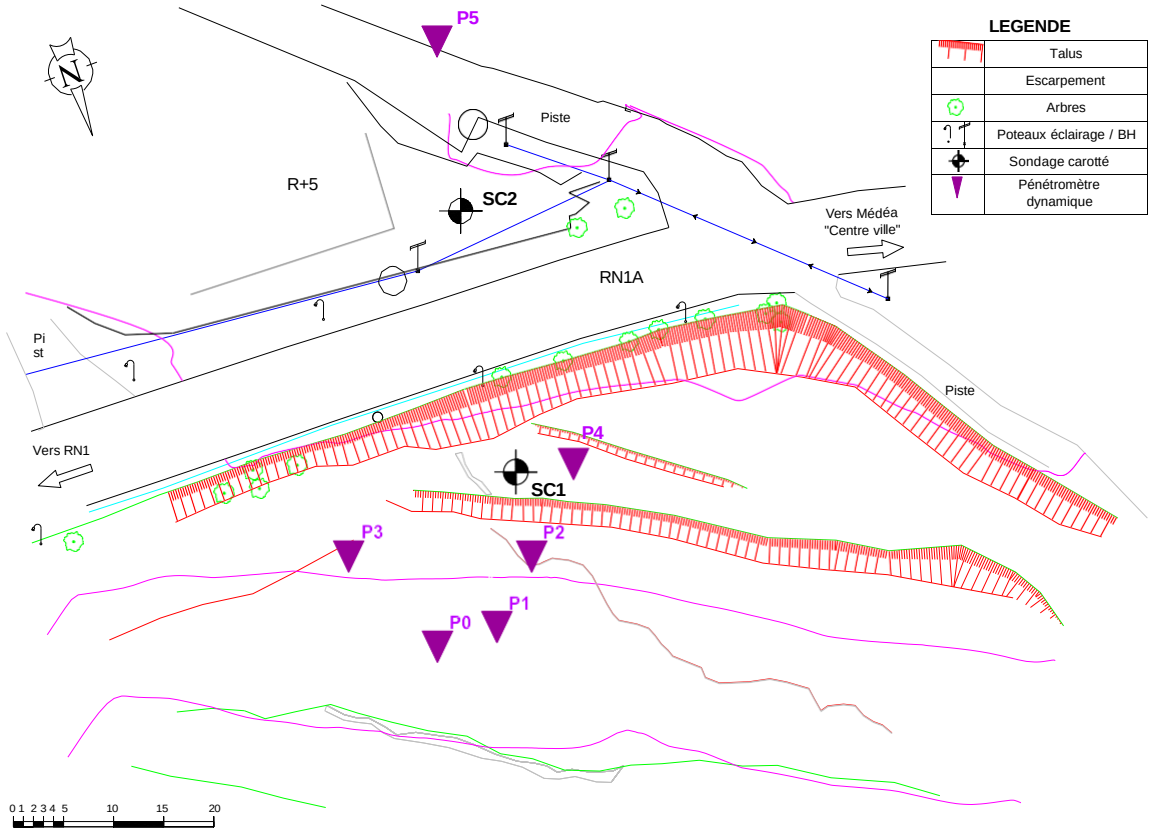
(Glissement Lot N°1)


RN1 vers Blida/Alger
PK71+950
PK72+000
PK74+900
RN1
PK01+500
PK54+100
RN1 Déviation
RN1A
RN18
PK52+200
PK51+800
Médéa
PK84+700
PK85+200
PK85+000
PK94+400
PK94+500
PK45+500
PK44+200
PK43+650
PK43+400
RN18 vers Khémis
Méliana/Ain-Defla
PK99+800
Site concerné par l'étude
PK101+200
PK104+200
RN1 vers Berrouaghia/
Boughzoul

ANNEXE A-2.

(Plan d’implantation)

Plan d'implantation des essais In-Situ
Glissement RN1A au PK0+250



LEGENDE

	Talus
	Escarpement
	Arbres
	Poteaux éclairage / BH
	Sondage carotté
	Pénétromètre dynamique

ANNEXE A-3.

(Résultats des essais In-situ)

Coupes des sondages : 02
Pénétrogrammes : 06

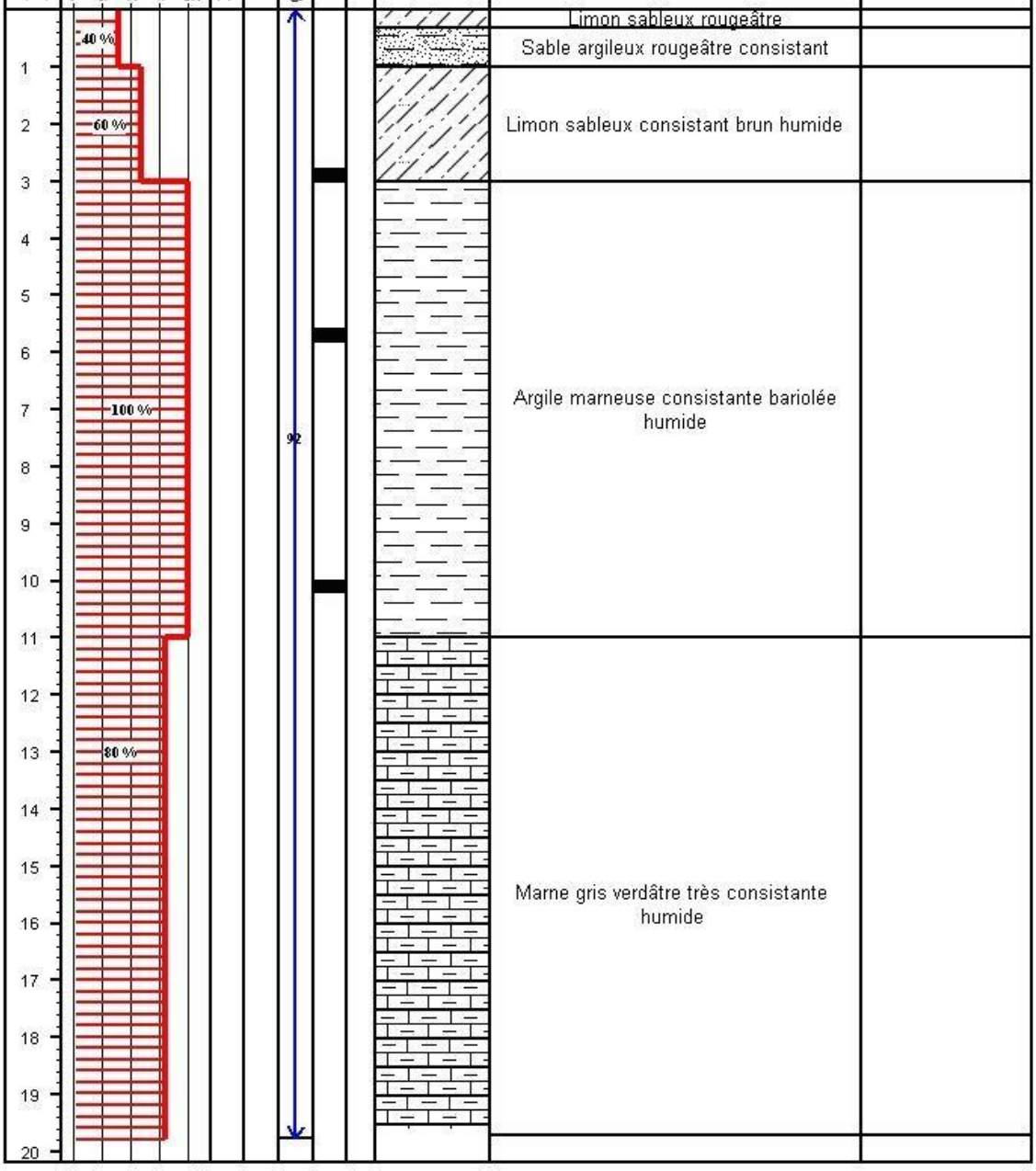
ANNEXE A-3-1

(Coupes du sondage)

Etude : étude Médéa
Dossier N°:
Date essai : Décembre 2011
Niveau Nappe : m

Sondage N° : SC1

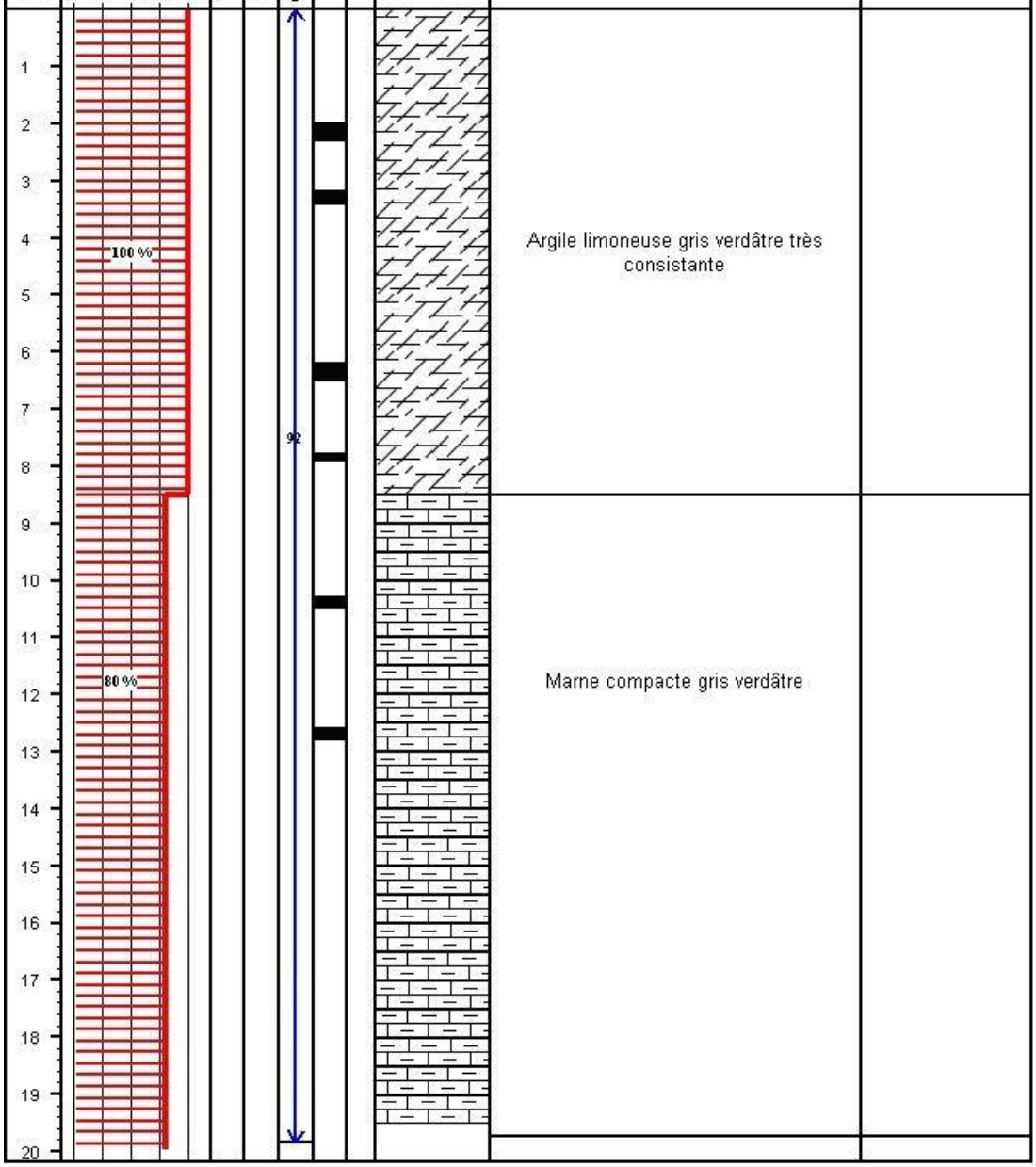
Profondeur totale : 20 ML
Coordonnées : X = Y =
Z =



Etude : étude Médéa
Dossier N°:
Date essai : Décembre 2011
Niveau Nappe : m

Sondage N° : SC2

Profondeur totale : 20 ML
Coordonnées : X = Y =
Z =



ANNEXE A-3-2

(Pénétrogrammes)

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

LECACT

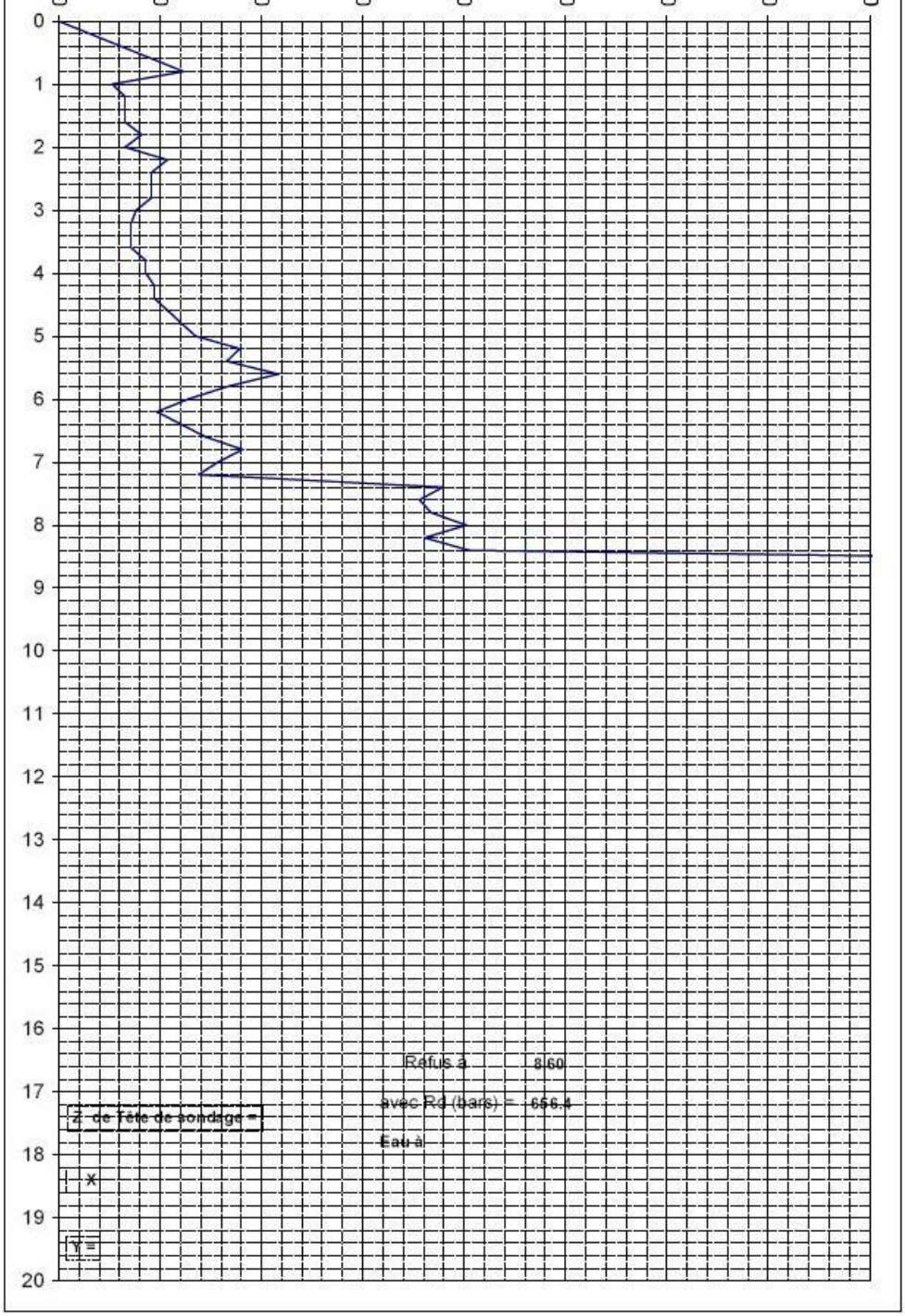
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet : Etude de glissement de terrain

Lieu : RN1A au PK0+250

N° P0



ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

LECACT

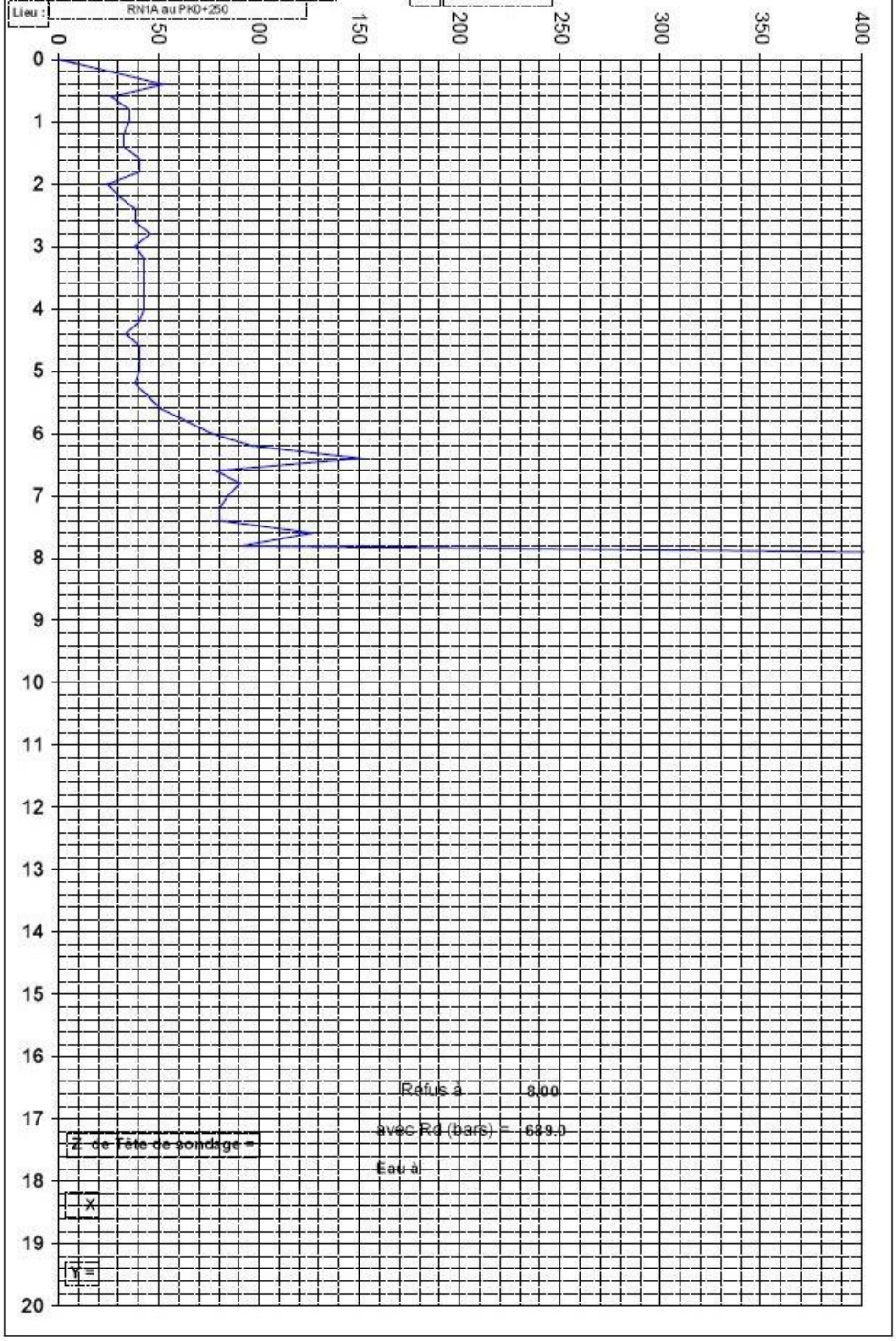
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet : Etude de glissement de terrain

Lieu : RN1A au PK0+250

N° P1



Refus à 8,00

avec Rd (bars) = 689,0

Eau à

Z de tête de sondage =

X

Y =

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

LECACT

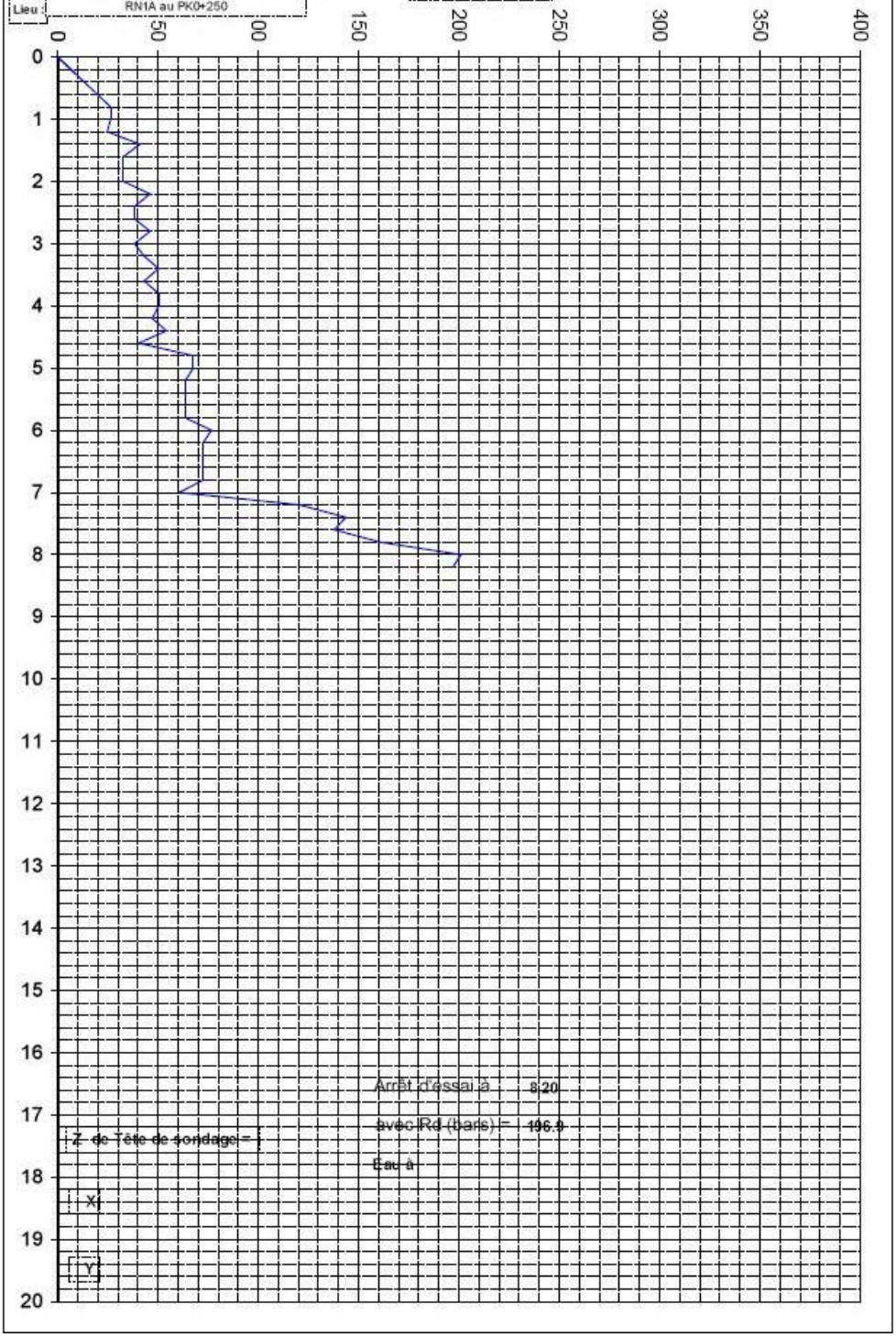
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet : Etude de glissement de terrain

Lieu : RN1A au PK0+250

N P2



ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

LECACT

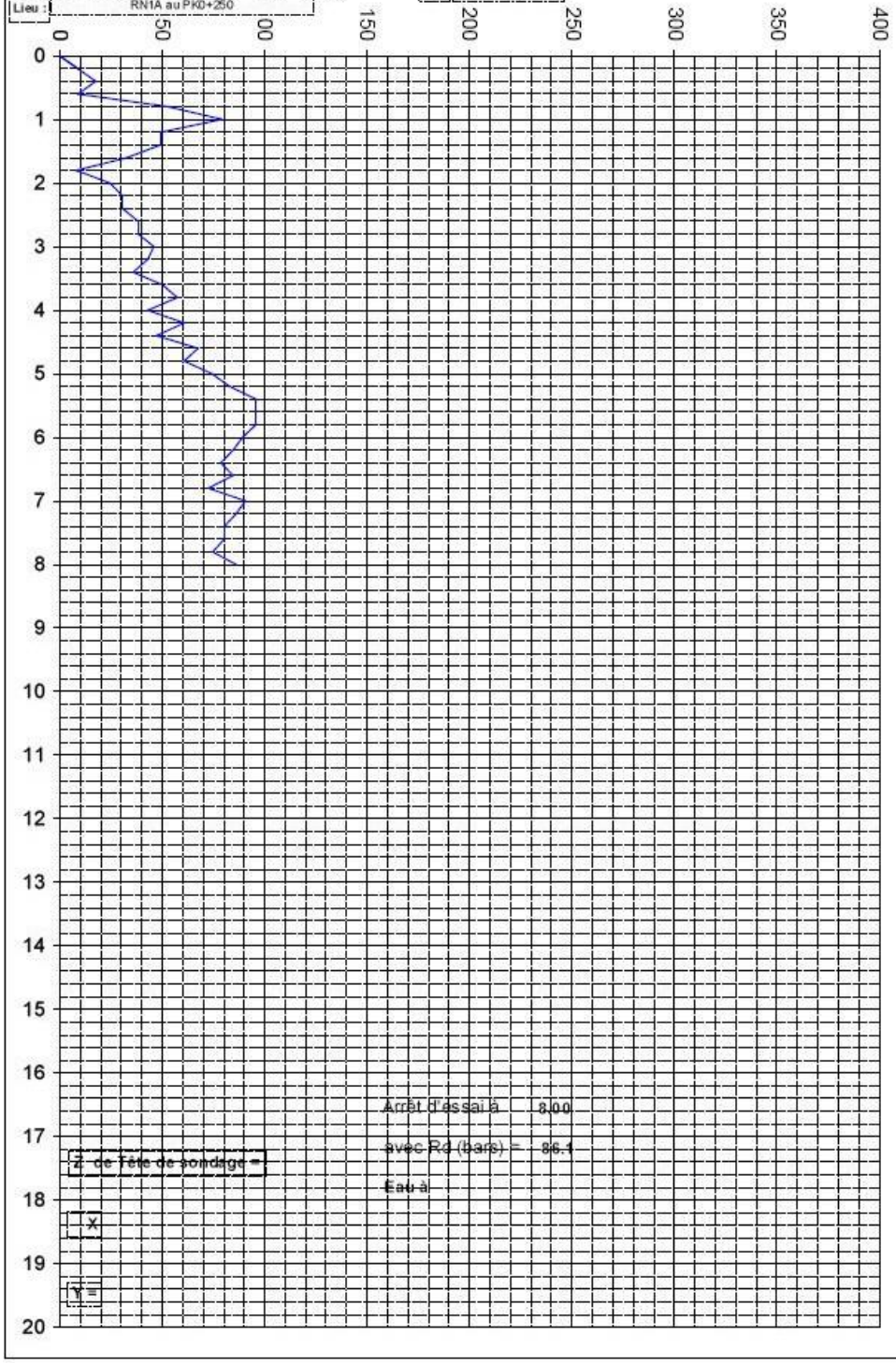
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet : Etude de glissement de terrain

Lieu : RN1A au PK0+250

N° P3



Arrêt d'essai à 8.00

avec Rd (bars) = 86.1

Eau à

Z de tête de sondage =

X

Y =

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

LECACT

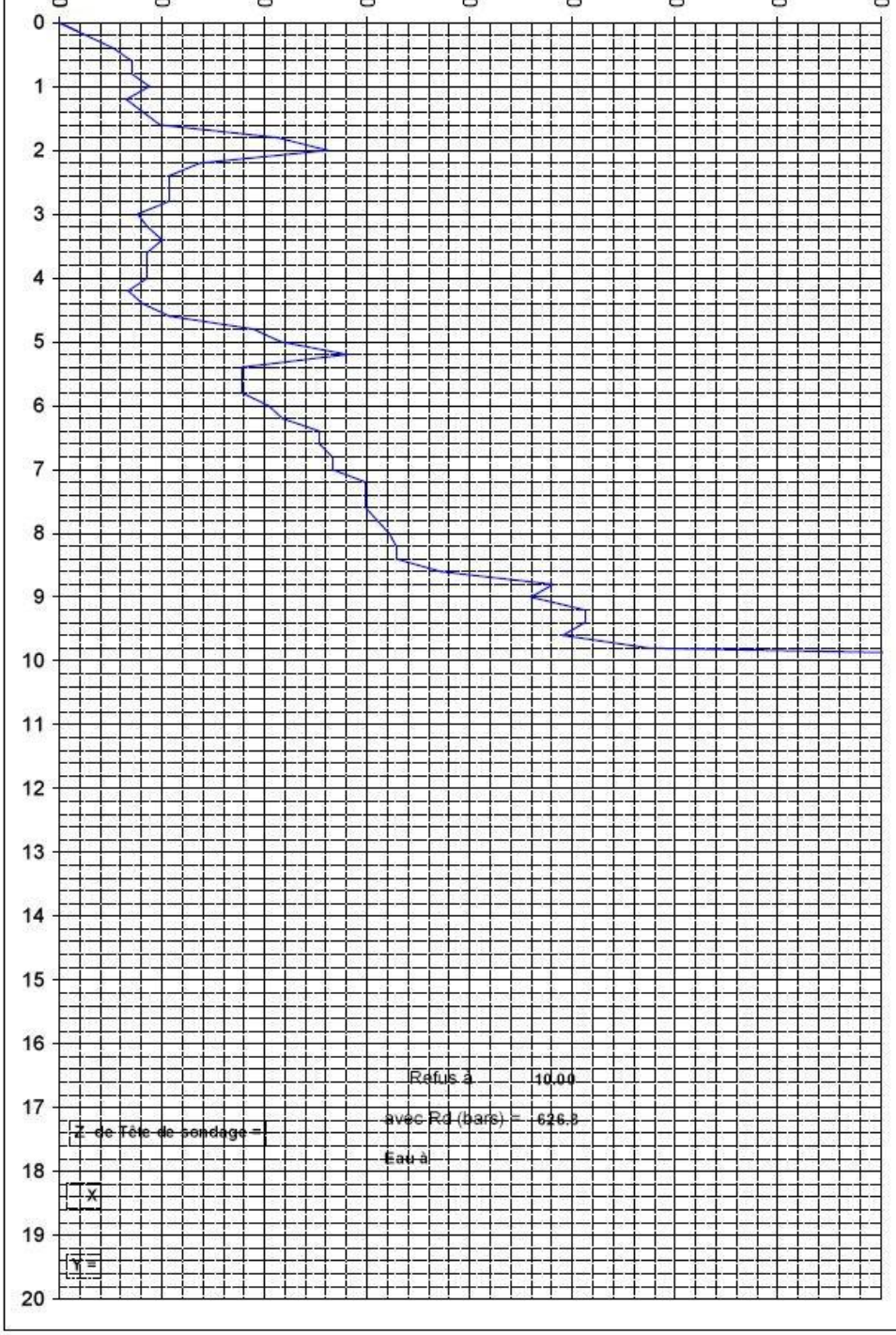
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars

DR N°

Nature du projet : Etude de glissement de terrain

Lieu : RN1A au PK0+250

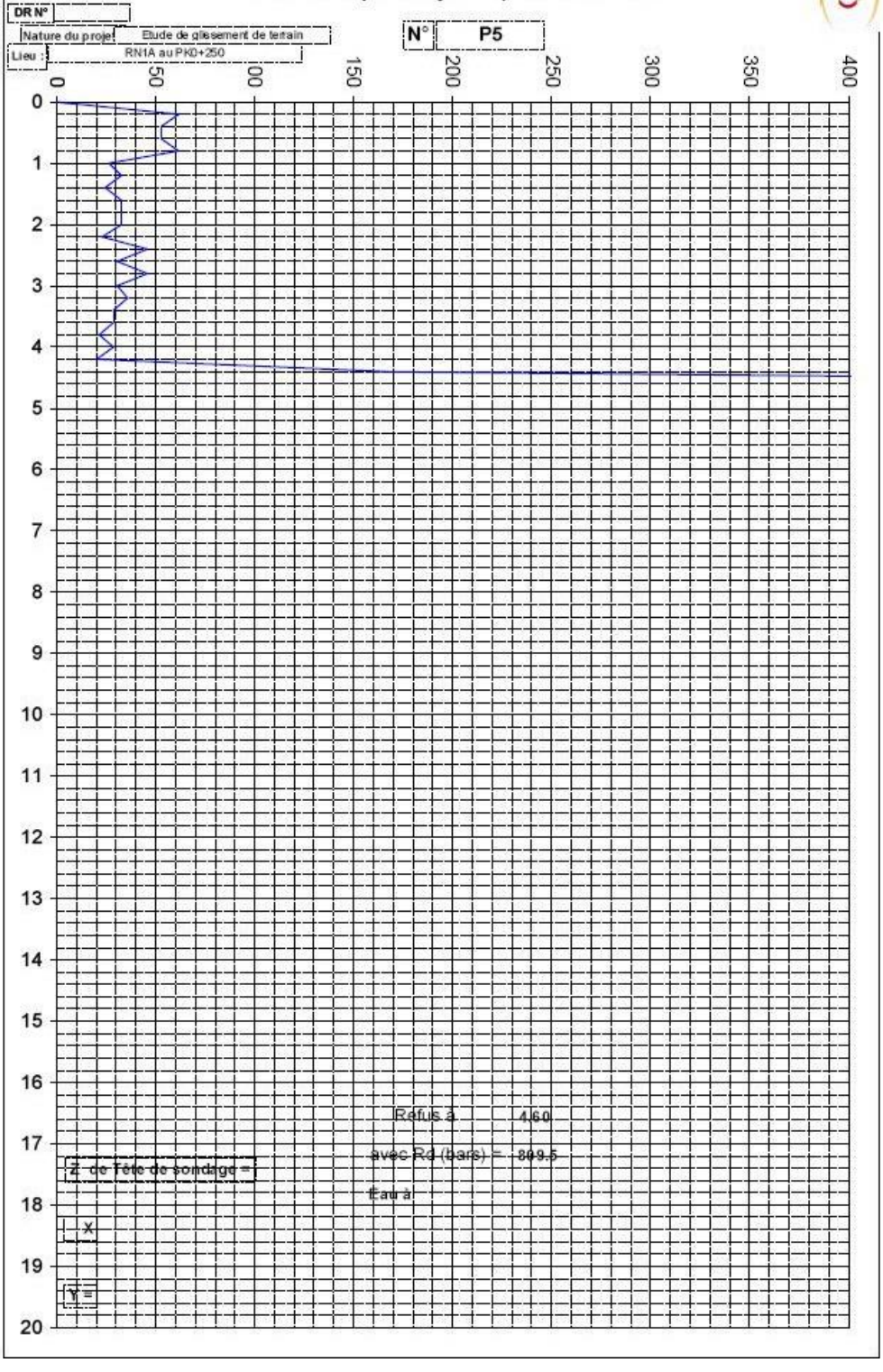
N° P4



ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)

LECACT

Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars



ANNEXE A-4.

(Résultats des essais en Laboratoire)

ANNEXE A-4-1

(Courbes granulométriques)

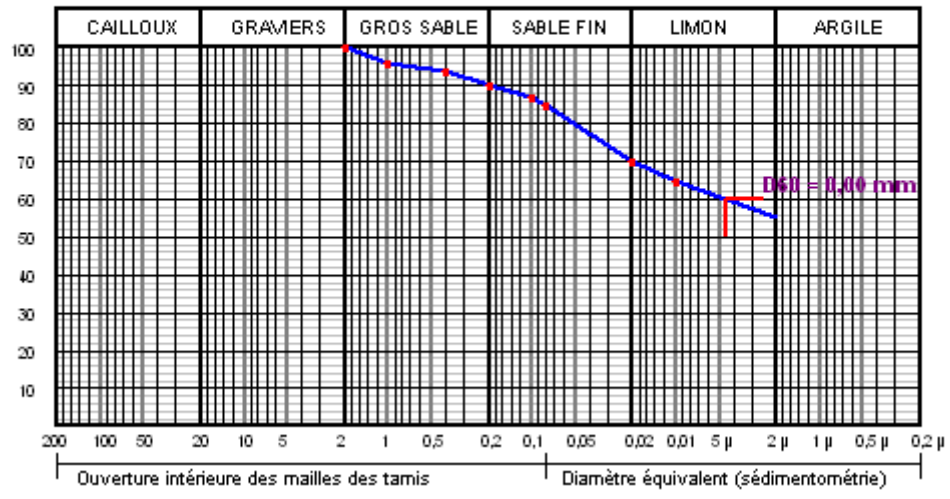
ETUDE : Complément étude Médéa Berouaghia RN1

CLIENT : BET LECACT

DATE ESSAIS : Décembre 2011

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Prof: PK0+500 Amont 3.2/3.4m Argile limoneus



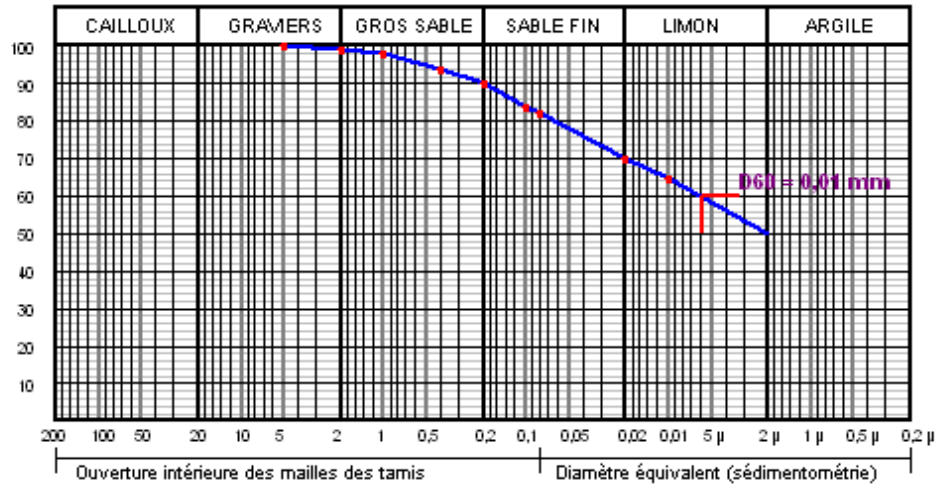
ETUDE : Complément étude Médéa Berouaghia RN1

CLIENT : BET LECACT

DATE ESSAIS : Décembre 2011

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Prof: PK0+500 Amont 6.2/6.5 m Argile limoneus



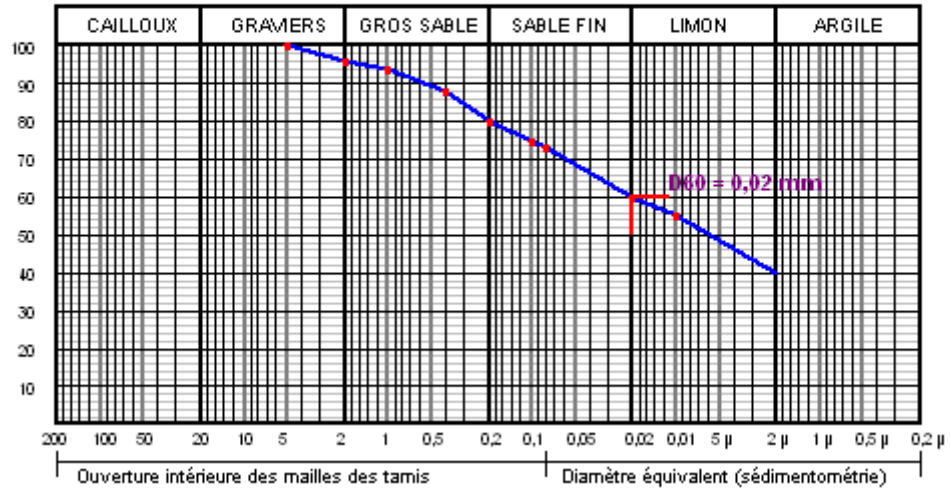
ETUDE : Complément étude Médéa Berouaghia RN1

CLIENT : BET LECACT

DATE ESSAIS : Décembre 2011

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Prof: PK0+500 Amont 7.8/7.9m Marne compacte



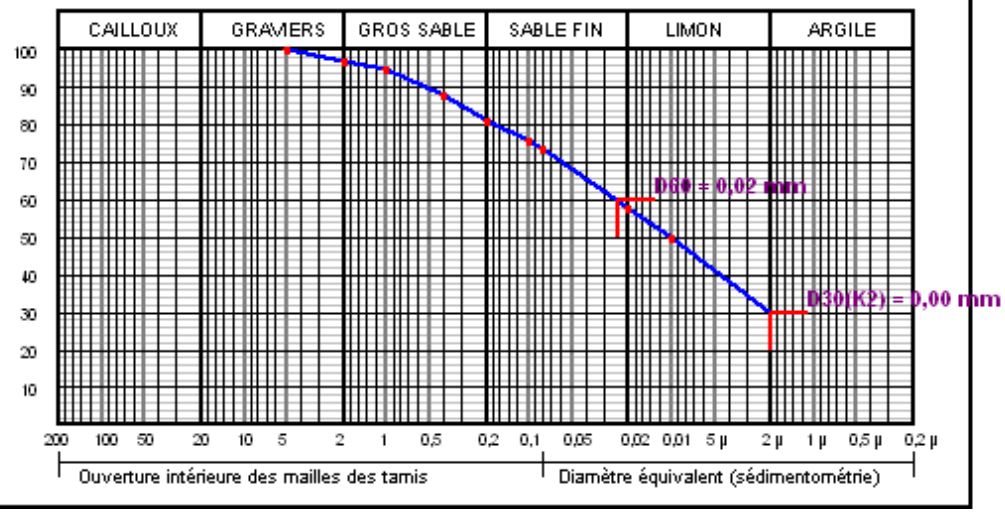
ETUDE : Complément étude Médéa Berouaghia RN1

CLIENT : BET LECACT

DATE ESSAIS : Décembre 2011

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Prof: PK0+500 Aval 2.8/3.0m Limon sableux cor



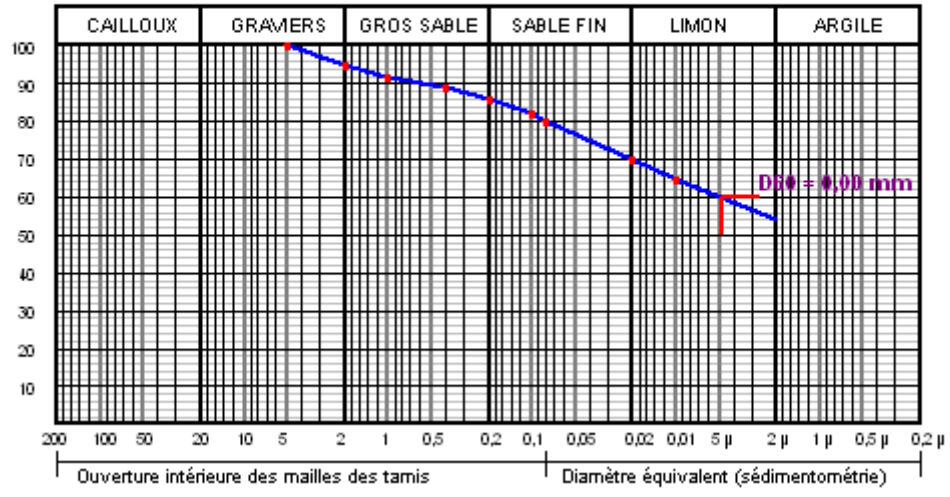
ETUDE : Complément étude Médéa Berouaghia RN1

CLIENT : BET LECACT

DATE ESSAIS : Décembre 2011

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Prof: PK0+500 Aval 5.6/5.8m Argile marneuse



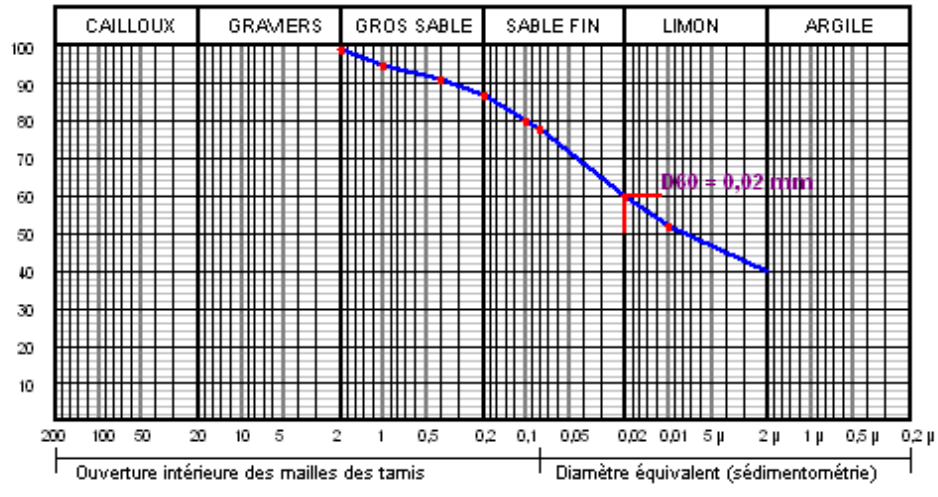
ETUDE : Complément étude Médéa Berouaghia RN1

CLIENT : BET LECACT

DATE ESSAIS : Décembre 2011

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Prof: PK0+500 Aval 11/15m Marne gris verdâtre



ANNEXE A-4-2

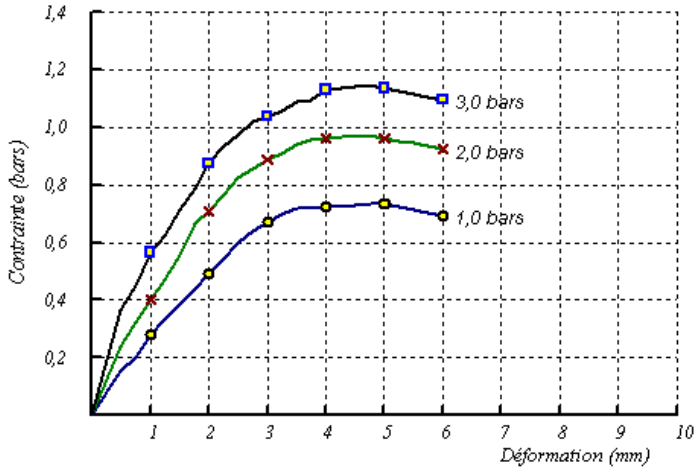
(Courbes de cisaillement)

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

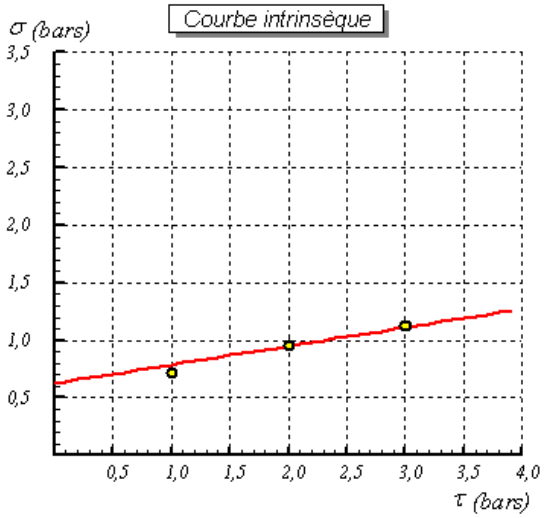
Selon NF P94-071-1

Etude : complément étude Medéa Berrouaghia RN1	Date essai : Décembre 2011
Dossier N° :	Type d'essai : UU
N° Sond : SC1 A PK0+500 Amont	Vitesse de cisaillement : 1,5 mm/mn
Prof : 7.8/7.9	Opérateur :
Nature sol : Marne compacte gris verdâtre	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,63 bars

Frottement = 9,2 degrès

σ_1 = 1,0 bars —> τ_1 = 0,72

σ_2 = 2,0 bars —> τ_2 = 0,96

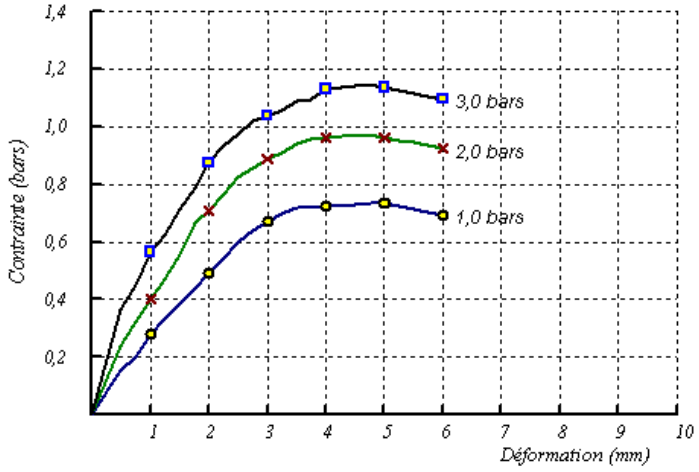
σ_3 = 3,0 bars —> τ_3 = 1,13

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

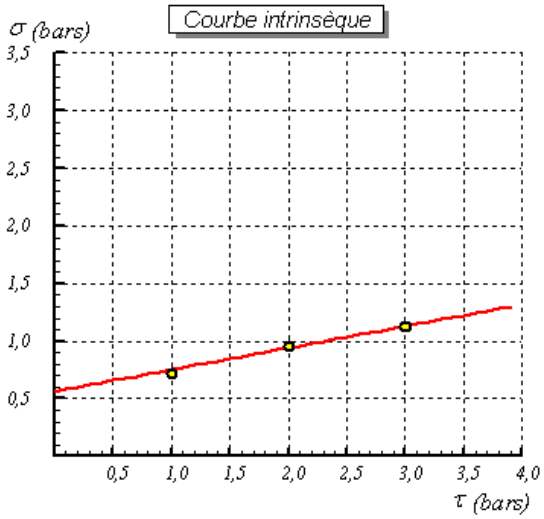
Selon NF P94-071-1

Etude : complément étude Medéa Berrouaghia RN1	Date essai : Décembre 2011
Dossier N° :	Type d'essai : UU
N° Sond : SC1 A PK0+500 Amont	Vitesse de cisaillement : 1,5 mm/mn
Prof : 6.2/6.5	Opérateur :
Nature sol : Argile limoneuse gris verdâtre très consistante	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,56 bars

Frottement = 10,69 degrès

σ_1 = 1,0 bars —> τ_1 = 0,72

σ_2 = 2,0 bars —> τ_2 = 0,96

σ_3 = 3,0 bars —> τ_3 = 1,13

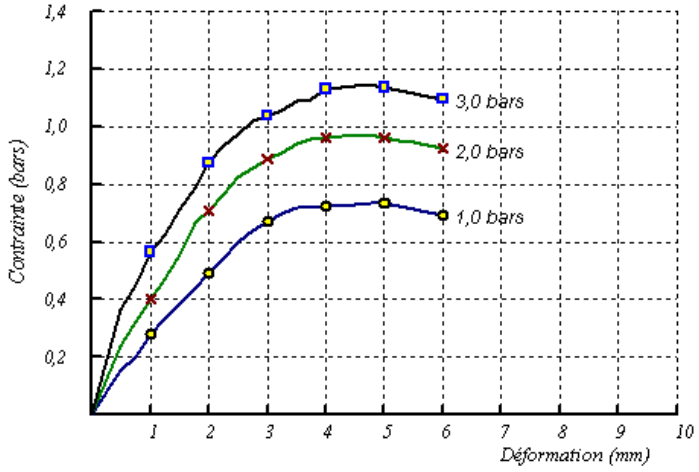
Programme «Soltest». Email: georeal_dz@yahoo.fr

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

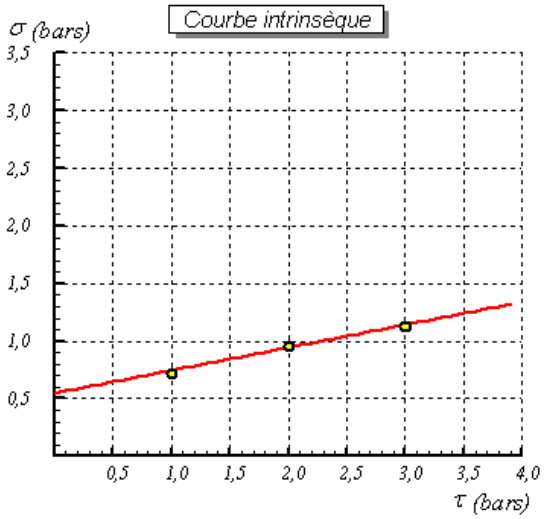
Selon NF P94-071-1

Etude : complément étude Medéa Berrouaghia RN1	Date essai : Décembre 2011
Dossier N° :	Type d'essai : UU
N° Sond : SC1 A PK0+500 Amont	Vitesse de cisaillement : 1,5 mm/mn
Prof : 3.2/3.4	Opérateur :
Nature sol : Argile limoneuse gris verdâtre très consistante	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,55 bars

Frottement = 11,23 degrès

σ_1 = 1,0 bars —> τ_1 = 0,72

σ_2 = 2,0 bars —> τ_2 = 0,96

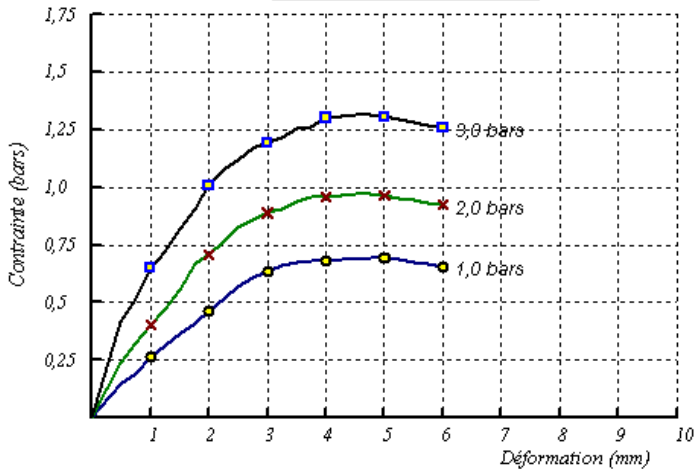
σ_3 = 3,0 bars —> τ_3 = 1,13

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

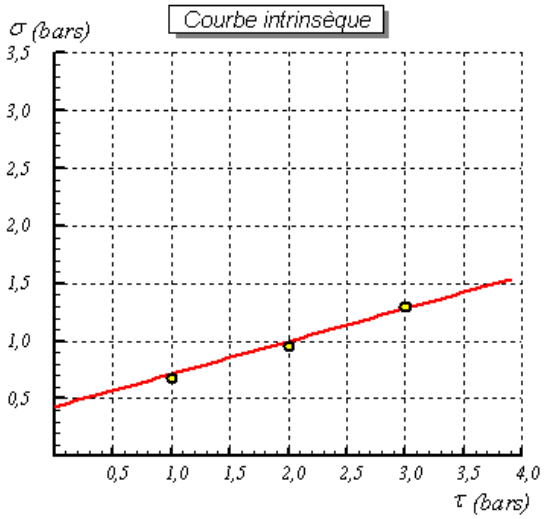
Selon NF P94-071-1

Etude : complément étude Medéa Berrouaghia RN1	Date essai : Décembre 2011
Dossier N° :	Type d'essai : UU
N° Sond : SC1 A PK0+500 Aval	Vitesse de cisaillement : 1,5 mm/mn
Prof : 2.8/3.0	Opérateur :
Nature sol : Limon sableux consistant brun humide	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,43 bars

Frottement = 15,9 degrès

σ_1 = 1,0 bars —> τ_1 = 0,68

σ_2 = 2,0 bars —> τ_2 = 0,96

σ_3 = 3,0 bars —> τ_3 = 1,30

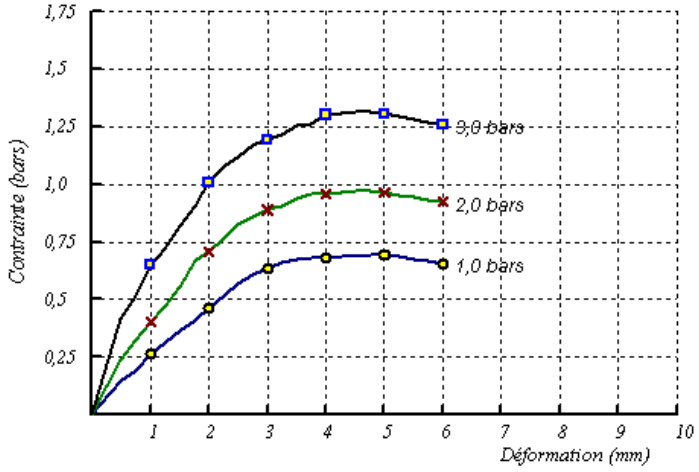
Programme «Sol'esti». Email: georeal_dz@yahoo.fr

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

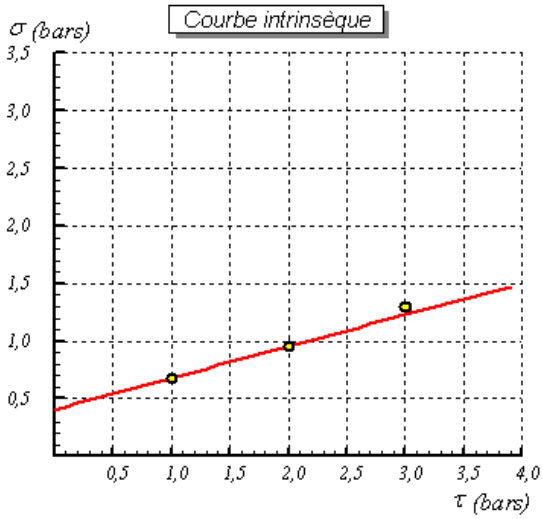
Selon NF P94-071-1

Etude : complément étude Medéa Berrouaghia RN1	Date essai : Décembre 2011
Dossier N° :	Type d'essai : UU
N° Sond : SC1 A PK0+500 Aval	Vitesse de cisaillement : 1,5 mm/mn
Prof : 5.6/5.8	Opérateur :
Nature sol : Argile marneuse consistante bariolée humide	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,41 bars

Frottement = 15,36 degrès

σ_1 = 1,0 bars —> τ_1 = 0,68

σ_2 = 2,0 bars —> τ_2 = 0,96

σ_3 = 3,0 bars —> τ_3 = 1,30

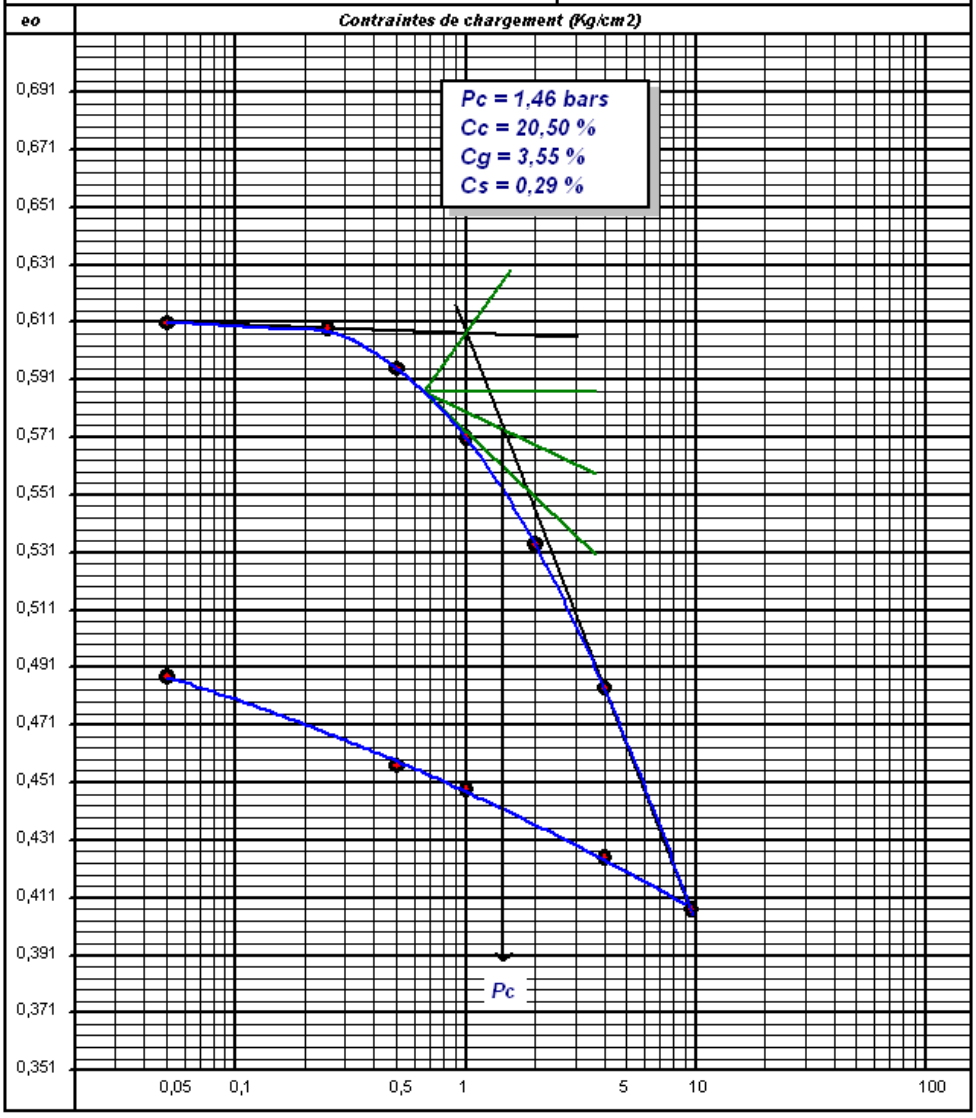
ANNEXE A-4-3

(Courbes de compressibilité)

ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : complément étude Médéa Beroughia RN1	Réf Sondage : SC1 A PK0+500 Amont
Lieu : RN1	Profondeur : 3,2/3,4
Client : BET LECACT	Date essai : Décembre 2011
Nature : Argile limoneuse gris verdâtre très consistante	Opérateur :

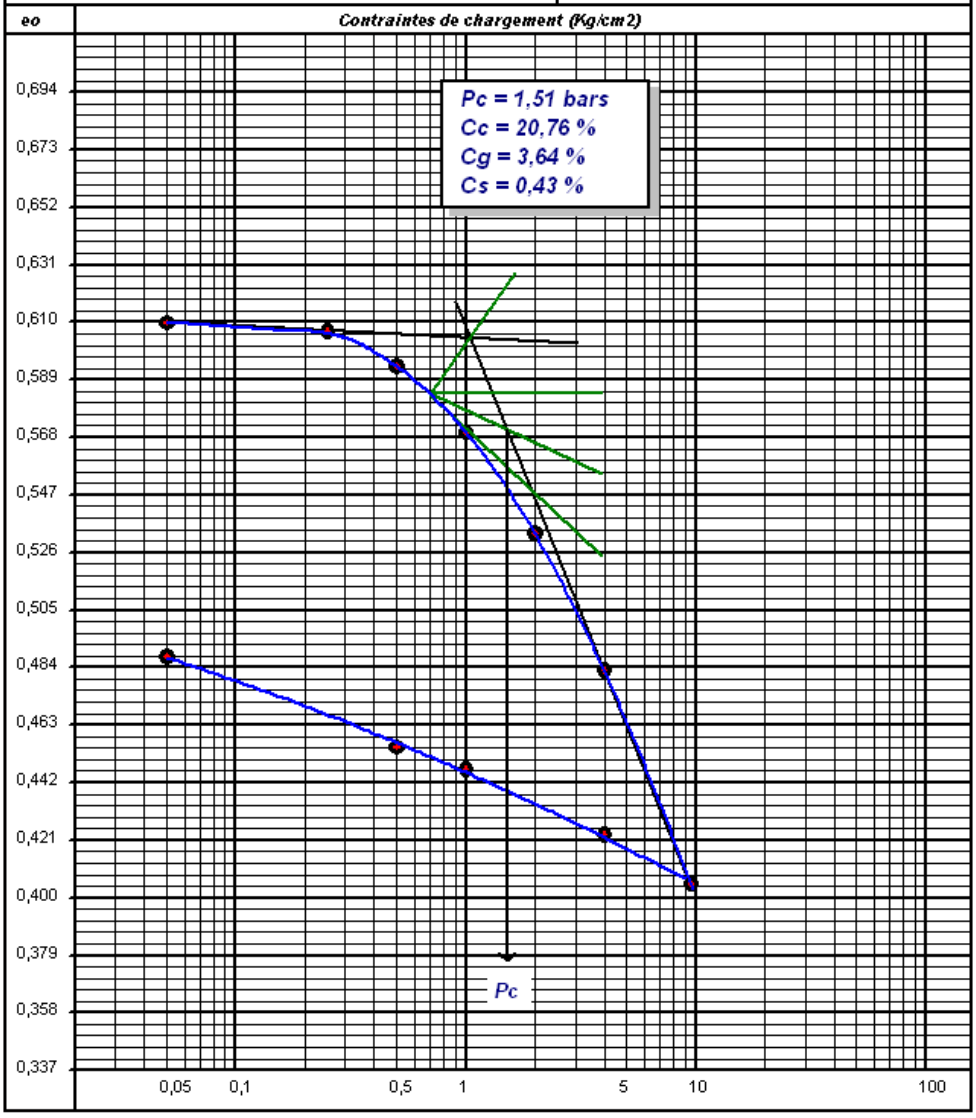


Programme «Soltest». Email : geoessai_dz@yahoo.fr

ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : 50 logts Ain Abid W Constantine	Réf Sondage : SC1 A PK0+500 Amont
Lieu : Ain Abid	Profondeur : 6,2/6,5
Client : OPGI CONSTNTINE	Date essai : Novembre 2011
Nature : Argile limoneuse gris verdâtre très consistante	Opérateur :

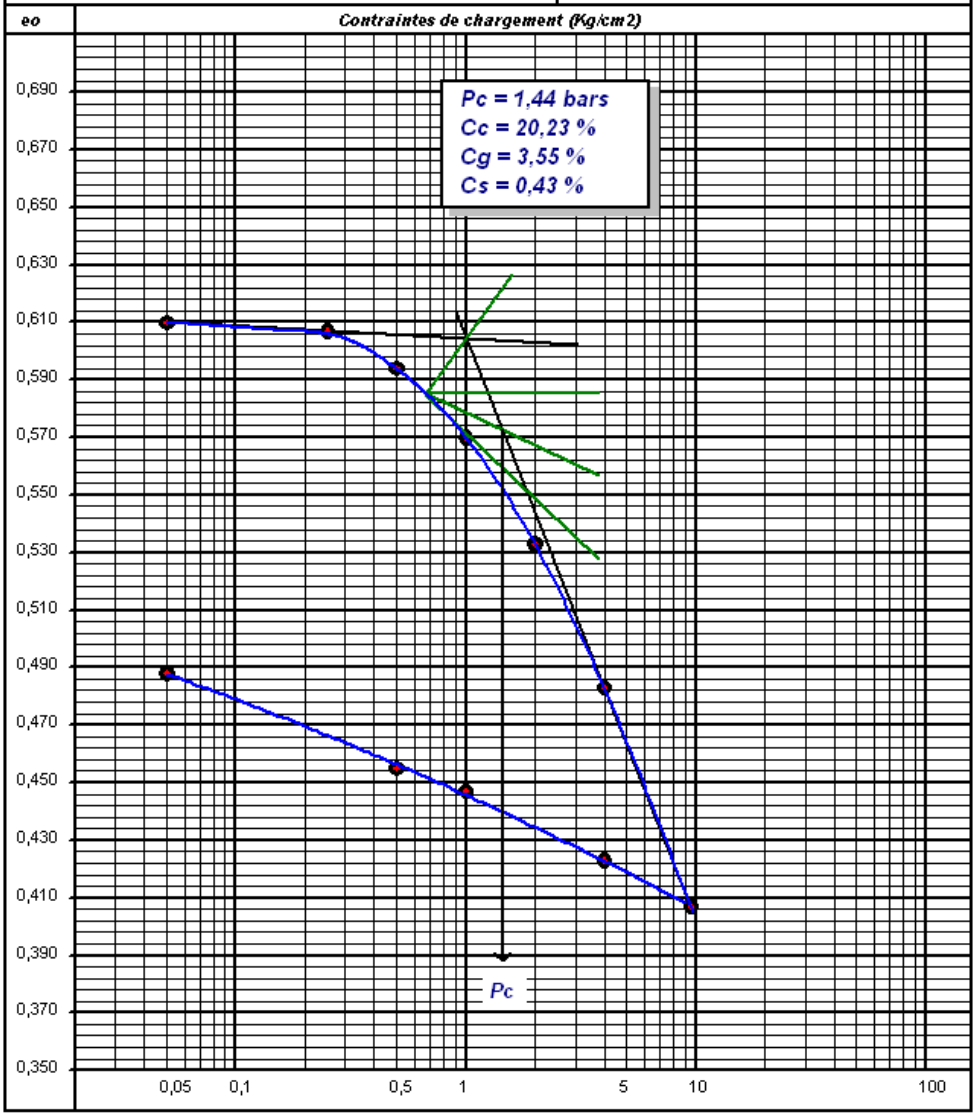


Programme «Soltest». Email : geoessai_dz@yahoo.fr

ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : 50 logts Ain Abid W Constantine	Réf Sondage : SC1 A PK0+500 Aval
Lieu : Ain Abid	Profondeur : 5,6/5,8
Client : OPGI CONSTNTINE	Date essai : Novembre 2011
Nature : Argile marneuse consistante bariolée humide	Opérateur :

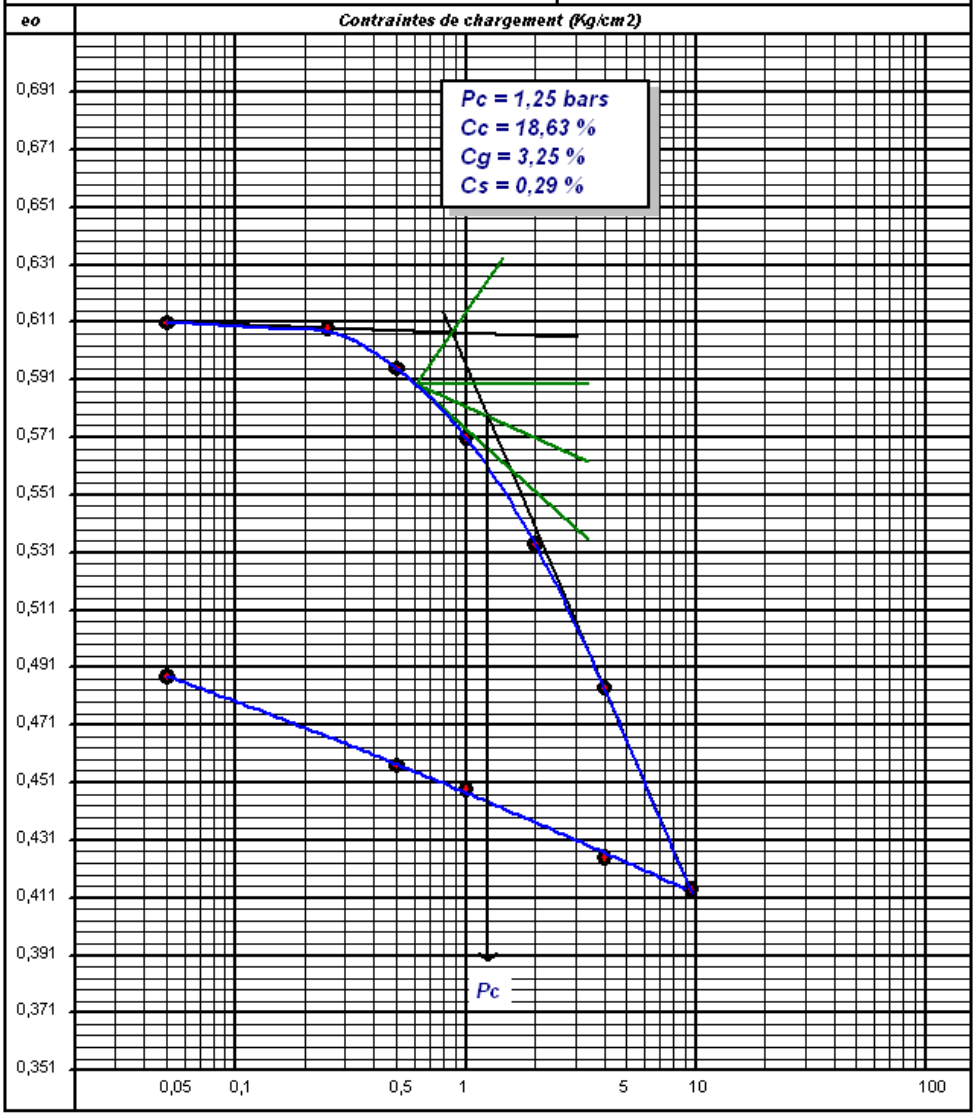


Programme «Soltest». Email : geoessai_cbt@yahoo.fr

ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : Complément étude Médéa Berouaghia RN1	Réf Sondage : SC1 A PK0+500 Aval
Lieu : RN1	Profondeur : 2,8/3,0
Client : BET LECACT	Date essai : Décembre 2011
Nature : Limon sableux consistant brun humide	Opérateur :



Programme «Soltest» - Email : geoessai_cbt@yahoo.fr

ANNEXE A-5.

(Profil géotechnique)