REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITEYAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Etude paramétrique d'un Glissement de terrain. Etude de cas (Entrée Nord de la ville de Médéa-PK 01+500-RN 1A).

Proposé et Dirigé par :

Dr. LAZAZI MENAA

Présenté par :

- **Brahim errahmani Ahmed Walid**
- **Zekri Brahim**

Promotion Juin 2025

كلمة شكر

من منبع الإيمان العميق ويقيننا بأن التوفيق لا يأتي إلا من عند الله، نرفع أكفّ الامتنان لله تعالى، الذي منحنا القوة والعزيمة والصبر لنصل إلى هذه اللحظة التي طالما حلمنا بها.

إلى والدينا الأعزاء، أول من آمن بنا، وأول من ساندنا في لحظات الانكسار والإنجاز، نقول: شكرًا لا يفيكم حقكم. حبّكم كان وقود رحلتنا، ودعاؤكم كان سرّ ثباتنا. لولاكم، لما كنا حيث نحن اليوم.
إلى السيد منعا لعزازي, بكل احترام وامتنان، نُسجّل تقديرنا العميق لشخصكم الكريم. كانت صرامتكم نبراسًا موجّهًا، وكانت كلماتكم الحازمة في محلّها، تُلهم وتُصحّح وتدفع بنا نحو الأفضل. دعمكم لم يكن مجرد توجيه، بل شراكة حقيقية في النجاح.
ولا يمكننا أن نغفل عن توجيه الشكر لرئيس وأعضاء لجنة التقييم، الذين شرّفونا بقبولهم تقييم هذا العمل. كلماتهم وملاحظاتهم لم تكن مجرد تقييم، بل دفعة فكرية قيّمة نعتز بها.
كما نخصّ بالشكر والتقدير كل الأساتذة الأفاضل في قسم الهندسة المدنية بجامعة المدية، الذين لم يبخلوا علينا بعلمهم وخبراتهم. كانوا أكثر من مجرد محاضرين؛ كانوا قدوة ومصدر إلهام حقيقي.
وفي الختام، إلى كل من آمن بنا، دعمنا، أو حتى منحنا كلمة طيبة في لحظة تعب، نقول لكم: لم ننسَكم، ولن ننسى. فأنتم جزء من هذا الإنجاز، وامتناننا لكم ثابت لا يزول.

REMERCIEMENTS

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

Nous adressons tous nos sincères et respectueux remerciements à toute personne ayant contribué à la réalisation de ce P.F.E, particulièrement au : Dr. Menaa L. pour ses patiences, compréhension et son aide tout au long de ce projet ; nos remercîments sont également adressés à tout le staff du département de G. Civil ayant contribué à notre formation.

Brahim Errahmani ahmed walid

Zekri brahim

Dédicace

Je rends grâce à Dieu Tout-Puissant pour Son immense faveur et pour m'avoir permis de mener à bien ce projet.

Je dédie ce travail avec toute ma reconnaissance à :

- Mes parents bien-aimés, pour leurs sacrifices, leur amour inconditionnel et leur soutien sans faille ;
- Ma famille entière, pour leur présence, leurs prières et leur encouragement constant tout au long de ce parcours ;
- Ma chère sœur, dont le sourire illuminait mes journées à chaque rencontre ;
- Tous mes amis fidèles, pour leur appui et leur bienveillance.

Louange à Dieu, aujourd'hui et à jamais.

Ber. Walid

Dédicace

Avant tout, Je remercie ALLAH Tout puissant qui m'a donné toute la volonté et la patience pour aboutir à la réalisation de ce travail.

Je dédie mon travail à :

- Mes chers parents.
- Ma femme et tous mes enfants.
- Mes amis et toute ma famille.

Zekri Brahim

Résumé :
Les mouvements de terrain, et en particulier les glissements, représentent un risque naturel majeur en Algérie, notamment dans la wilaya de Médéa. Le site étudié, situé au PK 01+500 de la Route Nationale RN1A, montre des signes évidents d'instabilité affectant la chaussée et ses abords.

Dans le but de proposer une solution durable à ce problème, nous avons d'abord entrepris une étude bibliographique portant sur les matériaux géosynthétiques (géotextiles, géogrilles, géocellules) et sur les différents types de glissements de terrain, leurs mécanismes, causes et méthodes de stabilisation classiques.

Ensuite, nous avons analysé en détail le site à travers des investigations géotechniques permettant de mieux comprendre les caractéristiques du sol en place.

Puis, une modélisation numérique du phénomène a été réalisée à l'aide du logiciel **PLAXIS 2D**, basé sur la méthode des éléments finis. Plusieurs configurations de renforcement ont été testées dans le but d'évaluer leur efficacité : géogrilles avec différentes inclinaisons, géotextiles, et géocellules.

Les simulations ont permis de comparer les effets de chaque solution sur la stabilité du talus.

Enfin, les résultats obtenus ont mis en évidence que la combinaison géogrille + géotextile constitue la solution la plus performante, en offrant le facteur de sécurité le plus élevé**.**

Finalement, cette étude permet de proposer une approche fiable et optimisée pour la stabilisation des glissements de terrain dans des zones à fort risque comme celle de la RN1A.

الملخص:
تُعدّ الحركات الأرضية، وخاصةً الانزلاقات الأرضية، من بين أهم الأخطار الطبيعية في الجزائر، لا سيما في ولاية المدية. ويُظهر الموقع المدروس، الواقع عند النقطة الكيلومترية PK 01+500 من الطريق الوطنيRN1A ، علامات واضحة على عدم الاستقرار الذي يمسّ الطريق والمنشآت المحيطة به.

بهدف اقتراح حل دائم وفعّال لهذه الظاهرة، قمنا في البداية بدراسة نظرية تناولت المواد الجيوصناعية المستعملة في تدعيم التربة، مثل الجيوتكستيل، الجيوغريل، والجيوسيل، بالإضافة إلى أنواع الانزلاقات، آلياتها، أسبابها، وطرق معالجتها التقليدية.

بعد ذلك، تم تحليل الموقع من خلال تحريات جيوتقنية دقيقة لفهم خصائص التربة المحلية.

ثم قمنا بإنجاز نمذجة رقمية للانزلاق باستعمال برنامج **PLAXIS 2D** المعتمد على طريقة العناصر المحدودة، حيث تم اختبار عدة سيناريوهات تدعيم تشمل الجيوغريل (بزوايا مختلفة)، الجيوتكستيل، والجيوسيل، بهدف مقارنة فعاليتها.

وقد أظهرت النتائج **أن** الجمع بين الجيوغريل والجيوتكستيل يوفر أعلى معامل أمان مقارنة ببقية الحلول، مما يجعله الخيار الأمثل لتثبيت المنحدر.

وفي الختام، تُبرز هذه الدراسة أهمية الاعتماد على النمذجة الرقمية والمواد الجيوصناعية لتوفير حلول مدروسة ومستدامة لمشكلة الانزلاقات الأرضية في المناطق المعرضة للخطر مثل.RN1A

Table des matières

Introduction Générale **1**

Première partie :Recherche Bibliographique **2**

Chapitre I : Les glissements de terrain et les techniques de confortement par géotextiles **3**

I.1. Introduction 3

I.2. Les glissements de terrains 3

I.2.1.Types de glissement 3

a) Glissement plan 3

b) Le glissement circulaire ou rotationnel : 4

c) Glissement rotationnel complexe 4

I.2.2. Les causes de glissement de terrain 5

a) La géométrie 5

b) L'Hydrologie 5

c) La géologie 5

I.3. Le confortement. 5

I.4. Calcul de la stabilité des talus 10

I.4.1. Les méthodes basées sur l'équilibre limite (Méthode des tranches) 10

I.5. Définition des géotextiles : 14

I.6 Les différents types de géotextiles : 14

I.7 autres structures de confortement : 14

I.8.1. Les Géocellules : 15

I.8.2. Les Géotubes : 15

I.9. Les fonctions des géotextiles: 16

DEUXIEME PARTIE :Etude de cas **19**

Chapitre II :Présentation du projet. **20**

Rapport géotechnique. **20**

II.1. Introduction ..... **Error! Bookmark not defined.**

II.2. Contexte géologique 20

II.3. Contexte topographie 21

II.4. Contexte sismologique de la région 22

II.5.Hydrologie et hydrogéologie régional 22

II.6.Localisation du site 23

II.7 CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE 23

II.8 ESSAIS DE PENETRATION DYNAMIQUE 24

II.8.1 Principe de l'essai : 24
II.8.2 Résultats obtenus : 24
II.9 SONDAGES CAROTTES 25
II .10 ESSAIS DE LABORATOIRE 26
II .10.1 But : 26
II .10.2 Description des essais de laboratoire 27
II.10.2.1 Détermination des caractéristiques physiques : 27
II.10.2.2 Détermination des caractéristiques mécaniques : 28
II.10.3 Résultats obtenus 29
II.11.EXPLOITATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS 30
CONCLUSION ..... **Error! Bookmark not defined.**
Chapitre III :Etude paramétrique et Modélisation. 31
III.1 Introduction 31
III.2 Présentation du logiciel de calcul « PLAXIS » 31
III.3 Les modèles de comportement utilisés dans le Plaxis 32
III.3.1 Modèle élastique linéaire 32
III.3.2 Modèle élastique parfaitement plastique Mohr-Coulomb 32
III.3.3. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model) 34
III.3.4. Modèle pour les sols mous (Soft Soil model) 34
III.3.5. Paramètres de la modélisation 34
III.6.1 Présentation du modèle de calcul : 37
III.6.2 Caractéristiques des matériaux 37
III.6.3 Génération du Maillage 40
III.7 Conception de modelé 41
Chapitre IV : Simulation numérique 42
IV. 1. Les phases et cas de calcul 42
Cas 0 : Sol naturel (sans remblai) 42
Cas 1 : Remblai seul (sans renfort) 42
Cas 2 : Géogrille incliné vers le haut 43
Cas 3 : Géogrille incliné vers le bas 43
Cas 4 : Géogrille horizontal 43
Cas 5 : Géogrille + Géotextile 44
Cas 6 : geocellules. 44
Chapitre V : Résultats et discussion. 45
V.1. Sol naturel (sans remblai) 45

VI.2. Remblai seul (sans renfort) 46
VI.3. Géogrille incliné vers le haut 47
VI.4. Géogrille incliné vers le bas 48
VI.5. Géogrille horizontal 49
VI.6. Géogrille + Géotextile 50
VI.7. Géocellules 51
VI.8. Analyse comparative. 52
VI.9. Conclusion 53
Bibliographie 55
ANNEXES 56
A-2.1 Coupe du sondage 58
A-2.2 Pénétrogrammes 62
A-3.2 Courbes de cisaillement 77
A-3.3 Courbes de compressibilité 82

Liste des Figures

Chapitre I

Figure I.1 : Glissement de terrain……..03
Figure I.2 : Glissement plan……..03
Figure I.3 : Glissement rotationnel simple……04
Figure I.4 : Glissement rotationnel complexe……...04
Figure I.5 : Réalisation d'un mur en gabion……..06
Figure I.6 : Reprofilage……..07
Figure I.7 : Purge……...07
Figure I.8 : Coupe type d'une tranchée drainante……..08
Figure I.9 : Drains subhorizontaux……09
Figure I.10 : Mur de soutènement……..09
Figure I.11 : Methode des tranche……10
Figure I.12 : Méthode des tranches – Schéma des forces……..10
Figure I.13 : Forces agissant sur une tranche……12
Figure I.1 : installation des geotextilles……14
Figure I.15 : Installation des géocellules dans un chantier……15

Figure I.16 : Géotube d'eau douce de différentes tailles……16
Figure I.17 : Fonctions élémentaires des géotextiles……18

Chapitre II

Figure II.1 : Carte géologique de la région……20
Figure II.2 : Carte de zonage sismique……..22
Figure II.3 : Photo satellite du site (PK 01+500 RN1A) ……..23
Figure II.4 : Réalisation de sondage S1…….25
Figure II.5 : Réalisation de sondage S2…….26

Chapitre III

Figure III.1**:** Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb……...33
Figure III.2. Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour c = 0 ……...33
Figure III.3:Résultats d'essais triaxiaux standards (a), et modèle élasto-plastique (b) ……34
Figure III.4: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb ……..35
Figure III.5 Géométrie de l'ouvrage de soutènement en sol renforcé……...37
Figure III.6 données des couches différents remblai renforcé et Le sol de fondation……...38
Figure III.7. saisie de données Les caractéristiques du géogrille…….39
Figure III.8. saisie de données Les caractéristiques du géocellule……...40
Figure III.9 Modèle numérique (Le maillage.)……..41
FigureIII. 10: les conditions aux limites du modèle géométrie…….41

Chapitre IV

Figure IV.1 : État initial du sol sans remblai ni renforcement……...42
Figure IV.2 : Sol remblayé sans renforcement……..42
Figure IV.3 : Sol renforcé avec géogrille inclinée vers le haut…….43
Figure IV.4 : Sol renforcé avec géogrille inclinée vers le bas……...43
Figure IV.5 : Sol renforcé avec géogrille en position horizontale…….43
Figure IV.6 : Sol renforcé avec combinaison géogrille + géotextile…….44
Figure IV.7 : Sol renforcé avec géocellules……...44

Liste des Tableaux

Chapitre II

Tableau II.1 : Valeurs des refus (essais pénétrométriques)……...24

Tableau II.2 :les conditions de réalisation des essais de cisaillement……...28

Tableau II.3 : Caractéristiques chimiques et mécaniques……..29

Tableau II.4 : Coefficients de perméabilité……...29

Chapitre III

Tableau III.5 : Coefficient de perméabilité ……36

Tableau III.6. données des couches différents remblai renforcé et Le sol de fondation.……...…..38

Tableau III.7 : Paramètres des géogrilles …….39

Tableau III.8 : Parametre mecanique du géocellules……...40

Chapitre V

Tableau V.9 Valeurs approximatives du facteur de sécurité pour chaque cas étudié……52

Introduction Générale

Les mouvements de terrain constituent l'un des risques naturels les plus fréquents, pouvant être déclenchés ou réactivés exclusivement par des forces naturelles. En Algérie, plusieurs phénomènes géotechniques préoccupants sont recensés, tels que les effondrements, les éboulements, les tassements et particulièrement les glissements de terrain, qui sont les plus répandus.

Ces derniers se traduisent par des déplacements lents et progressifs d'une masse de sol cohérente le long d'une surface de rupture, généralement de forme courbe ou plane. Les causes de ces phénomènes sont multiples : elles incluent des facteurs topographiques, la présence d'eau, ainsi que les activités humaines. Les glissements de terrain figurent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices à l'échelle mondiale.

En Algérie, ce phénomène représente un danger récurrent. La combinaison de facteurs géodynamiques internes — tels que la nature instable des sols — et de facteurs externes — comme les reliefs escarpés, la fragilité des terrains et les fortes variations climatiques — favorise leur apparition et leur réactivation.

Dans ce contexte, notre étude se concentre sur un glissement de terrain observé au niveau de la RN1A, dans la wilaya de Médéa. L'objectif principal est de proposer une solution de stabilisation garantissant la sécurité de la zone concernée. Pour cela, un plan de travail structuré a été suivi, réparti en cinq chapitres :

1. **Le premier chapitre** traite à la fois des phénomènes de glissements de terrain, en détaillant leurs mécanismes, types et causes, ainsi que des différentes techniques de confortement utilisées pour les stabiliser. Une attention particulière est accordée aux géosynthétiques — notamment les géotextiles, géogrilles et géocellules — en tant que solutions innovantes et efficaces dans le renforcement des sols.
2. **Le deuxième chapitre** est consacré à la présentation du site d'étude situé au PK 01+500 de la RN1A, à Médéa. Il rassemble les données géologiques, hydrogéologiques, topographiques et sismiques, ainsi que les résultats des campagnes de reconnaissance géotechnique réalisées sur le terrain.
3. **Le troisième chapitre** présente la modélisation numérique du glissement à l'aide du logiciel PLAXIS 2D. Il décrit les hypothèses de calcul, les paramètres introduits, ainsi que la méthodologie suivie pour simuler le comportement du sol en conditions réelles.
4. **Le quatrième chapitre** analyse les différents cas simulés, en évaluant l'impact de plusieurs configurations de renforcement sur la stabilité du talus. Des comparaisons sont établies afin d'identifier les dispositifs les plus performants.
5. **Le cinquième chapitre** regroupe et interprète les résultats obtenus. Il met en évidence la solution optimale de stabilisation, en tenant compte des critères techniques, économiques et de faisabilité.

Enfin, une conclusion générale vient résumer les principaux apports de l'étude.

Première partie :Recherche Bibliographique

Chapitre I: Les glissements de terrain et les techniques de confortement par géotextiles.

I.1. Introduction

Dans ce chapitre unifié, nous abordons à la fois les phénomènes de glissements de terrain — leurs types, causes et mécanismes — ainsi que les différentes techniques modernes de confortement, notamment celles faisant appel aux géotextiles. Cette approche intégrée vise à mieux comprendre les instabilités des sols et à mettre en lumière l'efficacité des solutions géotechniques adaptées.

I.2. Les glissements de terrains

Un glissement de terrain est un déplacement généralement lent (de quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) d'une masse de terrain sur une pente(Figure I.1).**[1]**



Figure I.1. Glissement de terrain**[10]**

I.2.1.Types de glissement

a) Glissement plan

Il se produit suivant un plan au niveau d'une surface de discontinuité géologique : Zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans des tarifications. En général les lignes de rupture suivent une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée «Couche savon»(Figure I.2).**[3]**

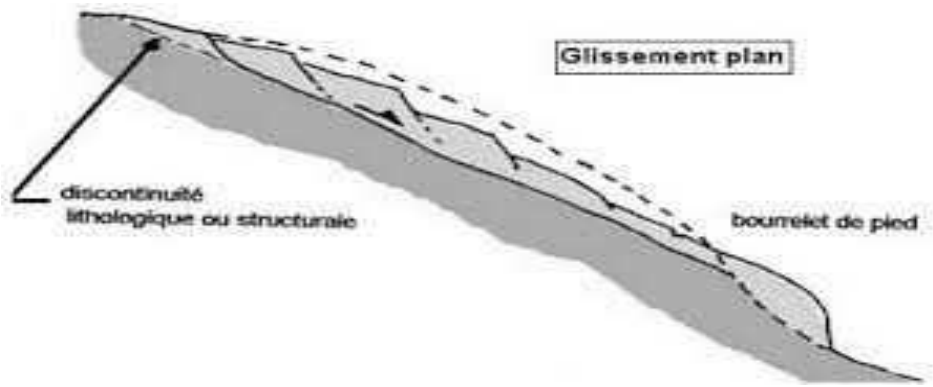


Figure I.2. Glissement plan**[11]**

b) Le glissement circulaire ou rotationnel :

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 **[3]** (figure I.3).l'analyse du risque de rupture par le calcul Les glissements rotationnels ont quel que caractères communs dont on distinguée essentielle :

- Entête des fissures de traction apparaissant.
- Une escarpement correspondant au départ de la surface de glissement.
- A la base Un bourrelet de pieds formé par des matériaux glissés

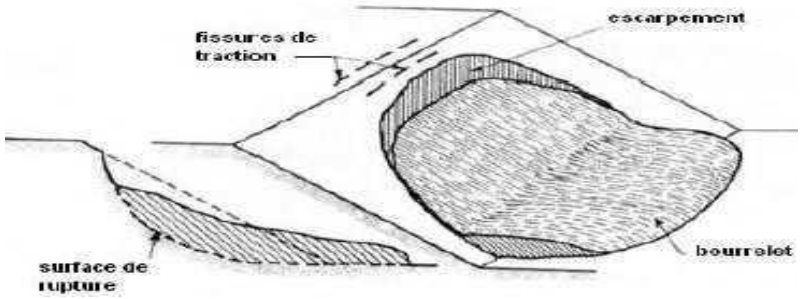


Figure I.3. Glissement rotationnel simple**[12]**

c) Glissement rotationnel complexe

C'est un type de mouvement de terrain caractérisé par le déplacement d'une masse de sol ou de roche le long de plusieurs surfaces de rupture courbes et imbriquées, impliquant des rotations multiples et des déformations internes importantes**[3]** (Figure I.4).

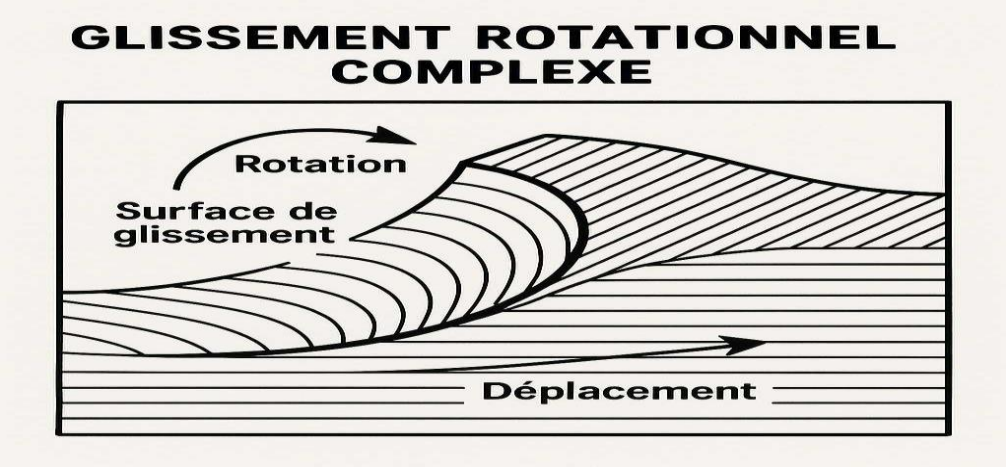


Figure I.4. Glissement rotationnel complexe

I.2.2. Les causes de glissement de terrain

Le passage de l'état de stabilité l'état d'instabilité d'un versant relève des causes nombreuses et variées : géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques ou humaines …etc. **[2]** On considère:

a) La géométrie

•Pente des talus trop important.

- Action anthropique tassement abusifs. **[2]**

b) L'Hydrologie

- Absence ou insuffisance de système de drainage ou d'évacuation des eaux.
- Action de la neige et des cycles de gel et de dégel. **[2]**

c) La géologie

- 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.
- 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.**[2]**

I.3. Le confortement.

Les confortements des talus au glissement sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable. Les dispositifs utilisés pour le confortement des pentes instables, ou susceptibles de le devenir à cause des travaux, sont nombreux et variés. Le choix de l'une de ces solutions dépendra de la nature du talus à conforter (versant naturel ou artificiel), de sa géométrie (pendage, longueur et profondeur), du massif de terrain constitutif (sol meuble ou compact) et du régime hydraulique existant (niveau de la nappe). Parmi les solutions techniquement possibles, on retiendra la moins couteuse et la plus facile à mettre en œuvre. Dans ce chapitre on présentera sommairement différentes méthodes de confortement à fin d'éviter l'occurrence du phénomène de glissement de terrain. D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en trois groupes :

- Drainage.
- Renforcement.
- Modifications géométriques (terrassement).

a) Dispositif de drainage

Dans la plupart des cas de glissement l'eau joue un rôle moteur déterminant aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles et ainsi d'augmenter la résistance de cisaillement du terrain et réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.**[7]**

Les types de drainage les plus couramment utilisés sont :

❖ **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. **[9]**

❖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. **[7]**

❖ Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe**[6]** les tranchées drainantes ont l'avantage d'être adaptées aux talus de grandes hauteur (>10m).

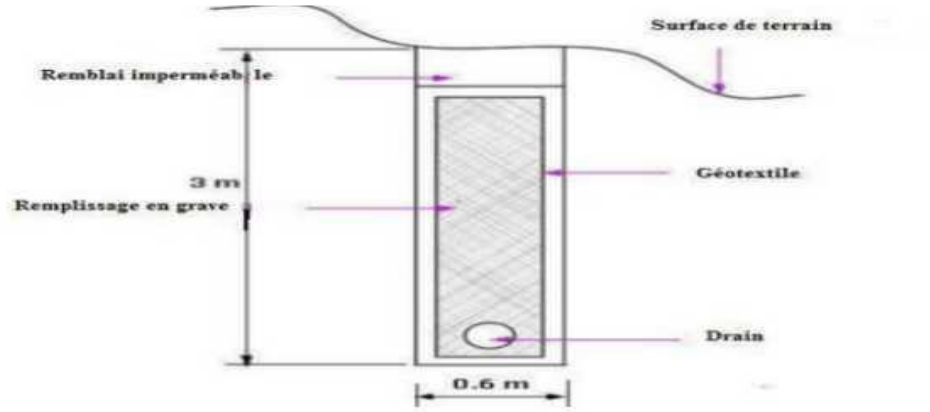


Figure I.5. Coupe type d'une tranchée drainant [**12]**

❖ **Drains subhorizontaux**

Latechniqueconsisteàréaliserdenombreuxforagesavecunefaiblepentesurl'horizontale, et à y placer des tubes crépines**[6]** (Figure I.6).

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**[7]**

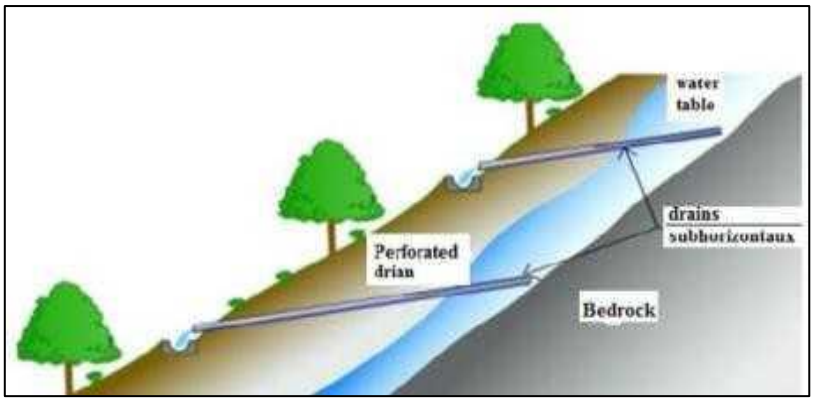


Figure I.6. Drains subhorizontaux[12]

a) Renforcements

On entend par éléments résistants les structures telles que:

- Mur de soutènement.
- Tirants d'ancrage et murs ancres.
- Clouages par des barres, des micros pieux.
- Rangée de pieux, de barrettes ou de profile métallique.

❖ Ouvrages de soutènement

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

- **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 **[7]** (Figure I.7)**.**

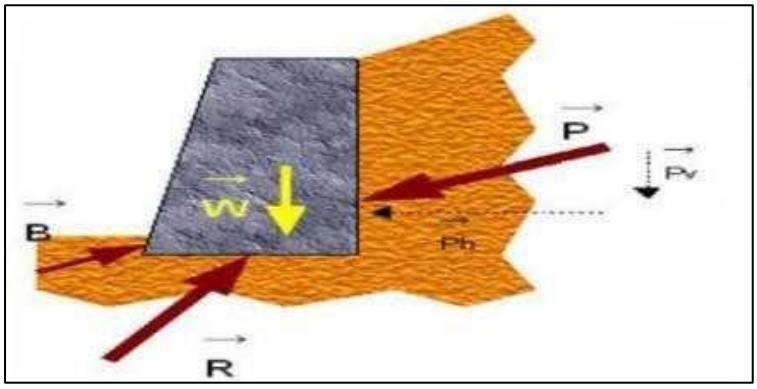


Figure I.7. Mur de soutènement[12]

- **Les ouvrages souples**

Sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol

renforcé par fils par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques (Figure I.8)**.[6]**



Figure I.8. Réalisation d'un mur en gabion**[9]**

b) Terrassements

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

- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable. **[7]**

❖ 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. **[7]**

❖ Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente on peut assez simplement augmenter la sécurité par talutage 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 auxtalus de déblais et il est de pratique courant(Figure II.9). **[7]**

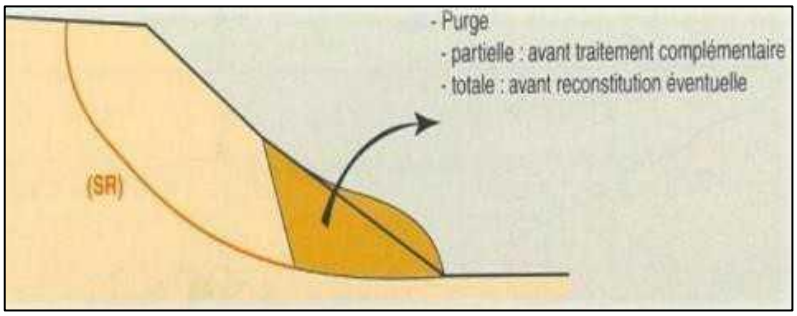


Figure I.9. Reprofilage[9]

❖ 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 (Figure I.10).[6]

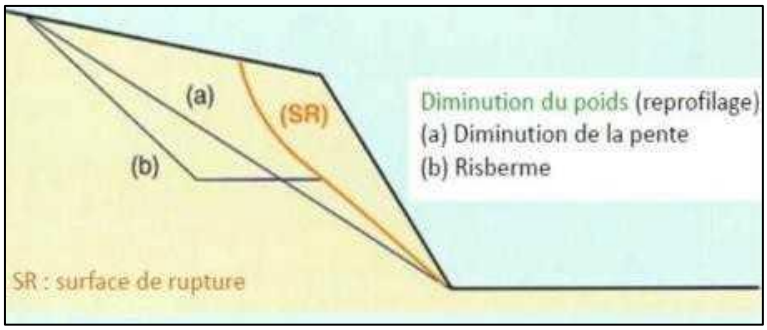


Figure I.10. Purge**[9]**

❖ Substitutionstotalesou partielles

Leprincipedelasubstitutionestdepurgerl'ensembledesmatériauxglissésetles remplacer par un matériau de meilleure qualité ce que permet dereconstituer le profil dutalusinitial. **[6]**

❖ La surveillance

La surveillance consiste à recueillir, exploiter et interpréter périodiquement des données Quantitatives et qualitatives caractérisant l'état d'un site ou son évolution (évolution des fissures, les déplacements en surface, les déplacements en profondeur, les types de désordres dans les ouvrages,) ayant comme objectif la gestion de la sécuritéplusieurs types de surveillance peuvent être définis (surveillance périodique pour des mouvements évoluant lentement, surveillance permanente discontinue, surveillance continue, surveillance à temps réel).

La surveillance doit prendre en compte les alertes techniques (elles concernent l'étatdefonctionnementdudispositifdesurveillance)etlesalertesopérationnelles (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 **. [5]**

I.4. Calcul de la stabilité des talus

Les principales méthodes, analytiques (numériques) ou empiriques, de calcul de la stabilité des talus sont :

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

I.4.1. Les méthodes basées sur l'équilibre limite (Méthode des tranches)

C'est une technique largement utilisée dans l'analyse de la stabilité des talus, particulièrement pour les surfaces de rupture circulaires. Cette méthode permet une approche systématique pour calculer le facteur de sécurité d'un talus en décomposant la masse potentiellement instable en une série de tranches verticales (Figure I.11). **[5]**

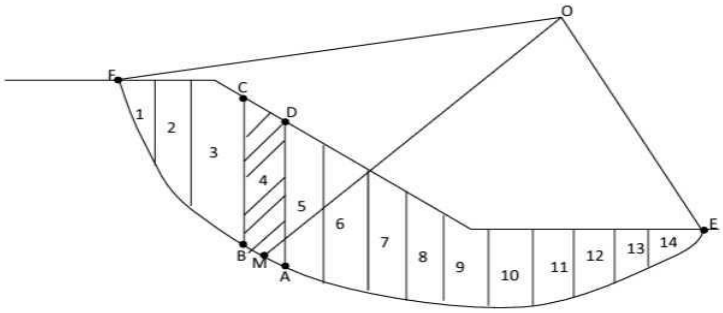


Figure I.11 méthode de tranches**[13]**

❖ ***Forces agissant sur une tranche*** **(Figure I.12)*:***

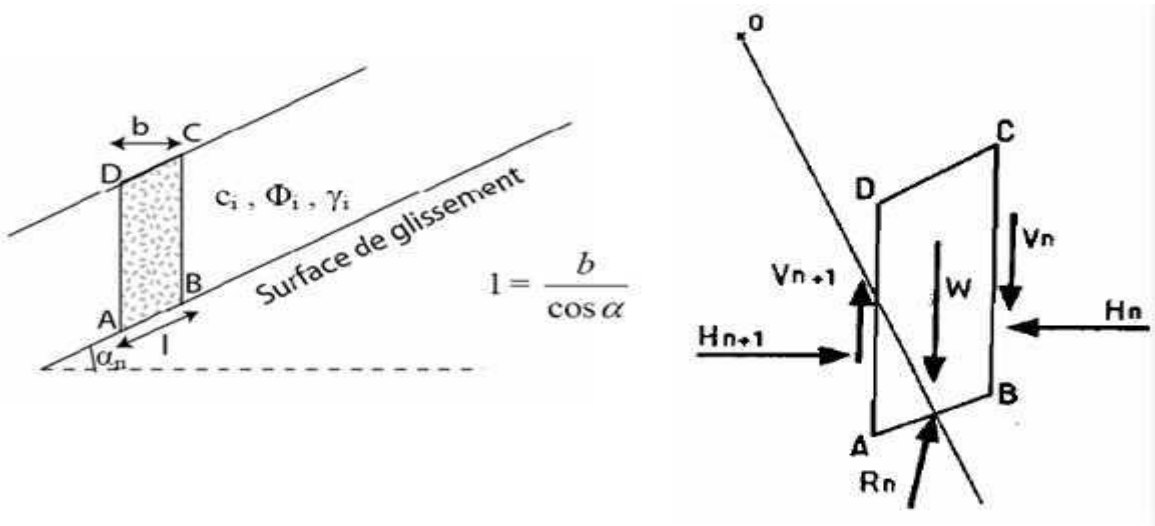


Figure I.12. Méthode des tranches – Schéma des forces**[13]**

❖ ***Principe de base :***

1. **Définition de la surface de glissement** : On considère un cercle de glissement potentiel, défini par son centre O et son rayon R. Ce cercle intersecte la surface du talus, formant un arc EF qui délimite la masse de sol susceptible de glisser.
2. **Découpage en tranches** : La masse de sol comprise entre l'arc EF et la surface du talus est divisée en un certain nombre de tranches verticales. Plus le nombre de tranches est élevé, plus l'analyse sera précise, mais plus les calculs seront complexes.

Pour chaque tranche (n), on considère les forces suivantes en l'absence d'eau :

- **Poids propre (W) :**

W = $\gamma_n \cdot h_n \cdot b_n$

Où :

γn : poids volumique du sol dans la tranche n,

hn : hauteur moyenne de la tranche n,

bn : largeur de la tranche n,

- **Efforts inter-tranches**

Forces horizontales : Hn (à gauche) et Hn+1 (à droite)

Forces verticales : Vn (à gauche) et Vn+1 (à droite)

- **Réaction du sol (Rn) :**

C'est la force exercée par le sol sous-jacent sur la base de la tranche, le long de l'arc AB. Elle se décompose en :

- Une composante normale N_n, perpendiculaire à la base de la tranche
- Une composante tangentielle T_n, parallèle à la base de la tranche (représentant la résistance au cisailleme nt)

❖ *Équations d'équilibre*

Pour chaque tranche, on peut écrire les équations d'équilibre :

1. **Équilibre vertical** : $W + (Vn+1 - Vn) - Nn \cdot \cos\alpha - Tn \cdot \sin\alpha = 0$ **,(I.2)**
2. **Équilibre horizontal** : $(Hn+1 - Hn) + Nn \cdot \sin\alpha - Tn \cdot \cos\alpha = 0$, **(I.3)**

Où, α est l'angle entre l'horizontale et la base de la tranche.

❖ Calcul du facteur de sécurité

Le facteur de sécurité (F_S) est généralement défini comme le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices **[4]**:

FS = Σ Forces résistantes / Σ Forces motrices

Dans le cas de la méthode des tranches, cela se traduit par :

$F_S = \Sigma (c' \cdot l + (N - u \cdot l) \cdot \tan\varphi') / \Sigma W \cdot \sin\alpha$ **(I.4)**

Où :

- c' : cohésion effective du sol,
- l : longueur de la base de la tranche,

- N : force normale effective à la base de la tranche,
- u : pression interstitielle (si présence d'eau),
- φ' : angle de frottement interne effectif du sol,
- W : poids de la tranche,
- α : angle entre l'horizontale et la base de la tranche.

a) La méthode de fiellenuis

La méthode de Fiellenius repose sur un principe simple : diviser la masse de sol potentiellement instable en tranches verticales et analyser l'équilibre de chacune d'elles.

L'hypothèse principale est que les forces entre les tranches s'annulent mutuellement, ce qui simplifie considérablement les calculs **[5]**

❖ Étapes détaillées de la méthode de Fiellenius

1. Représentation graphique du talus, dessiner un profil précis du talus, en incluant toutes les couches de sol différentes si elles sont présentes. Sur ce profil, tracez une surface de glissement circulaire potentielle.

2. Division en tranches, divisez la masse de sol au-dessus de la surface de glissement en tranches verticales. Généralement, on utilise entre 10 et 20 tranches pour obtenir une précision suffisante.

3. Analyse de chaque tranche, pour chaque tranche, vous devez :

- Mesurer la largeur (b) et la hauteur moyenne (h)
- Calculer le poids (W) de la tranche : W = γ * b * h, où γ est le poids volumique du sol
- Mesurer l'angle α entre l'horizontale et la base de la tranche

4. Calcul des forces :

Pour chaque tranche, calculez (Figure II.13):

- La force normale (N) : N = W * cos(α)
- La force tangentielle (T) : T = W * sin(α)

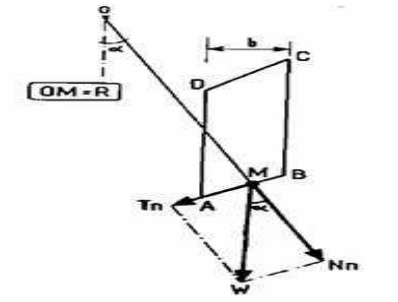


Figure I.13.Forces agissant sur une tranche

5. Détermination des propriétés du sol :identifiez les propriétés clés du sol :

- La cohésion (c)
- L'angle de frottement interne (φ)

6. Calcul de la résistance au cisaillement, pour chaque tranche, la résistance au cisaillement (S) est donnée par :

$S = (c * l + N * \tan(\varphi)) / F$, **(I.5)**

Où :

- l est la longueur de la base de la tranche
- F est le facteur de sécurité (initialement supposé)

7. Calcul du facteur de sécurité :le facteur de sécurité global est calculé par la formule :

$F_s = \Sigma(c * l + N * \tan(\varphi)) / \Sigma T$, **(I.6)**

8. Itération :comparez le facteur de sécurité calculé avec celui supposé initialement. Si les valeurs diffèrent, répétez les étapes 6 et 7 avec la nouvelle valeur de Fs jusqu'à convergence.

9. Interprétation des résultats :

- Si Fs> 1 : Le talus est stable
- Si Fs = 1 : Le talus est à l'équilibre limite
- Si Fs< 1 : Le talus est instable

b) La méthode de Bishop :

La méthode de Bishop simplifiée est une technique d'analyse utilisée pour évaluer la stabilité des talus circulaires. Elle se base sur l'équilibre des moments et fait l'hypothèse que les forces entre les tranches sont horizontales. Simple mais efficace, cette méthode est largement utilisée dans l'industrie.**[5]**

❖ Les principes de base de la méthode de Bishop simplifiée

Avant de nous lancer dans les calculs, comprenons les fondamentaux :

- Le talus est divisé en tranches verticales (généralement 10 à 20).
- On considère une surface de rupture circulaire.
- Un facteur de sécurité (F_S) est calculé pour chaque surface de rupture potentielle.
- Le F_S le plus bas est retenu comme F_S global du talus.

❖ La méthode de Bishop simplifiée pas à pas :

Étape 1 : Diviser le talus

Imaginez que vous découpez un gâteau en tranches verticales. C'est exactement ce que nous faisons avec notre talus !

Étape 2 : Collecter les données

Pour chaque tranche, nous avons besoin de connaître :

- Son poids (W)
- Sa largeur (b)
- L'angle d'inclinaison de sa base (α)
- La cohésion du sol (c)
- L'angle de frottement interne du sol (φ)

Étape 3 : Appliquer la formule magique

Voici la formule de Bishop simplifiée :

$$F_S = \Sigma[c'b + (W - ub)\tan\varphi'] / (m_a \cos\alpha) / \Sigma W \sin\alpha, \quad \textbf{(I.7)}$$

Où :

- **c' :** cohésion effective
- **b** : largeur de la tranche
- **W** : poids de la tranche
- **u :** pression interstitielle à la base de la tranche
- **φ' :** angle de frottement interne effectif
- **α :** angle d'inclinaison de la base de la tranche
- $\mathbf{m_a} = \cos\alpha + (\sin\alpha \tan\varphi') / F_S$, **(I.8)**

Étape 4 : itérer, Comme le F_S apparaît des deux côtés de l'équation, nous devons utiliser une méthode itérative pour résoudre l'équation.

Étape 5 : Répéter et trouver le minimum, répétez le processus pour différentes surfaces de rupture et trouvez le F_S minimum. C'est celui-ci qui déterminera la stabilité globale de votre talus.

I.5. Définition des géotextiles :

se sont des tissus en fibres synthétiques, obtenue par le moyen de procèdes de l'industrie textiles (thermo liage, …), appliqués en génie civil (géotechnique) en contact avec le sol pour jouer un rôle bien déterminé comme la séparation et le renforcement.



Figure I.14 : installation des geotextilles

I.6 Les différents types de géotextiles :

1. Géotextile tissé : Fabriqué à partir de fils entrelacés, le géotextile tissé est reconnu pour sa robustesse et sa durabilité. Ce type de géotextile est idéal pour des applications nécessitant une haute résistance comme le renforcement des sols. Son tissage serré offre une excellente barrière contre les mauvaises herbes tout en permettant l'écoulement de l'eau.

2. Géotextile non-tissé : Ce modèle est fabriqué par le liage thermique ou mécanique de fibres, créant un matériau uniforme et poreux. Le géotextile non-tissé est particulièrement adapté pour les applications de drainage, comme sous les pavés ou dans les systèmes de drainage des jardins. Il combine filtration et séparation, empêchant les particules de sol de migrer (dans le gravier) tout en laissant passer l'eau.

I.7 autres structures de confortement :

I.7.1. Les Géocellules :

Les Géocellules sont des produits géosynthétiques formées d'un réseau cellulaire tridimensionnel construit à partir de fines bandes polymériques. De nombreux chercheurs ont rapporté l'utilisation bénéfique d'une couche de géocellules à la base des remblais : en tant que plateforme de travail immédiate pour la construction, des tassements plus uniformes, une réduction du temps de construction et des coûts d'excavation et de remplacement éliminés, une capacité portante accrue et des tassements réduits **[14]**(Figure I.15).



Figure I.15 : installation des géocellules dans un chantier.

I.7.2. Les Géotubes :

Les **Géotubes** sont des structures tubulaires souples fabriquées à partir de **géotextiles tissés ou non tissés** à haute résistance, conçues pour le **remblayage hydraulique** à l'aide de matériaux de remplissage tels que dusable, de la boue dragée, ou des sédiments fins **[14]**((Figure I.16)**.**



Figure. I.18 Géotubes d'eau douce de différentes tailles

I.8. Les fonctions des géotextiles:

Les principales fonctions des géotextiles sont : la séparation,la filtration, le drainage et le renforcement (Figure I.17).

1. La séparation :

Le géotextile, lorsqu'il assure une fonction de séparation, est placé entre deux sols très dissemblables par leur granulométrie, l'un fin et l'autre plus grossier, et a pour vocation de conserver l'intégrité et les performances de chacun des matériaux. Il empêche l'interpénétration des deux milieux, sans être un obstacle à la circulation des fluides.

Cette fonction est essentiellement exploitée pour les chaussées telles que pistes ou voies à faible trafic pour y limiter l'orniérage comme par exemple en voirie forestière (Méry, 1996), ainsi que pour les couches de forme, voies ferroviaires et sous les remblais sur sols compressibles. **[14]**

2. La filtration :

Un géotextile jouant un rôle de filtre doit autoriser le passage d'eau perpendiculairement à son plan, mais pas celui des particules de sol. Le géotextile assurant cette fonction doit être plus perméable que le sol à filtrer. Ainsi, la filtration est un compromis entre l'érosion interne du sol par perte de fines particules et le colmatage du filtre qui peut causer une augmentation de pression interstitielle dommageable à l'ouvrage. Cette fonction est principalement recherchée pour protéger les drains contre le colmatage, qu'ils soient de nature granulaire, tubulaire ou géotextile. Des géotextiles ont ainsi été utilisés**[16]**

Dès 1970 dans des barrages en terre. Cette fonction peut aussi être recherchée pour la protection des berges contre le batillage dans ce cas le

Géotextile est placé sous un enrochement.

3. Le drainage :

Lorsqu'il est utilisé en tant que drain, un géotextile permet un écoulement dans son plan de pose. On assimile dans ce cas le géotextile à un drain capable de dissiper les pressions interstitielles, de collecter et de conduire les fluides vers un exutoire. Cette fonction suppose aussi l'existence d'un filtre, géotextile ou autre, **[14]**

Limitant l'entraînement de particules de sol. Comme les géotextiles se présentent sous forme de nappes, la surface de contact avec les sols à drainer est grande et donc leur possibilité de captage d'eau est importante. Cette utilisation peut en particulier concerner le drainage sous fondations, sous remblai (sur sol compressible), dans le corps de barrages en terre, entre un sol et un ouvrage tel que mur vertical ou tunnel ou en association avec une géo membrane.

4. Le renforcement :

Le géotextile utilisé en renforcement améliore la résistance mécanique d'un massif de sol dans lequel il est inclus. Le géotextile améliore à la fois la résistance à la traction du massif et sa capacité à se déformer avant la rupture. Le renforcement peut aussi concerner la reprise de sollicitations sur un autre élément ou sur une interface faible. C'est le cas lorsque l'on recouvre une géo membrane posée sur pente avec une couche de sol ; il peut y avoir ruine soit par rupture en traction de la géo membrane, soit par glissement de la couche de sol. Dans ce cas, un géotextile placé entre la géo membrane et le sol permet la reprise des sollicitations. L'utilisation des géotextiles en renforcement a pris de l'importance au milieu des années quatre- vingt pour des ouvrages tels que les murs de renforcement à talus vertical ou quasi-vertical, les remblais de géométrie traditionnelle avec des sols peu résistants, les radiers sous chaussée ou fondations, sur sols compressibles. **[16]**

5. La protection :

Un élément sensible, comme une géo membrane, est susceptible d'être endommagé par des éléments poinçonnant (matériaux grossiers), par effet dynamique ou statique. Interposé entre un élément sensible et des éléments poinçonnant, le géotextile assure une fonction de protection. **[15]**

6. La fonction anti-érosion :

Le géotextile limite dans ce cas les mouvements de particules de sol en surface, mouvements causés par l'eau ou le vent. Plusieurs techniques sont employées pour la lutte contre l'érosion. Un géotextile relativement ouvert maintiendra une couche de sol sur la pente (couche superficielle à épaisse), un géotextile fermé agira comme un matelas de protection. La lutte contre l'érosion par géotextiles est en général compatible avec des objectifs de végétalisation. Ces deux techniques sont souvent associées. La protection est alors principalement assurée par des produits apparentés**[14]** (fibres végétales, …) et concerne :

– les berges de canaux ou voies navigables soumises à l'érosion fluviale (batillage) ;

– les torrents ou ouvrages hydrauliques particuliers soumis à un écoulement turbulent ;

– les côtes soumises à l'érosion maritime et éolienne ;

– les pentes, talus ou plates-formes exposés à l'érosion pluviale.

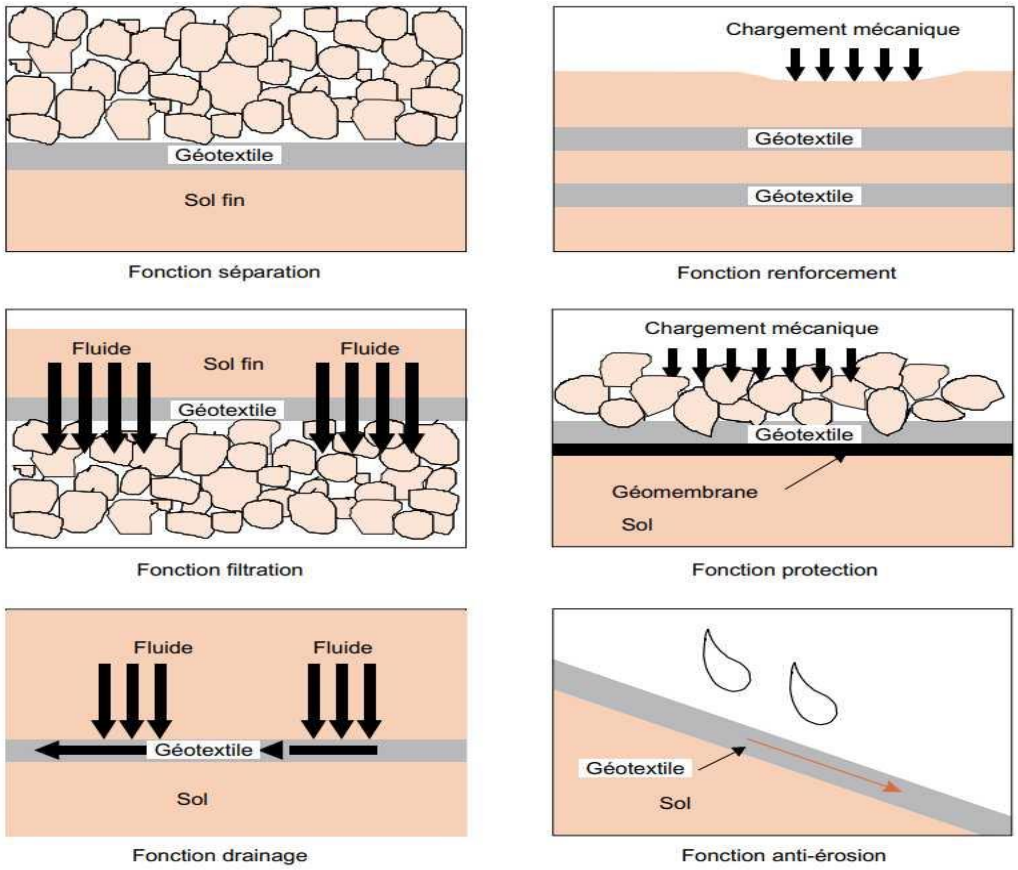


Figure I.17: Fonctions élémentaires des géotextiles.

I.9.Conclusion

Les glissements de terrain constituent une menace sérieuse pour les infrastructures et les populations. Une compréhension approfondie de leurs mécanismes, associée à l'utilisation de techniques de confortement adaptées telles que les géotextiles, permet de concevoir des solutions efficaces et durables. Le recours aux matériaux géosynthétiques s'impose aujourd'hui comme une alternative pertinente dans le domaine de la stabilisation des sols.

DEUXIEME PARTIE :Etude de cas

Chapitre II :Présentation du projet et le Rapport géotechnique.

II.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons une étude détaillée du site du projet en abordant son contexte géologique, géotechnique, topographique, sismologique et hydrologique. Cette analyse vise à identifier les caractéristiques naturelles et mécaniques du sol afin de mieux comprendre les causes d'instabilité observées sur le terrain. Les résultats issus des campagnes de reconnaissance, à travers des sondages, essais de pénétration et analyses en laboratoire, constituent une base essentielle pour l'évaluation de la stabilité du site et la proposition de solutions adaptées dans les chapitres suivants.

II.2. Contexte géologique

1. Géologie régionale

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; Sa superficie totale est de 8700km2 et sa population est estimée à 722 000 habitants.

Pour ce qui est des limites administratives, la wilaya de Médéa est délimitée par:

- 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.

D'après la carte géologique le contexte géologique du site est caractérisé par des dépôts néogènes post nappes et quaternaires en discordance sur un substratum d'âge crétacé.

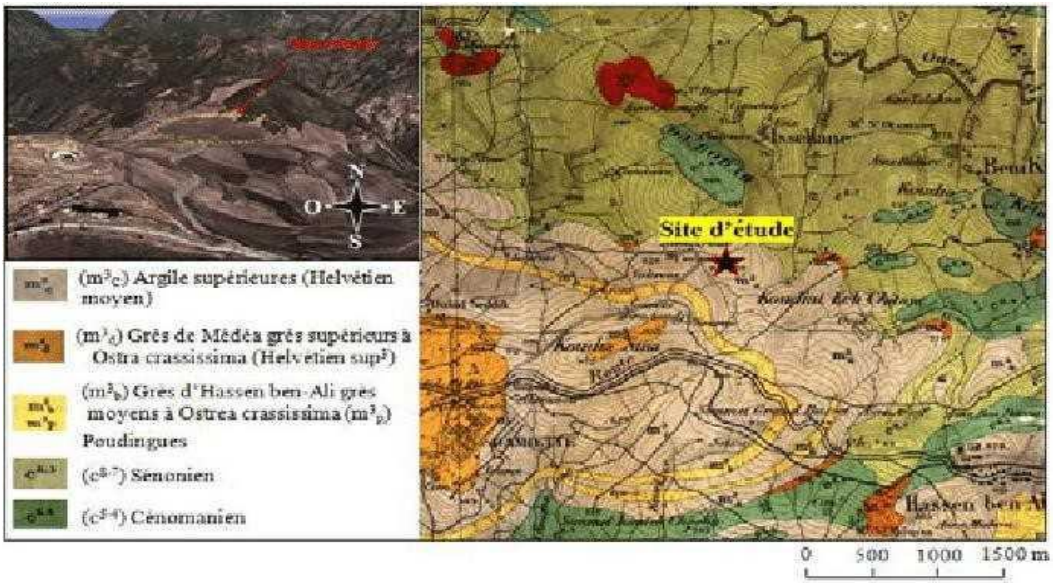


Figure III.1. La carte géologique de la région [19]

2.Géologie locale

Afin de donner une description de la géologie du site en place, les trios sondage carottes ont été réalisés l'axe du glissement les couches traversées sont :

- La première couche de remblais de 1,5 m d'épaisseur.
- Ensuite une couche d'argile beige à brunâtre.
- Et ensuite un couche d'argile marneuse les tout reposes sur une couche de marne grisâtre.

3. Climat de la région

Le climat de Médéa se distingue par des caractéristiques dues à de nombreux facteurs qui sont entre autres Son altitude qui atteint 1240 m au-dessus du niveau de la mer (sommet de Benchicao) Sa position sur les monts de l'Atlas tellien Son exposition aux vents et aux vagues de courants venant de I' Ouest. Tous ces facteurs ont fait que Médéa dispose d'un climat méditerranéen semi continental, froid et humide en hiver, tempéré au printemps et chaud et sec en été. Médéa reçoit une quantité considérable de pluie atteignant 500 mm par an, avec une moyenne de pluviométrie élevée jusqu'à 800mm par an,particulièrement en décembre, janvier et février. Les températures hivernales sont de quelques degrés au-dessus de zéro où la neige recouvre régulièrement les hauteurs de Benchicao, situées à une altitude de 1240 m, Taguenssa commune d'Oued Hellal et Ain Diss à la commune d'Ain Boucif.

II.3. Contexte topographie

La région de Médéa appartient à la chaine montagneuse de l'Atlas tellien et àl'extrémité Nord des hauts plateaux. Les formations du Crétacé sont développées dans lapartie Nord de la Feuille et les dépôts du Cénozoïque dans sa partie Sud. Les roches les plus anciennes de la région sont celles du Trias.

Les formatons triasiques, sont représentées par des roches bariolées argilogypseuses, parfois avec des blocs de calcaires jurassiques et de dolomies.

Les formations du Crétacé sont largement développées dans les parties nord et centrale de la région. Elles sont représentées par une assise puissante comprenant les dépôts du Crétacé inférieur à supérieur.

- Crétacé inférieur : représenté par des schistes argilo-siliceux, des argilites et des marnes avec intercalations de grès, parfois les roches sont gypseuses.
- Crétacé moyen : Alternances des marnes et des calcaires.
- Crétacé supérieur : Comprend les calcaires marneux gris, grès brunâtres et les schistes argileux. Les formations du Paléogène sont représentées par les dépôts de l'Eocène et de l'Oligocène. Ce sont des argiles marneuses, grès, des conglomérats avec des passées de calcaires organogènes.

Les dépôts néogènes sont développés sur tout le territoire de la wilaya et sont représentés par les formations miocènes et pliocènes d'argiles marneuses, calcaires organogènes, grès, conglomérats. Les dépôts du Quaternaire: sont représentés par les formations de pentes :

limons, sables, argiles et galets.

II.4. Contexte sismologique de la région

D'après les règles parasismiques Algériennes (RPA 99/version 2003) document Technique réglementaire (B.C2.48), qui ont donné lieu à l'établissement d'un système de classification des zones sismiques détaillé dons une annexe, le territoire national est divisé en cinq(05) zones de sismicité croissante que sont :

- **Zone 0** sismicité négligeable
- **Zone I** sismicité faible
- **Zone II a et II b** sismicité 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.



Figure III.2.Carte de zonage sismique[11]

II.5.Hydrologie et hydrogéologie régional

La région de Médéa est connue pour son riche réseau hydraulique, qui est due à sonrelief varié Montagneux, et due a son climat méditerranéen semi continental, avec une moyenne de pluviométrie élevée jusqu'à 800mm par an.

Le terrain, objet du glissement, est situé sur un versant de déclivité comprise entre 5 et15% et géologiquement d'âge miocène moyen (selon les cartes) caractérisé par des dépôts d'argiles marneuses et marnes argileuses qui surmontent une importante formation de marnes compactes. Le site présente des pentes suffisantes aux écoulements superficiels des eaux de ruissèlement de pluies et des réseaux de diaclases et fissurations dans les couches altérées de marnes et d'argile qui constituent également un moyen d'évacuation des eaux anthropiques.

On note, aussi, la présence de talweg, anciens lits de ruisseaux qui constituent des exutoires Permanents des eaux d'écoulement. La section affectée par le glissement est caractérisée par une forte instabilité de ses sols à cause d'une part de la géologie et de la morphologie particulière des terrains et d'autre part des précipitations qui les affectent.

II.6.Localisation du site

La zone d'étude est situé à l'entrée Nord de la ville de Médéa au PK 01+500 de la RN 1A. La figure 1, extraite de « Google », présente le tronçon d'étude.



Figure III.3: Photo satellite ''Google''.

Le site est localisé par les coordonnées de navigation (système UTM fuseaux horaire 31S) suivantes :

RN1A	X	Y	Alt
PK 01+500	**N36 16.516**	**E2 46.112**	**906 m**

II.7. CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

La campagne de reconnaissance réalisée par BET LECACT a consisté en la réalisation de :

10 essais de pénétration réalisés à l'aide d'un pénétromètre de type ''BORRO'', poussés jusqu'au refus, permettra de déterminer la profondeur du toit du substratum.

2sondages carottés*(SC1 et SC2)*.

Les sondages ont atteint les profondeurs de 20 m par rapport au TN, ils ont été réalisés suivant un profil représentant le site. Les sondages ont permis de connaitre la nature des sols traversés et de faire des prélèvements des échantillons intacts pour des fins d'analyses en laboratoire.

des essais de laboratoire**,** ont été réalisés sur des échantillons prélevés dans les sondages carottés à différentes profondeurs. Deux types d'essais ont été réalisés:

Essais d'identification physiques :

-Teneur en eau naturelle (W_N)

-Masse volumique à l'état humide et sec (γ_d, W_L, I_P)

-Granulométrie

-Plasticité

Essais Mécaniques :

-Cisaillement à la boite

-Compressibilité à l'œdomètre

L'implantation des sondages et essais de pénétration est reportée le plan général joint en annexe (A-1).

II.8 ESSAIS DE PENETRATION DYNAMIQUE

II.8.1 Principe de l'essai :

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 centimètres. La résistance du sol est déterminée à partir de la formule des Hollandais ci-dessous, selon la norme NFP 94-115. Les essais de pénétration ont été réalisés dont le but de déceler le toit du substratum (horizon dur).

$$q_d = \frac{g M^2 H}{Ae(M+P)}$$

Avec :

M= masse du mouton [kg].

M'= masse cumulée de l'enclume, guide tige et des tiges [kg].

H= hauteur de chute du mouton [m].

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 dix (10) essais de pénétration, ont été réalisés en amont et en aval de la route.

II.8.2 Résultats obtenus :

Les profondeurs de refus atteintes, sont récapitulées dans le tableau 1.

Tableau III.1: Valeurs des refus.

N° d'essai au pénétromètre	**P1**	**P2**	**P3**	**P5**	**P6**	**P7**	**P8**	**P9**	**P10**
Profondeurde refus en m	8,0	7,4	6,4	8,2	10,6	7,8	8,0	9,4	7,0

Les refus obtenus correspondent au toit de l'horizon dur, caractérisé par une résistance de pointe élevée.

Les graphes d'essais pénétromètriques sont joints en annexe (A-2).

II.9. SONDAGES CAROTTES

Les deux sondages carottés (*SC1 & SC2*) ont été réalisés au mois d'Avril. Ils ont atteint des profondeurs de 20m.

La succession lithologique de la coupe du sondage *SC1* (en annexe) est décrit comme suit :

0.0-0.7m	Argile graveleuse brune
0.7-2.8m	Argile limoneuse consistante brun jaunâtre
2.8-9.3m	Argile limoneuse compacte brune
9.3-13.0m	Marne compacte fissurée gris clair
13.0-20.0m	Marne indurée grisâtre



Figure.III.4 : Realisation de Sondage S1

La succession lithologique de la coupe du sondage SC2 (en annexe) est décrit comme suit :

0.01-.5m	Argilesableuse peu consistante brune
1.5-10.5m	Argile sableuse consistante brune
10.5-12.8m	Marne compacte fissurée gris clair
12.8-20.0m	Marne indurée grisâtre



Figure.III.5 : Realisation de Sondage S2

II. 10. ESSAIS DE LABORATOIRE

II.10.1 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.

Deux types d'essais de laboratoire sont prévus:

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,
Granulométrie,
Limites d'Atterberg
Essais chimiques (taux de carbonates, taux de sulfates).

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 :

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.

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.

II.10.2 Description des essais de laboratoire

II.10.2.1 Détermination des caractéristiques physiques :

Paramètres nécessaires à la classification des sols.

- ***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 **NFPP94-056**.

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

L'essai se fait par pesées : 2 pesées avant et après étuvage à 105 °C, selon la norme **NFP94 -050**.

- ***Poids volumique γ*** :

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**).

- ***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 **Ip** = **WL – WP.**

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

- ***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**).

II.10.2.2 Détermination des caractéristiques 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.

Appareil de cisaillement direct :

L'essai est simple et ancien, il se 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.

Le tableau ci-après donne les conditions de réalisation des essais de cisaillement effectués au laboratoire.

Tableau III.2 :les conditions de réalisation des essais de cisaillement effectués au laboratoire.

Essai	**Consolidation**	**vitesse**	**Mesure de u**	**résultats**	**Type d'essai**
cisaillement	non	rapide	non	φuu,Cuu ou, Cuu	Nonconso . rapide.
	oui	rapide	non	φcu, Ccu	Consolidé rapide
	oui	lente	non	φ', C'	Consolidé lent

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, 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 recompression **Cs**,
- Contrainte de pré consolidation **σ'p**.

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

II.10.3 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.

Tableau III.3 : Caractéristiques physiques des sols

RN1A au PK01+500		Nature	Caractéristiques physiques								
Echantillons										Granulométrie	
profondeur			Wn (%)	γ (kN/m3)	γd (kN/m3)	Sr (%)	WL (%)	Ip (%)	Ic (%)	2mm (%)	80µm (%)
SC1	0,0/0,7	Argile graveleuse brune	-	-	-	-	45,2	20,4	-	100	78
	2,5/2,8	Argile limoneuse consistante	24,5	20,1	16,1	97,6	50,7	25,3	1,03	100	86
	3,0/3,3	Argile limoneuse compacte	22,6	20,3	1,65	95,7	49,8	24,9	1,09	100	83
	14,5/14,8	Marne compacte	-	22	-	-	-	-	-	-	-
SC2	0,0/1,5	Argile sableuse brune	20	19,2	16	78	49,5	264	1,1	98	78
	1,5/10,3	Argile sableuse consistante	18	19,5	16,5	76,2	52,6	28,3	1,31		-
	10,3/10,5	Marne compact fissurée	12	21,2	18,9	75,4	42,7	20,2	1,5	100	84
	15,2/15,5	Marne Indurée	-	22	-	-	-	-	-	-	-

Tableau III.4: Récapitulatif des caractéristiques chimiques et mécaniques**.**

RN1AauPK01+500		Caractéristiques chimiques	Caractéristiques mécaniques				
Echantillons			Cisaillement		Compressibilité		
profondeur		CaCO3 (%)	Cuu (bar)	ϕuu (°)	σc (bar)	Cc(%)	Cs(%)
SC1	0,0/0,7	5,5	-	-	-	-	-
	2,5/2,8	6,4	0,49	14	1,7	17	2
	3,0/3,3	-	0,55	13	1,69	17	3
	14,5/14,8	55,5	-	-	-	-	-
SC2	0,0/1,5	10,5	-	-	-	-	-
	1,5/10,3	8,6	0,48	12	2,39	19	3
	10,3/10,5	38,2	0,57	17	2,06	8,2	1,8
	15,2/15,5	48,6	-	-	-	-	-

II.11. EXPLOITATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

Les observations de terrain ont mis en évidence les constatations suivantes:

- Fissures et affaissement affectant la chaussée,
- Evolution de l'inclinaison de la cloison située en bordure de la RN1,
- Bombement du mur en maçonnerie aval,
- Présence d'humidité sur le parement du mur.

Les essais de pénétration ont donné des profondeurs de refus allant de 6.4m à 10.6m; celles-ci correspondent approximativement au toit du substratum marneux.

Les deux sondages carottés réalisés, ont mis en évidence trois couches constituant le terrain. Il s'agit de haut en bas:

- **Couche 1** : Argile limoneuse brune. Son épaisseur variant entre 1.5m à 2.8m.
- **Couche 2** : Argile limoneuse brune à argile sableuse brune consistante. Son épaisseur varie de 6.5m à 10.0m.
- **Couche 3** : Substratum marneux gris.

Les matériaux testés appartiennent aux sols fins denses, ils présentent des teneurs en eau variant de 12% à 24.5% correspondant à des degrés de saturation de 75% à 97% ; c'est-à-dire ils sont humides à saturés. Selon la classification de A.Casagrande, ils sont moyennement plastiques à très plastiques (42.7%<WL<52.6%, 20.2%<IP<28.3%).

Les taux de carbonate varient de 5% à 55% ; cependant, les matériaux argileux altérés présentent les taux les plus faibles ($CaCO_3$<10%).

Les matériaux analysés, sont caractérisés par des valeurs de cohésion variant de 0,48 bar et 0,57 bar et des valeurs de l'angle de frottement 12°<φ<17°. Toutefois, les faibles valeurs de l'angle de frottement (φ=14°) ont été obtenues sur les matériaux provenant des couches (1 et 2); dits : argiles carbonatées.

Les essais œdométriques ont donné des valeurs de la pression de consolidation comprises entre 1,69 bar à 2,39 bars, et des valeurs de l'indice de compression 8%<Cc<19%, ces valeurs caractérisent des sols sur consolidés, faiblement compressibles.

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

Le profil géotechnique est joint en annexe (A-4).

II.12.Conclusion :

L'analyse menée dans ce chapitre a permis de mettre en évidence la complexité géologique et géomécanique du site étudié. Les sols rencontrés sont principalement constitués d'argiles et de marnes, présentant une faible résistance au cisaillement et une forte sensibilité à l'eau. Les résultats des essais géotechniques révèlent des sols humides à saturés, faiblement perméables et moyennement à fortement plastiques, avec une compressibilité modérée. Ces caractéristiques confirment la vulnérabilité du terrain aux glissements et justifient l'instabilité observée.

Chapitre III :Etude paramétrique et Modélisation.

III.1 Introduction

La technique de la Terre Armée désigne un système de renforcement des sols, qui permet d'améliorer la stabilité des ouvrages géotechniques tels que les murs de soutènement, les remblais, ou encore les infrastructures de transport routières et ferroviaires. Cela repose sur l'interaction entre le sol et des armatures, souvent en polymères géosynthétiques (géogrilles, géotextiles en polyesthère ou polypropylène) ou en acier, qui permettent le soutien de charges lourdes et limitent les déformations.

La modélisation numérique est un outil essentiel de l'étude du comportement des ouvrages en Terre Armé, notamment pour procéder à des analyses des contraintes, des déformations, et des différents modes de rupture, PLAXIS est un logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis, en usage courant dans ce type d'études.

utiliser PLAXIS pour la Terre Armée permet :

- Une modélisation réaliste du sol et des interactions sol-structure.
- L'intégration de lois de comportement avancées pour le sol et les matériaux renforcés.
- La prise en compte de différents scénarios de charge (statiques et dynamiques).
- L'évaluation des facteurs de sécurité et des risques d'instabilité.

III.2 Présentation du logiciel de calcul « PLAXIS »

« PLAXIS 8.2 » est un programme informatique à éléments finis bidimensionnel à usage spécial. Il est utilisé pour effectuer des analyses de déformation et de stabilité pour de nombreux types d'ouvrages géotechniques. Des situations réelles peuvent être modélisées soit par une déformation plane, soit par un modèle axisymétrique. L'interface d'utilisateur se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) qui sont exécutés pour être utilisés successivement dans une modélisation géotechnique. Ces sous-programmes peuvent être traités un par un, formant une méthodologie logique. Le comportement du sol est représenté par une loi qui l'assimile à un milieu continu. Cette loi souvent appelée «loi de comportement » décrit la relation entre les contraintes et les déformations provoquées par ces contraintes. Elle traduit, lorsqu'on passe d'un matériau à un autre, les différences de comportement constatées expérimentalement sous l'effet d'actions extérieures de comportement d'un sol. PLAXIS 8.2 propose différents modèles, qui permettent de simuler le comportement de sol :

- Modèle élastique linéaire
- Modèle de Mohr-Coulomb
- Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock Model)
- Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)
- Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model)
- Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil Creep Model)

Toutes les modélisations réalisées dans ce qui suit supposent qu'on travaille en comportement élasto-plastique, répondant au modèle à critère de rupture de Mohr-Coulomb, qui est le modèle le plus couramment utilisé en mécanique des sols.

III.3 Les modèles de comportement utilisés dans le Plaxis

La méthode des éléments finis qui utilise le code Plaxis comprend des lois de comportement à différents niveaux de complexité depuis l'élasticité linéaire jusqu'à un modèle permettant de tenir compte de la raideur du sol sous très petites déformations.Les détails de chaque modèle peuvent être trouvés dans le guide d'utilisateurs de Plaxis. **[31].**

III.3.1 Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young E, et le coefficient de Poisson ϑ. Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol (par exemple le cas du parement en bloc en béton) **[31].**
Le modèle élastique linéaire utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson υ. L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau (Gu= G'), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part Ku est infini (correspondant à ϑ u= 0,5) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. La relation entre le module d'Young E est les autres modules sont données par les équations :

$$G=\frac{E}{1+\vartheta} \quad (4.1)$$

$$K=\frac{E}{3(1+\vartheta)} \quad (4.2)$$

$$E_{oed}=\frac{E}{2(1+\vartheta)} \quad (4.3)$$

Le modèle élastique linéaire de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures en béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

III.3.2 Modèle élastique parfaitement plastique Mohr-Coulomb

Le modèle bien connu de Mohr-Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle, élastique parfaitement plastique, nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont **[32]** :

- Le module d'Young E,
- Le coefficient de Poisson ϑ
- La cohésion c,
- L'angle de frottement φ
- L'angle de dilatance Ψ

Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données. Le modèle à critère de rupture de Mohr-Coulomb, est le plus couramment utilisé en mécanique des sols. Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élastique-parfaitement plastique (sans écrouissage). Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau=\sigma_n tan\varphi+c \qquad (4.4)$$

$\sigma_n$et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, c etφ

respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau **.[32]** dans la (figure IV.5)

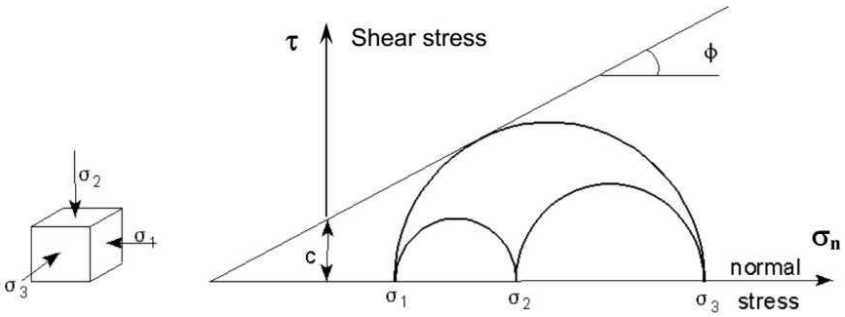


Figure .III.1: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice

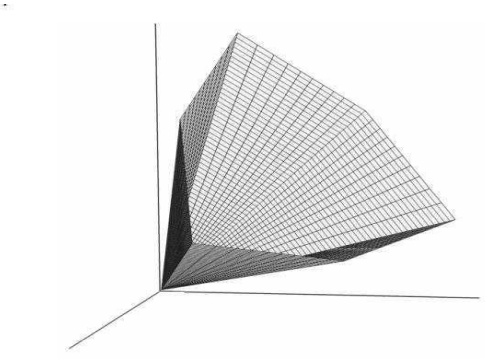


Figure III.2. Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour c = 0 .

Afin de comprendre la signification des cinq paramètres fondamentaux du modèle,

considérons des courbes contraintes-déformations classiques comme celles obtenues à partir

d'essais triaxiaux drainés (figure IV.7).

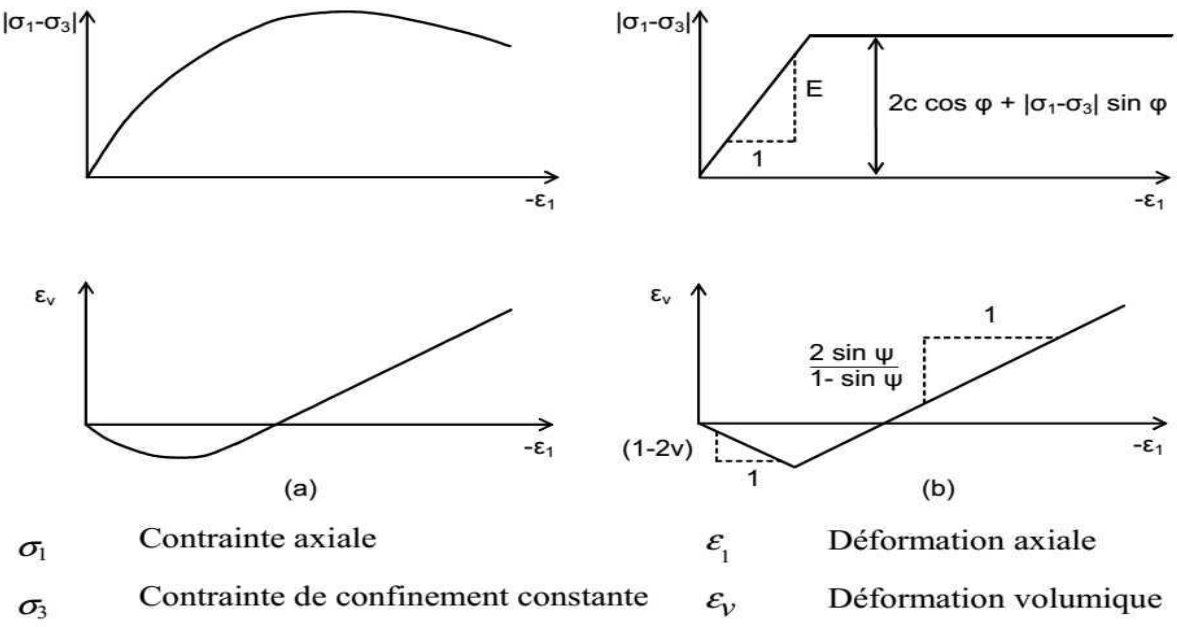


Figure III.3:Résultats d'essais triaxiaux standards (a), et modèle élasto-plastique (b)

III.3.3. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticitéavec écrouissage en cisaillement. De plus, ce compactage irréversible d'un sol sous sonpremier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler lecomportement des sables, des graviers, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons **[35].**

III.3.4. Modèle pour les sols mous (Soft Soil model)

C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mouscomme des argiles normalement consolidées. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante **[35].**

III.3.5. Paramètres de la modélisation

Le modèle Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et υ (paramètres d'élasticité), les deux autres sont c et υ. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité **[29].**

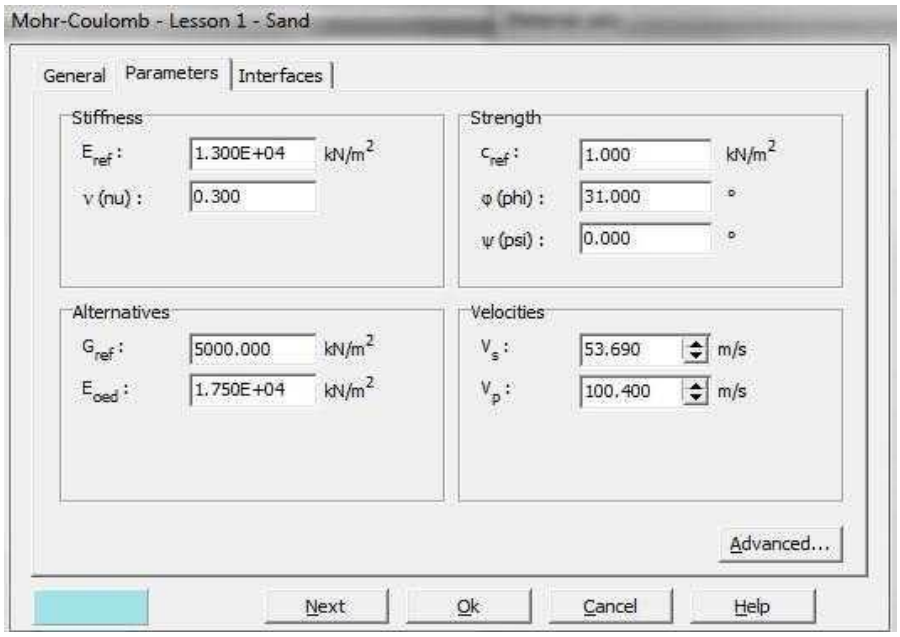


Figure III.4: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb [33].

- **Le module d'Young (E) :**

Le choix d'un module de déformation est l'un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il parait peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au Gmax mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux **[29].**

- **Coefficient de poisson (v)** :

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles **[36] .**comme il est difficile pour déterminer on a proposée que la valeur de (ν) est 0.28 .

- **Angle de frottement (φ) :**

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement $\boldsymbol{\varphi_{cv}}$ (à volume constant, au palier). peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (Figure4.5) **[37].**

- **Cohésion (c) :**

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion (c = 0), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeurfaible (prendre c> 0.2 kPa)

- **Angle de dilatance(ψ) :**

L'angle de dilatan ce noté ψ est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par larègle (grossière) suivante:

$\psi = \varphi - 30°$ pour $\varphi > 30°$ (4.5)

$0° \psi =$ pour $\varphi < 30°$ (4.6)

Le cas où ψ< 0° correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique).

La valeur ψ = 0° correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité.

C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes

- **Coefficient de pression des terres au repos (k_0) :**

Jacky (1944) a proposé une formulation de $K0$ pour les sables et argiles normalement consolidés, en fonction de l'angle de frottement. La formule simplifiée de Jacky s'écrite :

$k_0 = 1 - \sin \varphi$ (4.7)

Puisque le coefficient de poisson varie entre 0 et 0,5, k_0 varie entre 0 et 1

Tableau III.5: Coefficient de perméabilité **[30].**

	Ordre de grandeur k(Cm/s)	Degré de perméabilité
Graviers moyen et gros	10^{-1} à 10^{-3}	Trés élevé
Petits graviers, gros sable	10^{-3} à 10^{-5}	Assez élevé
Sable fin, sable silteux,loess	10^{-5} à 10^{-7}	Faible
Limons compacts, argile silteu	10^{-7} à 10^{-9}	Trés faible
Argile	10^{-9} à 10^{-12}	Imperméable

III.6.1 Présentation du modèle de calcul :

Le cas étudié porte sur l'analyse du comportement d'un remblai routier renforcé par des nappes de géogrilles. Le modèle est constitué de plusieurs couches de sol reposant sur un sol de fondation rigide. Le remblai renforcé, d'une hauteur de 6 m et d'une longueur de 8 m, est stabilisé par des nappes de renforcement géosynthétiques réparties régulièrement sur toute sa hauteur. L'ensemble du profil étudié s'étend sur 71 m de longueur avec une hauteur de 20 m du côté amont et 13 m en aval, afin de bien encadrer la zone d'intérêt et minimiser les effets de bord.

Le modèle repose sur un sol de fondation homogène et profond. Les conditions aux limites imposées sont telles que les déplacements sont bloqués à la base du modèle dans les directions horizontale et verticale, tandis que seuls les déplacements horizontaux sont empêchés sur les côtés latéraux. La nappe phréatique est supposée profonde, n'exerçant ainsi aucun effet notable sur la stabilité de l'ouvrage.

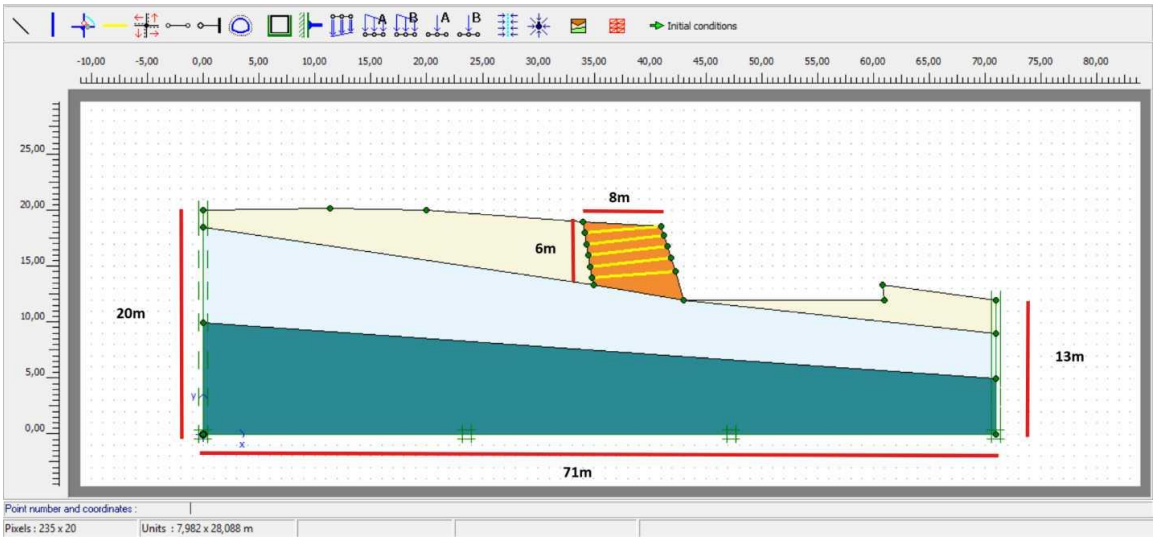


Figure III.5 Géométrie de l'ouvrage de soutènement en sol renforcé.

III.6.2 Caractéristiques des matériaux

a) Le sol :

Le modèle est constitué de deux sols différents remblai renforcé et Le sol de fondation.

(Figure III.6)

Les paramètres élastiques (E : module d'Young, ν : le coefficient de Poisson) et les paramètres plastiques (φ : angle de frottement, c : la cohésion, et ψ : angle de dilatance).

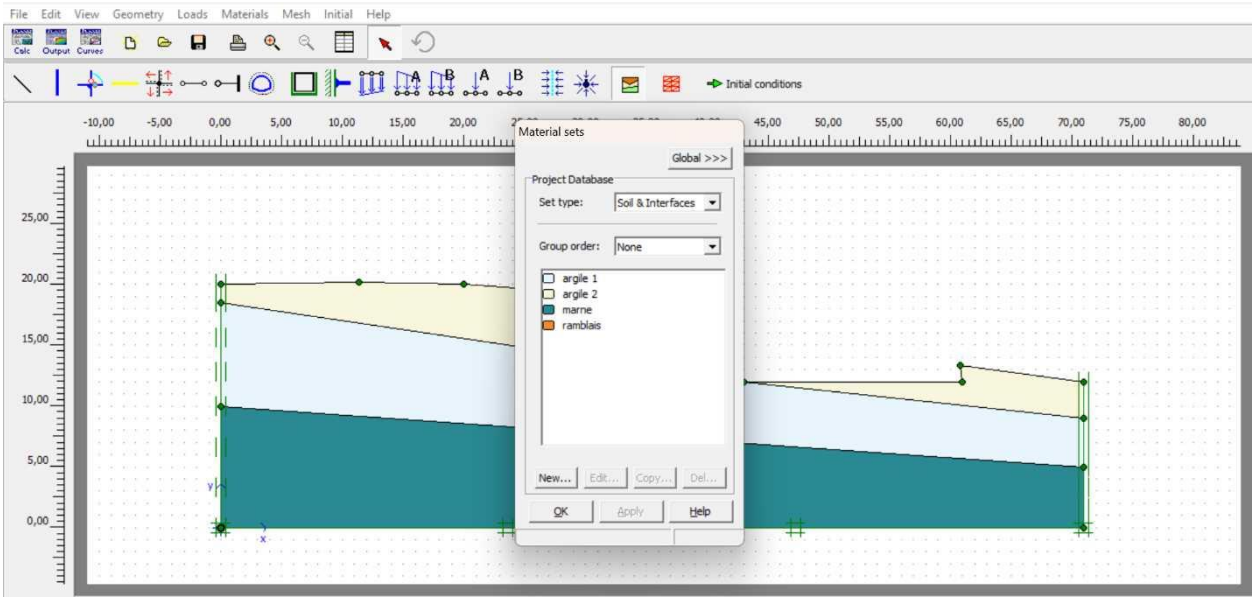


Figure III.6 données des couches différents remblai renforcé et Le sol de fondation

Tableau III.6. données des couches différents remblai renforcé et Le sol de fondation

ID	Name	Type	γ unsat	γ sat	nu	E	C	φ	
			[kN/m^3]	[kN/m^3]	[-]	[kN/m^2]	[kN/m^2]	[°]	
1	marne	Drained	11,7	21,7	0,3	30000	15	30	
2	ramblais	Drained	20	22	0,3	60000	20	35	
3	argile 2	Drained	11	19,6	0,3	25000	8	30	
4	argile 1	Drained	19	19,6	0,3	25000	8	30	

b) Les géogrilles de renforcement :

Les géogrilles sont modélisées en utilisant des éléments structurels appelés « geogrid » dans le logiciel plaxis. Ces éléments ont une seule propriété nécessaire, c'est la rigidité axiale EA.

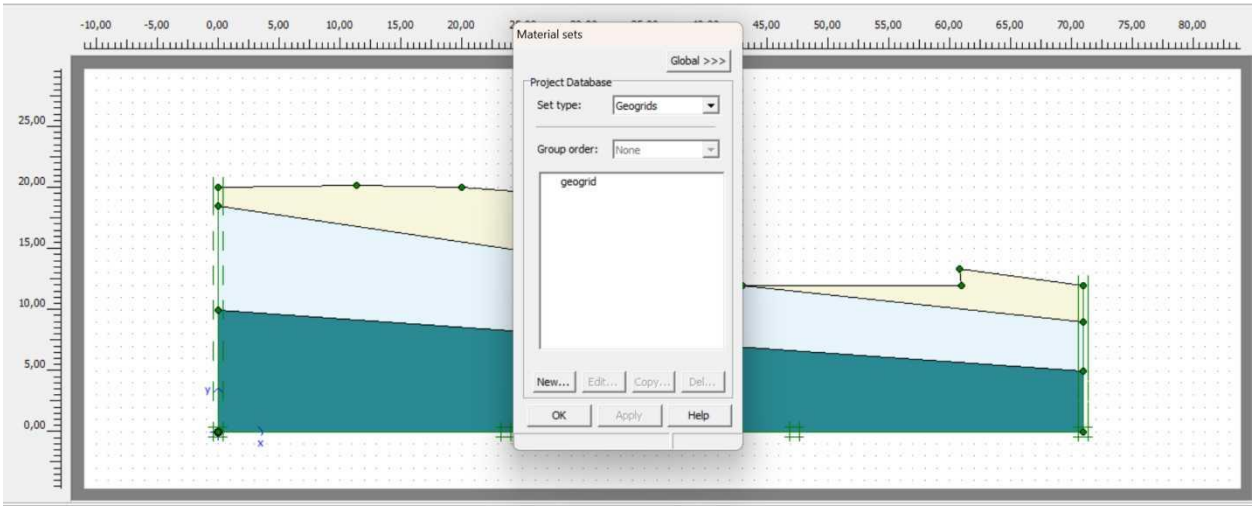


Figure III.7. saisie de données Les caractéristiques du géogrille.

Tableau III.7 : Propriétés du géogrille.

Modèle de comportement	Élastique
Rigidité axiale élastique (kN/m)	40.2
Largeur du renfort (cm)	8

C)Les géocellules de renforcement :

La géocellule est une structure en nid d'abeille tridimensionnelle constituée de matériaux polymères tels que le polyéthylène haute résistance (PEHD) ou le polypropylène (PP), qui est fortement soudé ou riveté.

Dans ce cas (géocellules), il n'existe pas de module ou d'élément spécifique dans Plaxis 2D. Toutefois, ce système est généralement représenté par une couche de sol de 30 cm d'épaisseur, en lui attribuant des paramètres mécaniques équivalents, notamment la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (ϕ) connus..

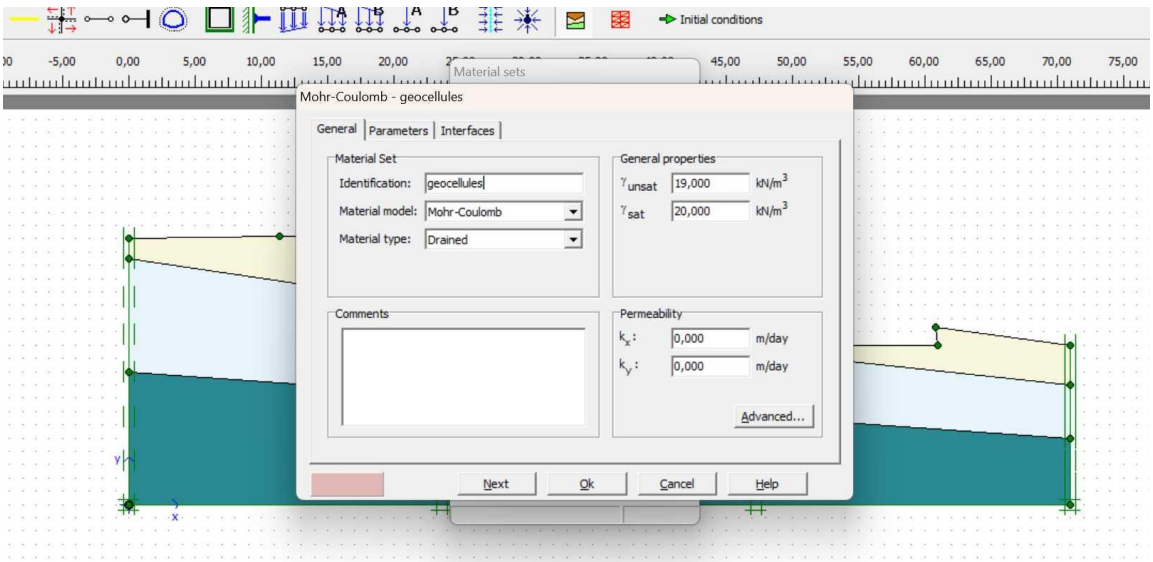


Figure III.8. saisie de données Les caractéristiques du géocellule.

Tableau III.8 : Parametre mecanique du géocellules

Paramètre	Symbole	Valeur typique
Cohésion	C	20 – 40 kPa
Angle de frottement φ\varphi	φ	10° – 20°
Module d'élasticité	E	10 – 25KPa
Poids volumique	γ	18 – 20 kN/m³

III.6.3 Génération du Maillage

Le massif de sol a été discrétisé dans son intégralité par des éléments finis de type

triangulaires à 6 nœuds. L'optimisation du maillage doit être le fruit d'un compromis entre la capacité de calcul disponible et l'erreur acceptable sur les résultats numériques. L'icône'maillage' permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème. On règle la finesse du maillage dans le menu Mesh sur very fin. Le maillage est constitué en totalité de 1393éléments et 2974 nœuds. Le maillage est présenté sur la figure (III.9).

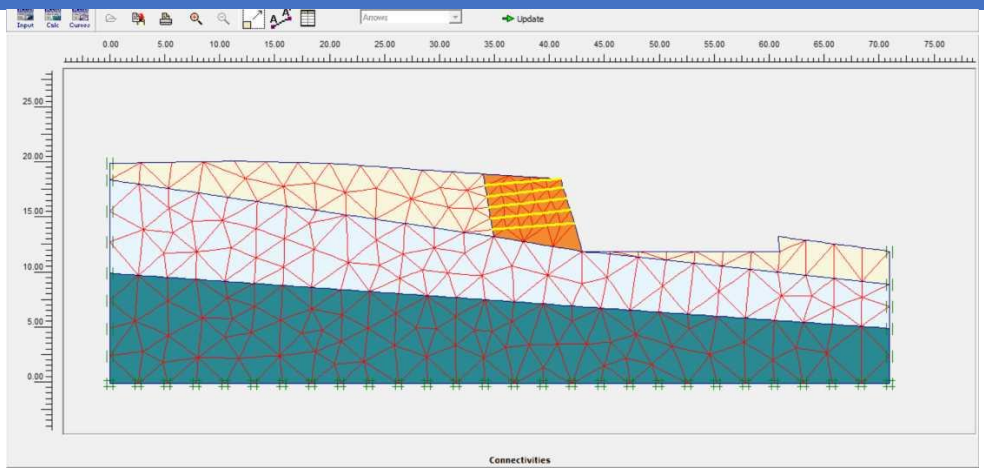
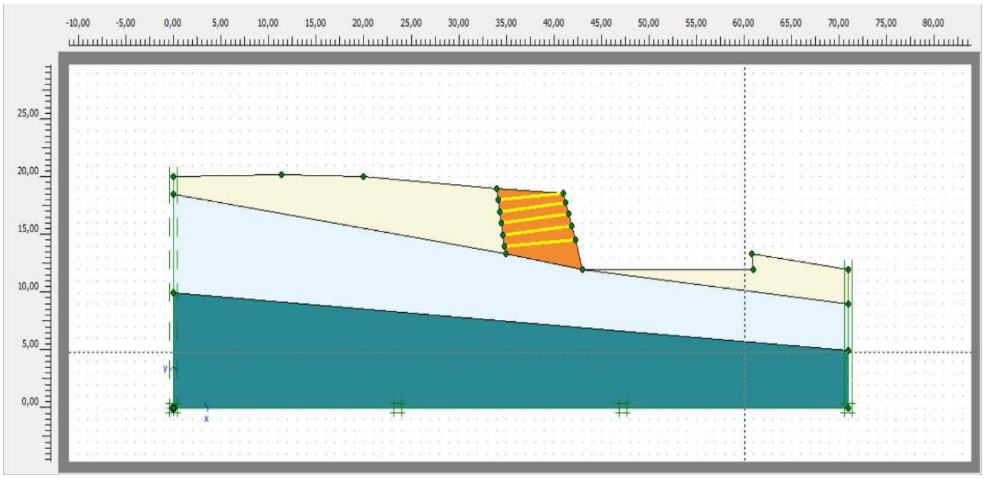


Figure III.9 Modèle numérique (Le maillage.).

III.7 Conception de modelé

La figure ci-dessous Figure (III.10)représente les conditions aux limites du modèle géométrique nous avons utilisés les conditions standards.



FigureIII. 10: les conditions aux limites du modèle géométri

Chapitre IV : Simulation numérique

IV. 1. Les phases et cas de calcul

Dans cette étude, nous avons évalué l'effet de l'utilisation des matériaux de renforcement géotechniques sur le comportement du sol à travers sept configurations différentes.
La première configuration correspond à l'état initial du sol instable, sans aucune intervention. La deuxième configuration considère un remblai seul, servant de base de comparaison.
Les troisième, quatrième et cinquième configurations impliquent l'utilisation d'une géogrille, placée respectivement inclinée(30) vers le haut, vers le bas, puis horizontalement.
La sixième configuration combine géogrille et géotextile afin d'en évaluer l'effet synergique.
Enfin, la septième configuration utilise une géocellule pour renforcer et stabiliser la structure.Cette analyse comparative vise à déterminer la configuration la plus efficace pour améliorer la stabilité du talus et les propriétés mécaniques du sol.

Cas 0 : Sol naturel (sans remblai)

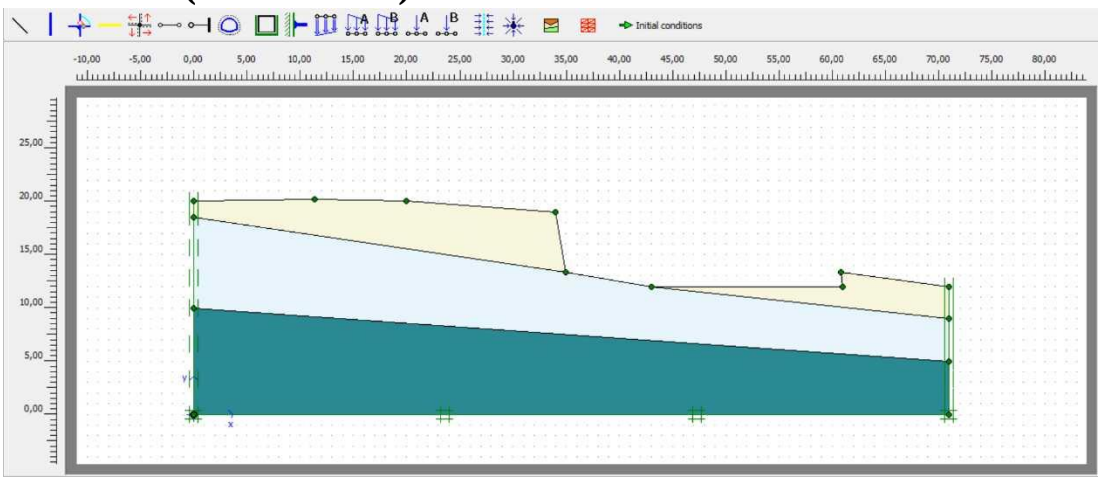


Figure IV.1: État initial du sol sans remblai ni renforcement.

Cas 1 : Remblai seul (sans renfort)

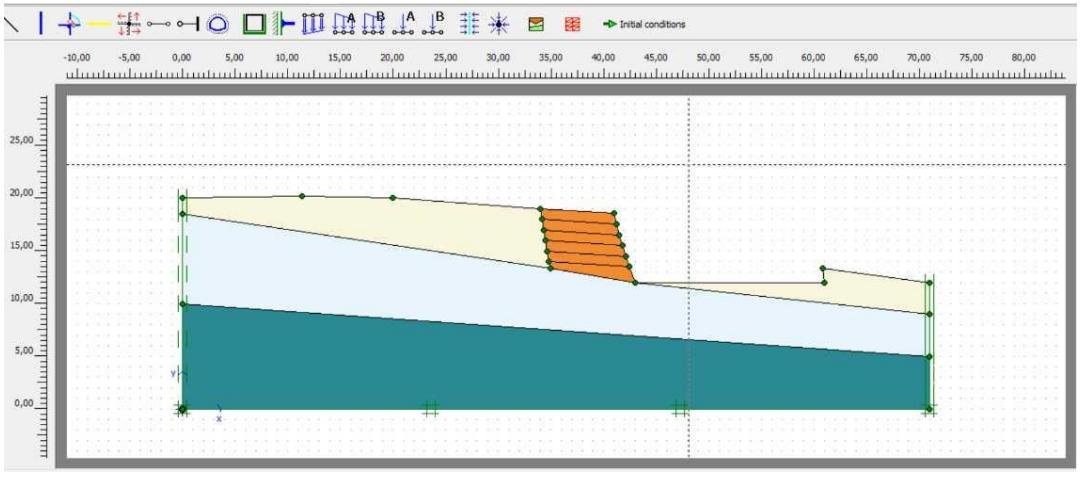


Figure IV.2: Sol remblayé sans renforcement.

Cas 2 : Géogrille incliné vers le haut

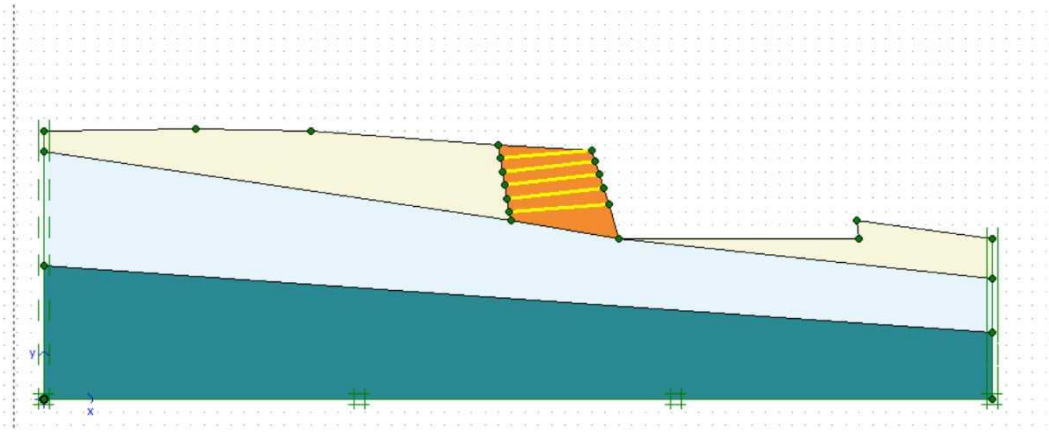


Figure IV.3: Sol renforcé avec géogrille inclinée(30) vers le haut

Cas 3 : Géogrille incliné vers le bas

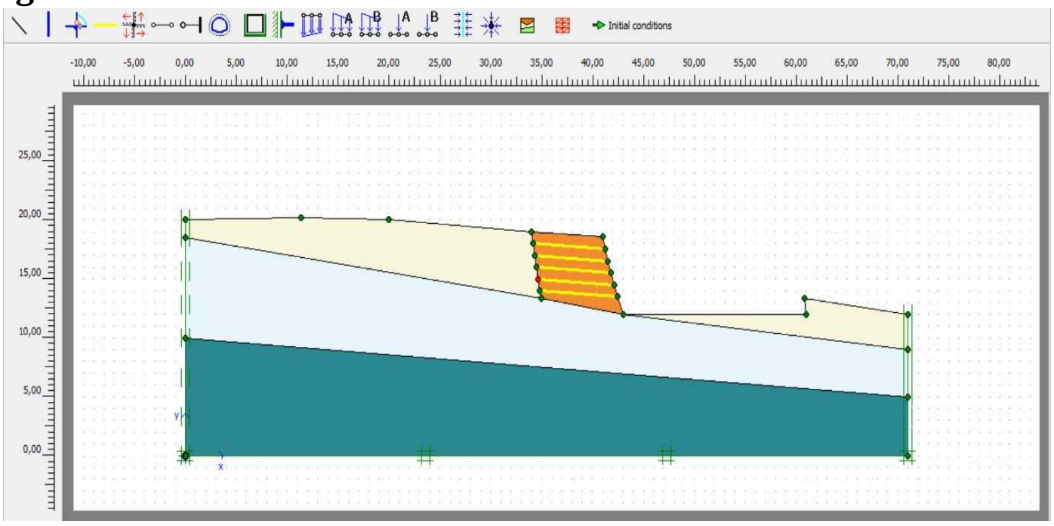


Figure IV.4: Sol renforcé avec géogrille inclinée(30) vers le bas

Cas 4 : Géogrille horizontal

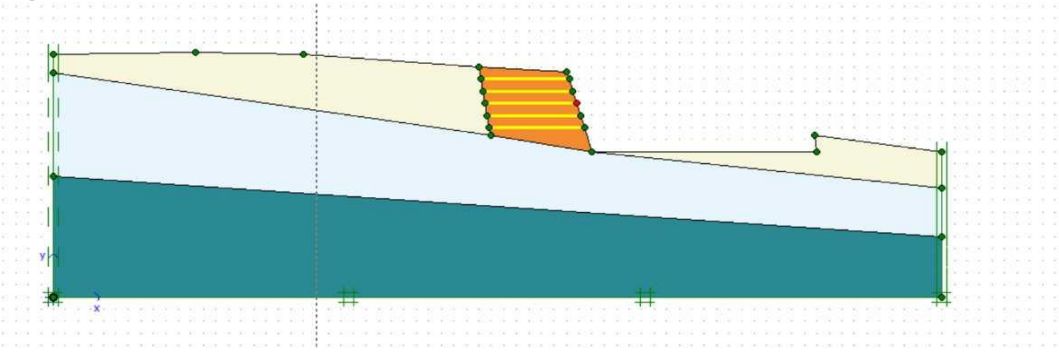


Figure IV.5: Sol renforcé avec géogrille en position horizontale

Cas 5 : Géogrille + Géotextile

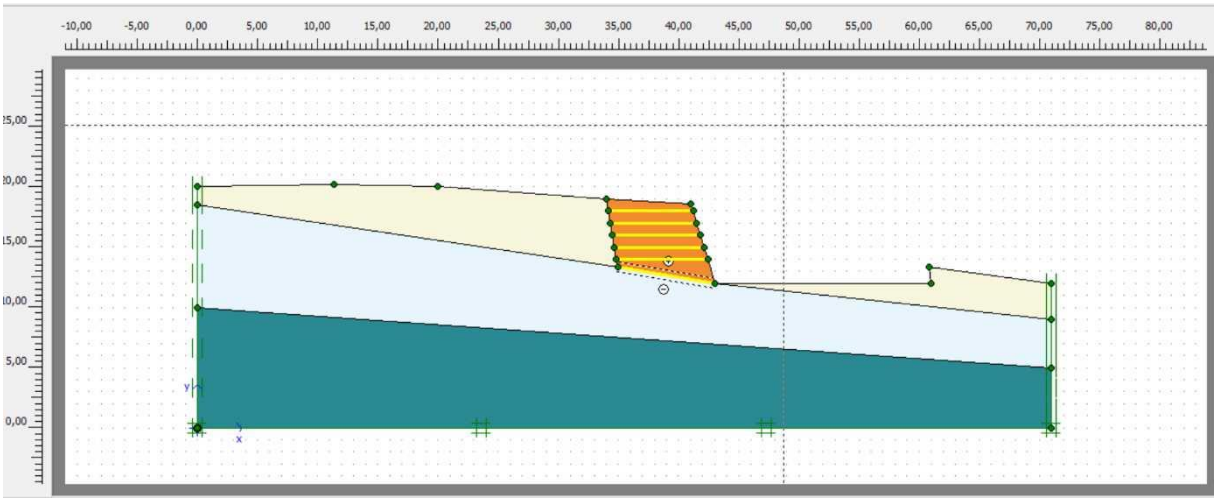


Figure IV.6: **Sol renforcé avec combinaison géogrille + géotextile**

Cas 6 : geocellules.

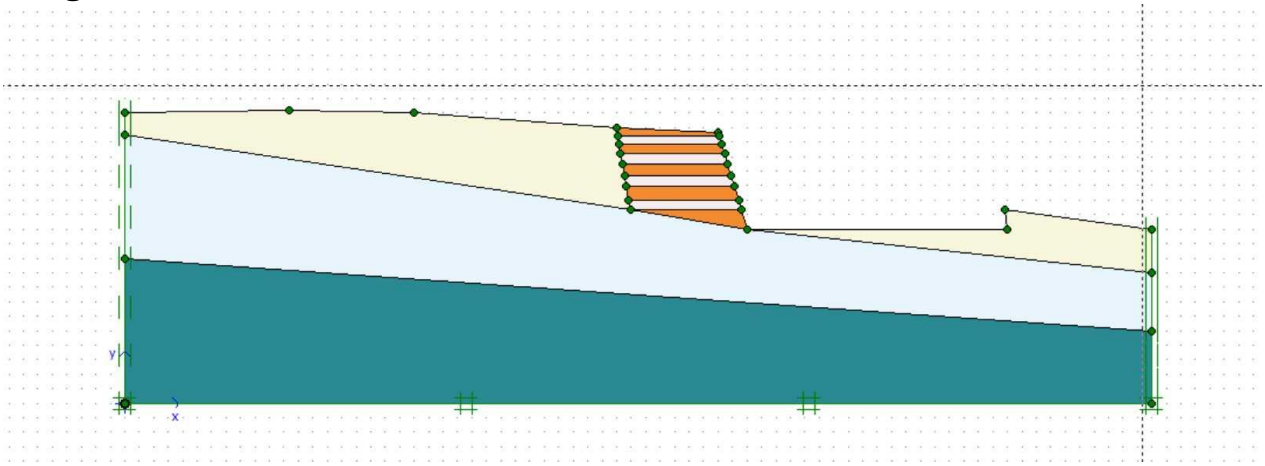


Figure IV.7: Sol renforcé avec geocelule**.**

Chapitre V : Résultats et discussion.

V.1. Sol naturel (sans remblai)

Dans cette configuration initiale, le sol est analysé sans apport de remblai ni de renforcement. Le facteur de sécurité obtenu est de 0,98, indiquant une stabilité très faible qui ne permet pas de supporter des charges supplémentaires.

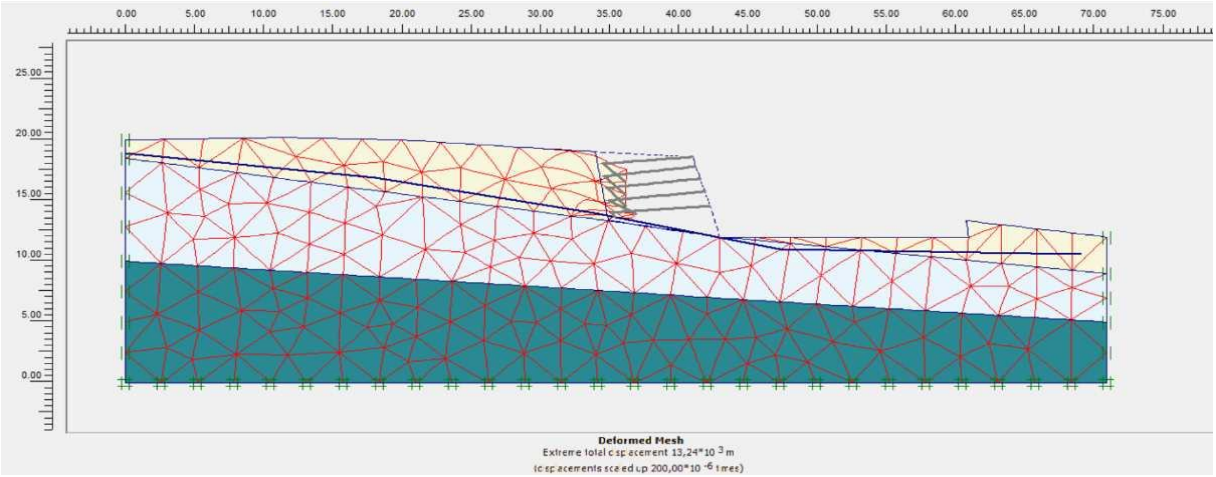


Figure V.1:État initial du sol sans remblai ni renforcement

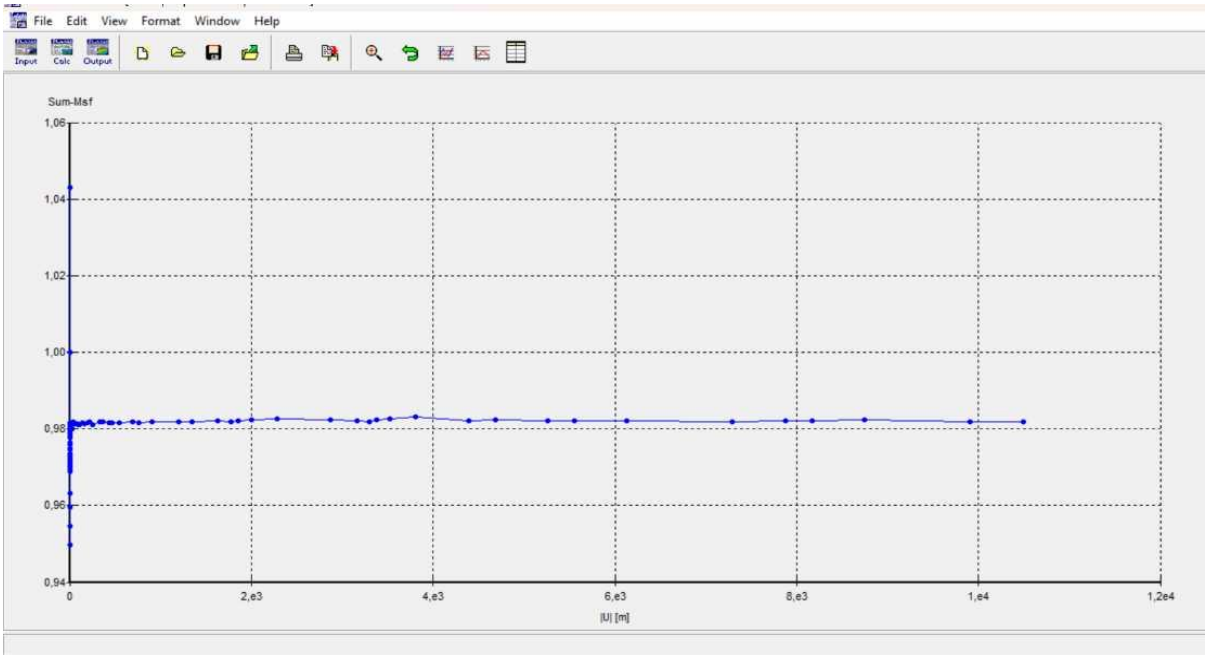


Figure V.2: le facteur de sécurité du Cas 0

V.2. Remblai seul (sans renfort)

Le remblai a été appliqué sans aucun renfort. Le facteur de sécurité s'élève à 1,30, ce qui montre une amélioration notable de la stabilité par rapport au sol naturel, mais reste insuffisant pour garantir une sécurité optimale dans des conditions de charges ***élevées***.

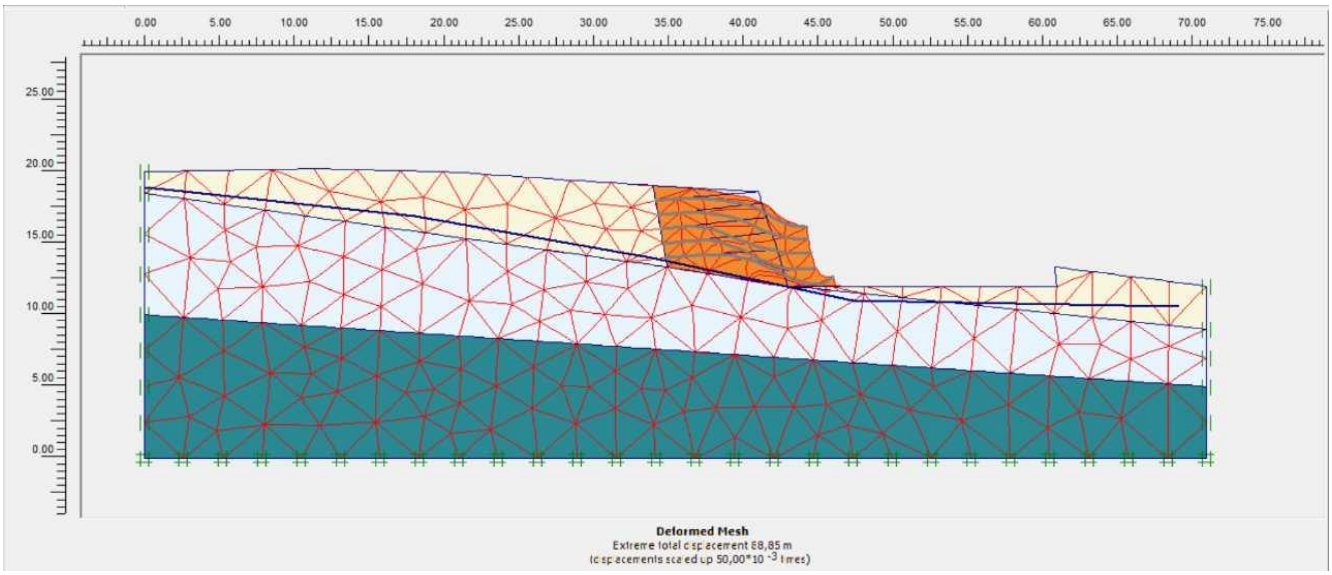


Figure V.3. Sol remblayé sans renforcement

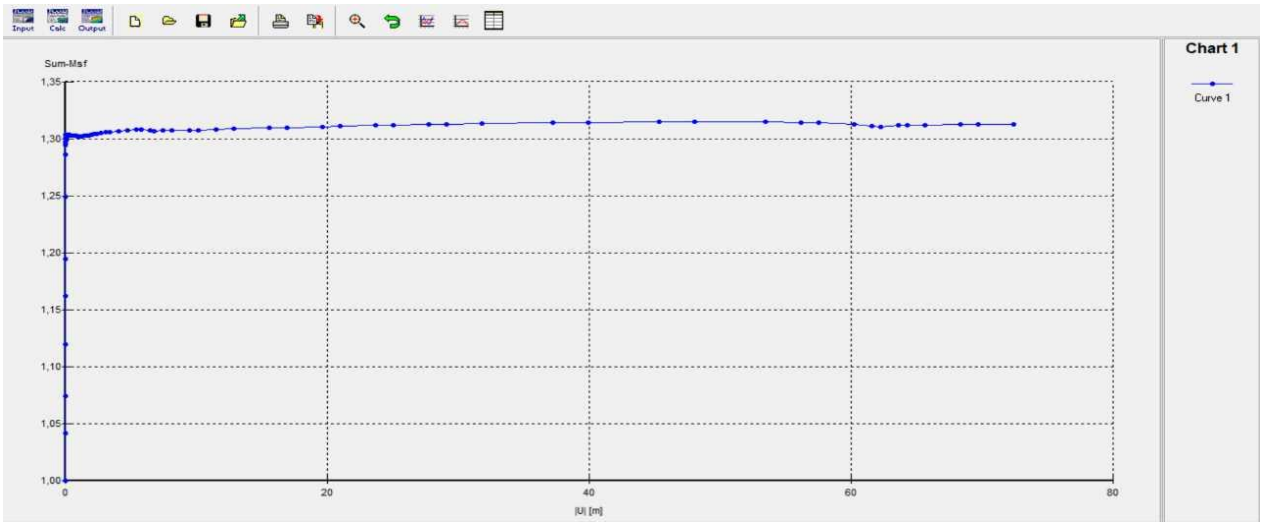


Figure V.4. le facteur de securite du Cas 1

V.3. Géogrille incliné vers le haut

La géogrille est posée avec une inclinaison ascendante. Le facteur de sécurité atteint 1,595. Cette configuration améliore la stabilité par rapport aux cas précédents. Toutefois, des concentrations de contraintes sont observées à l'extrémité inclinée, ce qui limite partiellement l'efficacité du renforcement.

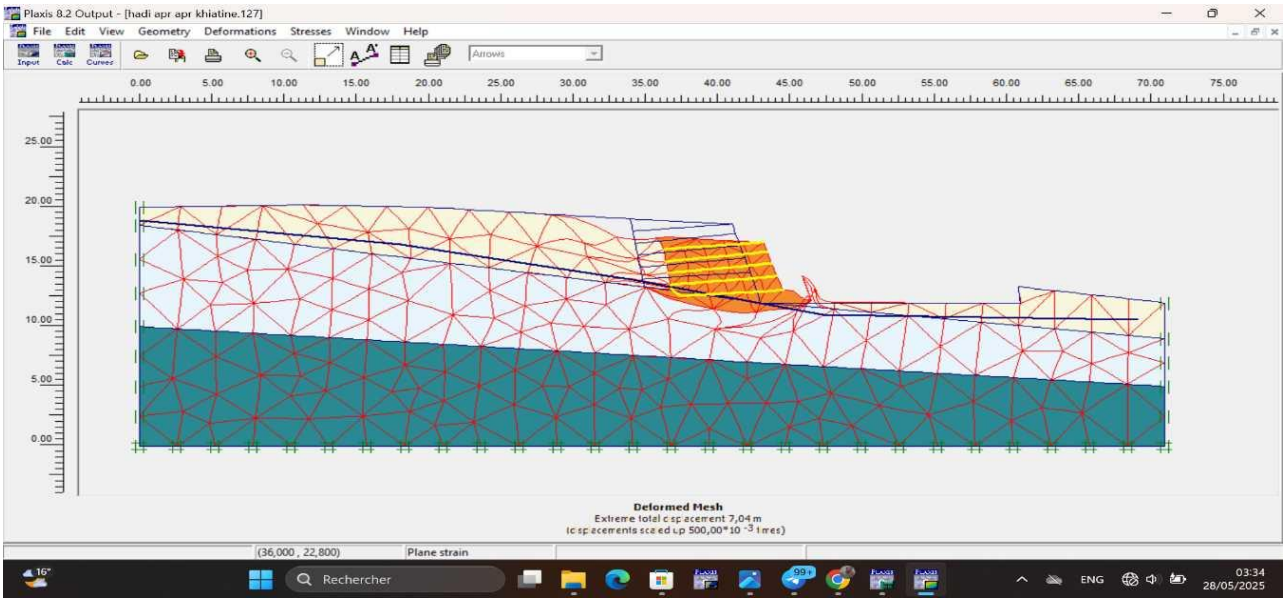


Figure V.5. Sol renforcé avec géogrille inclinée vers le haut

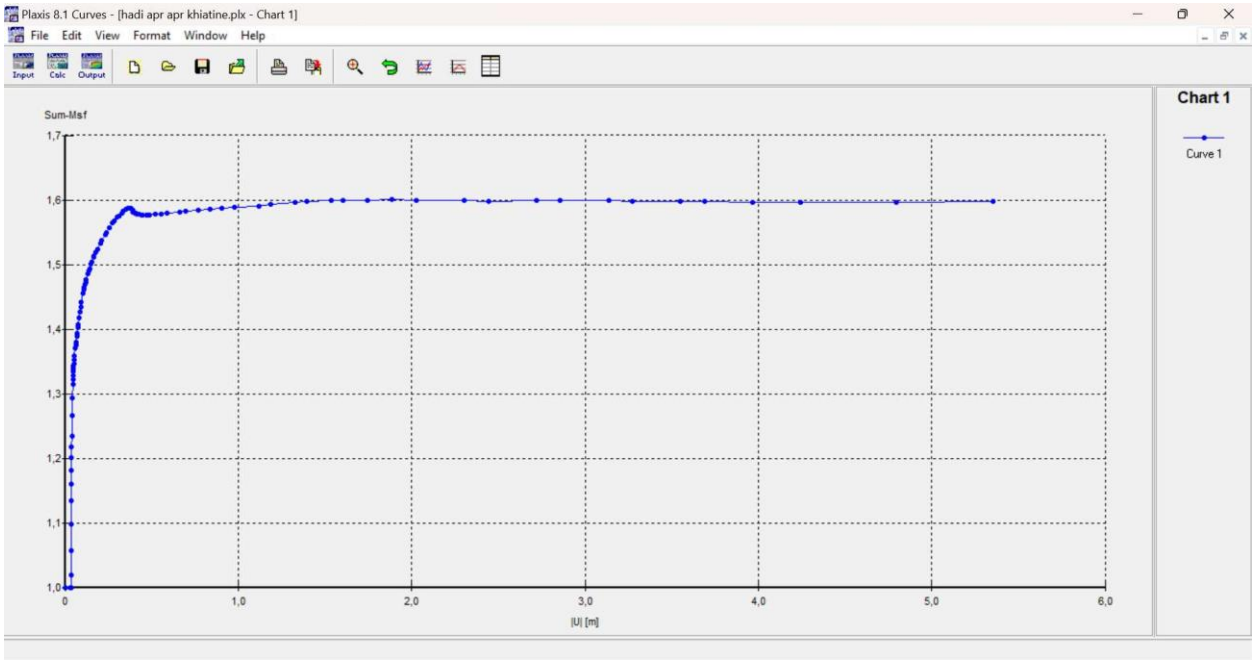


Figure V.6. le facteur de securite du Cas 2

V.4. Géogrille incliné vers le bas

L'inclinaison descendante de la géogrille permet une meilleure distribution des efforts dans la masse du sol. Le facteur de sécurité atteint 1,6, traduisant une stabilité renforcée avec des déformations plus faibles.

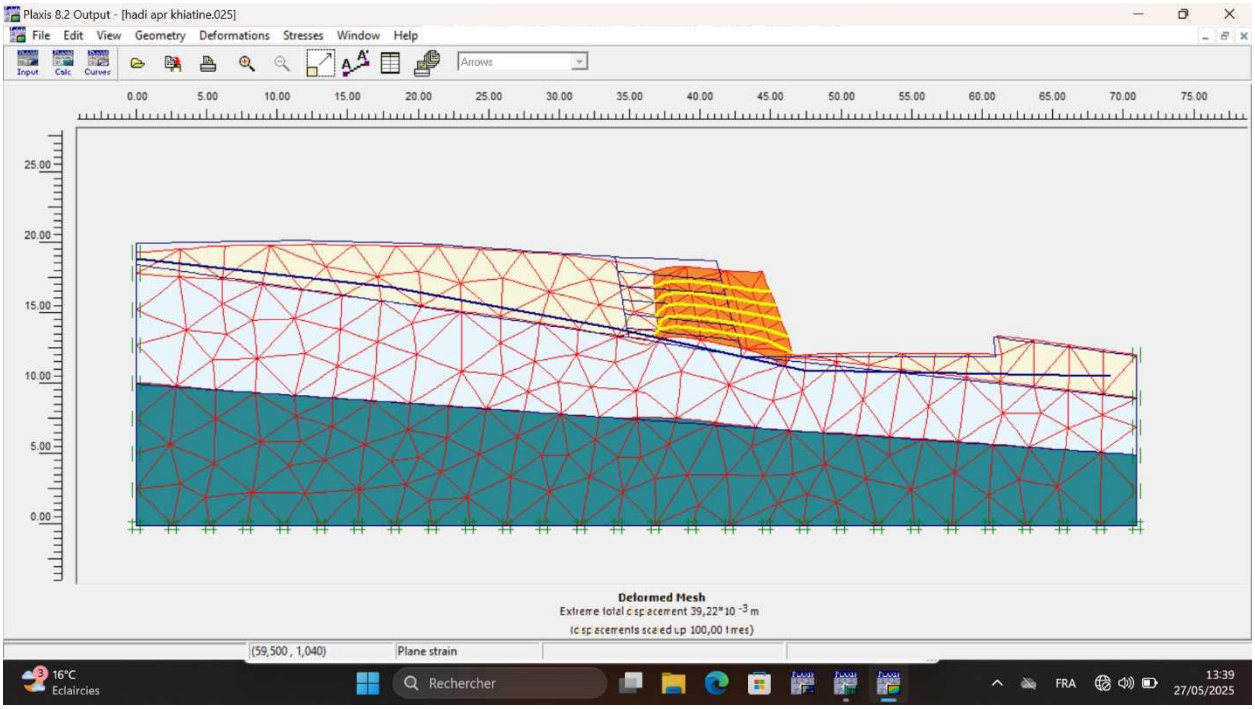


Figure V.7. Sol renforcé avec géogrille inclinée vers le haut

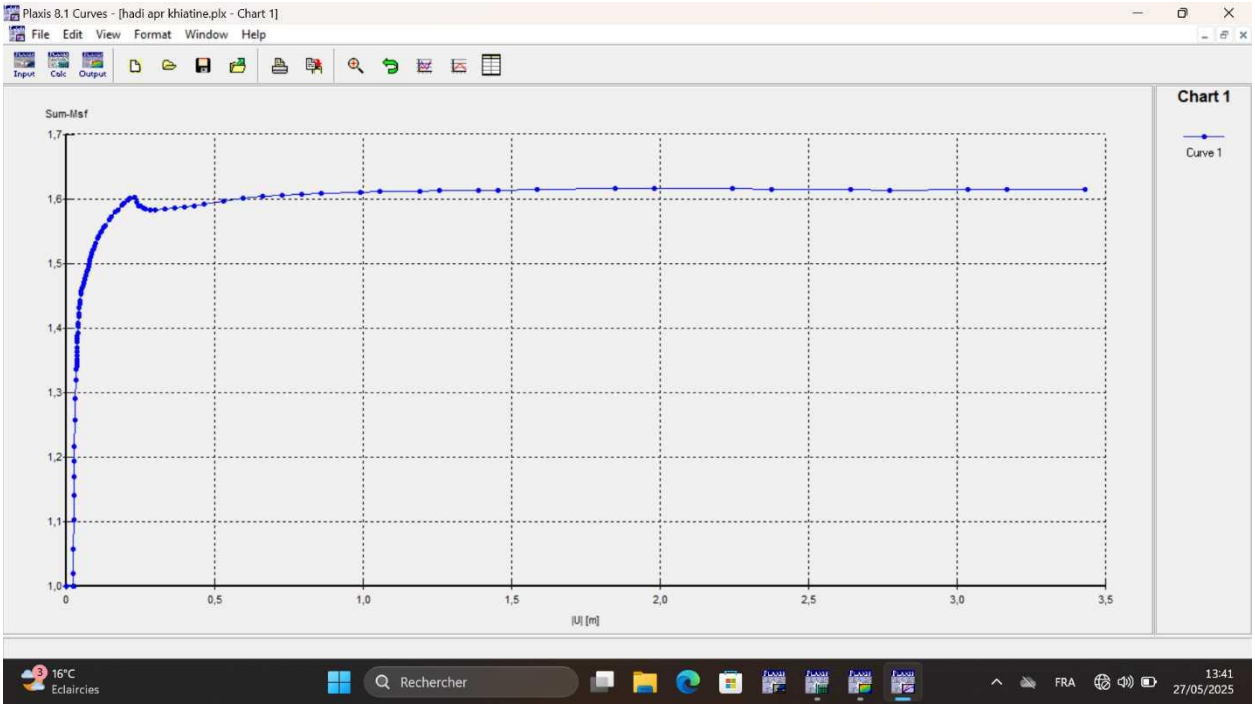


Figure V.8: le facteur de securite du Cas 3

V.5. Géogrille horizontal

La géogrille est placée horizontalement. Le facteur de sécurité est de 1,625. La distribution des contraintes est plus homogène, offrant un bon compromis entre performance et simplicité d'installation.

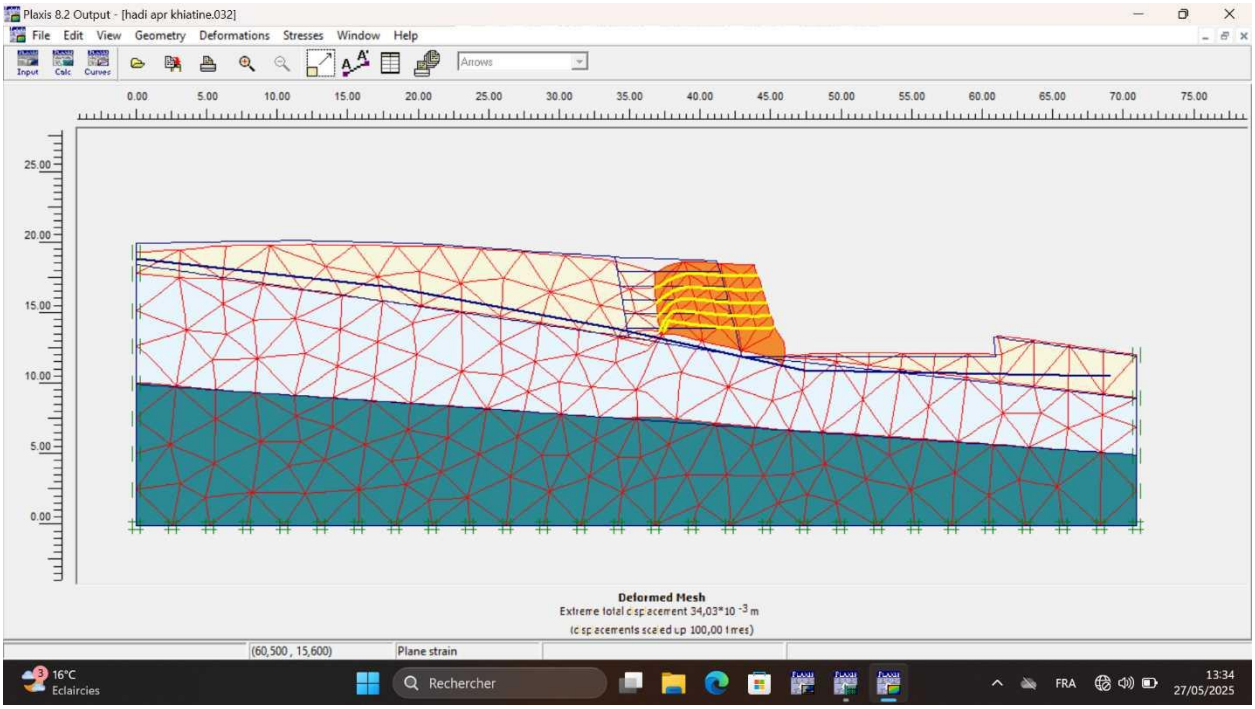


Figure V.9. Sol renforcé avec géogrille en position horizontale

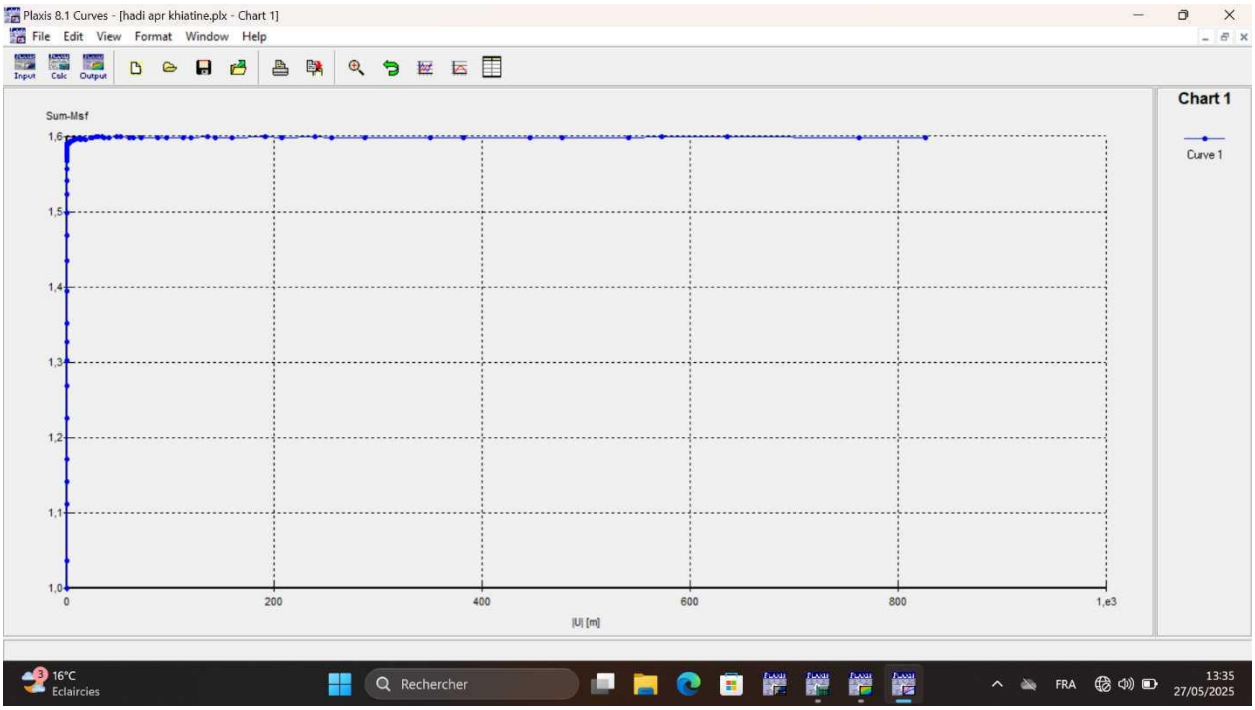


Figure V.10 : Figure le facteur de securite du Cas 4

V.6. Géogrille + Géotextile

L'ajout d'un géotextile en combinaison avec la géogrille donne les meilleurs résultats. Le facteur de sécurité monte à 1,72. Cette configuration optimise la filtration, la séparation et la stabilité mécanique du sol, réduisant significativement les déformations.

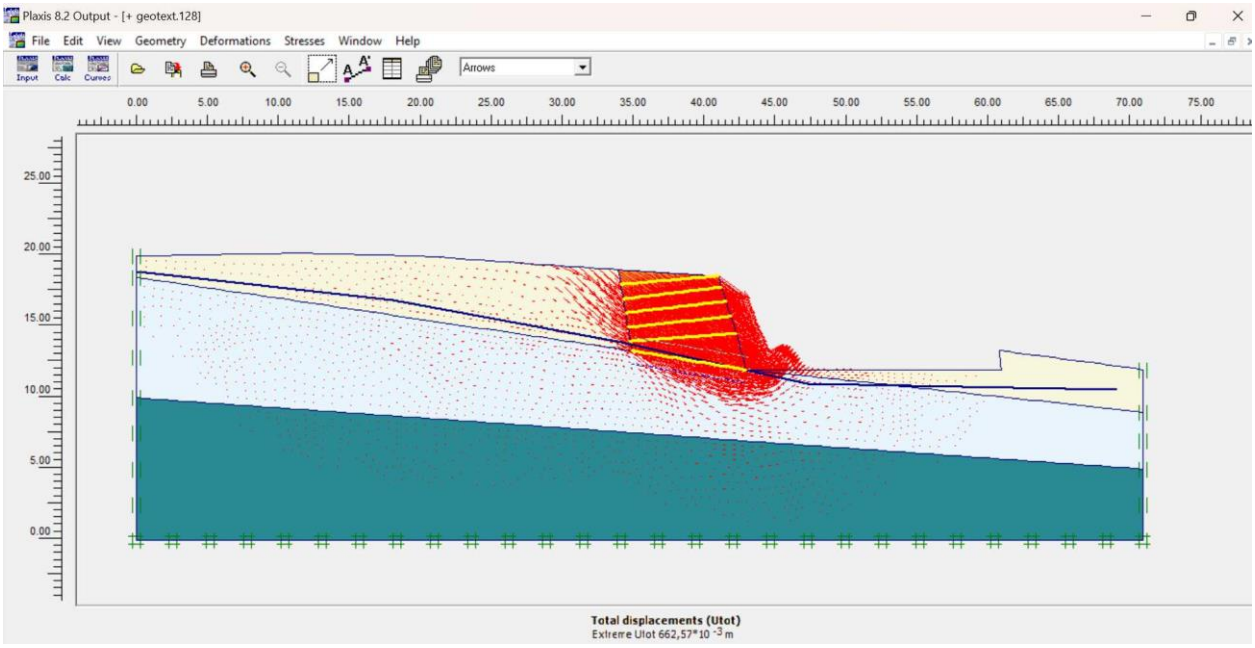


Figure V.11. Sol renforcé avec combinaison géogrille + géotextile

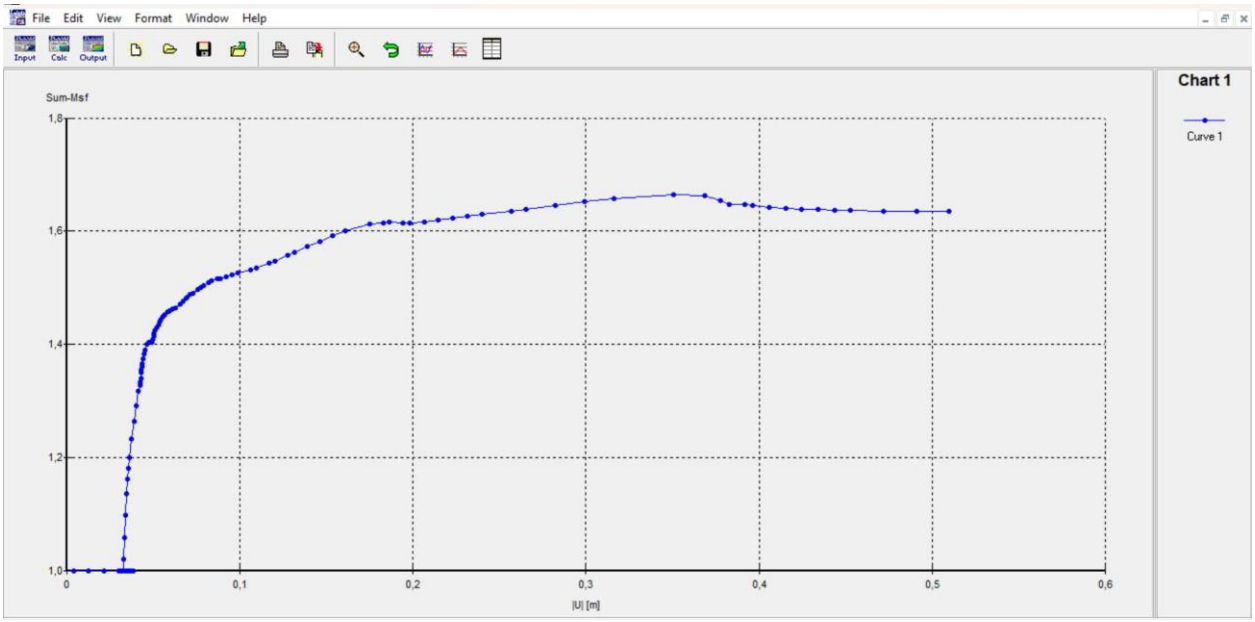


Figure V.12. le facteur de sécurité du Cas 5

V.7. Géocellules

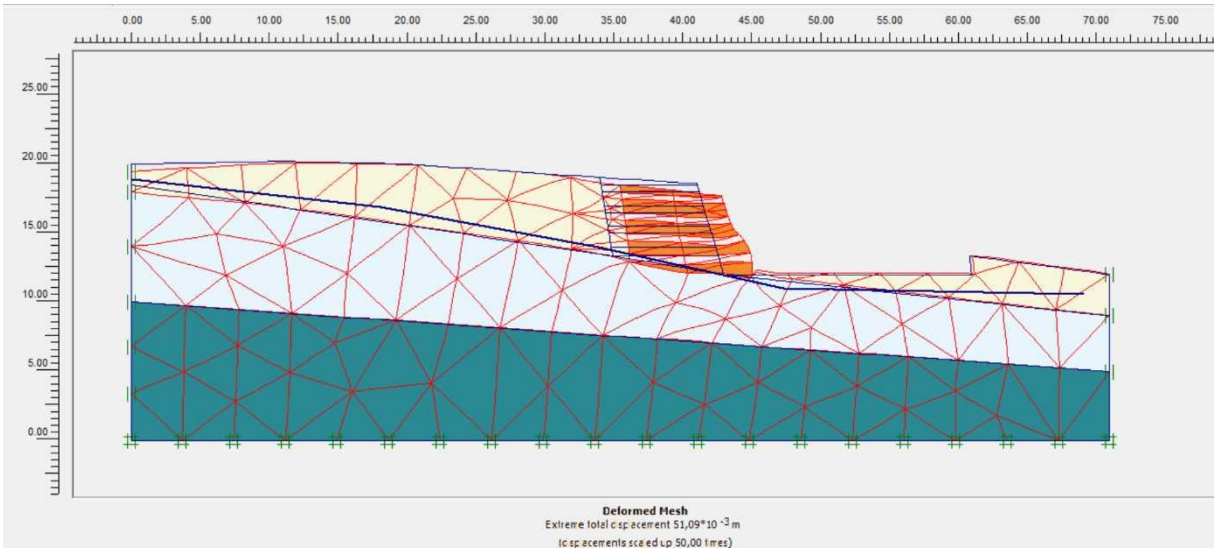


Figure V.13. Sol renforcé avec géocellules

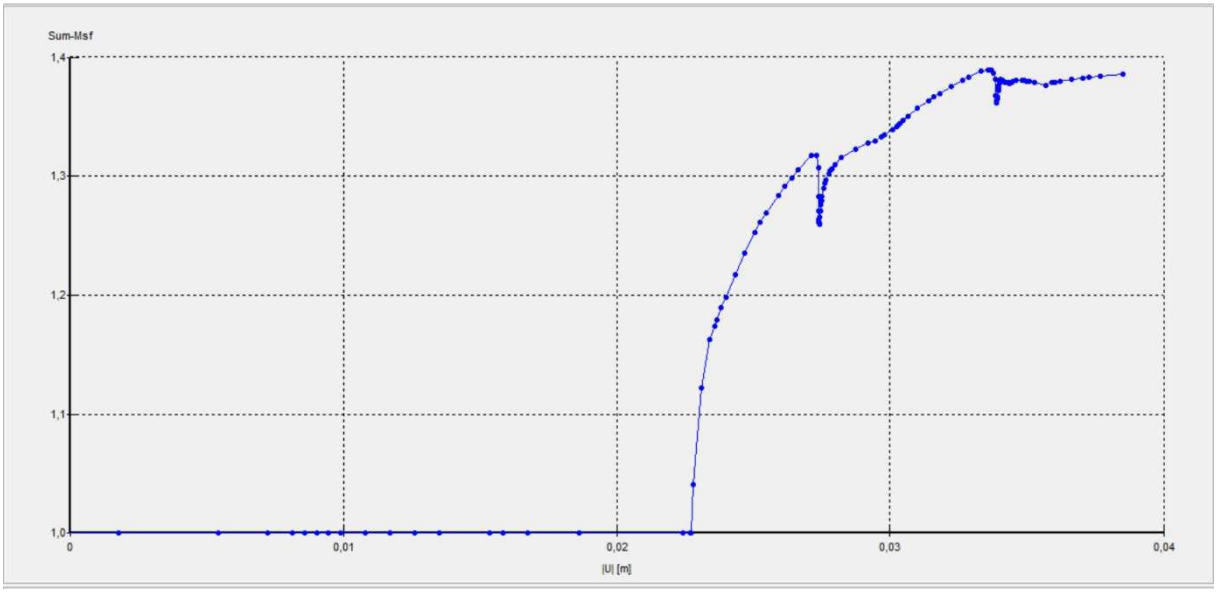


Figure V.14 : le facteur de sécurité du Cas 6

V.8. Analyse comparative.

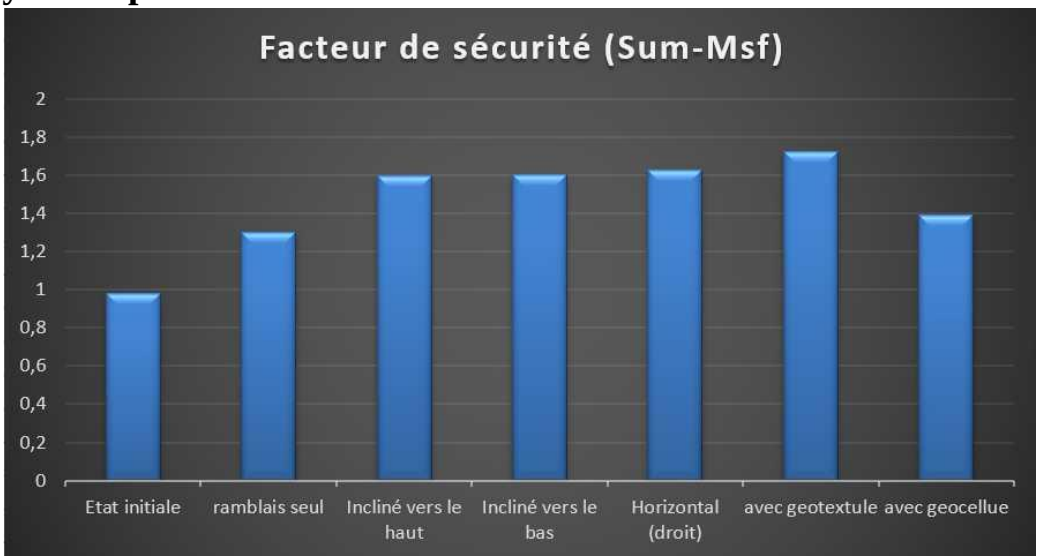


Figure V.15. Histogramme comparatif des facteurs de sécurité

Tableau V.9 Valeurs approximatives du facteur de sécurité pour chaque cas étudié

Cas étudié	Facteur de securite (approximatif)	Commentaire
État initial	**0,98**	Situation très instable. Ce facteur est bien en dessousdu seuil requis (≥ 1,3), indiquant un risque élevé de glissementou de rupture. Des mesures correctives sont urgentes.
Remblai seul	**1,30**	L'ajout d'un remblai améliore la stabilité, mais reste marginal. Insuffisant pour garantir la sécurité dans des conditions critiques.
Incliné vers le haut	**1,595**	Inclinaison du remblai vers le haut améliore nettement la stabilité. Bonne alternative si les contraintes topographiques le permettent.
Incliné vers le bas	**1,60**	Très bon comportement. Comparable à l'inclinaison vers le haut. Répartition plus équilibrée des charges.
Horizontal (droit)	**1,625**	Surface nivelée offrant une stabilité comparable aux configurations inclinées. Adaptée aux terrains réguliers.
Avec géotextile	**1,72**	Meilleur résultat observé. Le géotextile améliore significativement la cohésion et la tenue mécanique du sol. Solution hautement recommandée.
Avec géocellules	**1,40**	Bonne amélioration, mais moins performante que le géotextile. Peut être envisagée comme solution secondaire ou complémentaire.

V.9. Conclusion

L'analyse du facteur de sécurité met en évidence que la situation initiale est clairement instable ($F_S \approx 0,98$), ce qui représente un risque majeur pour toute structure reposant sur ce sol.

Le remblai seul n'apporte qu'un gain limité en stabilité. En revanche, les modifications géométriques du talus (inclinaisons ou surface horizontale) permettent d'atteindre un niveau de sécurité acceptable ($F_S \approx 1,625$).

Cependant, la meilleure performance globale est obtenue avec l'intégration d'un géotextile ($F_S \approx 1,72$), qui optimise les propriétés mécaniques du sol et assure une stabilité durable et fiable.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce travail, il ressort clairement que les glissements de terrain constituent un phénomène complexe et dangereux pour les infrastructures, dans des régions telles que la wilaya de Médéa, caractérisée par une géologie et une hydrologie particulières.

Pour assurer la stabilité ainsi que la pérennité des ouvrages, il demeure le problème de trouver puis appliquer la solution la plus rationnel en respectant a la fois sécurité - économie.

À travers l'étude du glissement de terrain situé au niveau de la RN1A, nous avons pu diagnostiquer une situation initiale instable et proposé des solutions techniques adaptées pour améliorer la stabilité du talus, après une étude paramétrique et comparative poussée.

Les résultats de la modélisation numérique effectuée à l'aide du logiciel **PLAXIS 2D** ont démontré l'efficacité des solutions de renforcement proposées, notamment les géotextiles et les géocellules. Le renforcement par géotextile a permis d'atteindre le meilleur facteur de sécurité, tandis que les géocellules s'est révélée être une solution techniquement efficace et économiquement intéressante, surtout lorsqu'elle est combinée avec une optimisation de la forme du remblai.

Cette étude souligne ainsi l'importance d'associer une analyse géotechnique rigoureuse à des techniques de renforcement optimales pour prévenir les risques naturels. Elle ouvre également des perspectives de recherche futures, notamment en intégrant les effets dynamiques (comme les séismes) ou en explorant des approches hybrides pour une meilleure performance.

Les conclusions et recommandations issues de cette étude peuvent contribuer à la mise en œuvre de solutions pratiques fiables et rationnelles pour la stabilisation des talus sujets aux glissements, afin de préserver les infrastructures adjacents, tels que les routes et les voiries.

Bibliographie

[1] Direction de la Prévention des pollutions et des risques. Mouvement de terrain.

[2] ING. Jamal BEN BOUZIYANE, D. Mahmoud ELGONNOUNI. Stabilité Des Pentes, Aout 2009.

[3] M. NEMMICHE Bilale, M. OUGHERB Assam. Etude d'un cas pathologique D'un tronçon de l'autoroute Est-Ouest. UNIVERSITE ABOU-BEKR BELKAID-TLEMCEN, juin 2015.

[4] Vincent ROBITAILLE. Denis TREMBLAY. Mécanique des sols. Théorie et Pratique, canada, 1997.

[5] M. DJERBAL Lynda. Analyse des mécanismes de déformation et de la rupture Progressive du versant instable d'Ain El Hammam. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 01 juillet 2013.

[6] M.Boulfoul Khalifa. Etude de la stabilisation par pieux des glissements de Terrain. Thèse de doctorat. Université Batna 2 – Mustapha Ben Boulaid, Juin 2021.

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

[8] RAT (M.). Drainage. Rabattement. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction. Article C256 ,1975.

[9] AIDOUDi Rayene. Traitement d'un glissement du terrain au niveau de Site de Bouloukroud wilaya de Skikda: géotechnique. Université Mohamed khider– Biskra, 2020

Le ministère de L'Écologie et du Développement durable, Septembre 2004.
[10] https://www.asc-csa.gc.ca/fra/blogue/2016/11/24/detection-a-grande-echelledes-risques-de-glissement-de-terrain.asp.

[11] https://www.researchgate.net/figure/Exemple-de-glissement-plan-sur-unecouche-de-savon-1_fig1_336592172.

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

[13] https://www.researchgate.net/figure/Methode-des-tranches-pour-analyser-desruptures-circulaires_fig30_320323596.

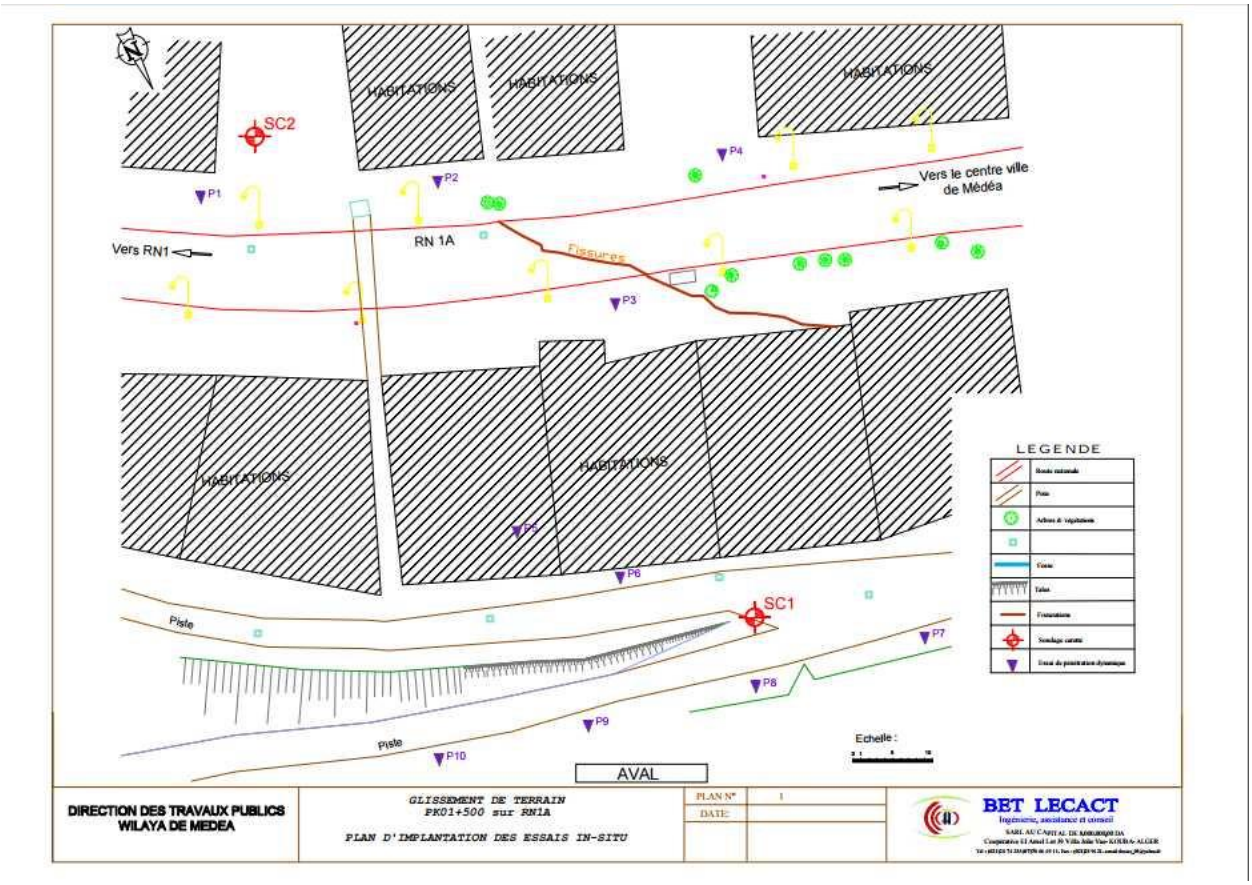
[14] BENHASSINE F. (2018). *Étude géotechnique et stabilisation des talus routiers par géosynthétiques*. Mémoire de Master, Université de Blida 1.

[15] HADJ MOHAMED N. (2019). *Utilisation des géosynthétiques pour la stabilisation des sols dans les travaux routiers*. Mémoire de Master, Université de Constantine 1.

[16] BOUGURRA A., MAHIDDINE M., HAMADI Z. (2020). *Analyse d'un glissement de terrain par la méthode des éléments finis*. Mémoire de Master, Université Dr. YAHIA

ANNEXES

A-1. Plan d'implantation



A-2. Résultats des essais In-situ

Coupes des sondages :	02
Pénétrogrammes :	10

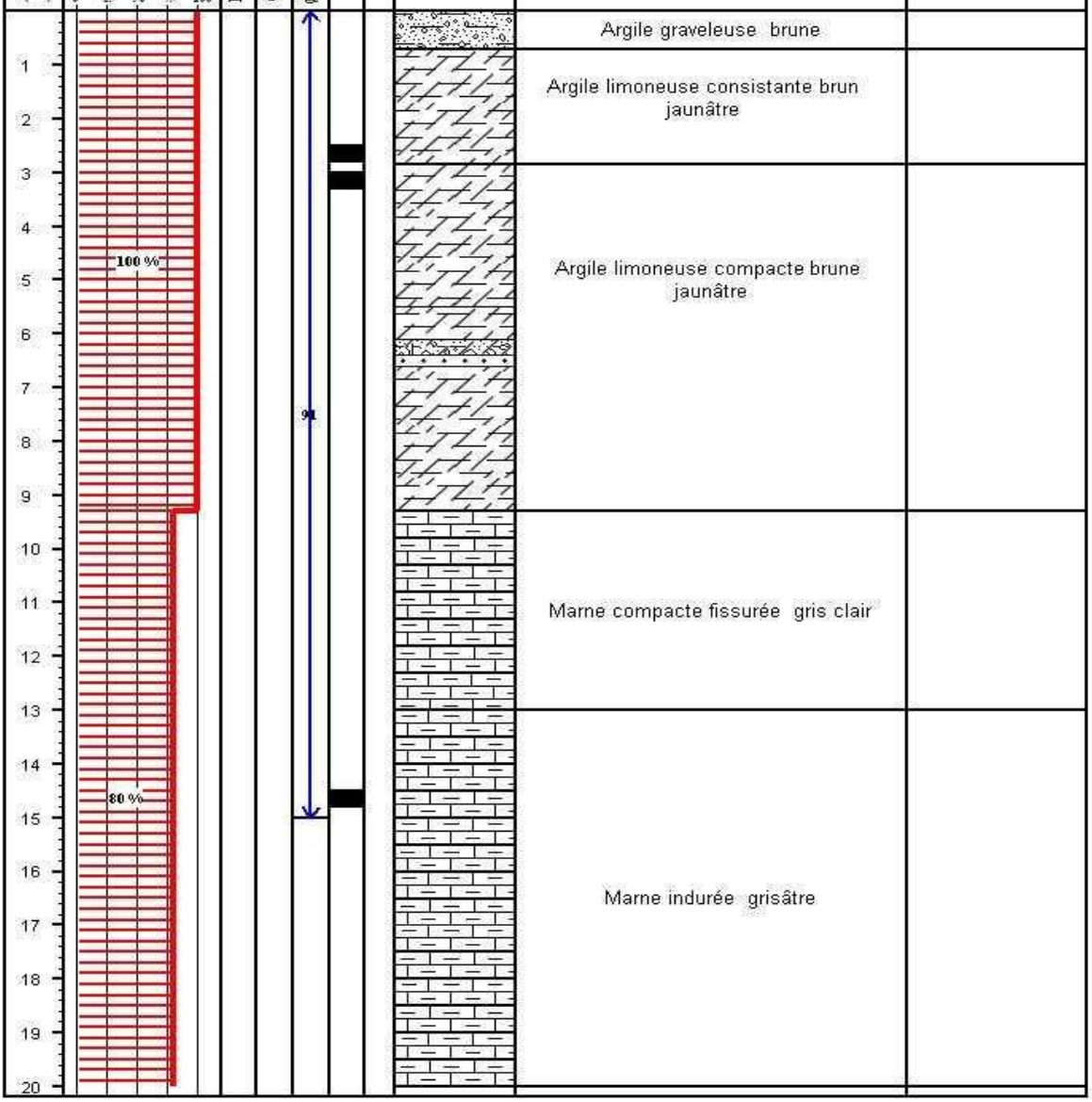
A-2.1 Coupe du sondage

Bet LECACT

Client : DTP Médéa
Etude : glissement RNA1
Dossier : Etude de glissement
Date essai : Mars 2011
Niveau Nappe : m

Sondage N° : SC1 (PK 1+500)

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



Bet LECACT

Client : DTP Médéa
Etude : glissement RNA1
Dossier : Etude de glissement
Date essai : Mars 2011
Niveau Nappe : m

Sondage N° : SC2 (PK 1+500)

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

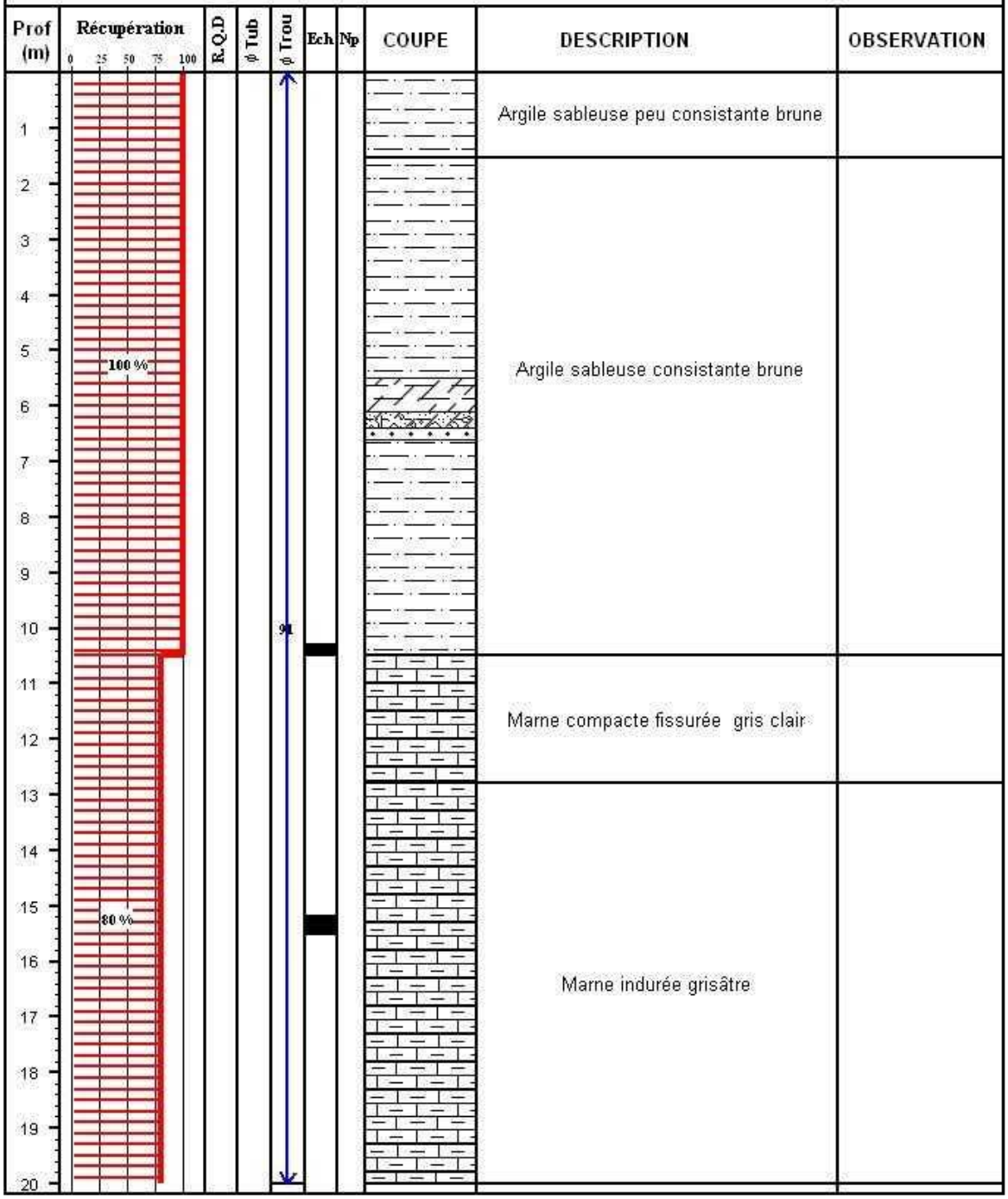


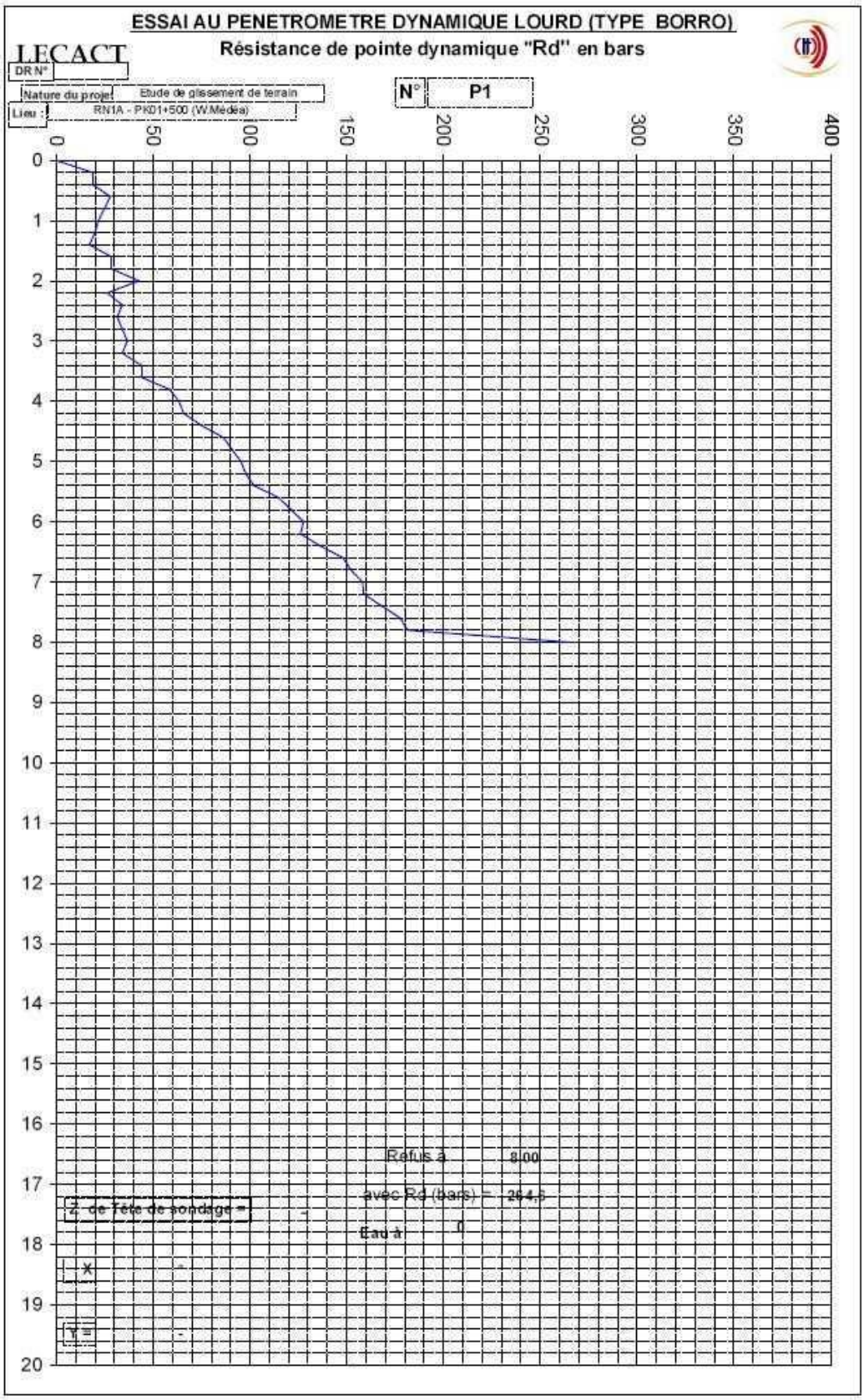


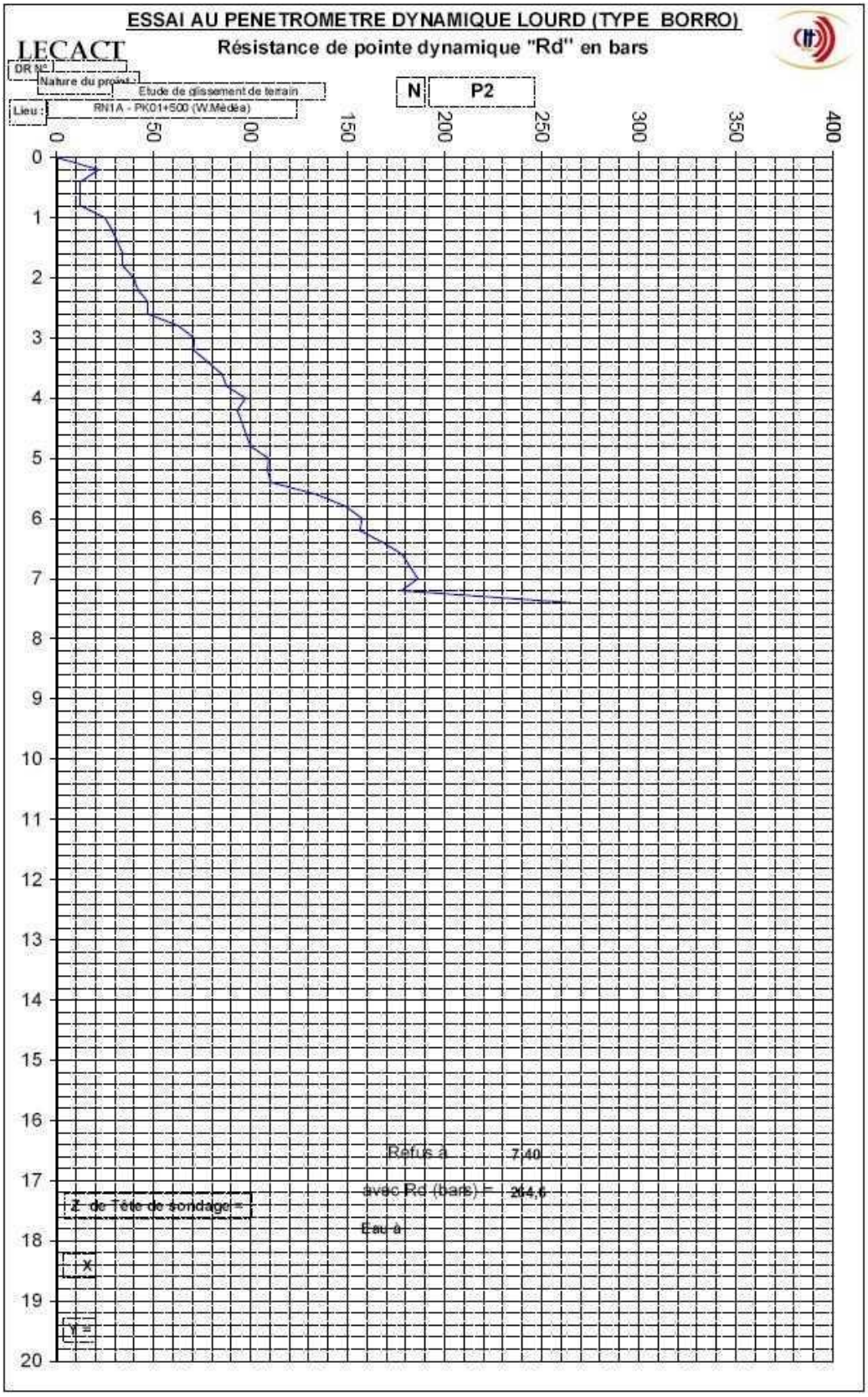
Figure 13 : Caisse à carotte du SC 1.

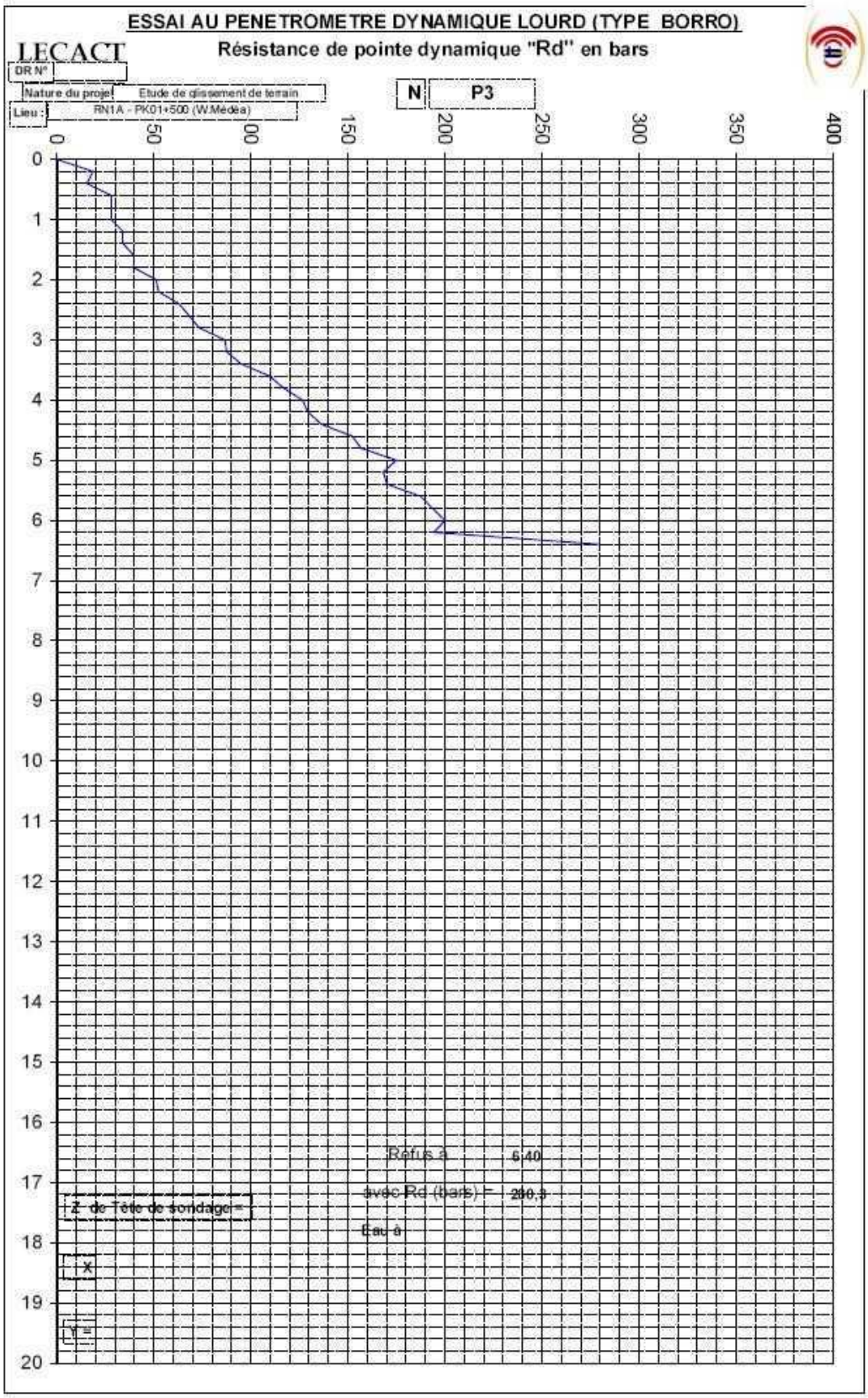


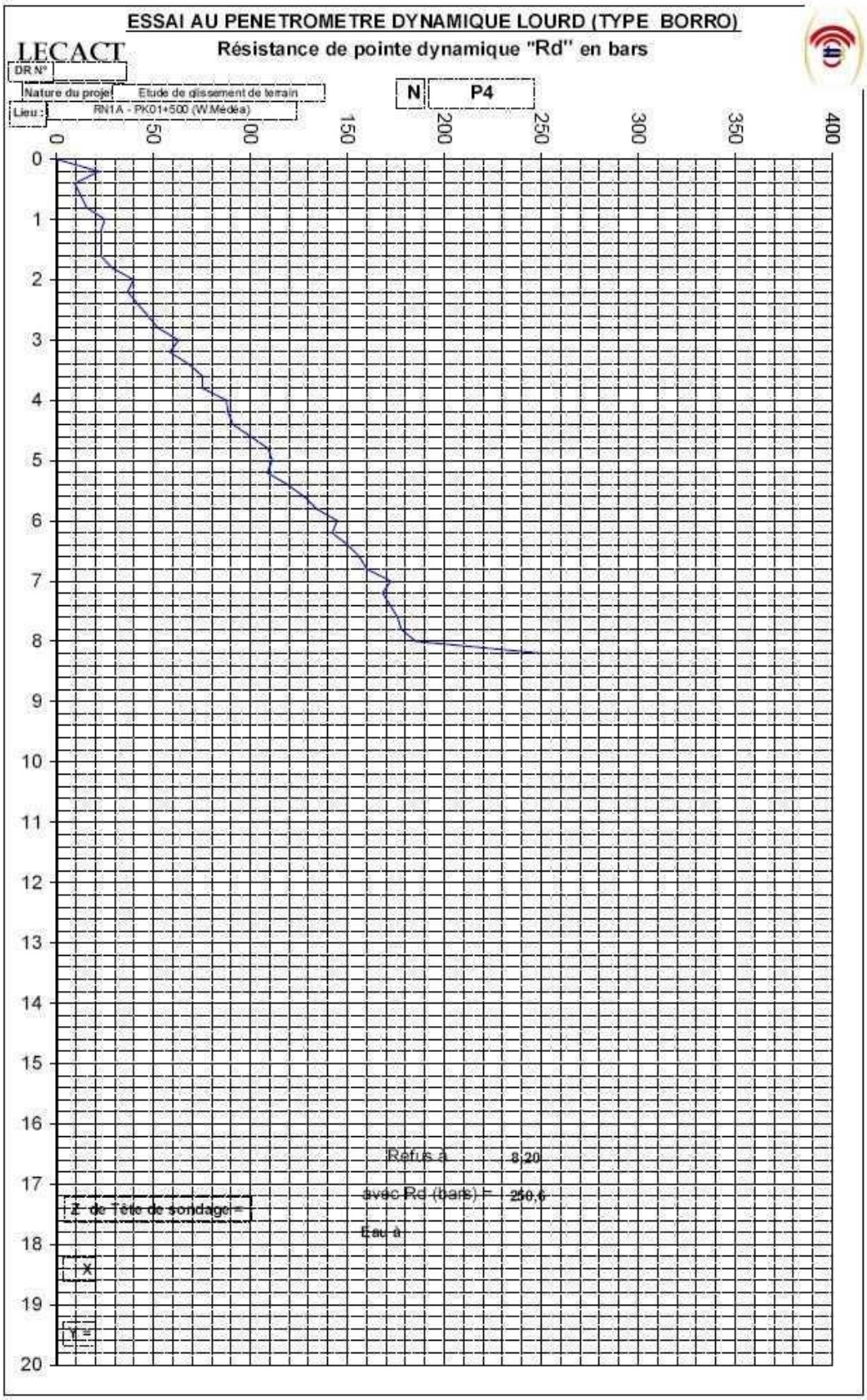
Figure 14: Caisse à carotte du SC2.

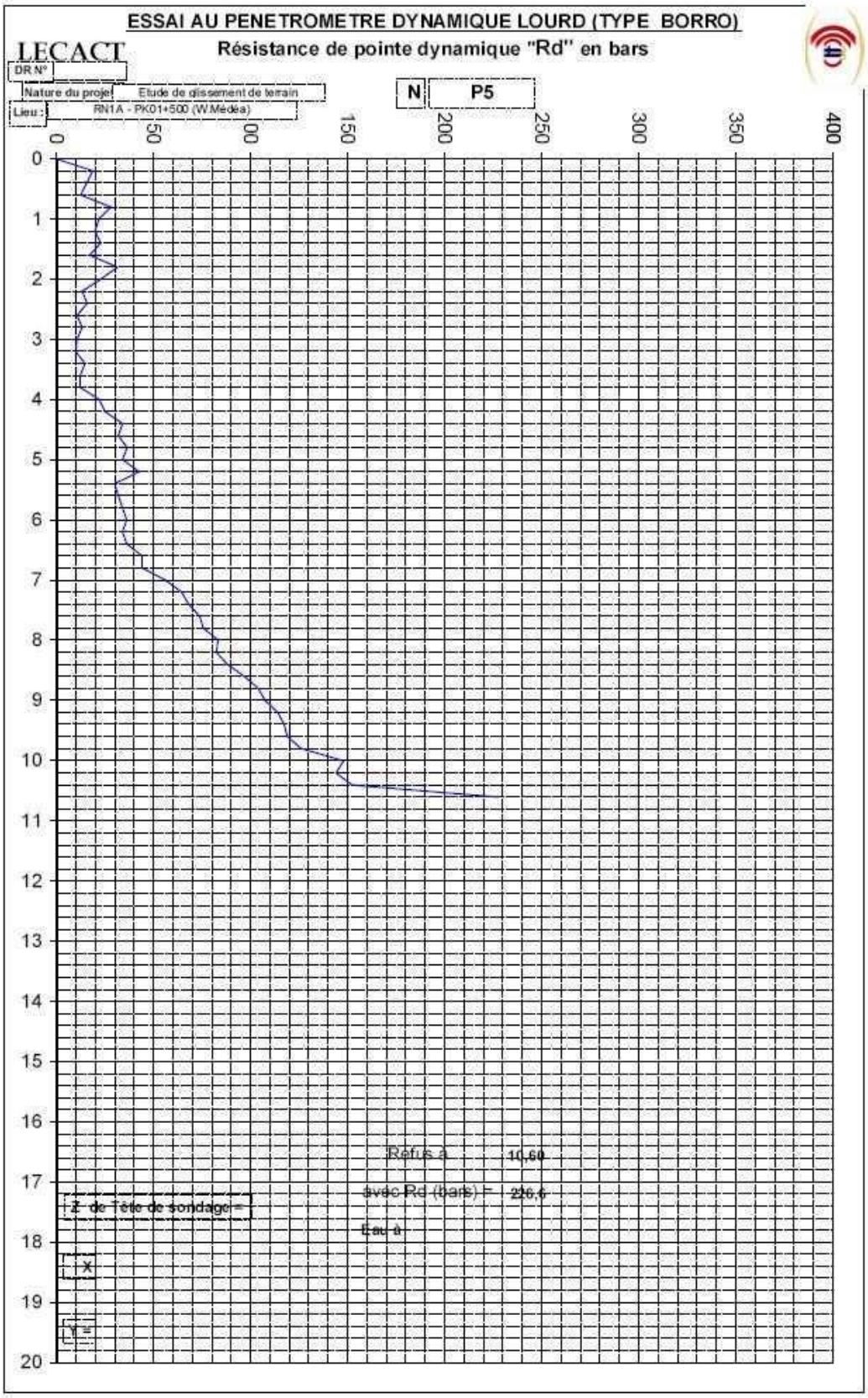
A-2.2 Pénétrogrammes

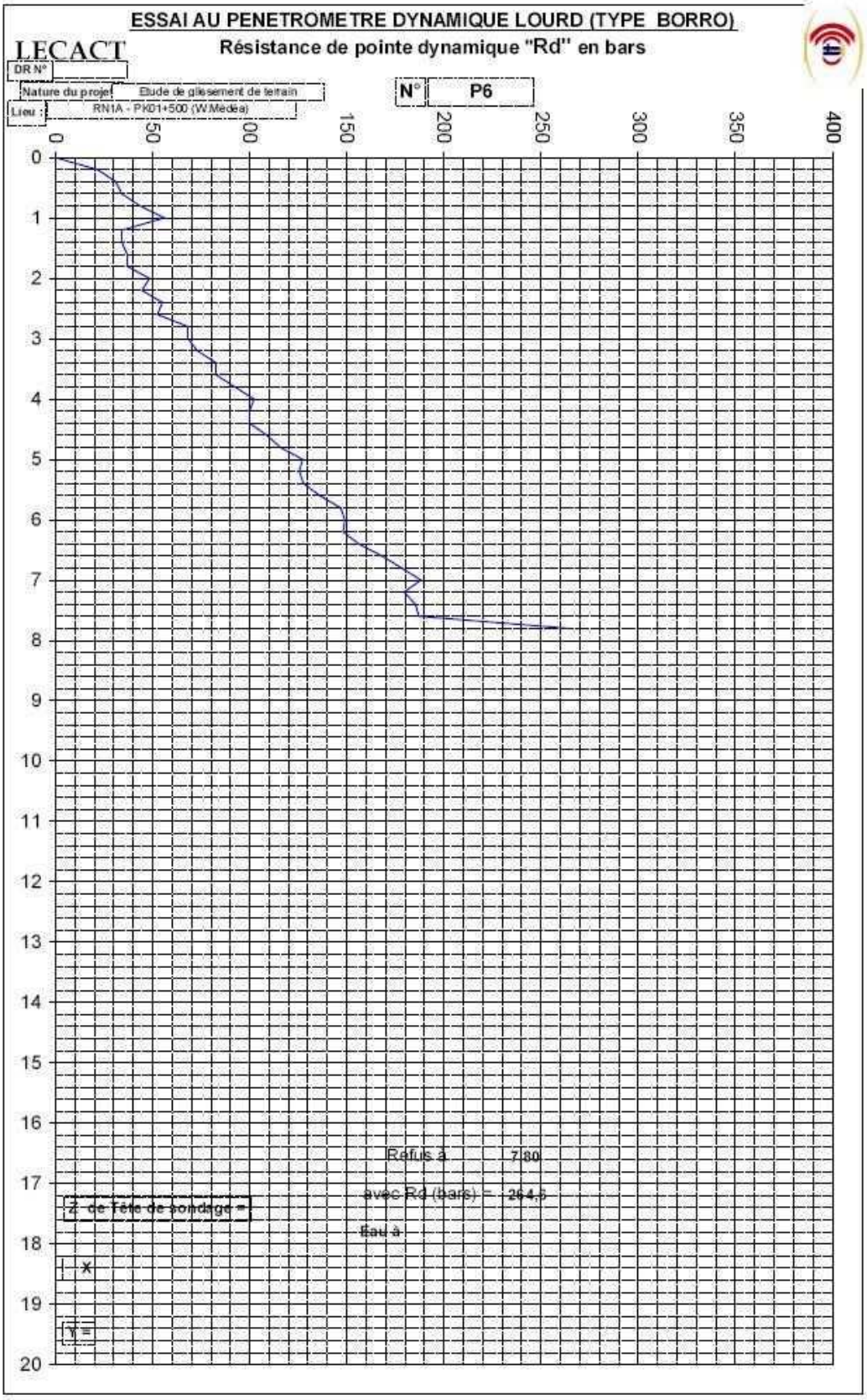

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
LECACT
DR N°
Nature du projet : Etude de glissement de terrain
Lieu : RN1A - PK01+500 (W.Médéa)
N° P1
0 50 100 150 200 250 300 350 400
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20
Refus à 8.00
avec Rd (bars) = 264.5
Eau à 0
Z de Tête de sondage =
X =
Y =

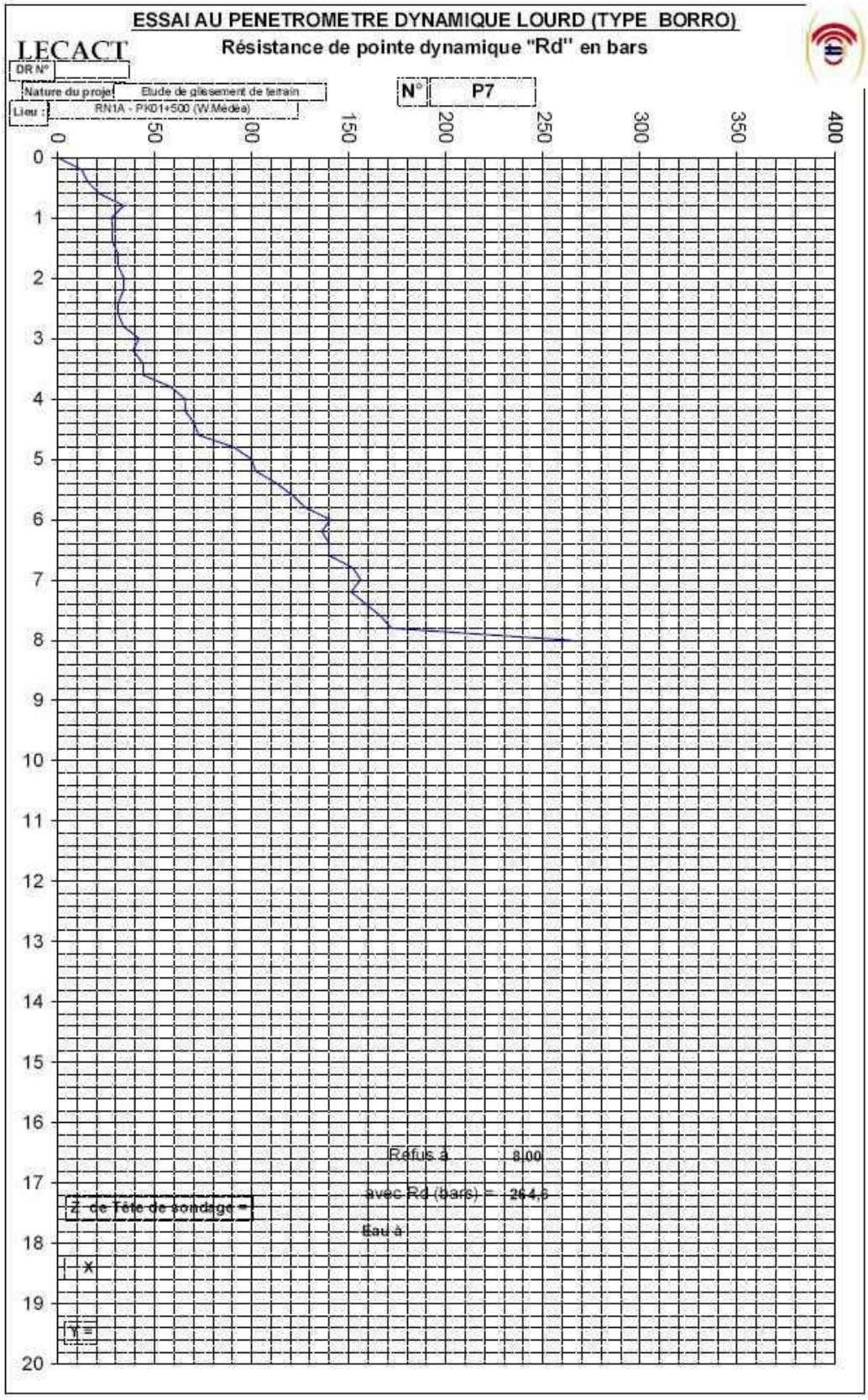

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
LECACT
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
DR N°
Nature du projet :
Etude de glissement de terrain
Lieu :
RN1A - PK01+500 (W.Médéa)
N
P2
0
50
100
150
200
250
300
350
400
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
Refus à
7,40
avec Rd (bars) =
264,6
Eau à
Z de Tête de sondage =
X
Y =

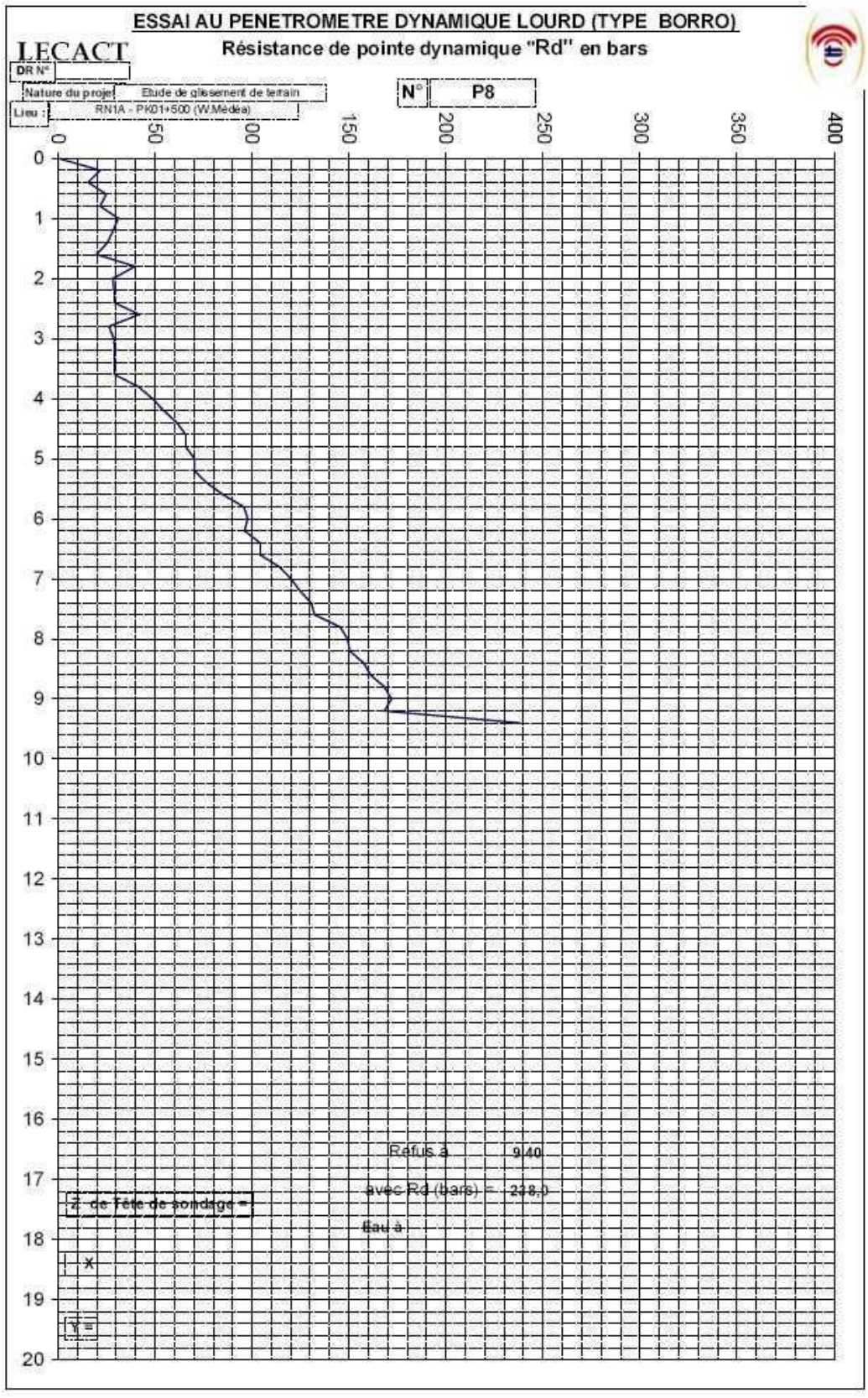

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
LECACT
DR N°
Nature du projet
Etude de glissement de terrain
Lieu :
RN1A - PK01+500 (W.Médéa)
N
P3
0
50
00
150
200
250
300
350
400
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
Refus à
6,40
avec Rd (bars) =
200,3
Eau à
Z de Tête de sondage =
X
Y

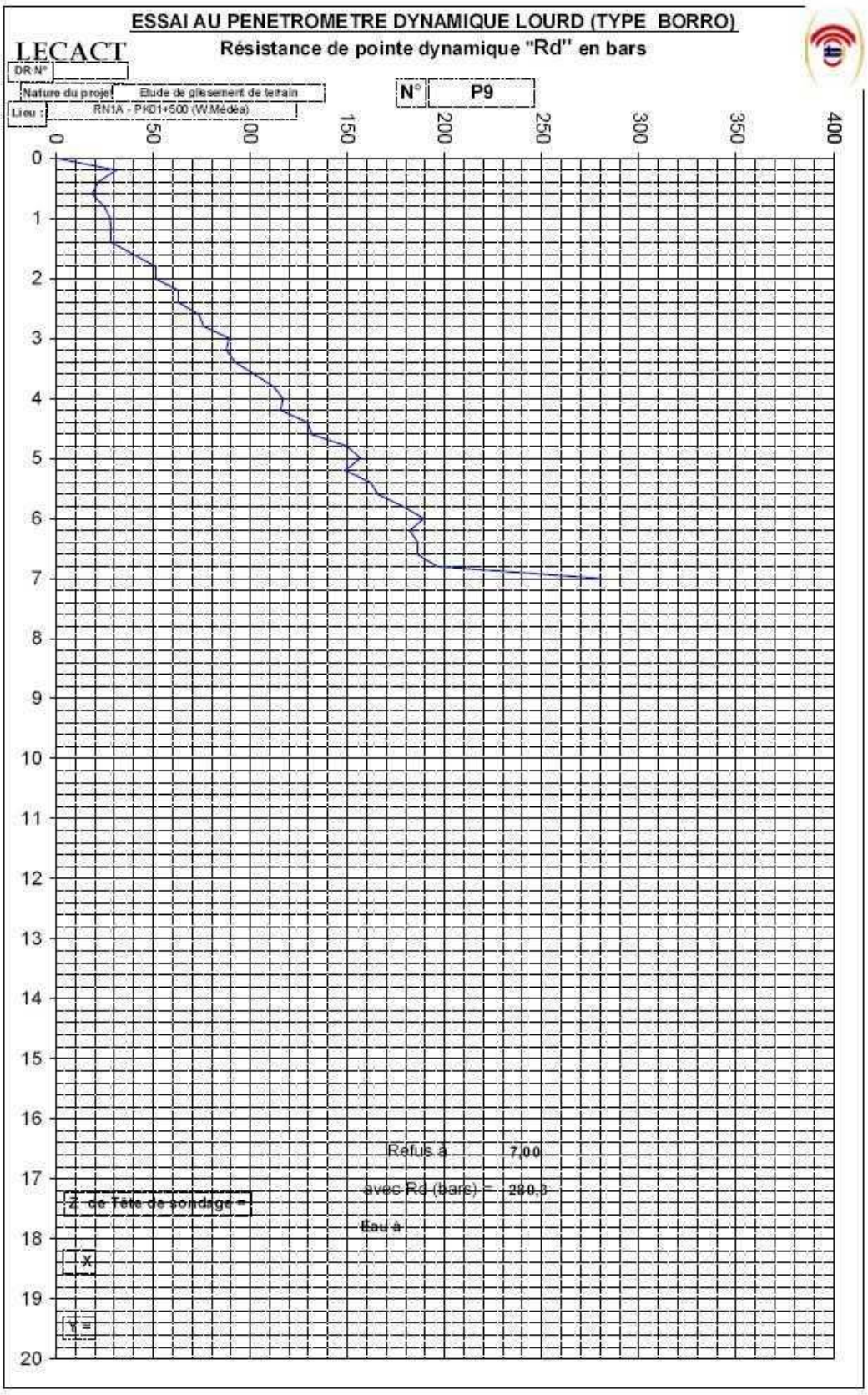

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
LECACT
DR N°
Nature du projet
Etude de glissement de terrain
Lieu :
RN1A - PK01+500 (W.Médea)
N
P4
0
50
100
150
200
250
300
350
400
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
Refus à
8,20
avec Rd (bars) =
250,6
Z de Tête de sondage =
Eau à
X
Y =

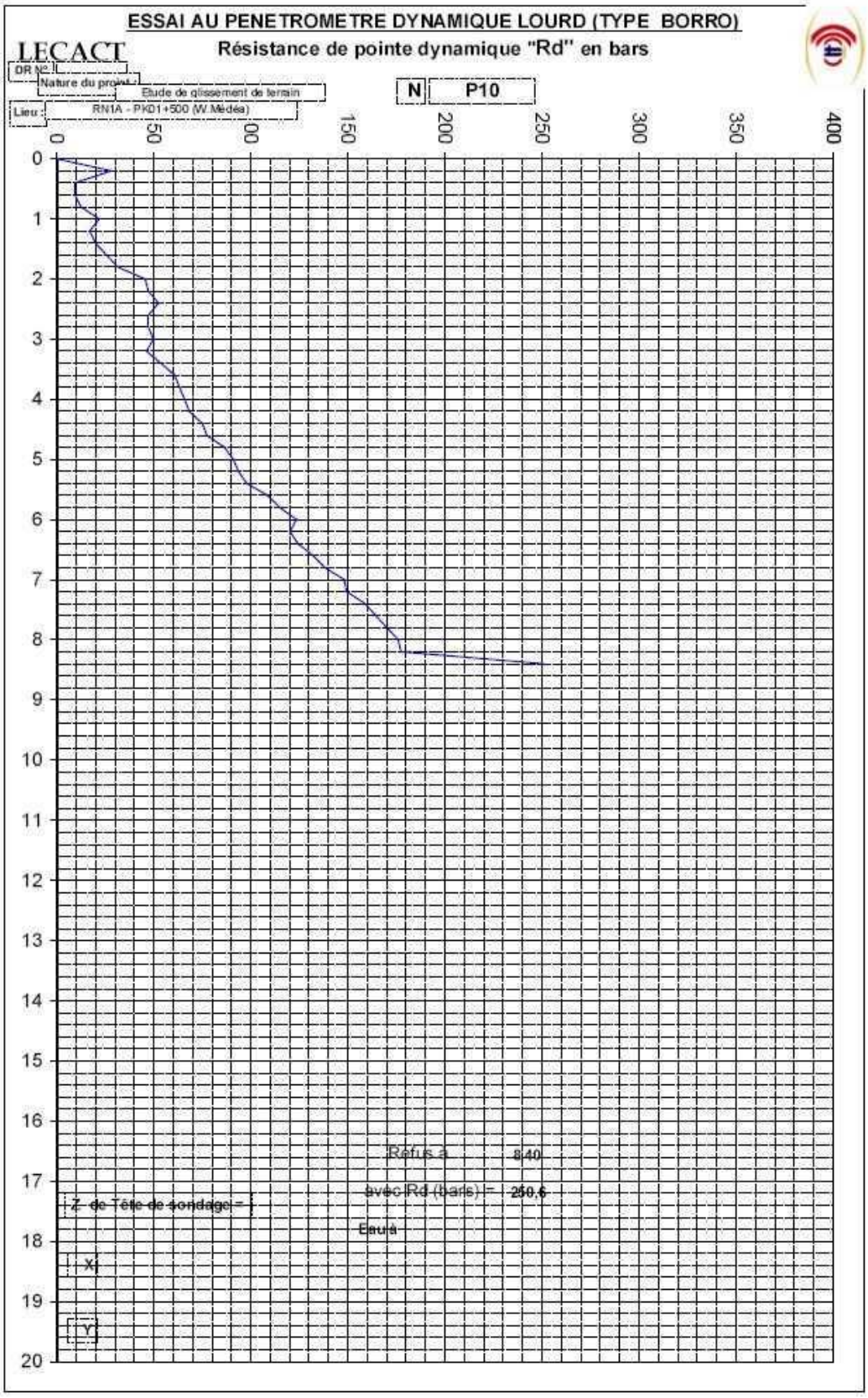

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
LECACT
DR N°
Nature du projet
Etude de glissement de terrain
Lieu :
RN1A - PK01+500 (W.Médea)
N
P5
0
50
00
150
200
250
300
350
400
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
Refus à
10,60
avec Rd (bars) =
226,6
Eau à
Z de Tête de sondage =
X
Y =


ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
LECACT
DR N°
Nature du projet
Etude de glissement de terrain
Lieu :
RN1A - PK01+500 (W.Médéa)
N°
P6
0
50
100
150
200
250
300
350
400
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
Refus à
7,80
avec Rd (bars) =
264,5
Z de Tête de sondage =
X
Y =


ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
LECACT
DR N°
Nature du projet
Etude de glissement de terrain
Lieu :
RN1A - PK01+500 (W.Médéa)
N°
P7
0
50
00
150
200
250
300
350
400
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
Refus à
8.00
avec Rd (bars) =
264,5
Eau à
Z de Tête de sondage =
X
Y =

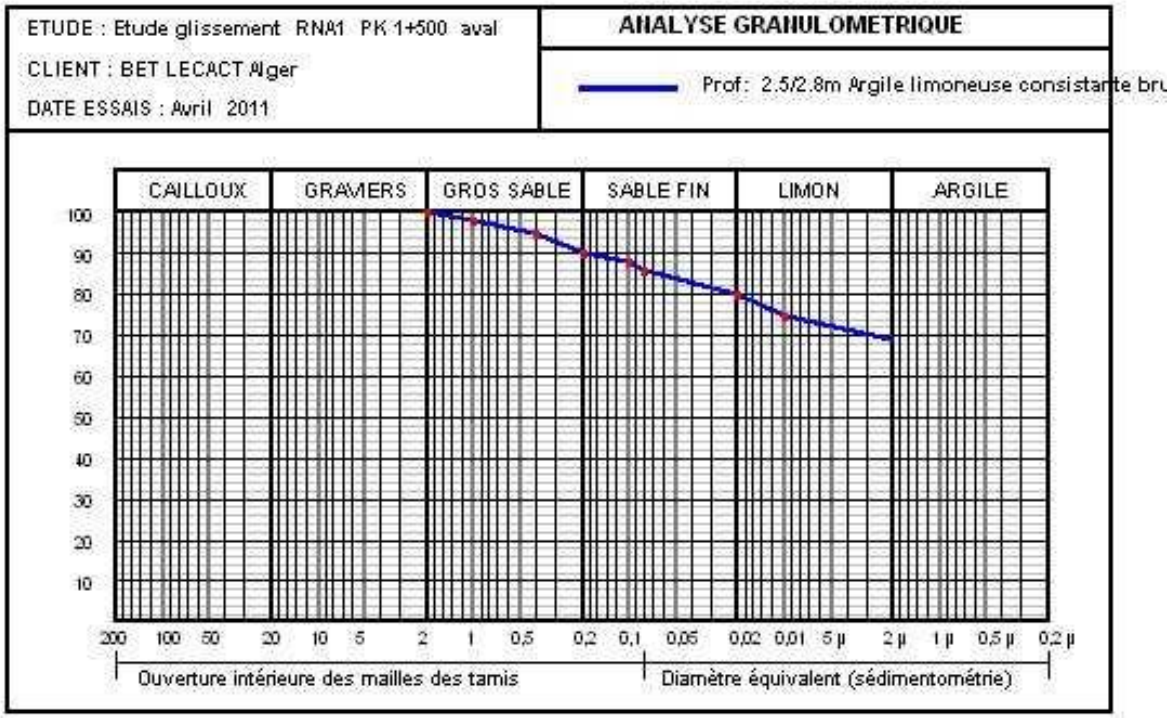

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
LECACT
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
DR N°
Nature du projet
Etude de glissement de terrain
Lieu :
RN1A - PK01+500 (W.Médéa)
N°
P8
0
50
00
150
200
250
300
350
400
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
Refus à
9,40
avec Rd (bars) =
218,0
Eau à
Z de tête de sondage =
X
Y =


ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
LECACT
DR N°
Nature du projet
Etude de glissement de terrain
Lieu :
RN1A - PK01+500 (W.Médea)
N°
P9
0
50
00
150
200
250
300
350
400
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
Refus à
7,00
avec Rd (bars) =
280,0
Eau à
Z de Tête de sondage =
X
Y =


ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
LECACT
DR N°:
Nature du projet :
Etude de glissement de terrain
Lieu :
RN1A - PK01+500 (W.Médéa)
N
P10
0
50
100
150
200
250
300
350
400
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
Refus à
8,40
avec Rd (bars) =
250,6
Z de Tête de sondage =
X
Y

A-3. Résultats des essais Labo

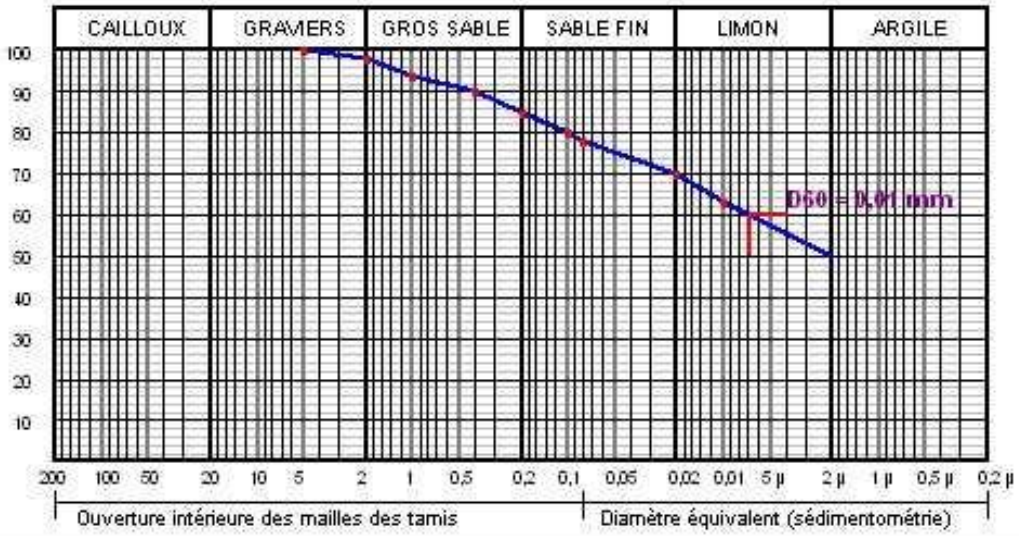
A-3.1 Courbes granulométriques



ETUDE : Etude glissement RN41 PK 1+500 aval
CLIENT : BET LECACT Alger
DATE ESSAIS : Avril 2011

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

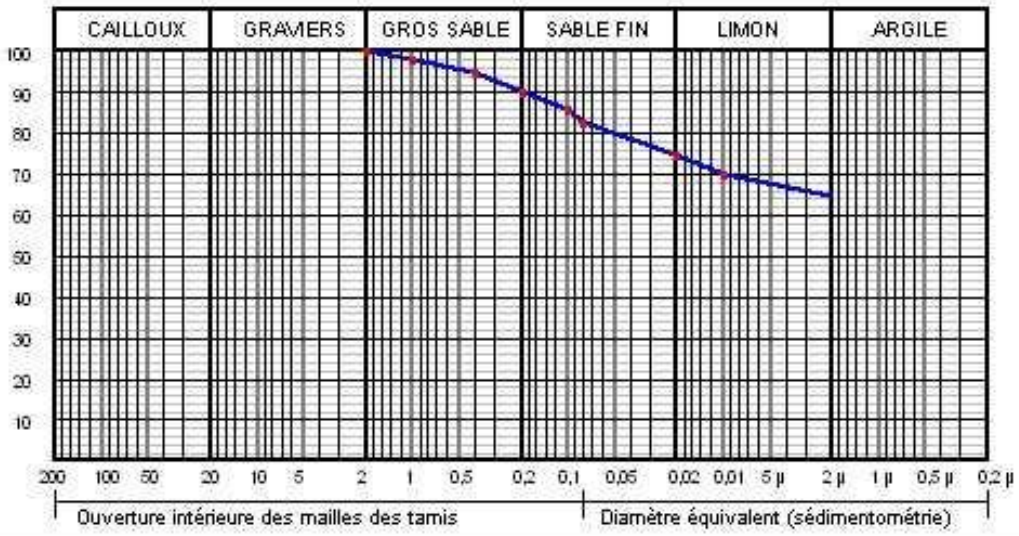
Prof: 0/0.7m Argile graveleuse brune (RN41 I



ETUDE : Etude glissement RN41 PK 1+500 aval
CLIENT : BET LECACT Alger
DATE ESSAIS : Avril 2011

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Prof: 9.3/13 Marne compacte fissurée gris clair



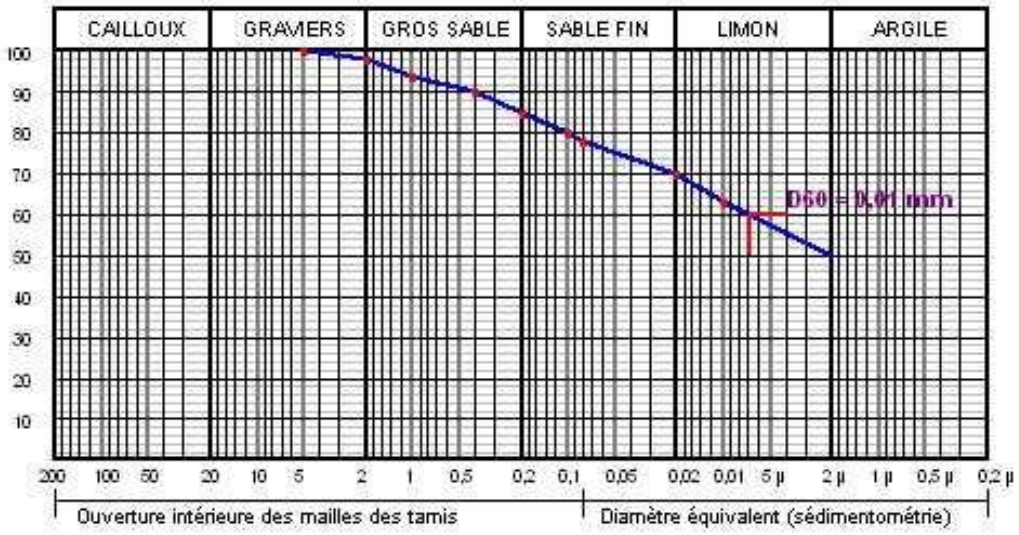
ETUDE : Etude glissement RN41 PK 1+500 Amont

CLIENT : BET LECACT Alger

DATE ESSAIS : Avril 2011

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Prof: 1.5/1.5 m Argile sableuse (RN41 PK1+500



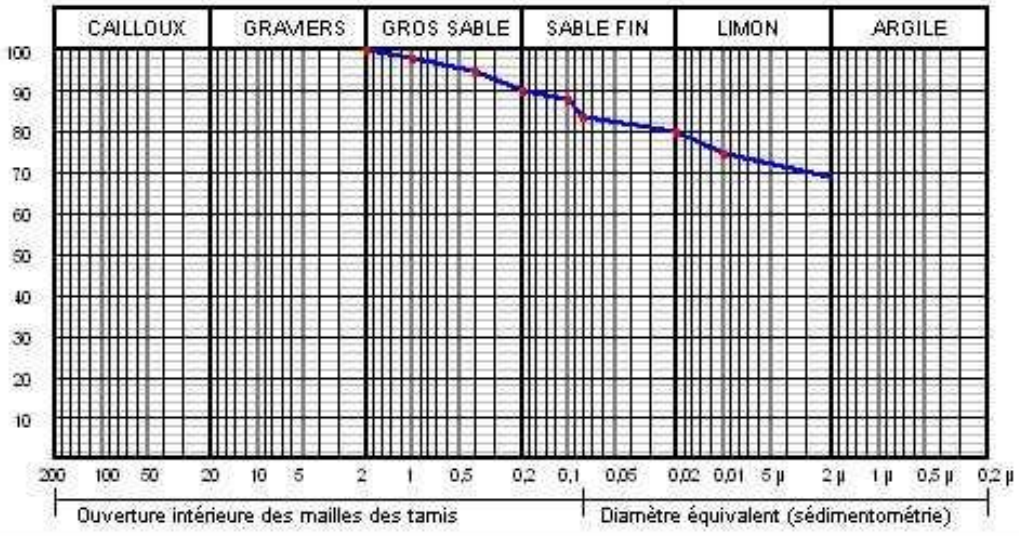
ETUDE : Etude glissement RN41 PK 1+500 Amont

CLIENT : BET LECACT Alger

DATE ESSAIS : Avril 2011

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Prof: 10.3/10.5m Marne compacte fissurée gris



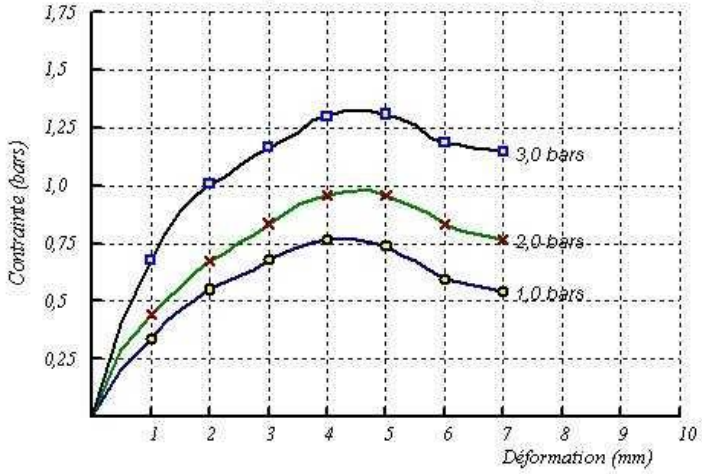
A-3.2 Courbes de cisaillement

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

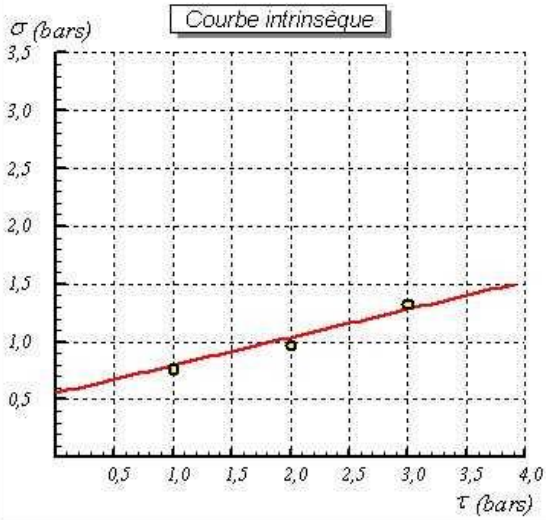
Selon NF P94-071-1

Etude : Glissement RNA1 PK1+500 Aval	Date essai : Avril 2011
Dossier N° :	Type d'essai : CU
N° Sond : RNA1 PK1+500 Aval	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Prof : 3/3.3	Opérateur :
Nature sol : Argile limoneuse compacte brune	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,55 bars
Frottement = 13,64 degrès

σ_1 = 1,0 bars —> τ_1 = 0,76
σ_2 = 2,0 bars —> τ_2 = 0,97
σ_3 = 3,0 bars —> τ_3 = 1,32

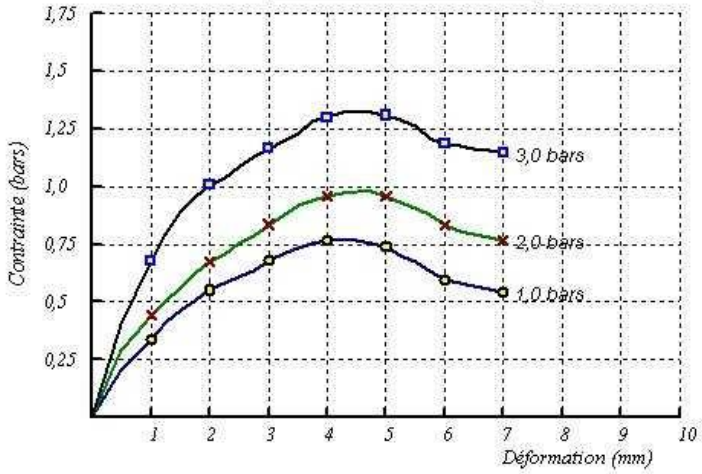
Programme «Sol'tests». Email: georeal_dz@yahoo.fr

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

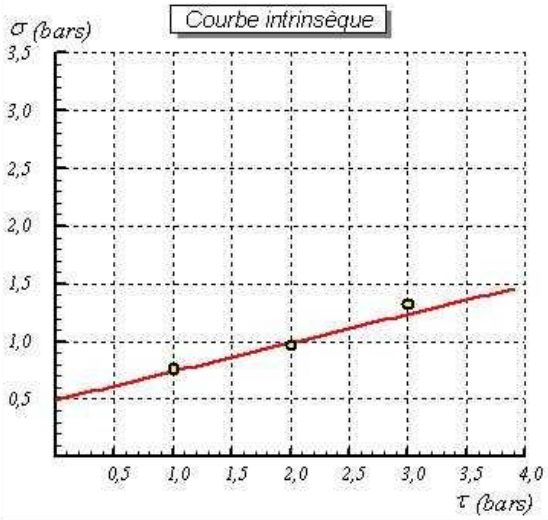
Selon NF P94-071-1

Etude : Glissement RNA1 PK1+500 Aval	Date essai : Avril 2011
Dossier N° :	Type d'essai : CU
N° Sond : RNA1 PK1+500 Aval	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Prof : 2.5/2.8	Opérateur :
Nature sol : Argile limoneuse consistante brun	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,49 bars
Frottement = 13,94 degrès

σ_1 = 1,0 bars —> τ_1 = 0,76
σ_2 = 2,0 bars —> τ_2 = 0,97
σ_3 = 3,0 bars —> τ_3 = 1,32

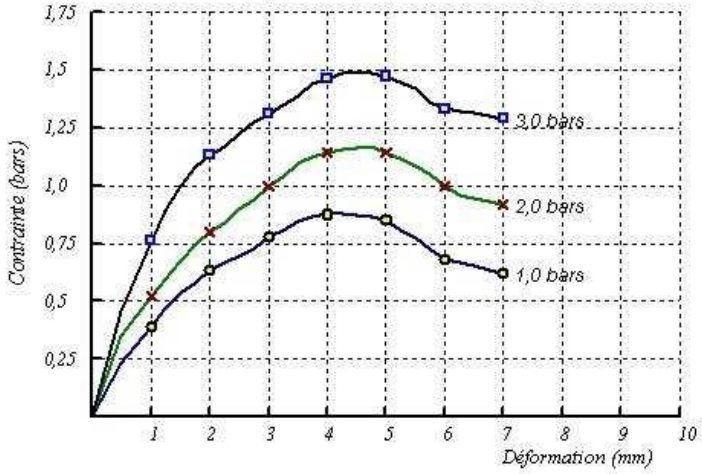
Programme «Sol'esti». Email: georeal_dz@yahoo.fr

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

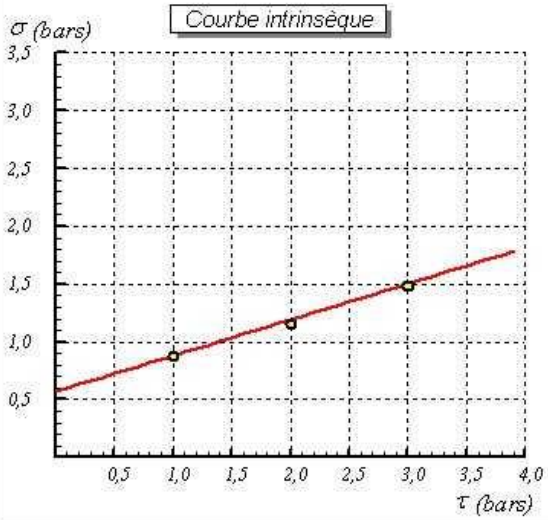
Selon NF P94-071-1

Etude : Glissement RNA1 PK1+500 Amont	Date essai : Avril 2011
Dossier N° :	Type d'essai : CU
N° Sond : RNA1 PK1+500 Amont	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Prof : 10.3/10.5	Opérateur :
Nature sol : Marne compacte fissurée gris clair	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,57 bars
Frottement = 17,26 degrès

σ_1 = 1,0 bars —> τ_1 = 0,88
σ_2 = 2,0 bars —> τ_2 = 1,16
σ_3 = 3,0 bars —> τ_3 = 1,49

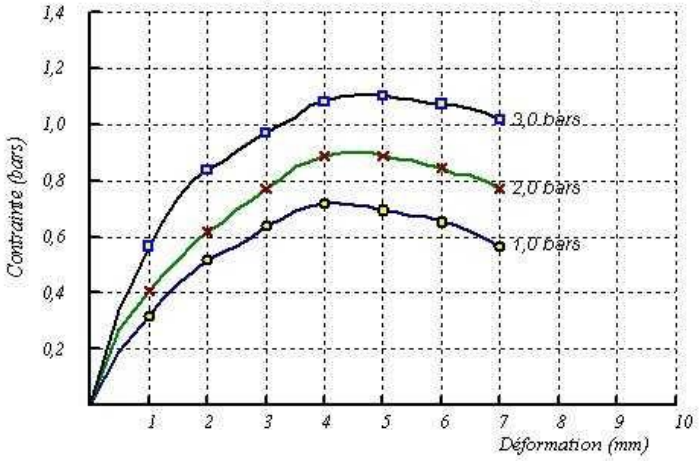
Programme «Soltest». Email: georeal_dz@yahoo.fr

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

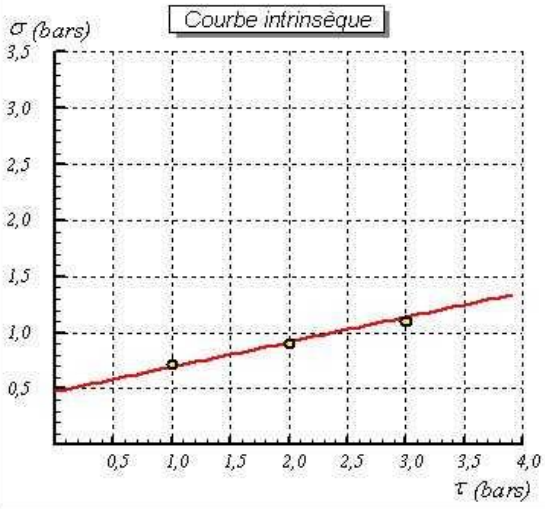
Selon NF P94-071-1

Etude : Glissement RN1, Berrouagia Médéa	Date essai : aVRIL 2011
Dossier N° :	Type d'essai : CU
N° Sond : RNA1 PK1+500 Amont	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Prof : 1.5/10.5	Opérateur :
Nature sol : Argile sableuse consistante brune	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque

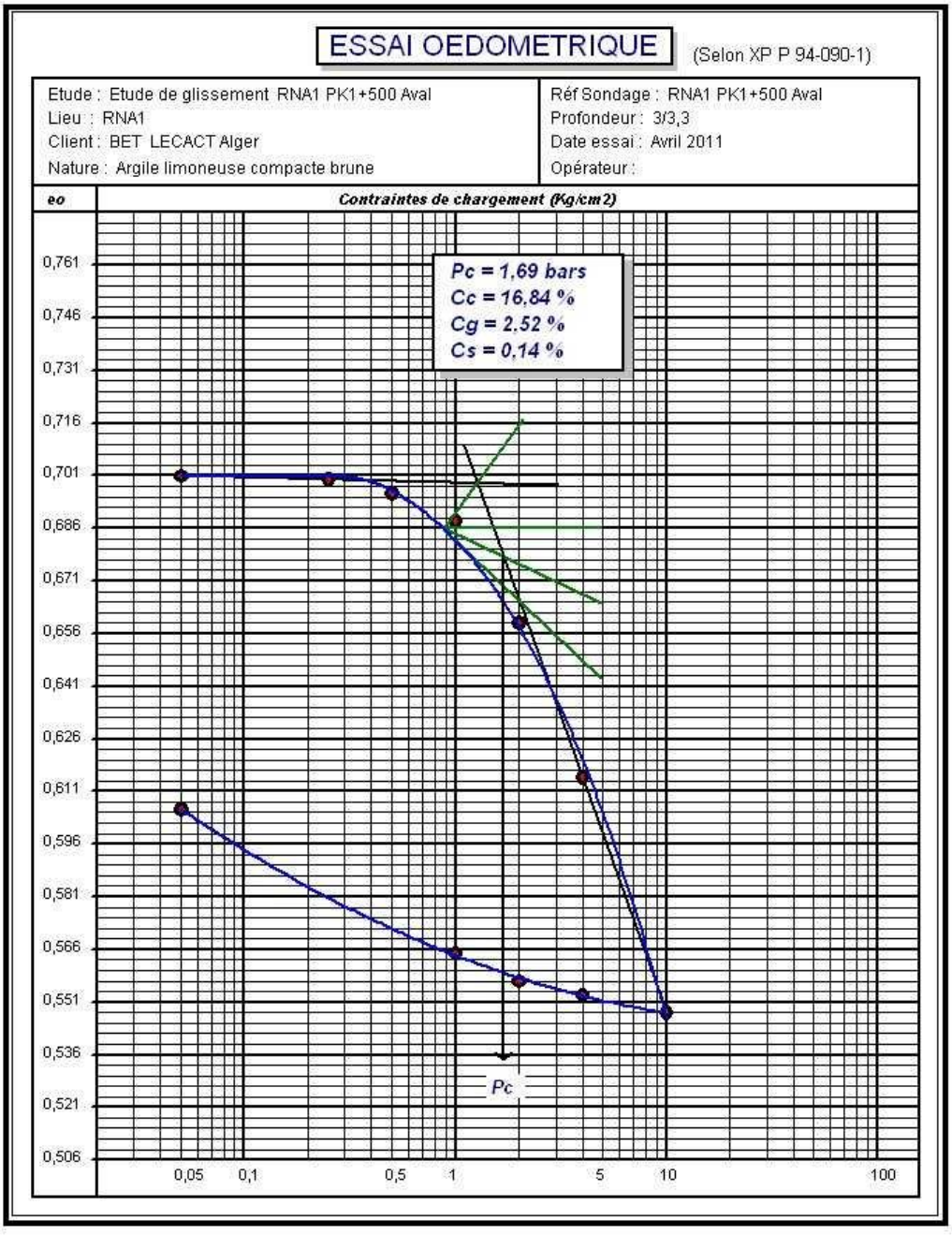


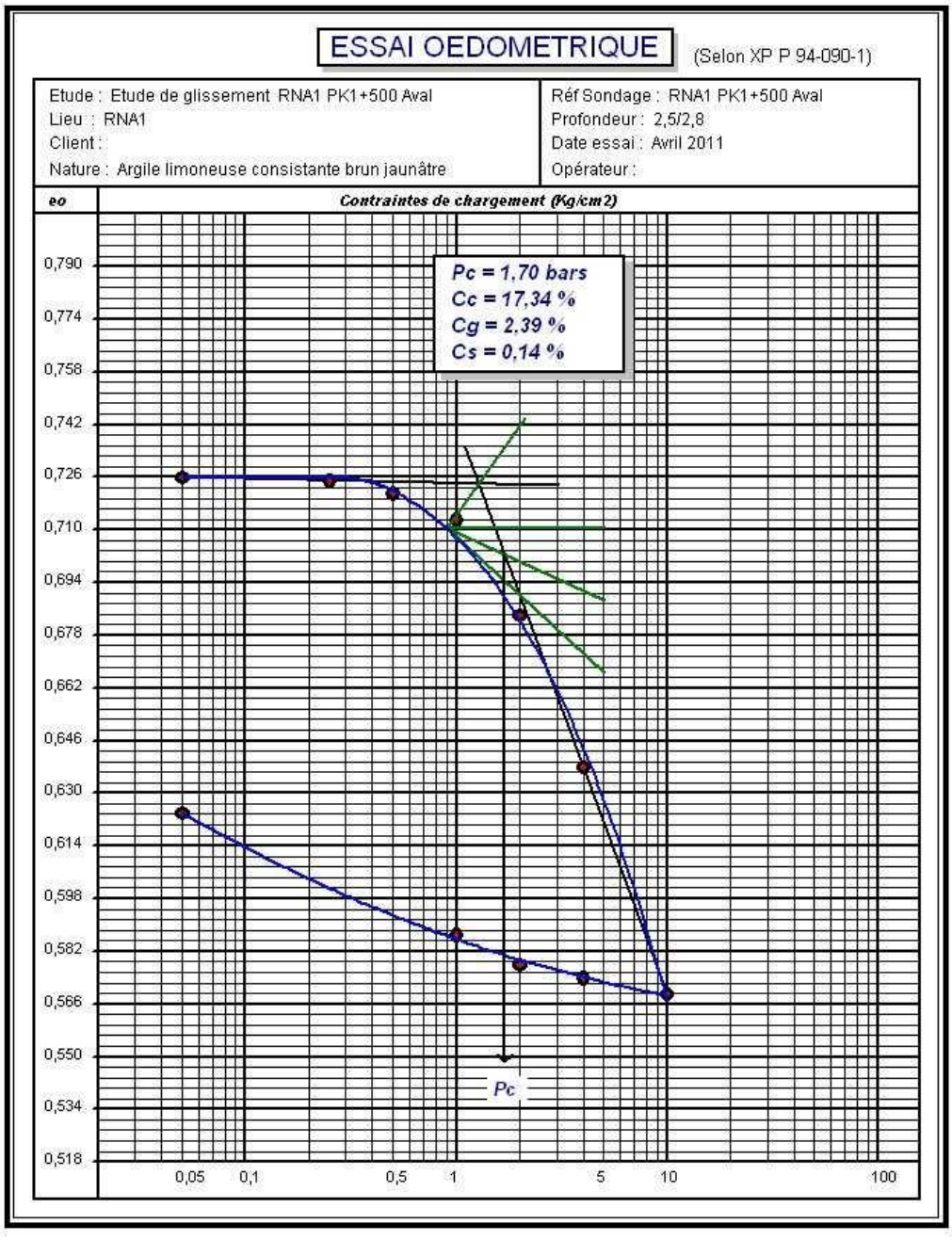
Cohésion = 0,48 bars
Frottement = 12,46 degrès

σ_1 = 1,0 bars —> τ_1 = 0,72
σ_2 = 2,0 bars —> τ_2 = 0,90
σ_3 = 3,0 bars —> τ_3 = 1,10

Programme «Solitest», Email: georeal_dz@yahoo.fr

A-3.3 Courbes de compressibilité

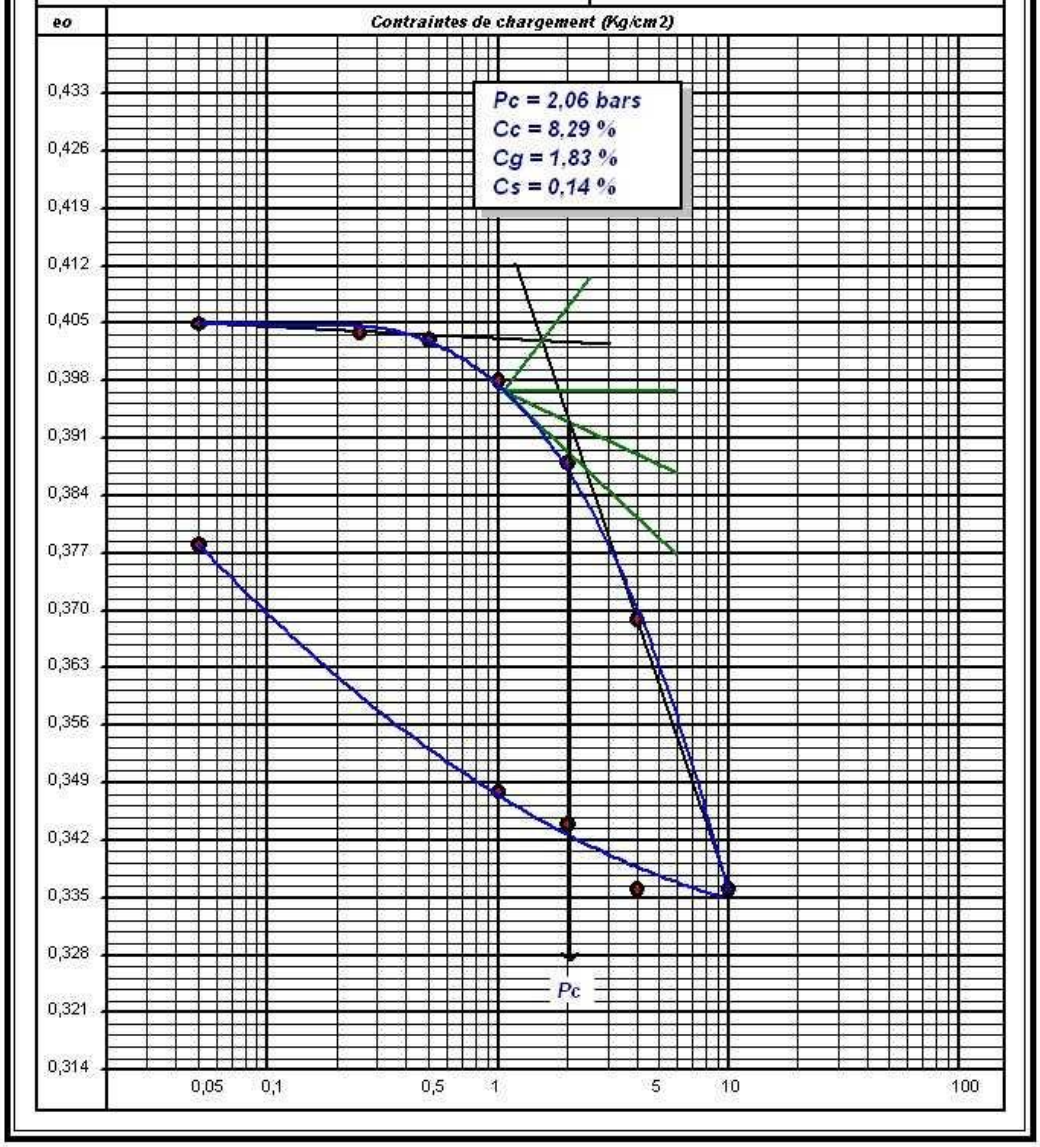

ESSAI OEDOMETRIQUE
(Selon XP P 94-090-1)
Etude : Etude de glissement RNA1 PK1+500 Aval
Lieu : RNA1
Client : BET LECACT Alger
Nature : Argile limoneuse compacte brune
Réf Sondage : RNA1 PK1+500 Aval
Profondeur : 3/3,3
Date essai : Avril 2011
Opérateur :
eo
Contraintes de chargement (Kg/cm2)
Pc = 1,69 bars
Cc = 16,84 %
Cg = 2,52 %
Cs = 0,14 %
0,761
0,746
0,731
0,716
0,701
0,686
0,671
0,656
0,641
0,626
0,611
0,596
0,581
0,566
0,551
0,536
0,521
0,506
0,05
0,1
0,5
1
5
10
100
Pc


ESSAI OEDOMETRIQUE
(Selon XP P 94-090-1)
Etude : Etude de glissement RNA1 PK1+500 Aval
Lieu : RNA1
Client :
Nature : Argile limoneuse consistante brun jaunâtre
Réf Sondage : RNA1 PK1+500 Aval
Profondeur : 2,5/2,8
Date essai : Avril 2011
Opérateur :
eo
Contraintes de chargement (Kg/cm2)
Pc = 1,70 bars
Cc = 17,34 %
Cg = 2,39 %
Cs = 0,14 %
0,790
0,774
0,758
0,742
0,726
0,710
0,694
0,678
0,662
0,646
0,630
0,614
0,598
0,582
0,566
0,550
0,534
0,518
0,05
0,1
0,5
1
5
10
100
Pc

ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : Etudede glissement RNA1 PK1+500 Amont	Réf Sondage : RNA1 PK1+500 Amont
Lieu : Berrouaghia	Profondeur : 10,3/10,5
Client : BET LECACT AIGERI	Date essai : Avril 2011
Nature : Marne compacte fissurée gris clair	Opérateur :

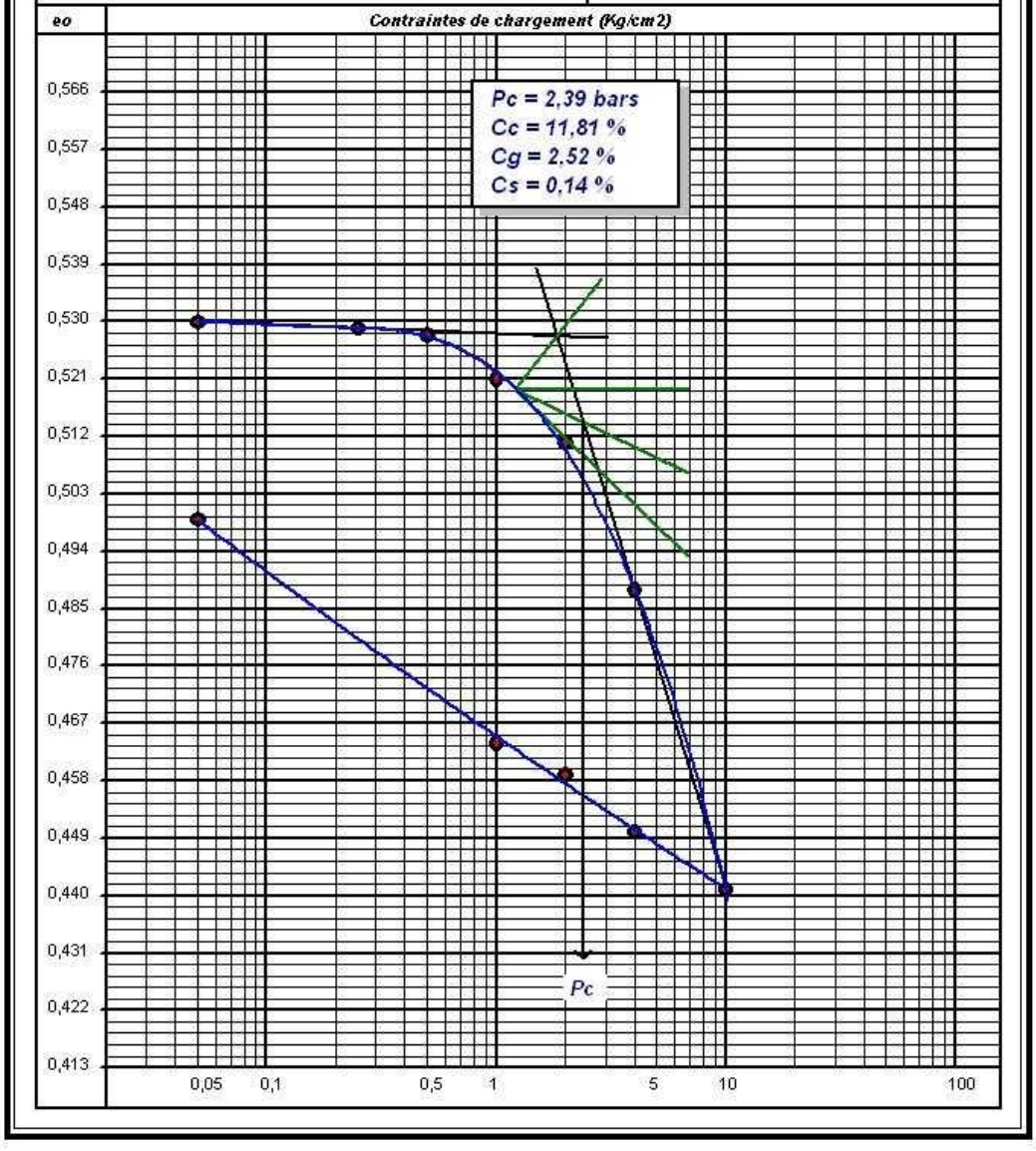


Programme «Soltest». Email : geoest_cat@yahoo.fr

ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : Etudede glissement RN1 Berrouaghia Médéa	Réf Sondage : RNA1 PK1+500 Amont
Lieu : Berrouaghia	Profondeur : 1,5/10,5
Client :	Date essai : aVRIL
Nature : Argile sableuse consistante brune	Opérateur :



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

A-4. Profil géotechnique

