

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

## Thème

**Etude de traitement des glissements de terrain au niveau du contournement nord de la ville de Médéa du pk 6+700 au pk 7+060**

Présenté par :

M. ALLACHE Racim Raouf

M. MALEK Abdelhadi

Encadré par :

Mr. HAMADI Kamel

Promotion 2022 /2023

# Remerciement

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre encadreur, M. HAMADI Kamel, pour nous avoir offert l'opportunité de travailler sous sa direction tout au long de ce mémoire, ainsi que pour son soutien inestimable et ses conseils précieux.

Nos remerciements les plus chaleureux vont également à M. OMARI Akram et M. MESSAI Abdessalem, pour leur aide, leurs conseils et leur disponibilité pour nous fournir les informations dont nous avons besoin.

Nous souhaitons également exprimer notre reconnaissance à nos chers parents pour leur soutien indéfectible et leur patience.

Enfin, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers le corps professoral et administratif de l'ENSTP

# Dédicace

Je souhaite dédier humblement ce travail à mon père, ma mère et mon frère, qui ont toujours été présents et m'ont soutenu tout au long de ma vie.

Je dédie également ce travail à toute ma famille, sans exception, et tout particulièrement à mon regretté grand-père, que Dieu l'accueille dans son vaste paradis.

Mes remerciements s'adressent également à mes amis, ainsi qu'à toutes les personnes qui ont apporté leur aide, de près ou de loin, pour la réalisation de ce mémoire.

# Dédicace

A mon chère père (Mohamed), Qui a fourni des efforts jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour ma formation. Paix a ton âme.

Ma très chère mère Djarida Ce symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et (exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager. Ta prière et ta Bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener bien toutes mes études. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserve et t'accorde santé, longue vie et bonheur.

A mon frère Hichem qui a été mon soutien morale dans les moments difficiles que j'ai passés.

Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

## Résumé :

Les mouvements de terrain, tels que les glissements, peuvent entraîner d'importants dommages aux talus et aux versants naturels, impactant les ouvrages et les constructions, parfois avec des conséquences économiques et humaines tragiques. Dans le cadre de notre mémoire, nous nous sommes focalisés sur l'étude des glissements de terrain survenus dans la zone de contournement nord de la wilaya de Médéa, plus précisément entre le Pk 6+700 et le Pk 7+060.

Nous avons réalisé une analyse rétrospective afin de reproduire l'état instable du versant en confrontant les observations et les levés effectués sur site avec les surfaces de rupture déduites, ainsi qu'avec les résultats des investigations géotechniques menées dans la zone du glissement. Sur la base de cette analyse, nous avons proposé deux variantes de confortement. Grâce à une analyse multicritère, nous avons sélectionné la solution optimale qui consiste en la construction d'un mur cloué.

Mots clés : glissement de terrain, diagnostic, calcul de stabilité, confortement, paroi clouée.

## ملخص:

يمكن أن تؤدي حركات التربة، مثل الانزلاقات، إلى أضرار كبيرة على المنحدرات والتضاريس الطبيعية، مما يؤثر على المنشآت والمباني، وأحياناً بعواقب اقتصادية وبشرية مأساوية. في إطار بحثنا، ركزنا على دراسة الانزلاقات التي حدثت في منطقة التجاوز الشمالية لولاية مديا، تحديداً بين Pk 6+700 و Pk 7+060.

قمنا بتنفيذ تحليل تاريخي لإعادة إنتاج الحالة الغير مستقرة للمنحدر من خلال مقارنة الملاحظات والمسوح التي تم إجراؤها في الموقع مع الأسطح المفترضة للانفصال، بالإضافة إلى نتائج التحقيقات الجيوتقنية التي أجريت في منطقة الانزلاق. بناءً على هذا التحليل، قدمنا اقتراحين لتعزيز الأرضية. من خلال تحليل متعدد المعايير، اخترنا الحل الأمثل الذي يتمثل في بناء جدار مثبت.

الكلمات الرئيسية: انزلاق التربة، التشخيص، حساب الاستقرار، تعزيز، جدار مثبت

## Abstract :

Landslides, such as slope failures, can cause significant damage to natural slopes and embankments, impacting structures and constructions, sometimes with tragic economic and human consequences. In our research, we focused on studying landslides that occurred in the northern bypass zone of the Médéa province, specifically between Pk 6+700 and Pk 7+060. We conducted a retrospective analysis to reproduce the unstable state of the slope by comparing field observations and surveys with inferred rupture surfaces and the results of geotechnical investigations in the landslide area. Based on this analysis, we proposed two reinforcement alternatives. Through a multicriteria analysis, we selected the optimal solution, which involves the construction of a nailed wall.

Keywords: landslides, diagnosis, stability analysis, reinforcement, nailed wall.

## Sommaire

<b>Introduction générale .....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Généralités sur les mouvements de terrains.....</b>	<b>3</b>
I.1 Introduction.....	4
I.2 Définition .....	4
I.3 Typologie de mouvement de terrain .....	4
I.3.1 Les coulées et les laves torrentielles .....	5
I.3.1.1 Définition.....	5
I.3.1.2 Principaux facteurs déclenchants.....	6
I.3.2 Les écroulements et les chutes de blocs .....	6
I.3.2.1 Définition.....	6
I.3.2.2 Principaux facteurs déclenchants.....	6
I.3.3 Les glissements .....	6
I.3.3.1 Principaux facteurs déclenchants.....	7
I.3.4 Les mouvements de fluage .....	7
I.3.4.1 Définition.....	7
I.3.4.2 Principaux facteurs déclenchants.....	8
I.4 Les conséquences sur les biens et l'environnement .....	8
I.5 Échelle cinématique des mouvements de terrain .....	8
I.6 Technique de stabilisations .....	9
I.6.1 Stabilisation par terrassement.....	9
I.6.1.1 Chargement de pied et butée de pied.....	10
I.6.1.2 Allègement en tête .....	10
I.6.1.3 Substitution et masque.....	10
I.6.1.4 Reprofilage .....	11
I.6.2 Stabilisation par drainage .....	11
I.6.2.1 Assainissement de surface .....	11
I.6.2.2 Tranchées drainantes et éperons drainants .....	12
I.6.2.3 Puits drainants et galeries drainantes.....	12
I.6.2.4 Drains subhorizontaux .....	13
I.6.3 Stabilisation par renforcement.....	13
I.6.3.1 Clouage souple .....	14

I.6.3.2 Les soutènements rigides et souples .....	14
I.6.3.3 Les tirants d’ancrage.....	15
I.6.3.4 Clouage rigide, pieux.....	15
I.7 Méthodologie d’étude d’un mouvement de terrain.....	16
<b>Chapitre II : Présentation du projet .....</b>	<b>19</b>
II.1 Introduction .....	20
II.2 Situation géographique.....	20
II.3 Contexte géologique.....	21
II.4 Stratigraphie.....	22
II.5 Aperçu Tectonique .....	23
II.6 Données météorologiques.....	23
II.6.1 Précipitation .....	24
II.6.2 Température .....	24
II.7 Contexte hydrologique .....	25
II.8 Sismicité de la zone : .....	25
II.9 Fiche technique du projet .....	27
<b>Chapitre III : Diagnostic Géotechnique.....</b>	<b>28</b>
III.1 Localisation du glissement de terrain.....	29
III.2 Description du glissement de terrain.....	29
III.3 Observations des désordres .....	30
III.4 Causes des instabilités.....	32
III.5 Conclusion.....	32
<b>Chapitre IV : Synthèse de la campagne de reconnaissance géotechnique.....</b>	<b>33</b>
IV.1 Introduction.....	34
IV.2 Campagne géotechnique .....	34
IV.3 Résultats des essais .....	34
IV.3.1 Lithologie .....	34
IV.3.2 Essai aux pénétromètres dynamiques.....	36
IV.3.3 Essai préssiométriques : .....	37
IV.3.4 Essais d’identification physique: .....	38
IV.3.5 Analyse chimique :.....	39
IV.3.6 Suivi piézométrique : .....	39

IV.3.7 Essai Mécanique :.....	39
IV.4 Analyses critiques du rapport géotechnique : .....	39
<b>Chapitre V : Etude de confortement.....</b>	<b>41</b>
V.1 Introduction : .....	42
V.2 Présentation du logiciel Slide :.....	42
V.3 Analyse à rebours : .....	42
V.3.1 Profil critique :.....	43
V.3.2 Les paramètres de calcul :.....	43
V.3.3 Résultat de l'analyse à rebours : .....	43
V.4 Solution de traitement : .....	44
V.4.1 Solution 1 : Terrassement de purge et stabilisation par une paroi clouée .....	45
V.4.1.1 Description :.....	45
V.4.1.2 Évaluation approximative des coûts : .....	46
V.4.2 Solution 2 : Stabilisation par une rangée de pieux. ....	46
V.4.2.1 Description :.....	46
V.4.2.2 Évaluation approximative des coûts : .....	47
V.4.3 Analyse multicritère et choix de la solution : .....	48
<b>Chapitre VI : Etude d'Avant-projet détaillé : Dimensionnement de la paroi clouée.....</b>	<b>49</b>
VI.1 Introduction.....	50
VI.2 Description du terrassement.....	50
VI.3 Dimensionnement de la paroi clouée .....	50
VI.3.1 Stabilité mixte et générale .....	54
VI.3.2 Stabilité interne.....	59
VI.3.2.1 Calcul du $T_{max}$ après phasage.....	59
VI.3.2.2 Résistance des clous et résistance de l'interaction Sol/Clou .....	62
VI.3.2.3 Vérification de Poinçonnement .....	62
VI.3.2.4 Épaisseur de la plaque d'appui.....	63
VI.3.2.5 Résistance structurelle du parement .....	63
VI.4 Devis quantitatif et estimatif des travaux.....	65
<b>Conclusion.....</b>	<b>66</b>
<b>Référence bibliographique.....</b>	<b>67</b>
<b>Annexes.....</b>	<b>68</b>

## Liste des figures

<b>Figure I.1:</b> Glissement de La Clapière (Alpes Maritimes).....	4
<b>Figure I.2:</b> Schématisation des 4 types de mouvement de terrain.....	5
<b>Figure I.3:</b> Coulée boueuse d'Illilten à Tizi Ouzou .....	5
<b>Figure I.4:</b> Principe du trajet d'une coulée .....	5
<b>Figure I.5:</b> Différents types d'éroulement.....	6
<b>Figure I.6:</b> Glissement plan.....	7
<b>Figure I.7:</b> Glissement rotationnel .....	7
<b>Figure I.8:</b> Glissement complexe .....	7
<b>Figure I.9:</b> Principe du phénomène du fluage .....	7
<b>Figure I.10:</b> Schéma de remblais de chargement de pied (a) et de butée de pied (b).....	10
<b>Figure I.11:</b> Schéma de l'allègement en tête.....	10
<b>Figure I.12:</b> Schéma d'un masque drainant dans un déblai .....	11
<b>Figure I.13:</b> Schéma de reprofilage.....	11
<b>Figure I.14:</b> Exemple d'ouvrage d'assainissement .....	12
<b>Figure I.15:</b> Exemple d'éperons drainants .....	12
<b>Figure I.16:</b> Schéma d'une tranchée drainante.....	12
<b>Figure I.17:</b> Schéma de galeries drainantes .....	13
<b>Figure I.18:</b> Schéma d'une tranchée drainante.....	13
<b>Figure I.19:</b> Exemple de drains subhorizontaux .....	13
<b>Figure I.20:</b> Schéma du principe d'un clouage souple.....	14
<b>Figure I.21:</b> Exemple d'ouvrage souple.....	14
<b>Figure I.22:</b> Exemple d'un mur rigide .....	14
<b>Figure I.23:</b> Schéma de principe de l'action d'un tirant .....	15
<b>Figure I.24:</b> Schéma de principe d'un clouage rigide .....	15
<b>Figure II.1:</b> Vue satellite du contournement nord de Médéa .....	21
<b>Figure II.2:</b> Carte géologique de Médéa échelle 1/50.000ème .....	22
<b>Figure II.3:</b> Classification du climat en Algérie (Source:ANAT) .....	23
<b>Figure II.4:</b> Précipitations moyennes mensuelles de la wilaya de Médéa (source : NOAA).....	24
<b>Figure II.5:</b> Températures moyennes mensuelles de la wilaya de Médéa (source : NOAA).....	24
<b>Figure II.6:</b> Carte de zonage sismique de l'Algérie .....	26
<b>Figure III.1:</b> Vue satellite de la zone du glissement du terrain.....	29
<b>Figure III.2:</b> Vue en élévation du talus.....	30
<b>Figure III.3:</b> Etat du pied du talus.....	31
<b>Figure III.4:</b> Déferlement des argiles sableuses .....	31
<b>Figure III.5:</b> Présence de fissuration dans le talus .....	31
<b>Figure IV.1:</b> Caisses de sondage.....	35
<b>Figure IV.2:</b> Représentation des pressions limites nettes en fonction de la profondeur (SP1, SP2, SP3) .	37
<b>Figure V.1:</b> Profil (critique) géologique.....	43
<b>Figure V.2:</b> Résultat de l'analyse à rebours.....	44
<b>Figure V.3:</b> Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 1 .....	45

<b>Figure V.4:</b> résultats de l'analyse de stabilité de la solution 2.....	47
<b>Figure VI.1:</b> Etapes de réalisation d'un ouvrage en sol cloué (NF P 94 270) .....	50
<b>Figure VI.2:</b> Vue en plan-Localisations des profils de calculs .....	52
<b>Figure VI.3:</b> Profil de calcul A .....	53
<b>Figure VI.4:</b> Profil de calcul B.....	53
<b>Figure VI.5:</b> Profil de calcul C.....	54
<b>Figure VI.6:</b> Vérification de la stabilité mixte (situation fondamentale) du profil A .....	56
<b>Figure VI.7:</b> Vérification de la stabilité mixte (cas sismique) du profil A .....	57
<b>Figure VI.8:</b> Vérification de la stabilité mixte (situation fondamentale) du profil B.....	57
<b>Figure VI.9:</b> Vérification de la stabilité mixte (cas sismique) du profil B.....	58
<b>Figure VI.10:</b> Vérification de la stabilité mixte (situation fondamentale) du profil C.....	58
<b>Figure VI.11:</b> Vérification de la stabilité mixte (cas sismique) du profil C.....	59
<b>Figure VI.12:</b> Schéma explicatif de redistribution des efforts des efforts dans les clous .....	60
<b>Figure VI.13:</b> Détail de la tête du clou.....	65

## Liste des tableaux

<b>Tableau I.1:</b> Échelle cinématiques des mouvements de terrains .....	8
<b>Tableau I.2:</b> Éléments caractérisant les différents mouvements de terrains .....	9
<b>Tableau II.1:</b> Tableau récapitulatif des données climatiques de la wilaya de Médéa.....	25
<b>Tableau II.2:</b> Coefficient d'accélération A (R.P.A. 99 version 2003).....	26
<b>Tableau IV.3:</b> Fiche technique du projet: .....	27
<b>Tableau IV.1:</b> Résultats des pénétromètres dynamiques .....	36
<b>Tableau IV.2:</b> Résultats des essais préssiométriques.....	37
<b>Tableau IV.3:</b> Résultats des essais d'identification physiques.....	38
<b>Tableau IV.4:</b> Résultats des analyses chimiques .....	39
<b>Tableau IV.5:</b> Suivi piézométrique.....	39
<b>Tableau IV.6:</b> Résultats des essais mécaniques .....	39
<b>Tableau V.1:</b> Caractéristiques géo-mécaniques couches .....	44
<b>Tableau V.2:</b> Évaluation approximative des couts de la solution 1 .....	46
<b>Tableau V.3:</b> Évaluation approximative des couts de la solution 2 .....	47
<b>Tableau V.4:</b> Analyse multicritère.....	48
<b>Tableau VI.1:</b> Caractéristiques des clous de chaque profil.....	51
<b>Tableau VI.2:</b> Coefficients de sécurité pondérateurs- Approche 3 (NF P 94-270) .....	55
<b>Tableau VI.3:</b> Coefficient d'accélération A (R.P.A. 99 version 2003).....	55
<b>Tableau VI.4:</b> Résultats des calculs de stabilité.....	56
<b>Tableau VI.5:</b> Calcul du Tmax ;d après phasage du profil A .....	60
<b>Tableau VI.6:</b> Calcul du Tmax ;d après phasage du profil B .....	61
<b>Tableau VI.7:</b> Calcul du Tmax ;d après phasage du profil C .....	61
<b>Tableau VI.8:</b> Récapitulatif des résultats des efforts internes .....	61
<b>Tableau VI.9:</b> Vérification de la résistance du parement.....	63
<b>Tableau VI.10:</b> Vérification de la résistance du parement.....	63
<b>Tableau VI.11:</b> Récapitulatif des efforts.....	64
<b>Tableau VI.12:</b> Récapitulatif du ferrailage .....	64
<b>Tableau VI.13:</b> Devis quantitatif et estimatif des travaux .....	65

# Introduction générale

Les mouvements de terrain figurent parmi les phénomènes naturels les plus répandus et souvent les plus dévastateurs à la surface de la Terre. Ils englobent divers déplacements du sol ou du sous-sol, qu'ils soient engendrés par des facteurs naturels ou humains. Ces mouvements causent chaque année des milliers de décès, de blessés ainsi que d'énormes pertes et dommages économiques à travers le monde. C'est pourquoi il est essentiel et crucial de stabiliser ces mouvements de terrain, en particulier dans le domaine du Génie Civil et des Travaux Publics.

Parmi les types de mouvements de terrain, on trouve les glissements de terrain qui se développent principalement dans des matériaux meubles, caractérisés par une perte de résistance au cisaillement. Contrairement aux éboulements rocheux ou aux coulées de boue qui peuvent se produire brusquement, les glissements de terrain évoluent généralement de manière progressive. Leur ampleur peut varier considérablement. Ils peuvent être déclenchés par des phénomènes naturels tels que des précipitations intenses, l'érosion des berges ou des séismes, mais aussi être influencés directement ou indirectement par les activités humaines telles que les travaux de terrassement ou la déforestation.

Ainsi, dans ce contexte, le travail présenté dans ce mémoire consiste en le diagnostic et l'étude du confortement d'un glissement de terrain survenu au niveau du contournement nord de la ville de Médéa, entre les PK 6+700 et 7+060. L'objectif de ce travail est de comprendre les causes et les mécanismes du glissement, d'évaluer les propriétés géotechniques des sols concernés, de proposer des solutions de traitement adaptées pour assurer la sécurité et la durabilité, et d'établir un pré-chiffrage des travaux de stabilisation

Ce mémoire se compose de six chapitres qui abordent différentes facettes de l'étude du traitement d'un glissement de terrain survenu au niveau du contournement nord de la ville de Médéa. Dans le premier chapitre, une vision d'ensemble des mouvements de terrains est présentée, en exposant les différents types de glissements, leurs causes et leurs conséquences en se penchant également sur les méthodes et techniques utilisées pour stabiliser les mouvements de terrain et en finissant avec la présentation des étapes et des approches nécessaires pour mener une étude complète de ce phénomène. Ensuite, le deuxième chapitre se concentre sur le projet lié au glissement de terrain, en mettant en évidence certaines caractéristiques géologiques et climatiques spécifiques à la wilaya de Médéa. Dans le troisième chapitre, un diagnostic approfondi du glissement de terrain est présenté, avec une analyse détaillée des désordres et de leurs causes. Ensuite, le quatrième chapitre synthétise les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique, qui vise à définir les caractéristiques mécaniques essentielles du projet. Dans le cinquième chapitre, une étude de confortement est menée, proposant deux solutions visant à garantir la stabilité et la sécurité du site touché par le glissement de terrain. Cette étude inclut une analyse multicritère permettant de sélectionner la solution optimale. Enfin, dans le sixième chapitre, une étude d'Avant-projet détaillé

de la solution optimale est abordée, avec une conception détaillée et l'établissement d'un devis quantitatif et estimatif.

# Chapitre I : Généralités sur les mouvements de terrains

### **I.1 Introduction**

Le premier chapitre de ce mémoire présente une introduction générale sur les mouvements de terrain, en mettant particulièrement l'accent sur les glissements de terrain. Il examine les différents types de glissements de terrain, explore les facteurs qui les causent ainsi que les méthodes de confortement

### **I.2 Définition**

Les mouvements de terrain regroupent divers phénomènes de déformation et d'instabilité qui affectent les versants ou les sites contenant des cavités. Parmi ces phénomènes, les glissements de terrain se caractérisent par le détachement et le déplacement soudain et incontrôlé d'une masse de sol, de roches ou de débris le long d'une pente. Plusieurs facteurs tels que la topographie, la présence d'eau, la composition des matériaux ou les activités humaines peuvent déclencher ces glissements. Ils peuvent provoquer des dégâts considérables aux infrastructures et aux habitations, ainsi qu'engendrer un risque pour les populations environnantes



**Figure I.1:** Glissement de La Clapière (Alpes Maritimes)

### **I.3 Typologie de mouvement de terrain**

En général, on distingue quatre catégories principales de mouvements de terrain :

- les coulées et les laves torrentielles ;
- les écroulements et les chutes de blocs ;
- les glissements ;
- les mouvements de fluage

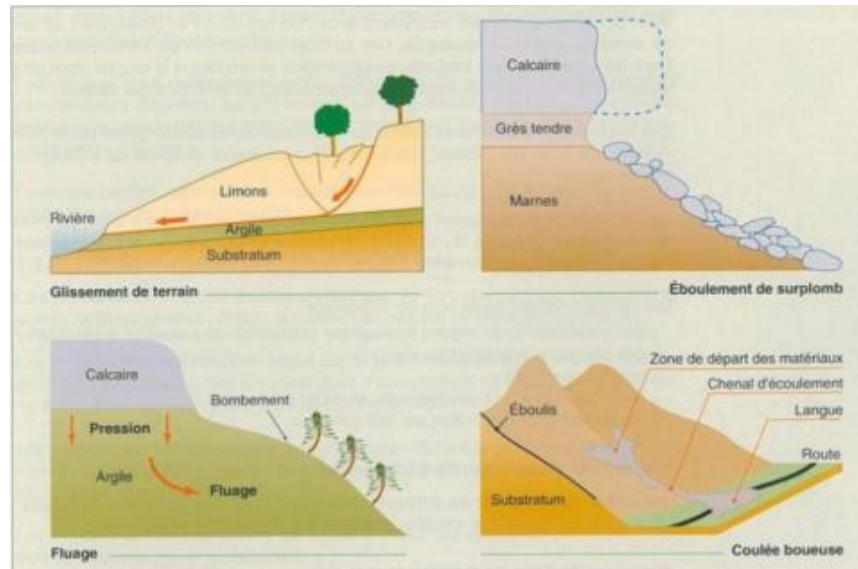


Figure I.2: Schématisation des 4 types de mouvement de terrain.

### I.3.1 Les coulées et les laves torrentielles

#### I.3.1.1 Définition

Les coulées sont des écoulements rapides de matériaux, tels que des débris, de la boue, des roches et de l'eau, le long d'une pente.

Les laves torrentielles sont des coulées plus ou moins fluides dans le lit des torrents de montagne. Les matériaux sont transportés sur plusieurs kilomètres à des vitesses qui peuvent être très importantes

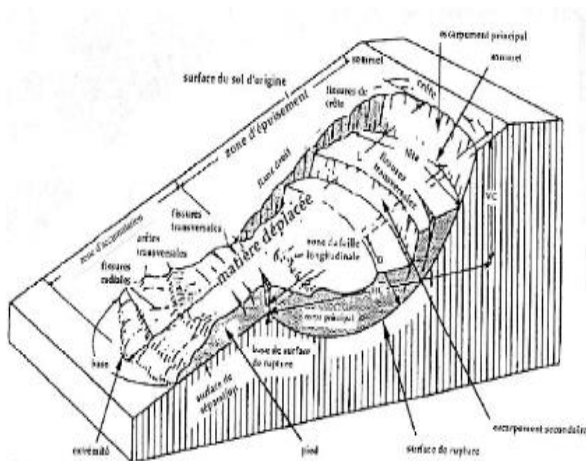


Figure I.4: Principe du trajet d'une coulée



Figure I.3: Coulée boueuse d'Illiltén à Tizi Ouzou

### I.3.1.2 Principaux facteurs déclenchants

- Précipitations intenses
- Instabilité géologique
- Nature des sols
- Activité volcanique

### I.3.2 Les écroulements et les chutes de blocs

#### I.3.2.1 Définition

Ce sont des phénomènes où des masses de rocheuses plus ou moins fracturés qui vont se rompre progressivement et chuter de façon brutale et soudaine entraînant des impacts et des dommages significatifs dans les zones environnantes.

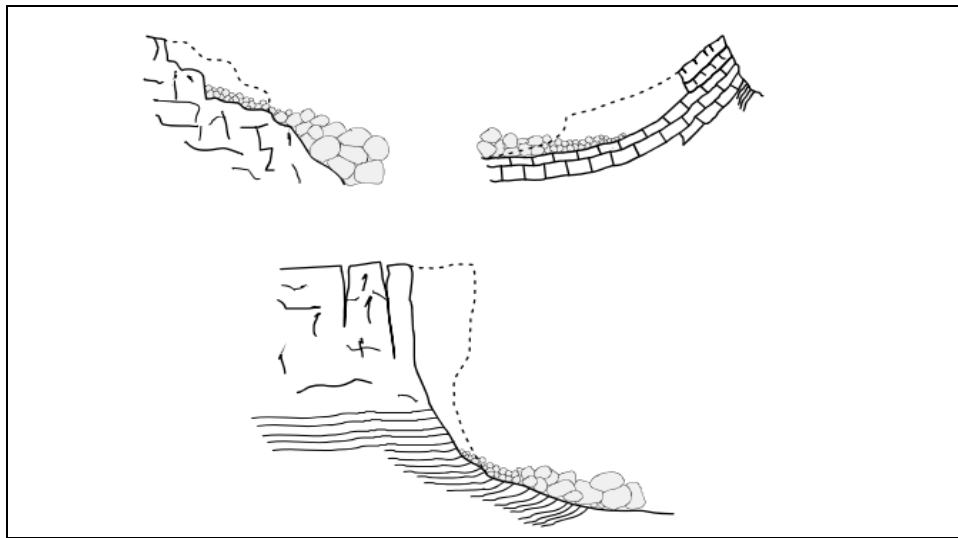


Figure I.5: Différents types d'écroulement

### I.3.2.2 Principaux facteurs déclenchants

- Instabilité géologique
- Les séismes
- L'érosion
- Les cycles gel-dégel
- L'altération

### I.3.3 Les glissements

Les glissements de terrain se distinguent des écroulements par leur lenteur, se manifestant par le déplacement progressif d'une masse de sol ou de roche le long d'une surface de rupture. La forme de cette surface dépend en partie de la structure géologique du site. Les glissements de terrain sont classifiés en différents types : plans, rotationnels et complexes (ou quelconques).

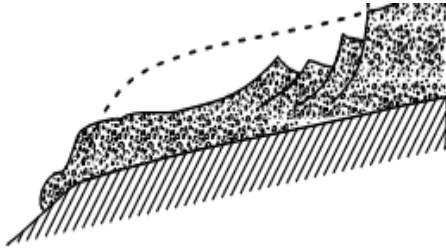


Figure I.6: Glissement plan

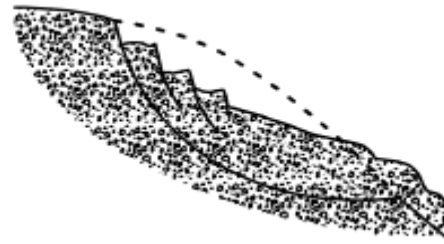


Figure I.7: Glissement rotationnel



Figure I.8: Glissement complexe

### I.3.3.1 Principaux facteurs déclenchants

- Les séismes
- Nature des sols
- Pente du terrain
- Les fortes précipitations
- Activités humaines
- L'érosion

### I.3.4 Les mouvements de fluage

#### I.3.4.1 Définition

Le fluage est une déformation continue qui se produit dans certains sols ou matériaux. Contrairement aux glissements, il se manifeste par des mouvements diffus du sol sans une zone de rupture nettement définie.

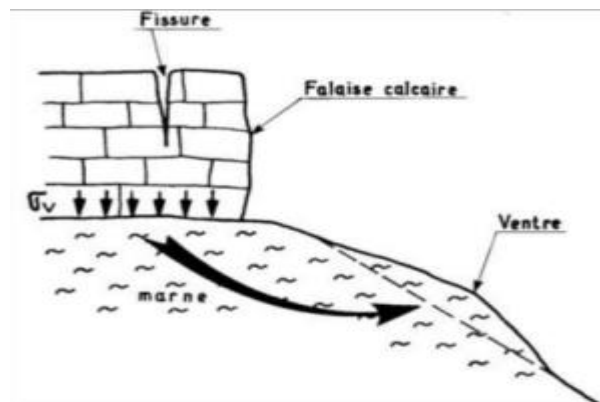


Figure I.9: Principe du phénomène du fluage

### I.3.4.2 Principaux facteurs déclenchants

- Contraintes appliquées et leurs durées
- L'évolution des caractéristiques mécanique des matériaux
- La saturation progressive

### I.4 Les conséquences sur les biens et l'environnement

Les mouvements de terrain ont des conséquences graves sur les biens et l'environnement, notamment :

- 1) Pertes humaines : Les mouvements de terrain peuvent causer la perte de vies humaines, en particulier lorsqu'ils se produisent de manière soudaine et violente.
- 2) Dommages matériels : Les bâtiments, les infrastructures et les routes peuvent être endommagés ou détruits, entraînant des pertes financières considérables.
- 3) Impact environnemental : Les mouvements de terrain entraînent des dommages écologiques importants. Ils peuvent causer la déforestation, la destruction des habitats naturels et l'érosion des sols. De plus, les matériaux déplacés peuvent contaminer les cours d'eau et les écosystèmes environnants

### I.5 Échelle cinématique des mouvements de terrain

Les mouvements de terrain varient considérablement en termes d'échelles géométriques et cinématiques. Les volumes de matériaux impliqués peuvent varier de quelques décimètres cubes pour les chutes de blocs à plusieurs millions de mètres cubes pour les glissements de terrain. De même, les vitesses des mouvements peuvent présenter des différences significatives selon leur type, allant de très lentes (quelques millimètres par an) pour les mouvements de fluage et les glissements de versants naturels, à très rapides (plusieurs dizaines de mètres par seconde) pour les écroulements et les coulées.

**Tableau I.1:** Échelle cinématiques des mouvements de terrains

Très lent	Lent	Moyen	Rapide	Très rapide
1mm/an à 12 mm/an	1mm/mois à 50 mm/mois	5 mm/j à 100 mm/j	4 mm/h à 10 000 mm/h	2 500 mm/s à 10 000 mm/s

Les caractéristiques des différentes familles de mouvements de terrain sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau I.2:**Éléments caractérisant les différents mouvements de terrains

Terrains		Vitesse moyenne	Volume
Ecroulement	Massifs rocheux	Très lente à Très rapide	Quelques m <sup>3</sup> à plus de dix mille m <sup>3</sup>
Glissement	Sols massifs rocheux fracturés	Très lente à moyenne	Quelques m <sup>3</sup> à plus de dix million de m <sup>3</sup>
Fluage	Formations meubles	Très lente	Quelques m <sup>3</sup> à plus de dix millions de m <sup>3</sup>
Coulée	Sols argileux et limons lâches	Très rapide	De dix à plusieurs Centaines de milliers de m <sup>3</sup>

## I.6 Technique de stabilisations

Les techniques de stabilisation peuvent être classées en quatre grandes catégories :

- Les terrassements : actions visant à modifier la géométrie et l'équilibre des masses impliquées.
- Les drainages : actions ciblant le régime hydraulique et les pressions interstitielles.
- Les renforcements : renforts mécaniques utilisés pour renforcer la stabilité du sol.
- Les mesures de protection superficielle, telles que la végétalisation et la plantation, pour prévenir l'érosion et renforcer la surface.

### I.6.1 Stabilisation par terrassement

Les conditions de stabilité d'un terrain sont directement liées à sa pente, et le terrassement demeure la méthode d'action la plus naturelle. Dans le domaine de la stabilisation par terrassement, on peut identifier trois groupes de méthodes :

1. Les actions visant à équilibrer les masses.
2. Les actions visant à modifier la géométrie de la pente.
3. Les méthodes impliquant la substitution partielle ou totale de la masse en mouvement.

### I.6.1.1 Chargement de pied et butée de pied

L'ajout d'un remblai à la base d'un glissement de terrain peut avoir deux effets sur sa stabilité :

Si la surface de rupture se situe en dessous du remblai, celui-ci exercera une pression accrue, augmentant les contraintes normales et la résistance au cisaillement. C'est le "chargement de pied" du remblai.

Si le remblai est construit devant la surface de rupture, il agira comme une butée, soutenant la masse en mouvement. C'est la "butée de pied" du remblai.

La technique consiste à installer un remblai drainant et frottant dans la partie inférieure du glissement, formant une banquette ou une série de banquettes, reposant sur une formation stable si possible.

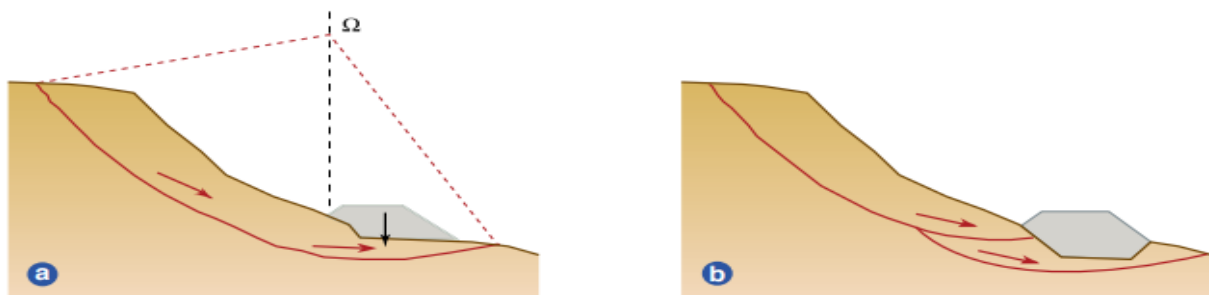


Figure I.10: Schéma de remblais de chargement de pied (a) et de butée de pied (b)

### I.6.1.2 Allègement en tête

La technique d'allègement en tête de glissement réduit la charge sur la partie supérieure du versant, augmentant le coefficient de sécurité. Des mesures complémentaires comme le drainage ou la recharge en pied sont souvent nécessaires pour assurer la stabilité.

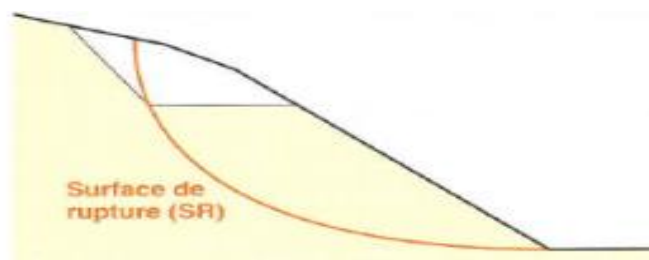


Figure I.11: Schéma de l'allègement en tête

### I.6.1.3 Substitution et masque

La technique de substitution vise à remplacer le sol instable par un matériau de meilleure qualité à la surface de rupture.

Cette technique vise à stabiliser le glissement en renforçant les forces de résistance et en éliminant les sols instables, tout en drainant l'eau vers l'intérieur du massif.

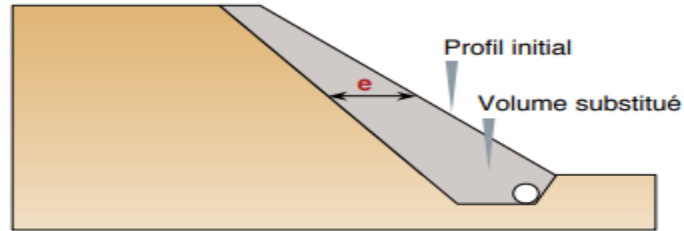


Figure I.12:Schéma d'un masque drainant dans un déblai

#### I.6.1.4 Reprofilage

En modifiant la pente d'un talus, on peut directement améliorer ses conditions de stabilité et renforcer la sécurité. L'une des méthodes couramment utilisées pour cela est le retalutage du terrain naturel. Ce procédé consiste à adoucir la pente moyenne du talus, ce qui est particulièrement adapté aux talus de déblais. Cependant, dans le cas des versants naturels, l'adoucissement de la pente est généralement moins efficace, car cela nécessite des volumes importants de sol pour une amélioration relativement faible du coefficient de sécurité.

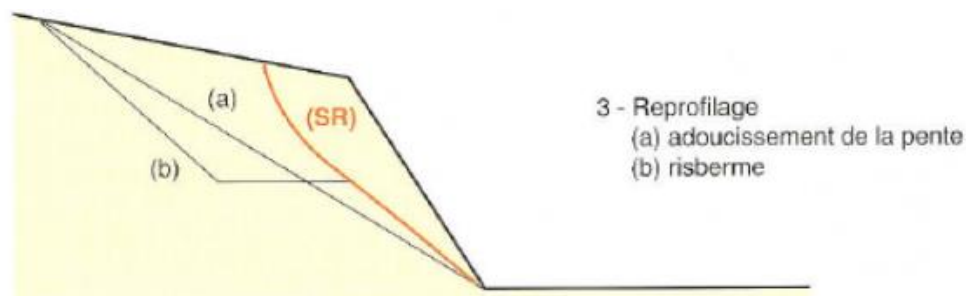


Figure I.13:Schéma de reprofilage

#### I.6.2 Stabilisation par drainage

Le drainage est une technique essentielle pour contrôler l'eau dans les sols et améliorer leur résistance mécanique. Il existe deux types d'actions de drainage :

- Pour les sols non saturés, le drainage a pour objectif d'éviter la saturation et de limiter les infiltrations qui alimentent les nappes d'eau.
- Pour les sols saturés, le drainage vise à réduire les pressions interstitielles exercées par l'eau.

##### I.6.2.1 Assainissement de surface

Le drainage de surface vise à limiter les infiltrations d'eau et la saturation des sols, ainsi qu'à prévenir les problèmes d'érosion. Les infrastructures de collecte des eaux de surface, telles que les cunettes et les fossés, sont utilisées dans ce but. Leur dimensionnement et leur emplacement sont déterminés en fonction des caractéristiques du site.



Figure I.14: Exemple d'ouvrage d'assainissement

### I.6.2.2 Tranchées drainantes et éperons drainants

Les tranchées drainantes sont utilisées pour collecter et évacuer l'eau hors d'une zone sensible en utilisant des matériaux perméables. Les éperons drainants, quant à eux, traversent un talus de déblais pour renforcer mécaniquement le talus et réduire les pressions interstitielles. Dans les deux cas, l'objectif est de diminuer le niveau de la nappe phréatique et cela dépend de la perméabilité du sol en place



Figure I.15: Exemple d'éperons drainants

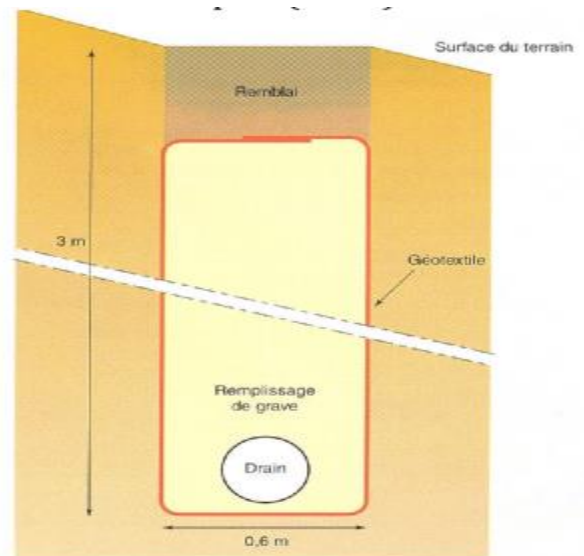


Figure I.16: Schéma d'une tranchée drainante

### I.6.2.3 Puits drainants et galeries drainantes

Les puits drainants et les galeries drainantes sont des ouvrages souterrains utilisés pour collecter les eaux souterraines. Ils réduisent les pressions interstitielles en abaissant les niveaux piézométriques. Les puits drainants sont composés d'une structure verticale en béton avec des drains horizontaux, tandis que les galeries drainantes sont de plus petites structures pour faciliter leur contrôle et leur entretien. Ces ouvrages sont utilisés dans des zones où les flux d'eau souterraine sont complexes et dans des terrains présentant des perméabilités variables.

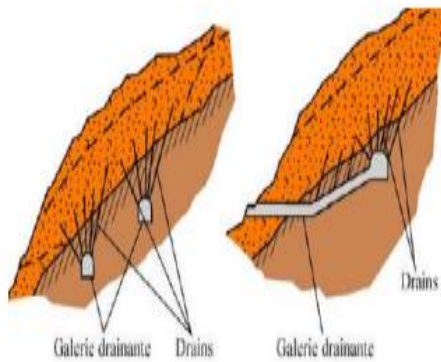


Figure I.17:Schéma de galeries drainantes

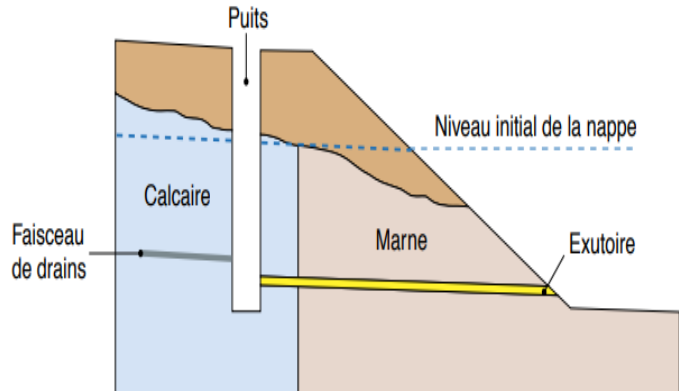


Figure I.18:Schéma d'une tranchée drainante

#### I.6.2.4 Drains subhorizontaux

Des forages généralement légèrement inclinés vers l'aval, équipés d'un drain, collectent l'eau dans le massif et l'évacuent par gravité vers un exutoire aménagé. L'objectif est d'abaisser les niveaux piézométriques pour diminuer, voire annuler, les pressions interstitielles.

Les drains subhorizontaux sont largement utilisés dans diverses situations de glissements de terrain et dans différentes formations géologiques. Cependant, cette technique est moins adaptée aux formations géologiques présentant une perméabilité très faible, notamment les sols fins, car le rayon d'action des drains est limité dans de telles conditions



Figure I.19:Exemple de drains subhorizontaux

#### I.6.3 Stabilisation par renforcement

Les renforcements sont des dispositifs exerçant une action mécanique, soit permanente, soit mobilisée en cas de mouvement, venant s'ajouter aux efforts résistants naturels (résistance au cisaillement du sol).

Par renforcement, on entend l'introduction d'éléments résistants tels que :

- Le clouage souple
- Les soutènements rigides et souples
- Les tirants d'ancrage ;
- Clouage rigide, pieux

### I.6.3.1 Clouage souple

Le renforcement par inclusions souples, telles que des barres ou des micropieux, ancrées dans le sol stable, offre une résistance qui s'oppose aux mouvements. Ces techniques visent à réduire ou à stopper les déformations sans traiter la cause des mouvements. Le clouage des sols est largement utilisé pour stabiliser les pentes en raison de sa facilité et de sa rapidité de mise en œuvre.

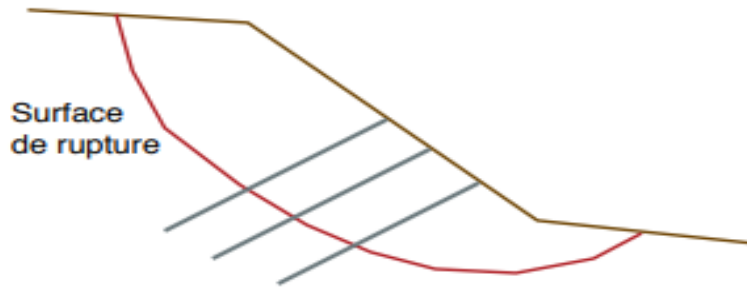


Figure I.20:Schéma du principe d'un clouage souple

### I.6.3.2 Les soutènements rigides et souples

Dans cette catégorie, on distingue deux types d'ouvrages :

- Les ouvrages rigides, tels que les murs poids ou ancrés.
- Les ouvrages souples, comme les gabions, les remblais renforcés par armatures ou les nappes extensibles.

Les ouvrages souples sont couramment utilisés en raison de leur flexibilité et de leur capacité à se déformer. En d'autres termes, ils peuvent s'ajuster aux déformations du sol et s'adapter en conséquence.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations.



Figure I.22:Exemple d'un mur rigide



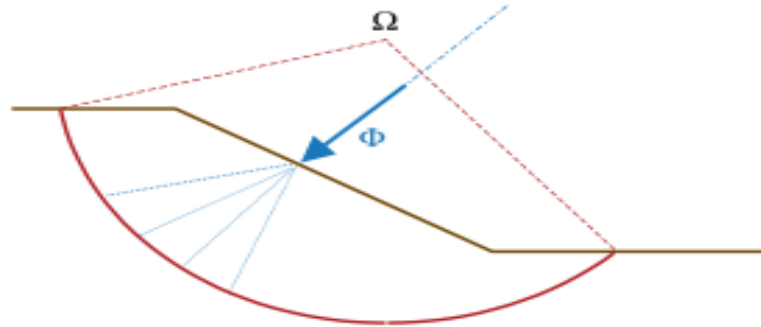
Figure I.21:Exemple d'ouvrage souple

### I.6.3.3 Les tirants d'ancrage

Les tirants (précontraints), parfois appelés ancrages actifs, sont une technique de stabilisation reposant sur la mise en tension d'inclusions métalliques ancrées dans un substratum stable.

Ils ont pour objectif d'accroître l'effort normal, et donc la résistance au cisaillement, le long d'une éventuelle surface de rupture, tout en réduisant le moment moteur du talus

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à bloquer les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.



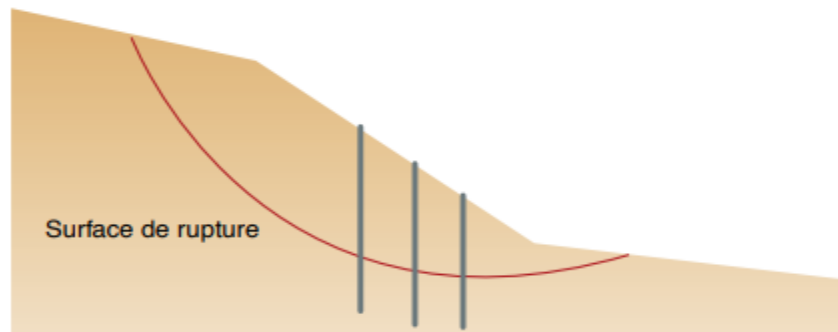
**Figure I.23:**Schéma de principe de l'action d'un tirant

### I.6.3.4 Clouage rigide, pieux

Le renforcement consiste à introduire dans le sol des éléments résistants rigides : rangées de pieux, de barrettes, de profilés métalliques, etc.

Habituellement, on installe deux ou trois rangées de pieux dans la partie centrale du tiers de la pente instable. L'évaluation de la stabilité au glissement est réalisée en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente qui prend en compte les efforts exercés par les pieux.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais elles visent à s'opposer à ceux-ci par l'introduction d'éléments rigides accroissant les efforts résistants.

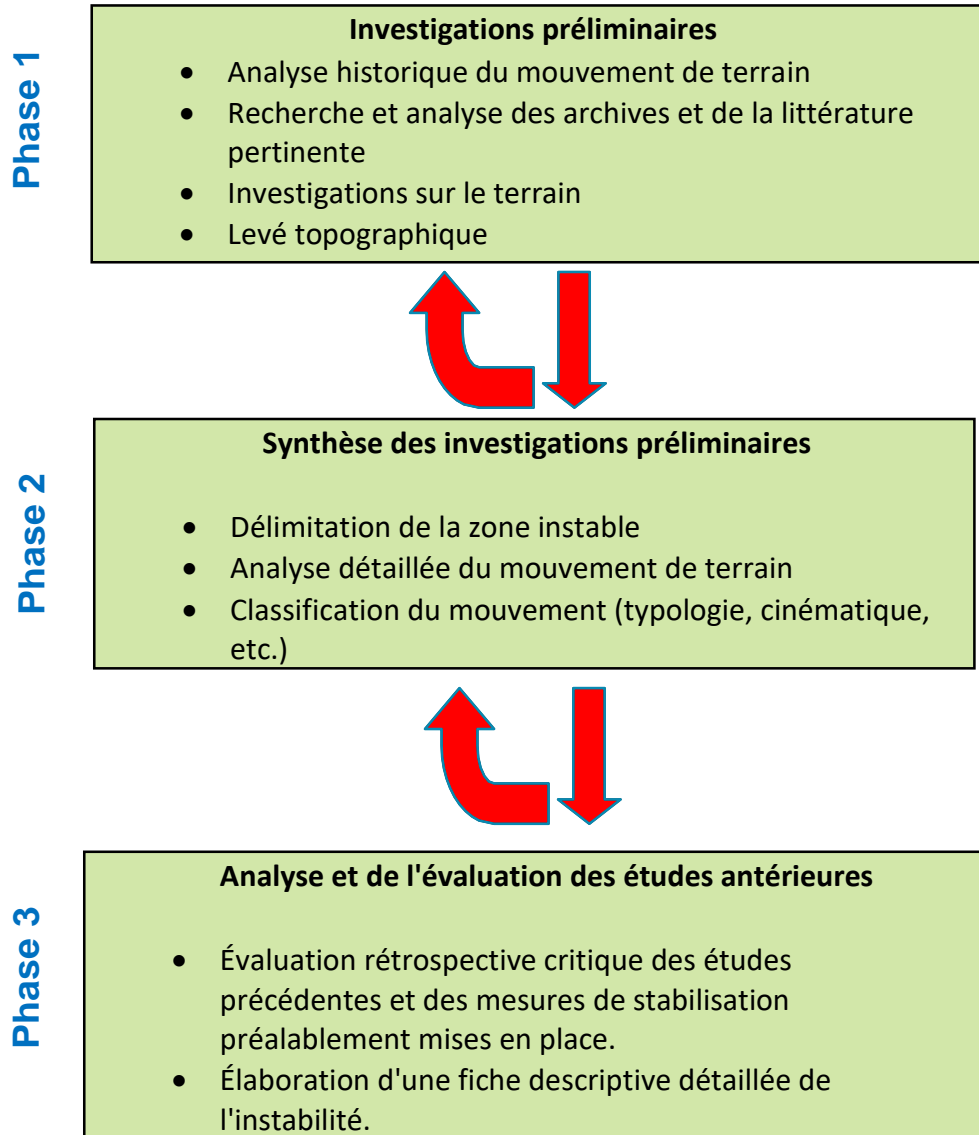


**Figure I.24:**Schéma de principe d'un clouage rigide

### I.7 Méthodologie d'étude d'un mouvement de terrain

Un géotechnicien est sollicité pour résoudre des problèmes de stabilité des pentes dans diverses situations, que ce soit des talus artificiels ou des pentes naturelles. Ces problèmes présentent une méthodologie commune pour leur étude.

La méthodologie est présentée dans l'organigramme qui suit.



Phase 4

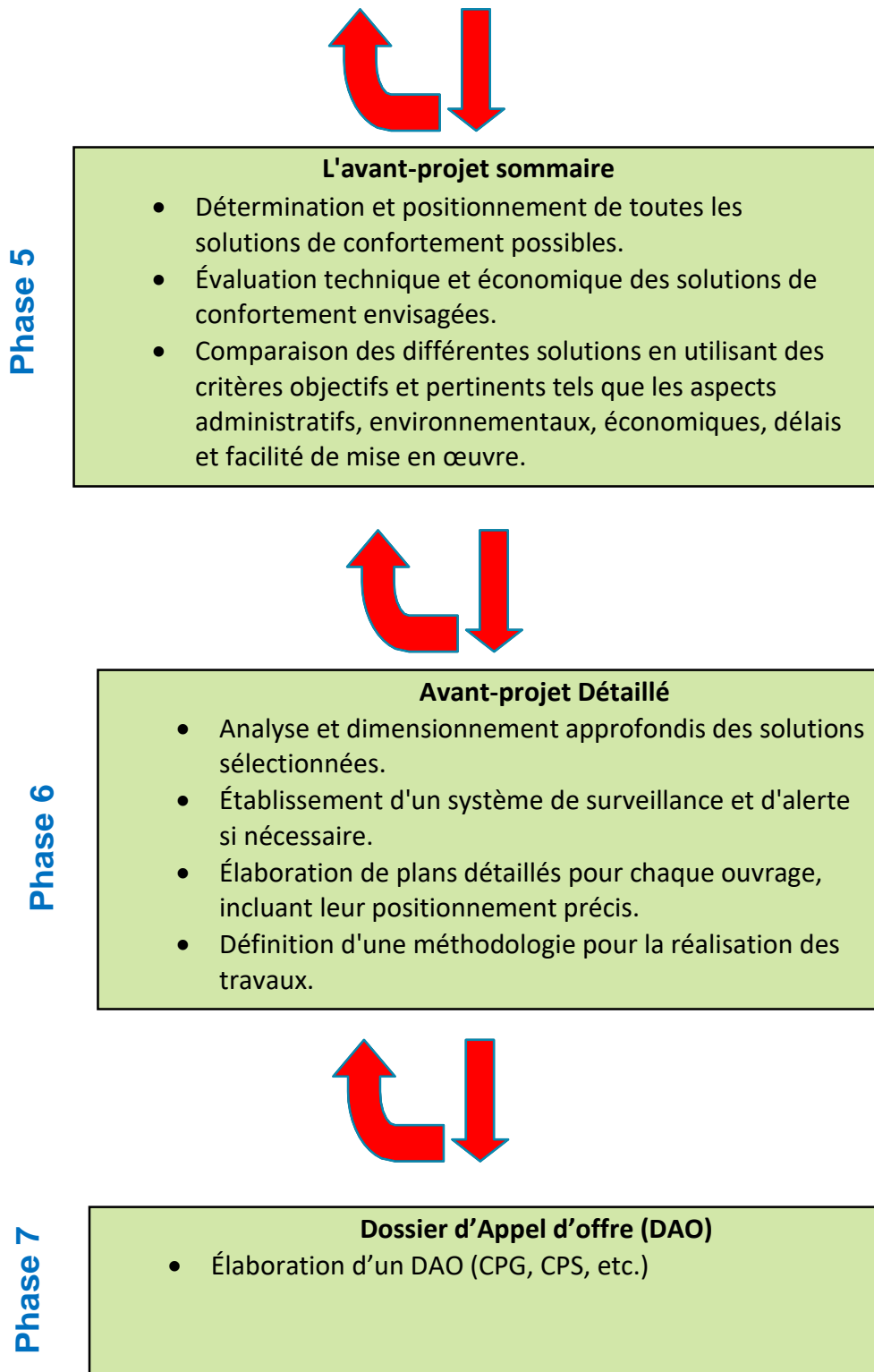
**Aspects géologiques, géomorphologiques et hydrogéologiques**

- Établissement de la structure géologique du site, comprenant la nature des terrains du substratum, l'épaisseur des formations superficielles et la présence de failles, entre autres.
- Étude géologique couvrant une zone plus étendue que la zone instable spécifique.
- Recherche de sources d'eau souterraine externes à la zone d'étude.
- Élaboration des modèles géotechniques appropriés.
- Identification d'indices de mouvements passés ou actifs, tels que des déformations de la pente, des zones humides, des dégradations superficielles ou des fissures dans les structures rigides.
- Analyse de la répartition des pressions interstitielles dans le sol, de leur évolution dans le temps et du fonctionnement des nappes phréatiques (direction des écoulements, sources d'alimentation, etc.).
- Localisation des niveaux d'eau dans les puits de forage.



**Caractérisation géotechnique des formations concernées**

- Établissement des typologies des instabilités en fonction des critères choisis, qu'il s'agisse de problèmes de mécanique des sols ou de mécanique des roches.
- Définition et optimisation du programme géotechnique spécifique à chaque instabilité.
- Analyse des résultats des campagnes de reconnaissance sur site et en laboratoire, et contribution à la rédaction des rapports géotechniques.
- Élaboration des modèles géotechniques appropriés.
- Définition des méthodes de confortement adaptées.
- Utilisation de modèles analytiques et/ou numériques.
- Mise en place d'une instrumentation appropriée pour les grands glissements, en fonction des analyses effectuées et des résultats des campagnes géotechniques.



# Chapitre II : Présentation du projet

## II.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons le projet relatif au glissement de terrain dans la zone de contournement nord de la ville de Médéa, entre les bornes kilométriques 6+700 et 7+060. Nous abordons en particulier sa localisation, les données climatiques et morphologiques associées, ainsi que les observations effectuées pour le confortement du glissement de terrain.

L'étude approfondie du phénomène permettra de traiter ce problème de manière précise, en analysant les facteurs déclencheurs, afin de proposer une solution appropriée pour remédier à ce glissement.

## II.2 Situation géographique

La wilaya de Médéa est située en Algérie, au nord du pays à environ 90 kilomètres au sud-ouest d'Alger, la capitale. Elle s'étend sur une superficie d'environ 8866 kilomètres carrés. Elle est entourée par les wilayas suivantes :

- Au nord, par la wilaya de Blida ;
- À l'ouest, par les wilayas de Aïn Defla et Tissemsilt ;
- Au sud, par la wilaya de Djelfa ;
- À l'est, par les wilayas de M'Sila et Bouira.

Le glissement de terrain étudié se localise dans la commune de Draa Essamar, au niveau du contournement nord de Médéa, à seulement 4 kilomètres à l'ouest de la ville. Cette région montagneuse se distingue par sa topographie accidentée, offrant une grande diversité de reliefs.



**Figure II.1:** Vue satellite du contournement nord de Médéa

### II.3 Contexte géologique

Après examen de la feuille géologique de Médéa à l'échelle de 1/50 000, en ressort que la région de Médéa se trouve dans la chaîne montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux.

La wilaya de Médéa présente un relief composé de quatre principales zones distinctes :

- La zone montagneuse
- La zone Tellienne
- La zone des plaines
- La zone du Sud

Les formations du crétacé sont généralement développées dans sa partie nord et les dépôts du Cénozoïque dans sa partie sud. Les roches les plus anciennes de la région sont celles du Trias.

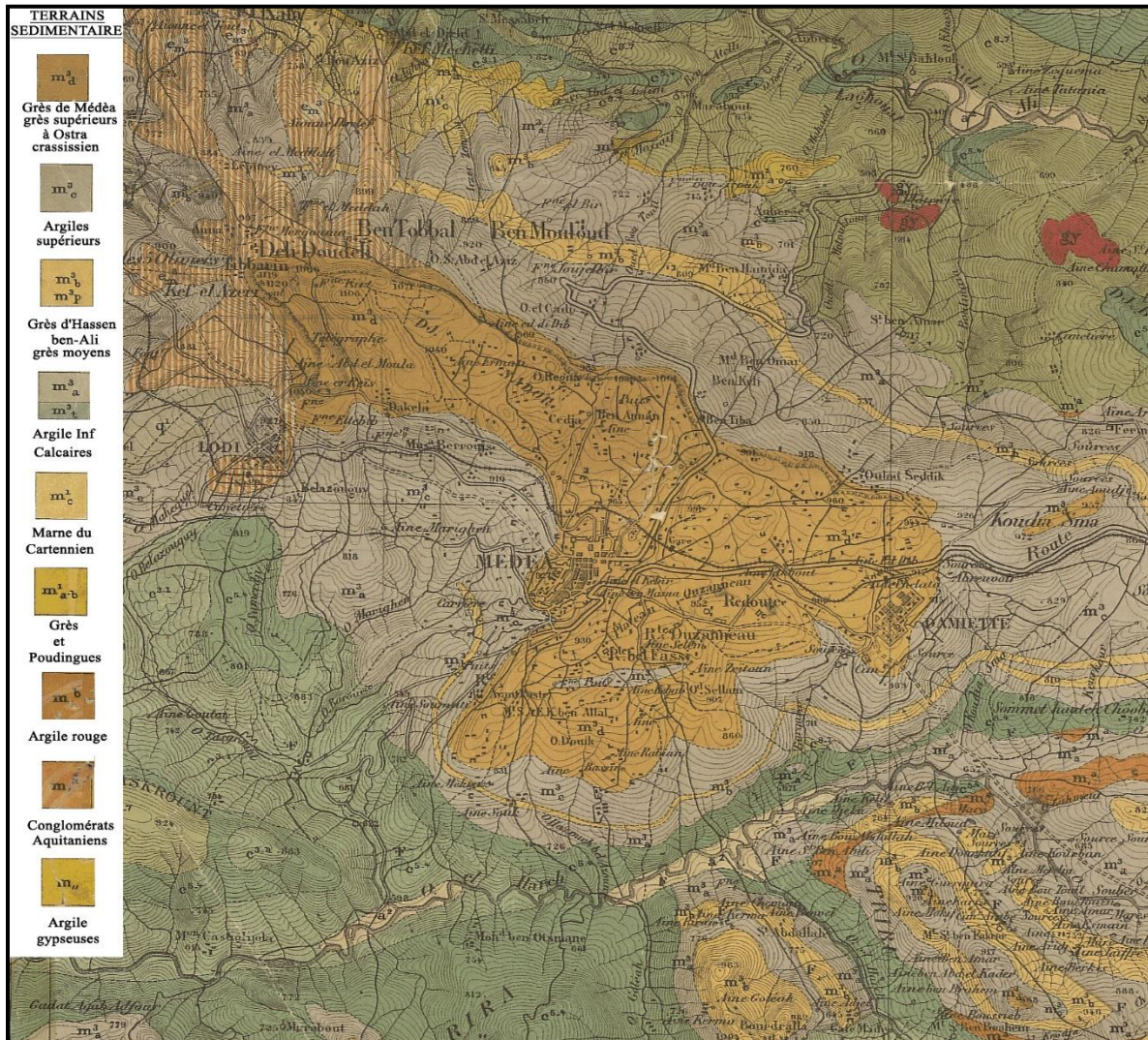


Figure II.2: Carte géologique de Médéa échelle 1/50.000ème

#### II.4 Stratigraphie

Les formations triasiques dans la région présentent des structures diasporiques associées aux zones de chevauchement. Elles se composent de roches bariolées argilo-gypseuses, parfois accompagnées de blocs de calcaires jurassiques et de dolomies. Ces formations revêtent un intérêt pratique pour la recherche de gypse et de sel.

Les formations crétacées sont largement répandues dans les parties nord et centrale de la région. Elles se caractérisent par une épaisseur importante comprenant des dépôts du crétacé inférieur au crétacé supérieur.

Les formations du crétacé inférieur sont constituées de schistes argilo-siliceux, d'argilites et de marnes, avec des intercalations de grès siliceux. Parfois, ces roches peuvent être gypseuses.

Les dépôts du cénoomanien se composent d'alternances de marnes et de calcaires. Les marnes sont compactes et présentent une structure pélitomorphe, tandis que les calcaires sont de couleur gris foncé, massifs et présentent une cassure conchoïdale.

Les dépôts du crétacé supérieur comprennent des calcaires marneux gris, des grès brunâtres et des schistes argileux. Les formations du paléogène sont représentées par des dépôts de l'éocène et de l'oligocène, qui consistent en des argiles marneuses, des grès et des conglomérats, avec des couches de calcaires organiques.

### II.5 Aperçu Tectonique

La région de Médéa présente une structure néogène plissée et fracturée, caractérisée par des rides anticlinales complexes. Cette tectonique met en évidence les formations crétacées et oligocènes et forme trois zones synclinales où l'épaisseur varie, permettant ainsi l'observation de la série complète de l'étage helvétique.

Cette tectonique plio-quaternaire continue d'évoluer dans les temps actuels, avec une sismicité connue dans la région. La région de Médéa fait partie du domaine tellien et est composée des anticlinoriums de Blida et de Tablât. Ces massifs autochtones servent de base aux nappes telliennes qui se développent au sud. Les mouvements tectoniques enregistrés dans la région sont liés à l'orogénèse alpine et peuvent être subdivisés en trois types de déformations.

Les déformations tangentielles se manifestent par le déplacement des nappes de charriage, tandis que les déformations souples et cassantes se traduisent par la présence de plis et de failles de différentes orientations.

### II.6 Données météorologiques

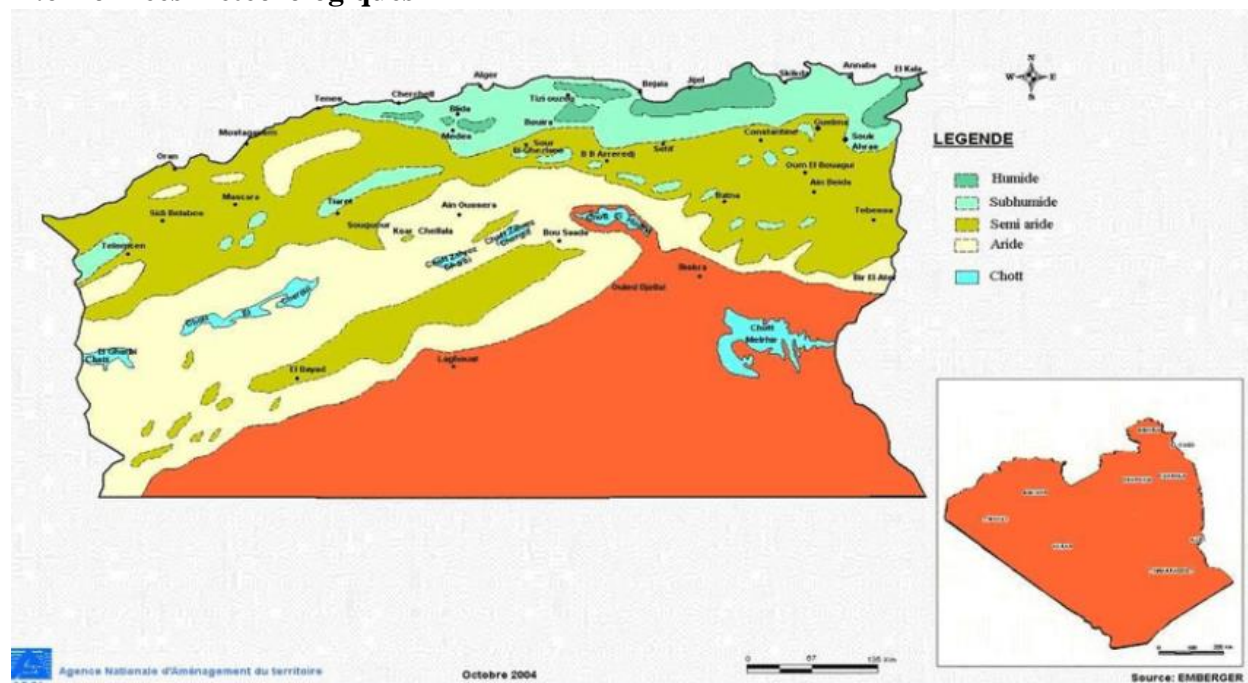
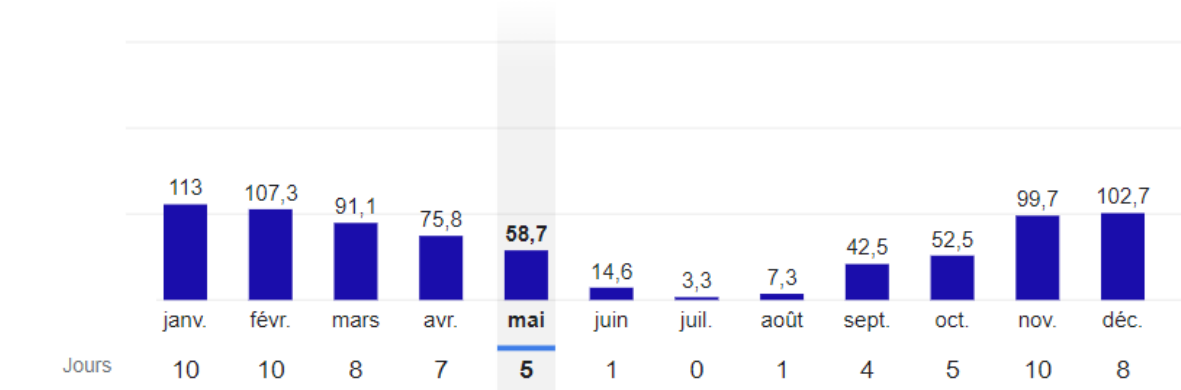


Figure II.3: Classification du climat en Algérie (Source:ANAT)

La zone d'étude appartient à la zone climatique subhumide, cela signifie qu'elle présente des caractéristiques climatiques qui se situent entre celles des zones humides et semi-arides. Dans cette zone, les précipitations annuelles sont relativement modérées, mais suffisantes pour soutenir une végétation plus dense par rapport aux régions arides. Les saisons peuvent être bien définies, avec des hivers relativement frais et des étés chauds.

### II.6.1 Précipitation

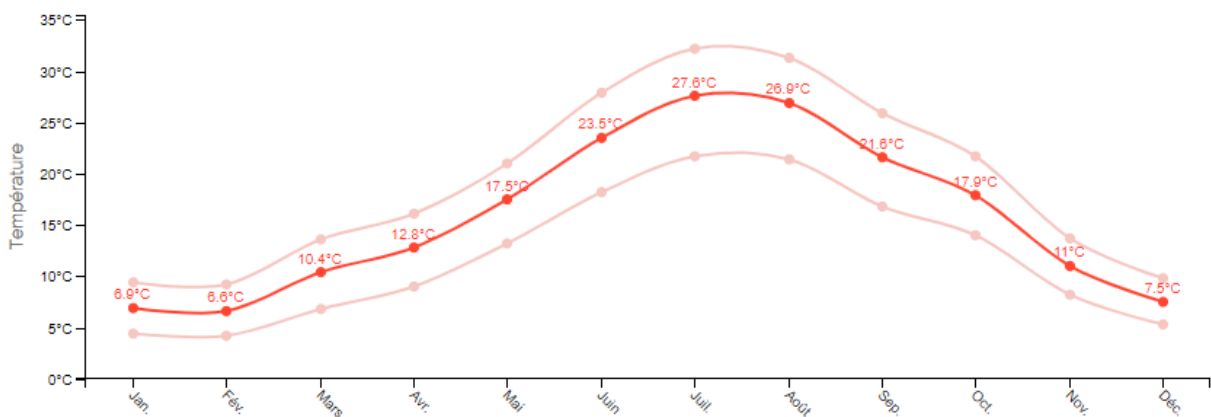
Précipitations (millimètres)



**Figure II.4:** Précipitations moyennes mensuelles de la wilaya de Médéa (source : NOAA)

Des précipitations moyennes de 3.3mm font du mois de Juillet le mois le plus sec. En Janvier, les précipitations sont les plus importantes de l'année avec une moyenne de 113mm.

### II.6.2 Température



**Figure II.5:** Températures moyennes mensuelles de la wilaya de Médéa (source : NOAA)

Au mois de Juillet, la température moyenne est de 27.6°C. Juillet est de ce fait le mois le plus chaud de l'année. Février est le mois le plus froid de l'année. La température moyenne est de 6.6°C à cette période.

**Tableau II.1:**Tableau récapitulatif des données climatiques de la wilaya de Médéa

Mois	Température moyenne	Température moyenne min/max	Record des températures min/max	Précipitations totales moyennes
Janvier	6.9°C	4.4°C / 9.4°C	-6°C / 21°C	113mm
Février	6.6°C	4.2°C / 9.2°C	-8°C / 23°C	107.3mm
Mars	10.4°C	6.8°C / 13.6°C	-3°C / 25°C	91.1mm
Avril	12.8°C	9°C / 16.1°C	0°C / 29°C	75.8mm
Mai	17.5°C	13.2°C / 21°C	3°C / 33°C	58.7mm
Juin	23.5°C	18.2°C / 27.9°C	7°C / 37°C	14.6mm
Juillet	27.6°C	21.7°C / 32.2°C	14°C / 39°C	3.3mm
Août	26.9°C	21.4°C / 31.3°C	11°C / 39°C	7.3mm
Septembre	21.6°C	16.8°C / 25.9°C	8°C / 34°C	42.5mm
Octobre	17.9°C	14°C / 21.7°C	2°C / 33°C	52.5mm
Novembre	11°C	8.2°C / 13.7°C	0°C / 25°C	99.7mm
Décembre	7.5°C	5.3°C / 9.8°C	-5°C / 22°C	102.7mm

## II.7 Contexte hydrologique

La wilaya de Médéa présente un contexte hydrologique varié en raison de sa géographie et de son climat. La région est traversée par plusieurs cours d'eau importants, qui contribuent à l'approvisionnement en eau et à l'irrigation des terres agricoles comme Oued Isser et Oued Chelif.

Le réseau hydrologique de la région est étroitement lié à la morphologie et à la géologie des versants. Les formations rocheuses gréseuses situées en crête des versants ainsi que les thalwegs jouent un rôle essentiel dans le drainage naturel des eaux, notamment les eaux de nappe et les eaux de ruissellement.

## II.8 Sismicité de la zone :

Le territoire national est classé en cinq (05) zones de sismicité, chacune correspondant à un niveau de risque sismique spécifique selon le règlement parasismique algérien RPA 99 révisé 2003 :

- Zone 0 : Sismicité négligeable.
- Zone I : Sismicité faible.

- Zones **IIa** et **IIb** : Sismicité de niveau moyen.
- Zone **III** : Sismicité élevée



**Figure II.6:** Carte de zonage sismique de l'Algérie

Le projet de contournement nord de Médéa est situé au nord-ouest de la wilaya dans la zone IIb, classé dans le groupe 1B (Ouvrages de grande importance). Donc d'après le tableau du coefficient d'accélération A ci-dessus :

**Tableau II.2:** Coefficient d'accélération A (R.P.A. 99 version 2003)

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Le coefficient d'accélération à prendre en compte est  $A = 0,25$ , avec :

- $k_h = 0,5 A$  (%g) = forces horizontales
- $k_v = \pm 0,3 k_h$  = forces verticales

## II.9 Fiche technique du projet

**Tableau II.3:**Fiche technique du projet:

<b>Traitement des glissements de terrains du contournement nord de la ville de Médéa</b>	
Maitre de l'ouvrage	Direction des Travaux Publics de la Wilaya de Médéa
Entreprise de réalisation	Groupement EPE SAPTA/ SARL GCM KADEM
Bureau d'étude de suivi	BET MAZAAD RAMDANE
Laboratoire de contrôle	Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics (CTTP)
Délai de réalisation	14 mois

# Chapitre III : Diagnostic Géotechnique

### III.1 Localisation du glissement de terrain

Le glissement de terrain en question se localise dans la commune de Draa Essamar, sur le tracé du contournement nord de Médéa, du côté amont de la route.



**Figure III.1:** Vue satellite de la zone du glissement du terrain

### III.2 Description du glissement de terrain

Après une inspection minutieuse du site, une série de signes indiquant des glissements de terrain a été observée. Ces glissements se manifestent par la présence de crevasses et de déplacements de masses formant des bourrelets, accompagnés de fissures clairement visibles à la surface. Ils ont principalement affecté un sol meuble composé de marne, s'étendant sur toute la hauteur des talus. Il est important de souligner que ces glissements se produisent en amont du tracé du contournement nord de Médéa, du côté déblai, impactant les argiles sableuses sur lesquelles le tracé est prévu.

Concernant le profil en travers du contournement, il est réalisé en déblai, avec la chaussée reposant sur une couche de marne plastique d'une épaisseur de 13 m, elle-même reposant sur une marne dure.

La zone touchée par les glissements de terrain s'étend sur une distance de 240 mètres, avec une hauteur maximale de 25 mètres. On observe des fissures qui sont parfois ouvertes, ainsi que des escarpements le long du talus en déblai.



**Figure III.2:** Vue en élévation du talus

### III.3 Observations des désordres

Au cours des différentes sorties réalisées dans le cadre de ce projet, plusieurs dégradations ont été constatées au niveau du déblai étudié. Ces dégradations comprennent les éléments suivants :

- Amorce des glissements superficiels au niveau des bermes supérieures : Des mouvements de terrain ont été observés, se manifestant par des déformations et des affaissements au niveau des parties supérieures des bermes.
- Décompression de la marne située à la base des déblais : Une décompression du matériau de marne présent à la base des déblais a été constatée. Cela indique une réduction de la pression exercée sur cette couche, ce qui peut contribuer aux mouvements de terrain.
- Présence de plusieurs fissures en amont du talus démontrant l'amorce de glissements successifs emboîtés : Des fissures ont été observées en amont du talus, témoignant de l'initiation de plusieurs mouvements de terrain successifs qui se superposent.
- Présence de plusieurs coulées boueuses à la surface des bermes démontrant la forte sensibilité des sols composant le talus à l'eau : Des écoulements de boue ont été observés à la surface des bermes, mettant en évidence la sensibilité élevée des sols constituant le talus à l'eau.
- État très dégradé et décomprimé des matériaux constituant les déblais : Les matériaux constituant les déblais ont montré un état de dégradation avancée, avec une perte de cohésion et une décompression importante.

- Présence de plusieurs sillons à la surface des bermes dus à la circulation des eaux : Des sillons, causés par l'écoulement des eaux, ont été observés à la surface des bermes.

Il convient de noter que la plupart de ces dégradations sont des glissements de terrain superficiels, où les bourrelets se déversent sur les bermes situées en aval, pour finalement atteindre le pied du talus.



**Figure III.3:**Etat du pied du talus



**Figure III.4:**Déferlement des argiles sableuses



**Figure III.5:**Présence de fissuration dans le talus

### III.4 Causes des instabilités

Les principales causes ayant contribué à l'apparition des dégradations citées sont les suivantes :

- Présence de plusieurs sources en amont.
- Morphologie du terrain défavorable car terrain vallonné et la pente est plus ou moins importante (facteur en faveur du glissement)
- Présence d'une argile très fragile et sujette aux glissements de terrain ; ainsi, son étude de stabilité doit être soigneusement élaborée, avec une attention particulière.
- Suppression de butée du versant causée par les déblais importants.

### III.5 Conclusion

En conclusion, les observations des désordres effectuées dans le cadre de ce projet ont révélé plusieurs dégradations au niveau du déblai étudié. Ces dégradations comprennent des glissements de terrain superficiels au niveau des bermes, la décompression de la marne à la base des déblais, la présence de fissures en amont du talus, des coulées boueuses à la surface des bermes, l'état dégradé des matériaux constituant les déblais et la présence de sillons dus à la circulation des eaux.

Ces désordres sont principalement causés par la présence de sources en amont, la morphologie défavorable du terrain, l'absence de système de drainage, la fragilité de l'argile et la suppression de la butée du versant due aux déblais importants.

Ces constatations soulignent l'importance d'une étude approfondie de la stabilité de la zone, en accordant une attention particulière à l'argile fragile, à la mise en place d'un système de drainage adéquat et à la prise de mesures de confortement pour prévenir les glissements de terrain et assurer la stabilité du site.

# Chapitre IV : Synthèse de la campagne de reconnaissance géotechnique

## IV.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de fournir une description détaillée de la campagne d'investigation menée dans le cadre de cette étude, en mettant en évidence les résultats et les interprétations des différentes analyses réalisées sur le site en question.

## IV.2 Campagne géotechnique

La campagne de reconnaissance géotechnique réalisé par les laboratoires de l'Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics (CTTP), comprend des essais in situ et des essais de laboratoire.

Les essais in situ comprennent :

- Quatre (04) sondages carottés SC01, SC02, SC03 et SC04 de 15 jusqu'à 30 m de profondeur, avec prélèvement d'échantillons pour la réalisation des essais au laboratoire ;
- Un (01) essai aux pénétromètres dynamique PD01 poussés jusqu'au refus réalisés conformément à la norme NF P94-115 ;
- Installation de deux (02) tube piézométriques P01 et P02 dans le trou de SC02 et SC04 conformément à la norme NF P94-157-1 ;
- Trois (03) sondages pressiométriques SP01, SP02, et SP03 de 20m de profondeur avec mesure des paramètres pressiométriques chaque 2m conformément à la norme NF P94-110-1.

Les Essais de laboratoire se résument à :

- Analyses granulométriques selon la norme NF P 94-056 et NF P 94-057.
- Limites d'Atterberg selon la norme NF P 94-051.
- Mesures de la teneur en eau et de la densité sèche selon la norme NF P94-050.
- Analyse chimique selon la norme NF P 18-011.
- Essais triaxial type UU selon la norme NF P 94-071-1

## IV.3 Résultats des essais

### IV.3.1 Lithologie

- **Sondage 1 et 2:**

La stratigraphie des sols au PK 6+875, révélée par les deux sondages carottés SC01 et SC02, montre une épaisseur d'environ 1 mètre de terre végétale qui surmonte une argile sableuse de couleur brunâtre plastique, dure, et peu dense d'une hauteur de 11m. Cette couche repose sur une marne grise et plastique sur une hauteur de 23m qui elle-même repose sur un substratum de marne dur et compacte.

- **Sondage 3 et 4:**

La stratigraphie des sols PK 6+975, révélée par les deux sondages carottés SC03 et SC04, montre une épaisseur d'environ 1 mètre de terre végétale qui surmonte une argile sableuse de couleur brunâtre plastique, dure, et peu dense d'une hauteur de 12m. Cette couche repose sur une marne le plastique sur une hauteur de 26m qui elle-même repose sur un substratum de marne dur et compacte.



**Figure IV.1:** Caisses de sondage

### IV.3.2 Essai aux pénétromètres dynamiques

Les résultats des essais de pénétration dynamique réalisés au niveau de la zone de glissement sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1:**Résultats des pénétromètres dynamiques

Essai N°	Profondeur(m)	Résistance de pointe moyenne (bars)
<b>PD 1</b>	0 → 1.2	<b>30</b>
	1.2 → 3.6	<b>&gt;60</b>
<b>PD 2</b>	0 → 2.8	<b>20</b>
	2.8 → 12	<b>&gt;70</b>
<b>PD 3</b>	0 → 3.0	<b>8 à 40</b>
	3.0 → 3.2	<b>&gt;200</b>
<b>PD 4</b>	0 → 2.8	<b>20</b>
	2.8 → 12	<b>&gt;60</b>
<b>PD 5</b>	0 → 4.5	<b>18</b>
	4.5 → 12	<b>&gt;60</b>
<b>PD 6</b>	0 → 1.5	<b>28</b>
	1.5 → 8.6	<b>&gt;80</b>
<b>PD 7</b>	0 → 1.0	<b>28</b>
	1.0 → 4.8	<b>&gt;80</b>

L'analyse des pénétrogrammes obtenus, nous a permis de constater ce qui suit :

Les valeurs enregistrées montrent trois niveaux de résistance de l'ordre de :

- Marne plastique en pied de talus (0 à 4.5m) : résistance de 8 à 40bars.
- Marne compacte en pied de talus (> 4.5m) : résistance supérieure de 80 à 160bars.

IV.3.3 Essai préssiométriques :

Tableau IV.2: Résultats des essais préssiométriques

Profondeur (m)	SP1			SP2			SP3		
	E (Bar)	Pl (Bar)	E/Pl	E (Bar)	Pl (Bar)	E/Pl	E (Bar)	Pl (Bar)	E/Pl
2	154.9	10.5	14.78	143.9	10.2	14.08	395.3	30	13.9
4	41	9.9	4.15	58.8	9.4	6.27	833.9	50	16.68
6	112.8	10.5	10.23	50.6	7.1	7.15	1068.2	49.8	21.44
8	154.8	15.1	10.26	890.1	50	17.8	1144.2	48	23.85
10	865.3	44.4	19.5	1338.3	50	16.43	1088.7	50	21.77
12	821.8	45.5	18.06	1233.8	50.6	24.38	767.5	50	20.21
14	1108.8	50	22.18	957.8	50	19.15	1412.3	50	28.25
16	1228.7	50	24.57	1474.1	50	29.48	1521.31	50	30.43
18	1065.9	50	21.32	1153.8	50	23.08	1437.2	50	28.74
20	1142.5	50	22.85	1120.4	51.5	21.76	1575.6	50	31.51

La distribution des valeurs de la pression limite nette des sondages préssiométriques SP1, SP2 et SP3 a mis en évidence deux horizons, le premier ayant des pressions limites moyennes ( $7 < P_l < 15$  bars) correspondant à la couche d'argile sableuse, et un deuxième horizon ayant des pressions limites relativement élevées ( $40 < P_l < 50$  bars) correspondant à la marne.

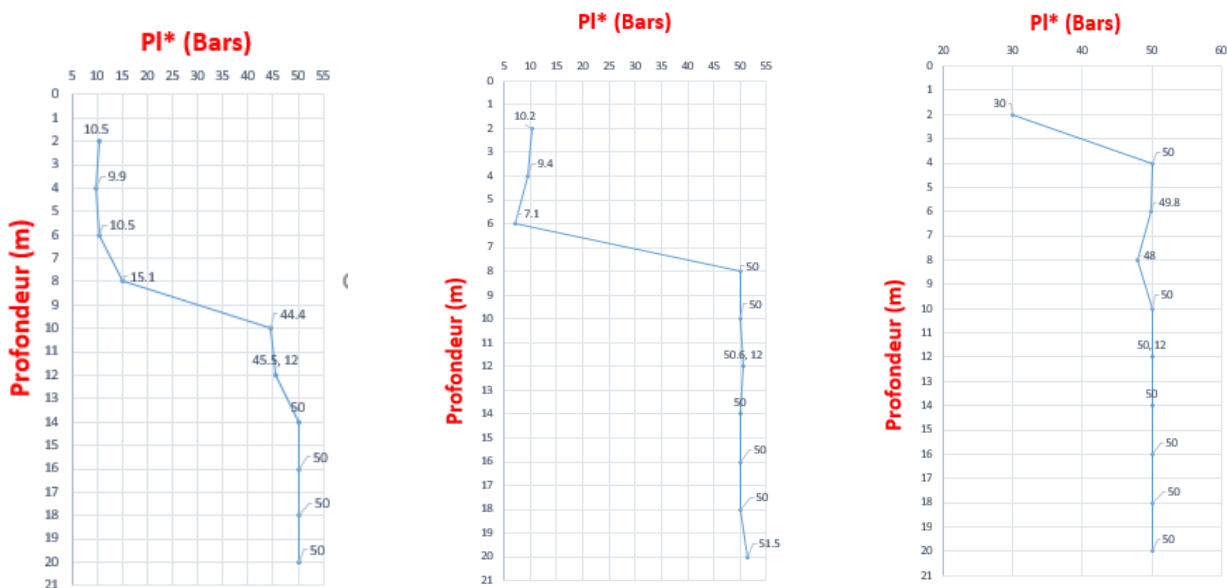


Figure IV.2: Représentation des pressions limites nettes en fonction de la profondeur (SP1, SP2, SP3)

IV.3.4 Essais d'identification physique:

Tableau IV.3: Résultats des essais d'identification physiques

SC01									
Prof. (m)	$\gamma_d$ ( $t/m^3$ )	$\gamma_h$ ( $t/m^3$ )	$\omega$ (%)	$W_L$ (%)	$W_p$ (%)	IP (%)	IC (%)	<80 $\mu$ m (%)	Classification GTR
6.0→6.7	1.58	1.96	24	54.7	27	27.8	1.1	100	A <sub>3m</sub>
12.5→13	1.56	1.97	26.3	54.4	26.7	27.7	1.01	100	A <sub>3m</sub>
24→24.6	1.69	1.97	16.7	50.5	25.5	25	1.35	100	A <sub>2s</sub>
26.5→27	1.87	2.16	15.3	-	-	-	-	100	-
SC02									
Prof. (m)	$\gamma_d$ ( $t/m^3$ )	$\gamma_h$ ( $t/m^3$ )	$\omega$ (%)	$W_L$ (%)	$W_p$ (%)	IP (%)	IC (%)	<80 $\mu$ m (%)	Classification GTR
4.0→4.5	1.63	1.97	20.8	52	27	25	1.25	100	A <sub>2s</sub>
7.0→7.5	1.62	1.93	19	53.5	25.3	28.2	1.22	100	A <sub>3s</sub>
SC03									
Prof. (m)	$\gamma_d$ ( $t/m^3$ )	$\gamma_h$ ( $t/m^3$ )	$\omega$ (%)	$W_L$ (%)	$W_p$ (%)	IP (%)	IC (%)	<80 $\mu$ m (%)	Classification GTR
9.1→9.8	1.63	2	22.7	57	27	30	1.14	100	A <sub>3h</sub>
15→15.5	1.75	2.08	18.6	-	-	-	-	100	-
21.5→22	1.53	1.89	23.7	41	22	19	0.91	100	A <sub>2m</sub>
SC04									
Prof. (m)	$\gamma_d$ ( $t/m^3$ )	$\gamma_h$ ( $t/m^3$ )	$\omega$ (%)	$W_L$ (%)	$W_p$ (%)	IP (%)	IC (%)	<80 $\mu$ m (%)	Classification GTR
2.5→2.9	1.64	1.98	21	58	29	29	1.24	100	A <sub>3s</sub>
5.4→6.0	1.6	1.96	22.3	55	28	28	1.17	100	A <sub>3s</sub>
8.7→9	1.6	2.02	26.44	-	-	-	-	100	-

Légende :  $\gamma_d$  : Densité sèche     $\gamma_h$  : Densité humide     $\omega$  : Teneur en eau     $W_L$  : limite de liquidité     $W_p$  : Limite de plasticité    IP : Indice de plasticité    IC : Indice de consistance

Ce sol présente une sensibilité élevée à l'eau, avec une limite de liquidité qui varie de 50% à 60% et un indice de plasticité qui varie de 25% à 30% ce qui montre que ce sont des sols plastiques. Les essais de densités ont montré des valeurs allant de 1.58 jusqu'à 1.65  $t/m^3$  avec des teneurs en eau allant de 15 jusqu'à 26% ce qui montre que ce sont des sols peu compacte et détrempe. Néanmoins on remarque certaines densités de l'ordre de 1.87  $t/m^3$  qui montre la présence de sol compact.

#### IV.3.5 Analyse chimique :

**Tableau IV.4:** Résultats des analyses chimiques

SC N°	Profondeur (m)	Ph	% sulfates	% chlorures
2	1.7 → 1.8	7.72	néant	0.4978
4	2.4 → 2.5	8.01	néant	0.3096

Le sol du site est classé comme non agressive et donc il ne nécessite pas de mesure particulière

#### IV.3.6 Suivi piézométrique :

**Tableau IV.5:** Suivi piézométrique

Sondage n°	SC2	SC4
Date de lecture	07/07/2019	07/07/2019
Niveau (m)	-13	-13

#### IV.3.7 Essai Mécanique :

**Tableau IV.6:** Résultats des essais mécaniques

Nature	Sondage	Profondeur (m)	Cohésion Cu (kPa)	Angle de frottement $\phi_u$ (°)
Marne	SC02	1.2→2.0	120	1.34
Argile sableuse	SC01	6.2→6.7	60	0
Argile sableuse	SC03	9.1→9.8	41	1.68
Marne	SC02	13.5→14	150	3

#### IV.4 Analyses critiques du rapport géotechnique :

Le rapport ne fournit aucune information sur le type de carottier utilisé, ce qui soulève des doutes quant à l'exactitude des valeurs de teneur en eau naturelle mentionnées.

De plus, l'absence d'essais mécaniques drainés dans la campagne géotechnique limite la compréhension du comportement à long terme du sol.

Également, l'absence de mesures inclinométriques est préjudiciable, car elles permettent de surveiller les mouvements du sol, notamment les déformations horizontales et verticales, fournissant ainsi des informations précieuses sur l'évolution du glissement de terrain.

Enfin, l'absence des relevés géologiques et sismiques limite la qualité de l'étude et peut conduire à une sous-estimation des risques associés au glissement de terrain.

# Chapitre V : Etude de confortement

### **V.1 Introduction :**

Dans ce chapitre nous allons effectuer une analyse à rebours afin de déterminer les paramètres des sols et de proposer des solutions de renforcement appropriées pour résoudre le problème. L'utilisation d'un logiciel de stabilité pour analyser les glissements est devenue essentielle de nos jours, et il existe plusieurs logiciels qui se distinguent par leurs méthodes de résolution, leurs paramètres de modélisation et leurs approches. Cependant, leur objectif commun est de déterminer la possible ligne de rupture en calculant un facteur de sécurité. Dans le cadre de ce projet, l'analyse de stabilité a été réalisée à l'aide du logiciel "SLIDE".

### **V.2 Présentation du logiciel Slide :**

Le logiciel Slide est un programme informatique largement utilisé dans le domaine de la géotechnique pour l'analyse de la stabilité des pentes et des talus. Il permet de modéliser et de simuler le comportement des sols et des roches, en prenant en compte différents paramètres tels que les caractéristiques géotechniques des matériaux, les conditions de chargement, et les contraintes hydrologiques.

Il offre une approche basée sur la méthode des éléments finis, permettant ainsi de représenter de manière précise et réaliste les interactions entre les différentes couches de sol et les structures présentes dans la pente. Le logiciel utilise des équations mathématiques avancées pour calculer les contraintes, les déformations et les facteurs de sécurité des pentes.

Grâce à ses fonctionnalités puissantes, Slide permet aux ingénieurs géotechniciens de réaliser des analyses approfondies de la stabilité des pentes et d'évaluer les risques de glissement de terrain. Il aide à prendre des décisions éclairées en matière de conception et de renforcement des pentes, en proposant des solutions de stabilisation appropriées pour prévenir les accidents géotechniques.

### **V.3 Analyse à rebours :**

L'analyse de stabilité à rebours, connue également sous le nom de calcul inverse ou rétro-analyse, a pour objectif de reconstituer l'état actuel d'un versant et de déterminer les paramètres de résistance au cisaillement qui sont mobilisés. Le principe de cette méthode repose sur le fait de fixer un facteur de sécurité proche de 1 (équilibre limite) sur un profil de calcul critique, en le comparant à la surface de rupture déduite à partir des relevés géologiques et des résultats des investigations géotechniques.

### V.3.1 Profil critique :

Le profil critique avec le glissement le plus important se situe au niveau du PK6+875 à l'amont de la route.

Le profil suivant illustre la coupe géologique comprenant la série de glissements :

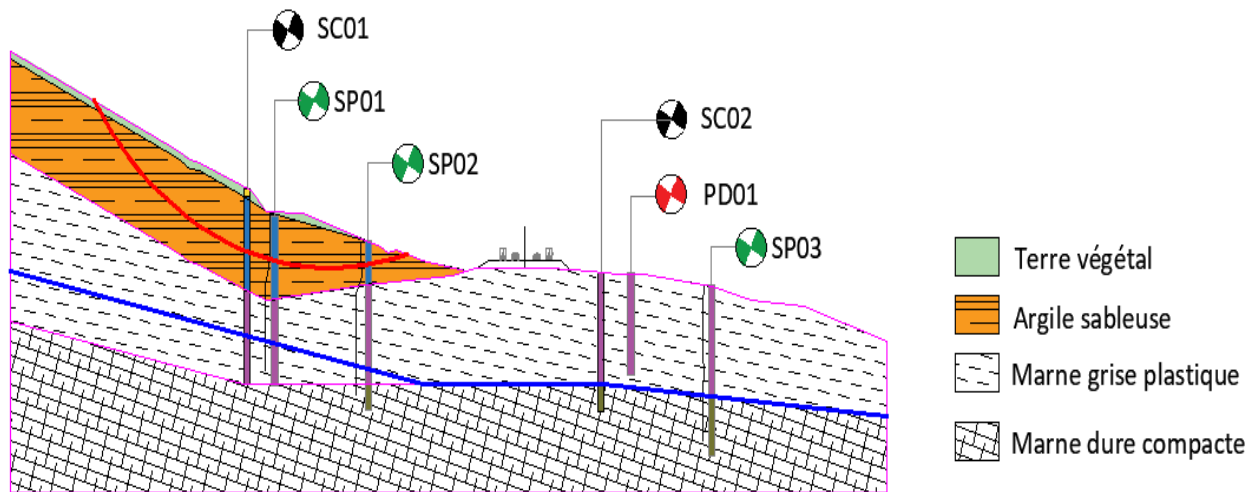


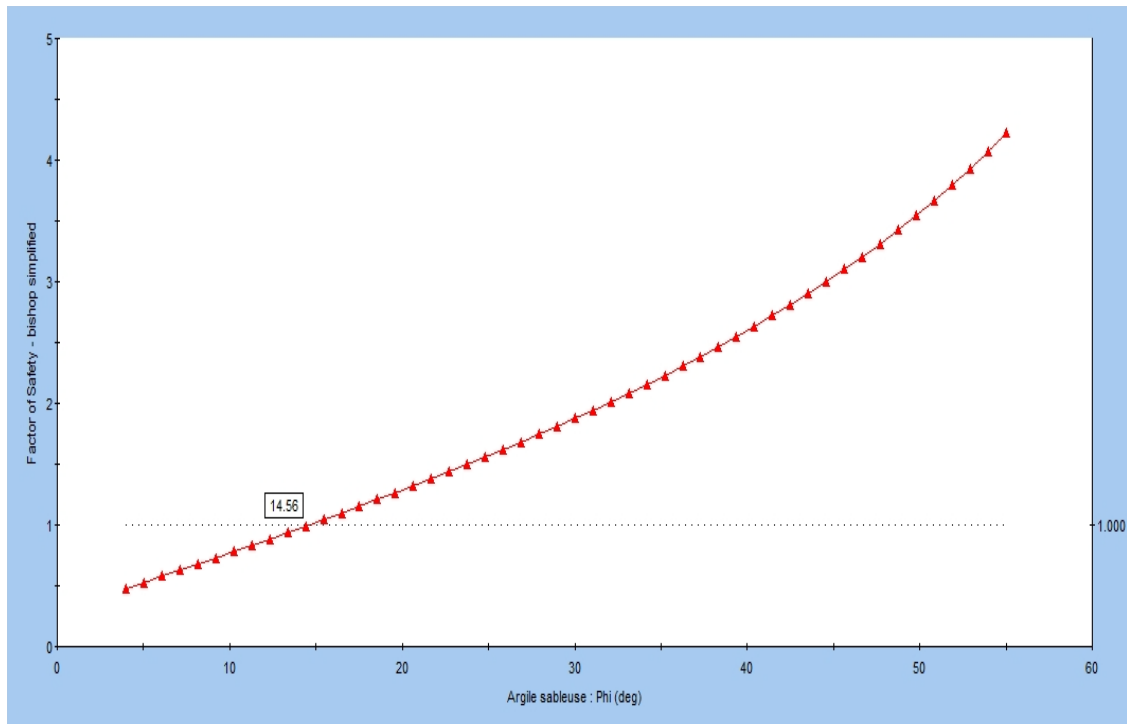
Figure V.1:Profil (critique) géologique

### V.3.2 Les paramètres de calcul :

- Niveau d'eau à environ 13 mètres de profondeur par rapport au terrain naturel d'après la compagnie géotechnique.
- Une surcharge routière estimée à 10 KPa par mètre linéaire.
- Les caractéristiques de la formation impliquée dans le glissement (la couche argileuse) sont déterminées à partir de l'analyse à rebours.
- Les caractéristiques des formations en dehors de la zone de glissement sont déterminées en utilisant la corrélation entre la cohésion effective et l'angle de frottement pour les marnes, telle que donnée par Cassan (1978).

### V.3.3 Résultat de l'analyse à rebours :

Le résultat de l'analyse à rebours réalisé à l'aide de logiciel « Slide » par la méthode de Bishop:



**Figure V.2:** Résultat de l'analyse à rebours

En conclusion les caractéristiques géo-mécaniques retenus pour les calculs justificatifs sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau V.1:**Caractéristiques géo-mécaniques couches

	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	C (kPa)	$\phi$ (°)
Argile sableuse	19.6	5	14.5
Marne grise plastique	19.7	50	30
Marne dur compacte	21.6	70	30

#### V.4 Solution de traitement :

Afin de stabilisé le glissement de terrain, nous avons proposé deux solutions différentes :

- **Solution 1 :** Terrassement de purge et stabilisation par une paroi clouée en béton armé.
- **Solution 2 :** Stabilisation par une rangée de pieux.

### V.4.1 Solution 1 : Terrassement de purge et stabilisation par une paroi clouée

#### V.4.1.1 Description :

Procéder à une purge de la couche argileuse soumise au glissement de terrain. Le système de confortement comprend un parement en béton armé et des clous (tirants passifs) insérés dans des forages inclinés à un angle de 15 degrés sur une longueur de 9 et 10 mètres. De plus, il est accompagné par une protection en parement géo-synthétique.

Le résultat de stabilité obtenus (coefficient de sécurité et cercles de glissement critique) est présenté sur la figure ci-après

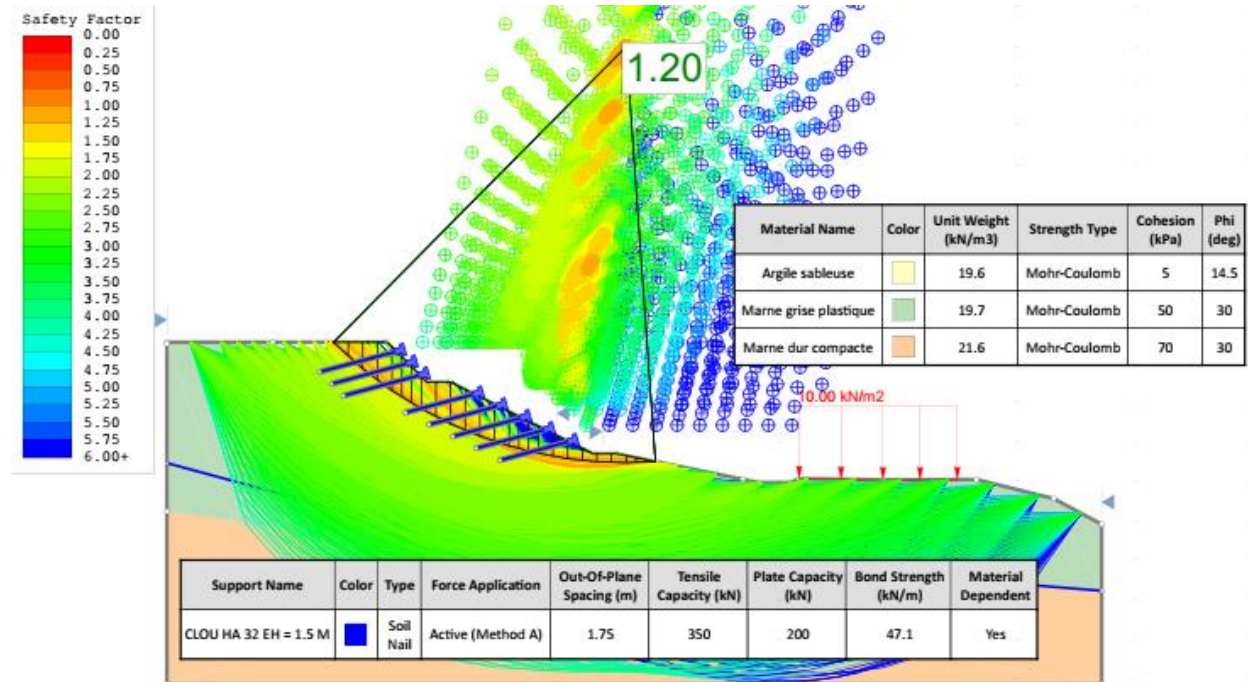


Figure V.3: Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 1

Facteur de sécurité recherché	Facteur de sécurité trouvé
1.1	1.20

#### V.4.1.2 Évaluation approximative des coûts :

**Tableau V.2:** Évaluation approximative des coûts de la solution 1

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix
Terrassement (purge partielle et évacuation)	M <sup>3</sup>	34000	500,00 DZD	17 000 000 ,00 DZD
Réalisation d'un parement en béton projeté d'épaisseur ep=20cm y compris le ferrailage	M <sup>2</sup>	6300	20 000,00 DZD	126 000 000 ,00 DZD
Ancrage y compris le forage, le scellement et les accessoires.	Ml	5000	7 000,00 DZD	35 000 000 ,00 DZD
Protection en parement géo-synthétique	M <sup>2</sup>	4500	10 000,00 DZD	45 000 000,00 DZD
<b>Totale Hors Taxe</b>				<b>223 000 000,00 DZD</b>
<b>TVA</b>				<b>19%</b>
<b>Totale TTC</b>				<b>265 370 000,00 DZD</b>

#### V.4.2 Solution 2 : Stabilisation par une rangée de pieux.

##### V.4.2.1 Description :

Des pieux de 1,2 mètre de diamètre seront installés à une profondeur de 20 mètres, espacés de 1,6 mètres sur une distance de 240 mètres. Ils auront une résistance maximale à l'effort tranchant de 3000 kN/ml. Par conséquent, le nombre total de pieux prévu dans cette configuration est de 300.

Les pieux seront surmontés d'une longrine en béton armé, qui servira de poutre de couronnement. Cette longrine aura une largeur de 1,50 mètre et une épaisseur de 1,0 mètre.

Les résultats de l'analyse de stabilité effectuée par le logiciel sont les suivants :

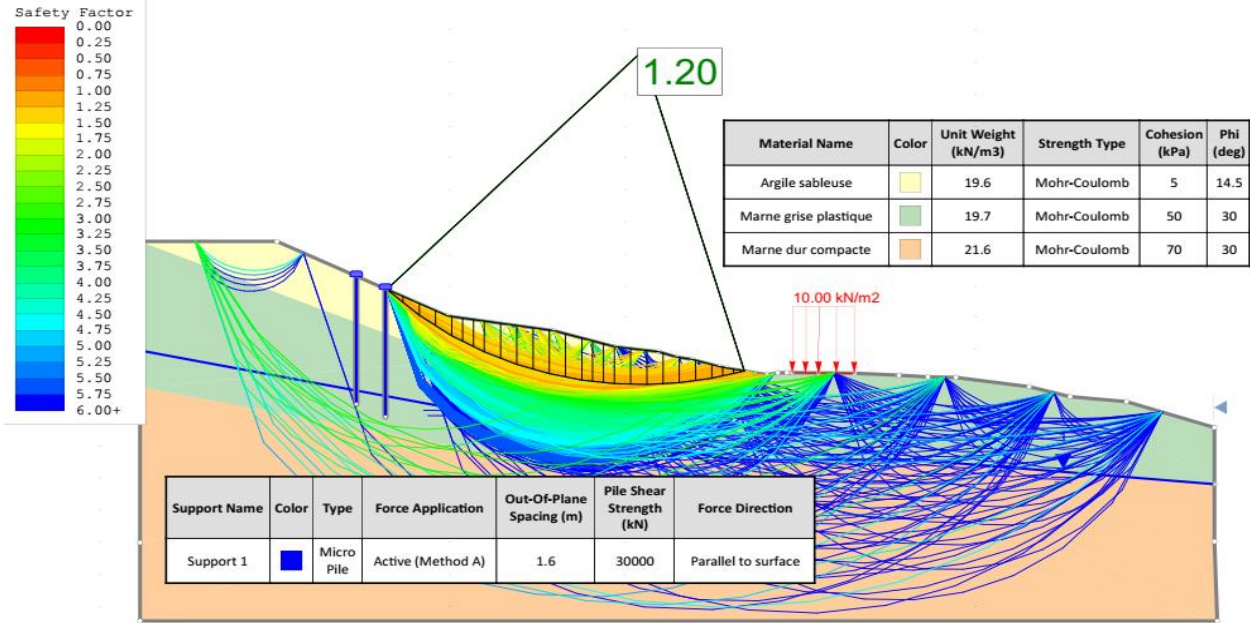


Figure V.4: résultats de l'analyse de stabilité de la solution 2

Facteur de sécurité recherché	Facteur de sécurité trouvé
1.1	1.20

V.4.2.2 Évaluation approximative des coûts :

Tableau V.3:Évaluation approximative des couts de la solution 2

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix
Terrassement (purge partielle et évacuation)	M <sup>3</sup>	7000	500,00 DZD	3 500 000 ,00 DZD
Pieux de 1,2 mètre de diamètre et de 20m de longueur espacée de 1,6 m (forage, ferrailage et bétonnage)	Ml	6000	60 000,00 DZD	360 000 000 ,00 DZD
Poutre de couronnement	M <sup>3</sup>	360	45 000,00 DZD	16 200 000 ,00 DZD
Protection en parement géo-synthétique	M <sup>2</sup>	3500	10 000,00 DZD	35 000 000,00 DZD
<b>Total Hors Taxe</b>				<b>414 700 000,00 DZD</b>
<b>TVA</b>				<b>19%</b>
<b>Totale TTC</b>				<b>493 493 000,00 DZD</b>

### V.4.3 Analyse multicritère et choix de la solution :

Suite à nos observations précédentes, nous avons identifié deux options pour remédier au glissement de terrain. Il est maintenant nécessaire de prendre une décision quant à la variante à adopter. Afin de prendre une décision éclairée du point de vue technique et économique, nous avons réalisé une analyse multicritère.

**Tableau V.4:** Analyse multicritère

Solutions	Avantages	Inconvénients
<b>1/ Terrassement de purge et stabilisation par une paroi clouée</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Un équipement de construction minimal est adoptée. Cela comprend l'utilisation d'engins de terrassement, de forage, d'une centrale d'injection et d'une machine à projeter le béton.</li> <li>- La rapidité d'exécution car la construction se déroule simultanément avec les travaux de terrassement.</li> <li>- Une bonne adaptation au site.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La mise en œuvre de cette méthode nécessite l'intervention d'une entreprise spécialisée .</li> </ul>
<b>2/Stabilisation par une rangée de pieux</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cette méthode ne requiert pas d'importants travaux de terrassement.</li> <li>- Une bonne adaptation au site</li> <li>- Cette méthode peut être mise en œuvre par des entreprises locales.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Délai de réalisation important.</li> <li>-Très coûteuse (environ 86% plus chère que la première solution)</li> </ul>

Suite à la présentation des deux solutions de confortement, nous avons observé que le niveau de sécurité offert est similaire pour les deux options. Cependant, la première variante (paroi clouée) présente des avantages en termes de délai d'exécution et de coût des travaux par rapport à la deuxième option (pieux). En conséquence, notre choix de confortement se porte sur la paroi clouée.

# Chapitre VI : Etude d'Avant-projet détaillé : Dimensionnement de la paroi clouée

### VI.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons approfondir la solution sélectionnée suite à l'analyse multicritère. Pour commencer, nous allons fournir une description détaillée du terrassement qui a été conçu et nous procéderons ensuite à la conception et au dimensionnement de la paroi clouée, tout en répondant aux normes de stabilité requises. L'objectif ultime est de stabiliser le glissement de terrain de manière efficace et durable.

### VI.2 Description du terrassement

Le terrassement élaboré présente une configuration spécifique :

Il débute avec une pente d'une inclinaison de 5H/1V. Après cette première pente, une berme d'une largeur de 3 mètres est présente, offrant une zone horizontale avant la prochaine pente. Cette deuxième pente a une inclinaison de 2H/1V. Une autre berme de 3 mètres est présente après cette pente, permettant à nouveau une zone horizontale. Enfin, la dernière section du terrassement présente une pente d'une inclinaison de 1H/1V.

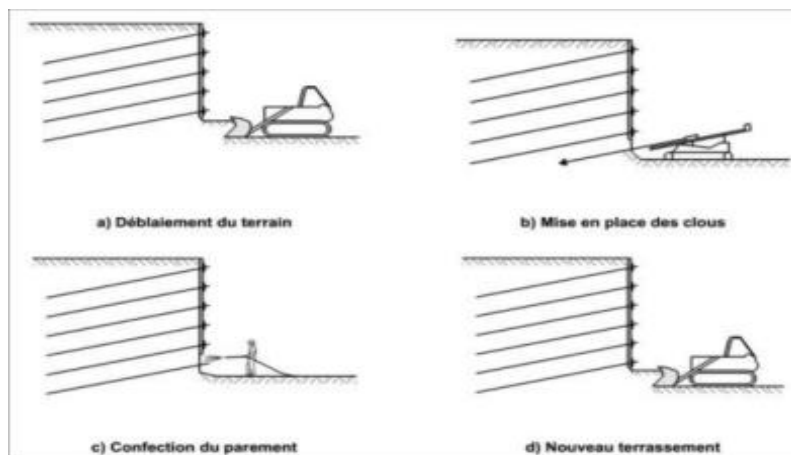
La première pente (5H/1V) sera protégée par parement géo-synthétique alors que les 2 autres posséderont une paroi clouée.

Le plan de terrassement est joint en annexe.

### VI.3 Dimensionnement de la paroi clouée

Le soutènement en sol cloué est effectué de manière progressive, de haut en bas, à mesure que les terres sont excavées. Chaque étape comprend les actions suivantes :

- Excavation d'une hauteur déterminée.
- Installation d'éléments de renforcement (clous).
- Mise en place d'un système de drainage
- Réalisation d'une partie de revêtement (utilisation de nappes en treillis soudé et béton projeté)



**Figure VI.1:**Etapes de réalisation d'un ouvrage en sol cloué (NF P 94 270)

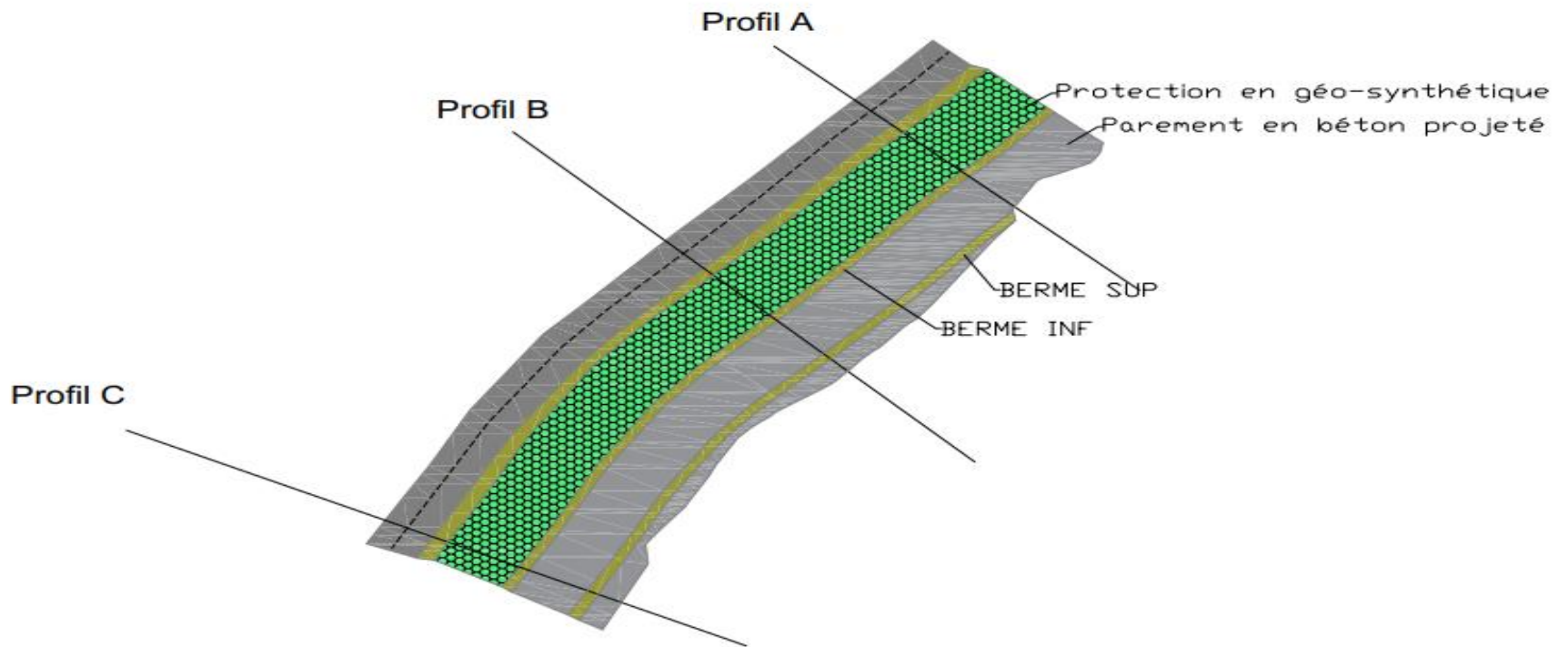
Afin d'optimiser le dimensionnement de la paroi clouée, nous avons divisé le talus en 3 profils :

- Profil A du PK 6+742 jusqu'au PK 6+782
- Profil B du PK 6+782 jusqu'au PK 6+902
- Profil C du PK 6+902 jusqu'au PK 6+979

Les caractéristiques des clous utilisés dans chaque profil sont présentées dans ce tableau :

**Tableau VI.1:**Caractéristiques des clous de chaque profil

	Profil A	Profil B	Profil C
Diamètre de la barre Ø (mm)	32	32	32
Section de la barre d'acier $S_n$ (mm <sup>2</sup> )	804.24	804.24	804.24
Contrainte limite élastique $\sigma$ (MPa)	500	500	500
Diamètre Ø de forage (mm)	100	100	100
Inclinaison des clous	15°	15°	15°
Longueur (m)	5 (x2)	Lmax=10m (x3) Lmin= 9m (x5)	Lmax=10m (x2) Lmin=7m (x2)
Espacement horizontal et vertical	Ev=2m Eh=2.5m	Ev=1.5m Eh=1.75m	Ev=2m pour les deux pentes Eh=1.5m (Pente supérieurs) et 2.5m (Pente inférieur)



**Figure VI.2:** Vue en plan-Localisations des profils de calculs

# Profil A

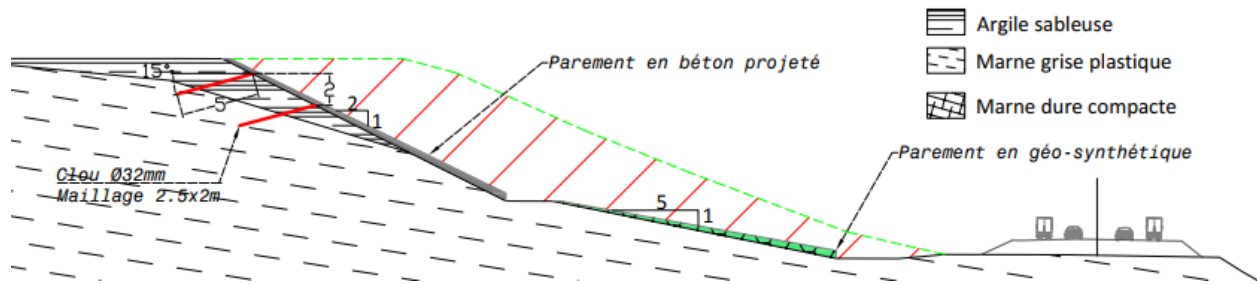


Figure VI.3: Profil de calcul A

# Profil B

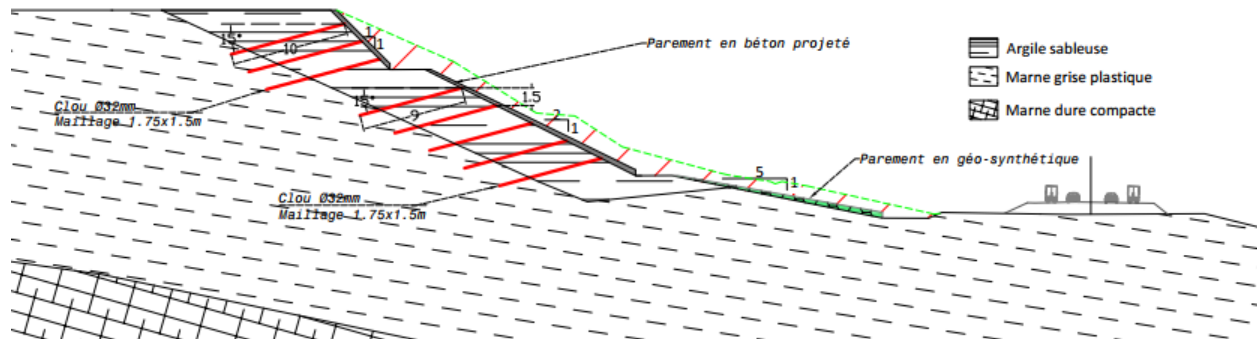


Figure VI.4: Profil de calcul B

# Profil C

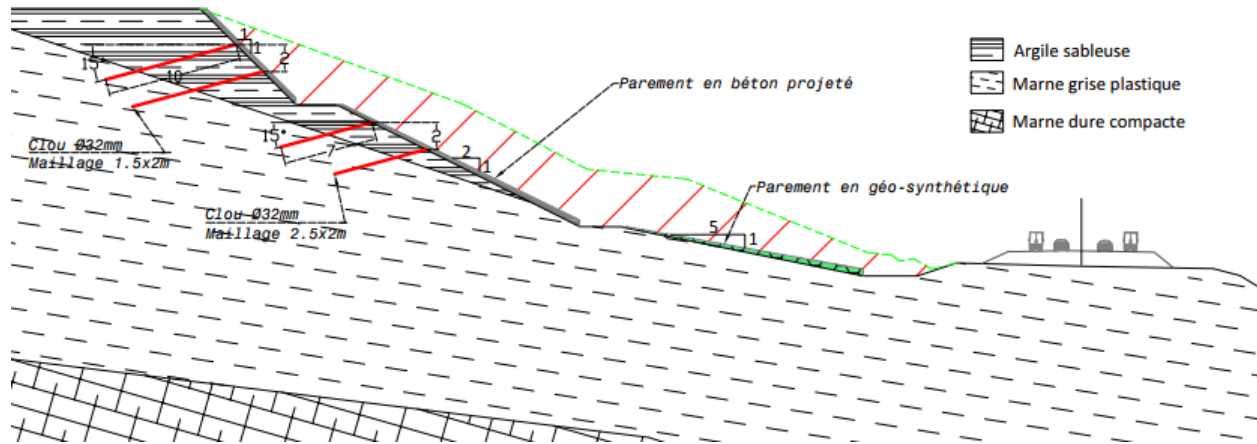


Figure VI.5: Profil de calcul C

Le calcul de stabilité se fera selon la norme NF P94-270 [1] afin de vérifier :

- Stabilité mixte et générale.
- Stabilité interne

### VI.3.1 Stabilité mixte et générale

Pour réaliser l'analyse de stabilité, la méthode d'équilibre limite selon la méthode de Bishop est employée. Cette méthode intègre les coefficients de sécurité partiels fournis par l'approche de calcul 3 de la norme NF P94-270 [1]. Pour faciliter ce processus, le logiciel Slide est utilisé.

Les coefficients de sécurité pondérateurs utilisés sont les suivants :

**Tableau VI.2:** Coefficients de sécurité pondérateurs- Approche 3 (NF P 94-270)

		Situation	
		Fondamentale	Sismique
Actions permanentes	Favorable $\gamma_G$	1,00	1,00
	Défavorable $\gamma_G$	1,00	1,00
Actions variables	Favorable $\gamma_Q$	0,00	1,00
	Défavorable $\gamma_Q$	1,30	1,00
Poids volumique $\gamma_\gamma$		1,00	1,00
Angle de frottement effectif $\gamma_{\phi'}$		1,25	1,00
Cohésion effective $\gamma_{c'}$		1,25	1,00
Cohésion non drainé $\gamma_{c_u}$		1,40	1,00
Résistance $\gamma_R$		1,00	1,00
Sur le model $\gamma_{R,d}$	Phase provisoire*	1,05	1,00
	Phase définitive	1,10	

Calcul des coefficients d'accélération sismiques:

**Tableau VI.3:** Coefficient d'accélération A (R.P.A. 99 version 2003)

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

On a :  $K_H = 0.5 \times A$  et  $K_V = 0.3 \times K_H$  avec un  $A = 0.25$  d'après le RPA99/version2003 donc on obtient:

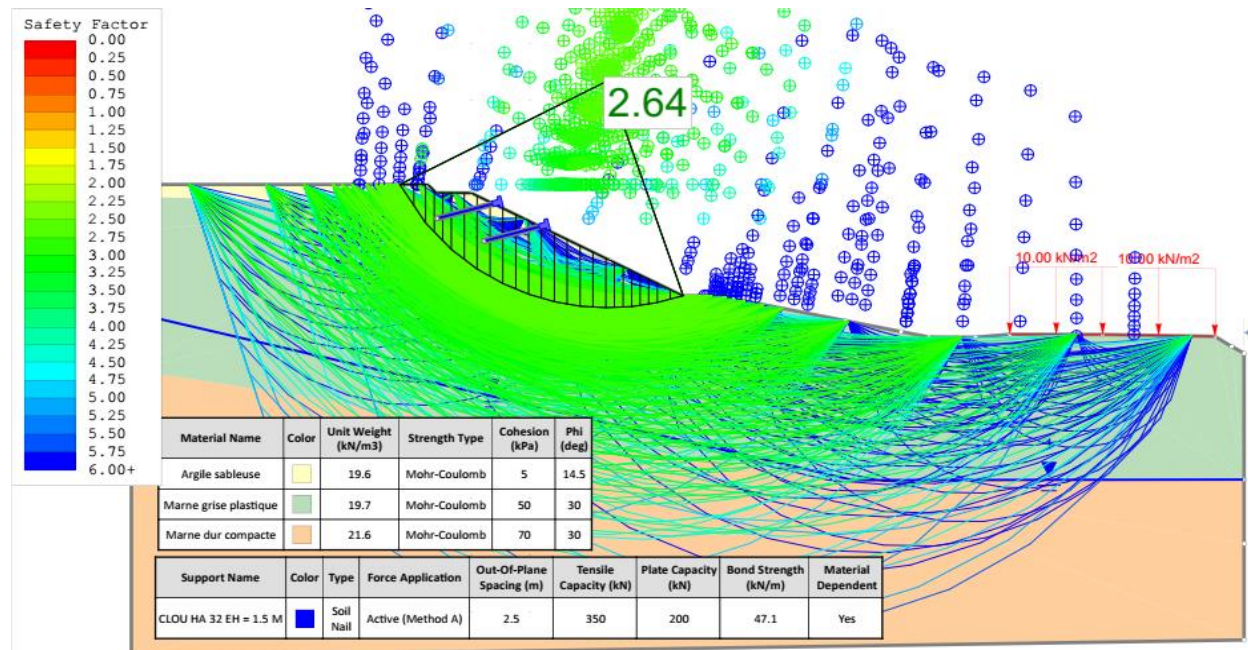
- $K_H = 0.125$
- $K_V = 0.0375$

Les résultats de calcul de stabilité (mixte et générale) en situation provisoire et définitive (fondamentale et sismique) de chaque phase sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.4:**Résultats des calculs de stabilité

	Longueur des clous (m)	Stabilité mixte et général			
		Provisoire ( $F_{Smin} \geq 1,00$ )		Fond ( $F_{Smin} \geq 1,1$ )	Sismique ( $F_{Smin} \geq 1$ )
Profil A	5	Phase 1	1.54	2.64	1.40
		Phase 2	1.35		
			<b>Vérifiée</b>		<b>Vérifiée</b>
Profil B	10	Phase 1	1.29	1.20	1.09
		Phase 2	1.13		
		Phase 3	1.10		
	9	Phase 4	1.02		
		Phase 5	1.07		
		Phase 6	1.04		
		Phase 7	1.03		
			Phase 8		
		<b>Vérifiée</b>		<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>
Profil C	10	Phase 1	1.22	1.95	1.18
		Phase 2	1.59		
	7	Phase 3	1.07		
		Phase 4	1.12		
		<b>Vérifiée</b>		<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

Les résultats de stabilité obtenus (coefficient de sécurité et cercles de glissement critique) en situation fondamentale et sismique sont présentés sur les figures ci-après :



**Figure VI.6:**Vérification de la stabilité mixte (situation fondamentale) du profil A

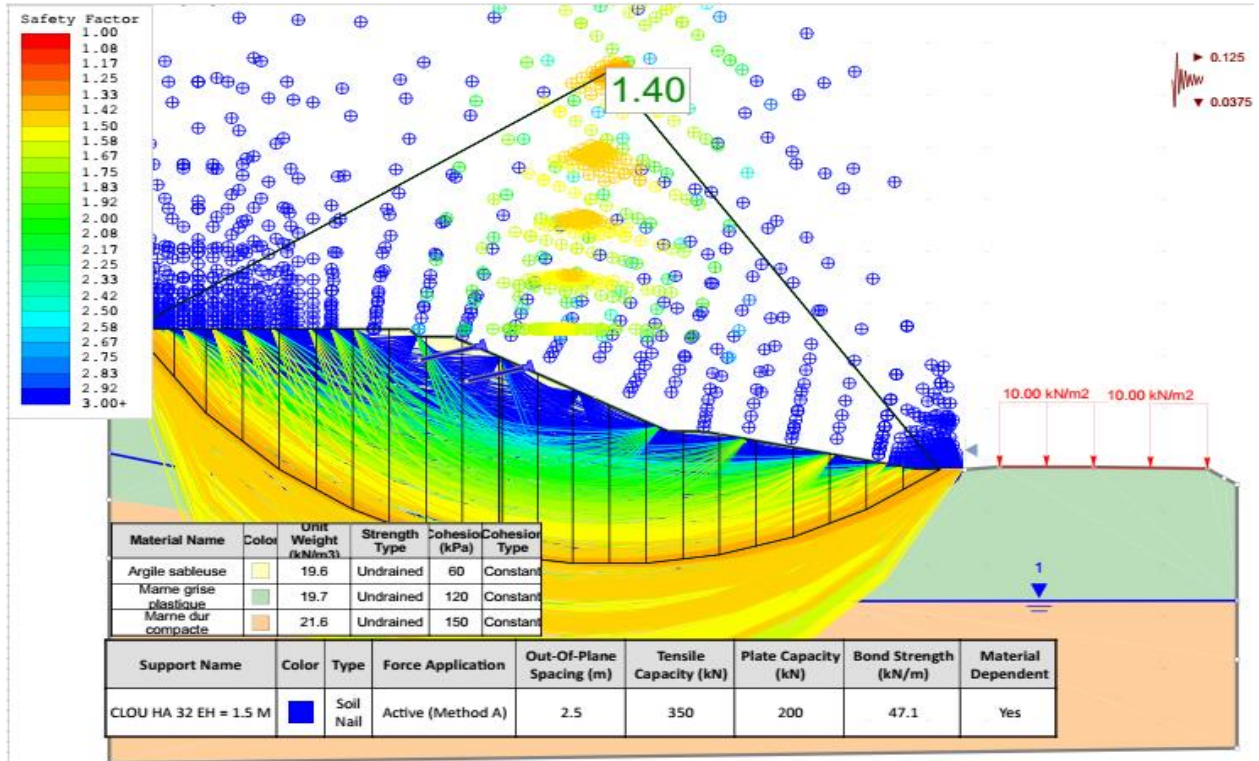


Figure VI.7: Vérification de la stabilité mixte (cas sismique) du profil A

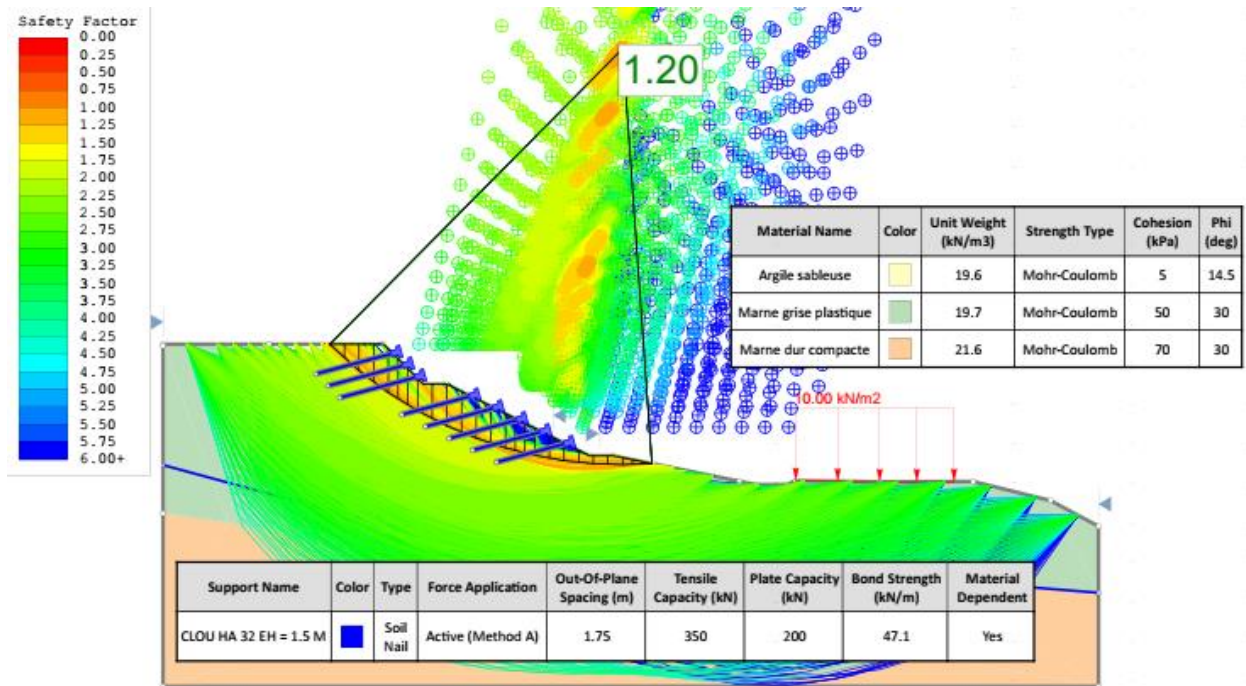


Figure VI.8: Vérification de la stabilité mixte (situation fondamentale) du profil B

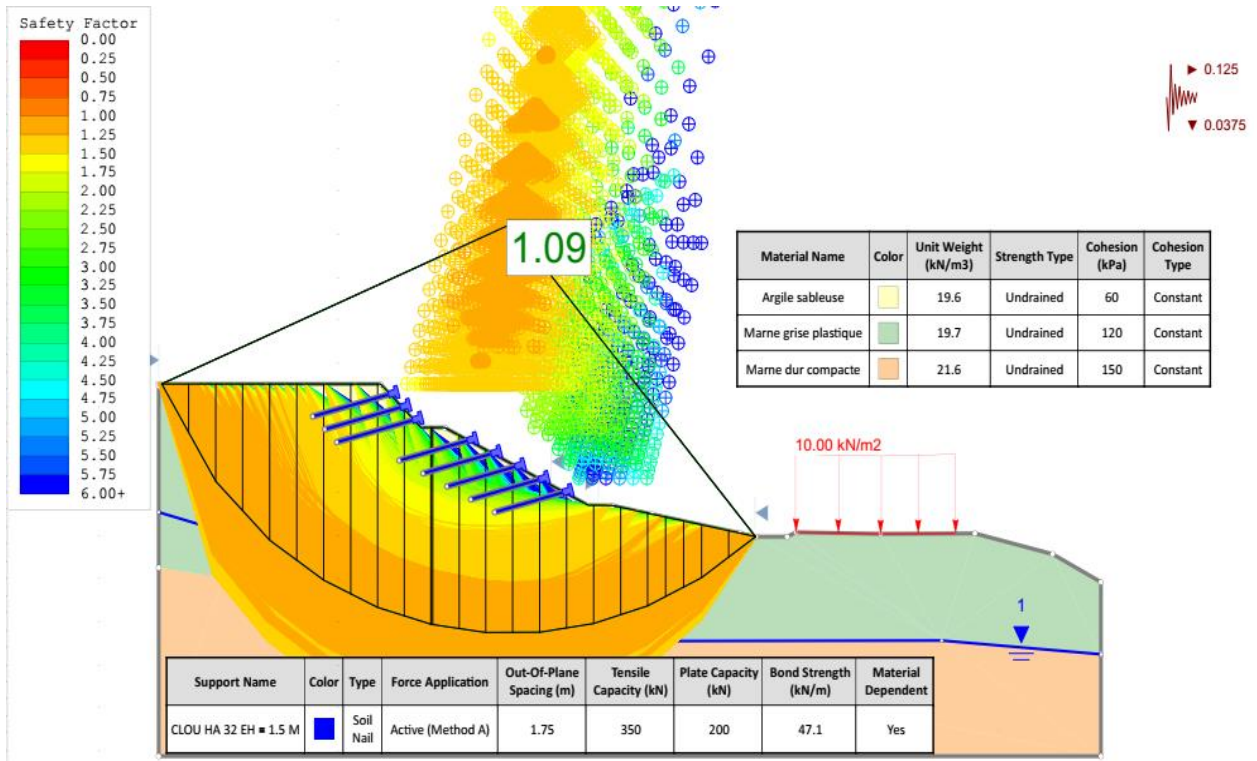


Figure VI.9: Vérification de la stabilité mixte (cas sismique) du profil B

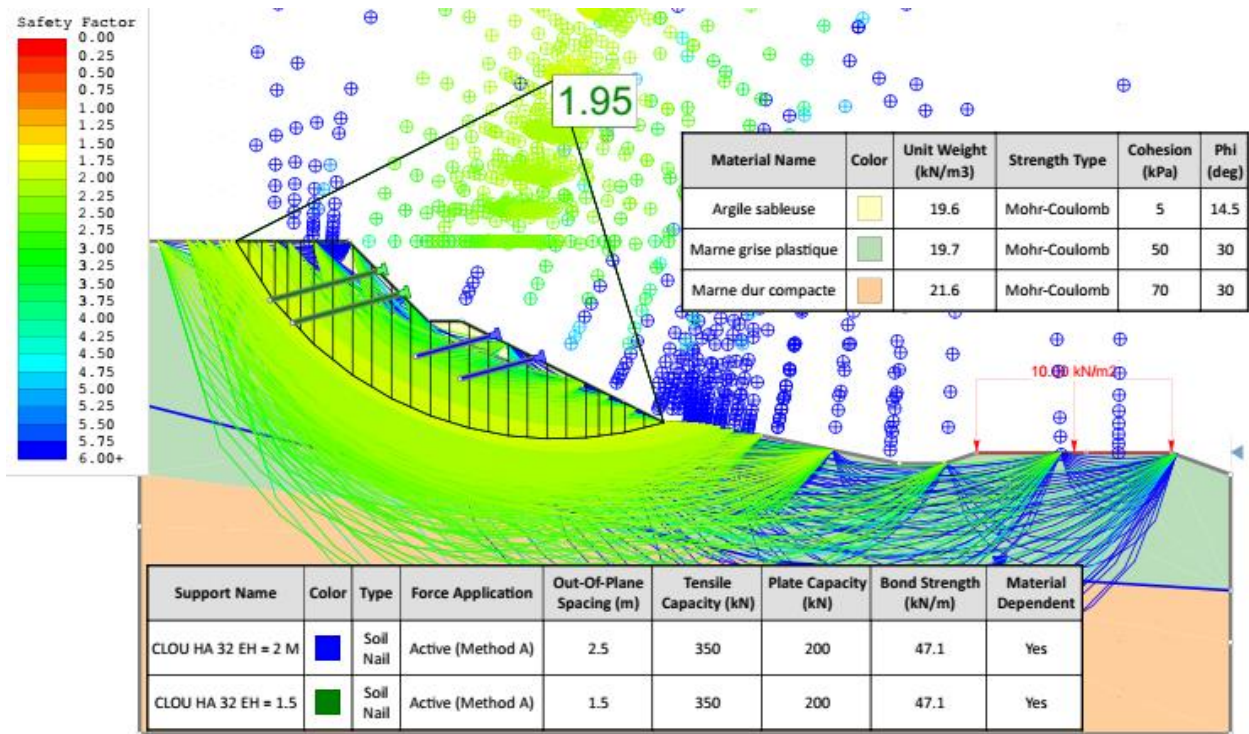


Figure VI.10: Vérification de la stabilité mixte (situation fondamentale) du profil C

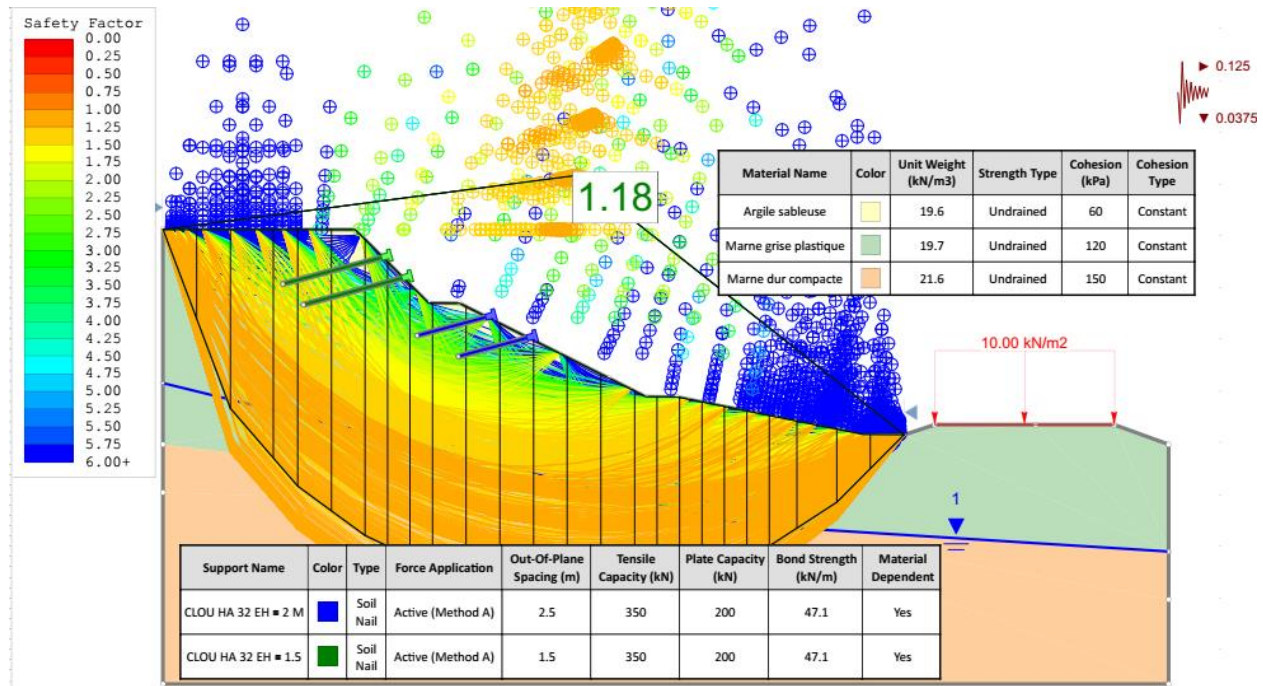


Figure VI.11: Vérification de la stabilité mixte (cas sismique) du profil C

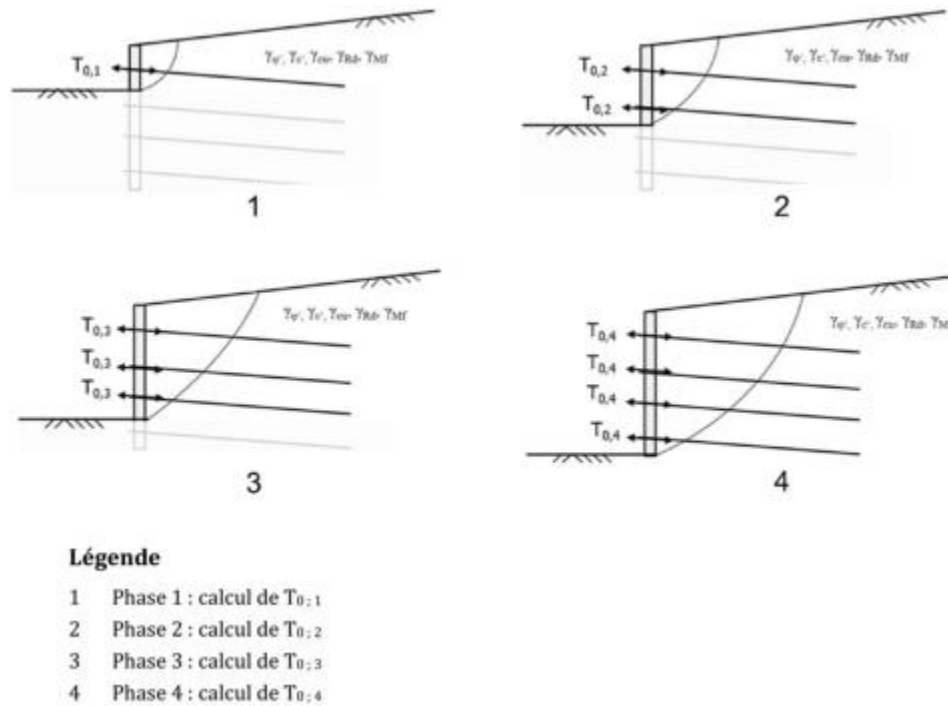
### VI.3.2 Stabilité interne

La stabilité interne de l'ouvrage est vérifiée en utilisant la procédure recommandée par la norme NF P94-270, dans sa révision d'octobre 2020.

#### VI.3.2.1 Calcul du $T_{max}$ après phasage

$$T_{max;d} = \text{Min}(T_{0;d} + P_s q_{s;d} L_{int} ; P_s q_{s;d} L_{ext} ; R_{tc;d})$$

- $T_{0;d}$  Valeur de calcul de l'effort en tête d'ancrage, recherchée itérativement de sorte que  $F_{min} = 1$  à chacune des phases de terrassement ;
- $q_{s;d}$  La contrainte de frottement unitaire limite de calcul (\*);  
 $= q_{s,k} / 1,15$
- $L_{ext}$  La longueur de la partie du clou située à l'extérieur de la surface de glissement ;
- $L_{int}$  La longueur de la partie du clou située à l'intérieur de la surface de glissement ;
- $P_s = 2 \cdot \pi \cdot R$  Périmètre de forage ( $R = 100\text{mm}$ ) ;
- $R_{tc;d}$  La valeur de calcul de la résistance ultime de traction dans la section courante du lit de clous.



**Figure VI.12:**Schéma explicatif de redistribution des efforts des efforts dans les clous

Les valeurs de  $T_{max}$  trouvées de chaque phase de terrassement et pour chaque clou sont récapitulées dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.5:**Calcul du  $T_{max}$  ;d après phasage du profil A

		Clou	
		C1	C2
To,i de chaque phase (KN)	Ph 01	28	-
	Ph 02	105	152

**Tableau VI.6:** Calcul du  $T_{max}$  ;d après phasage du profil B

		Clou							
		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
To,i de chaque phase (KN)	Ph 01	14	-	-	-	-	-	-	-
	Ph 02	44	50	-	-	-	-	-	-
	Ph 03	80	94	95	-	-	-	-	-
	Ph 04	123	137	146	35	-	-	-	-
	Ph 05	129	157	178	81	72	-	-	-
	Ph 06	137	165	200	80	66	69	-	-
	Ph 07	196	223	256	83	62	51	61	-
	Ph 08	201	229	259	110	86	73	51	41

**Tableau VI.7:** Calcul du  $T_{max}$  ;d après phasage du profil C

		Clou			
		C1	C2	C3	C4
To,i de chaque phase (KN)	Ph 01	141	-	-	-
	Ph 02	144	227	-	-
	Ph 03	154	234	188	-
	Ph 04	180	246	187	104

Les valeurs de  $T_{max}$  trouvées de chaque clou et pour chaque profil sont récapitulées dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.8:** Récapitulatif des résultats des efforts internes

Profil	$T_{max}$ (KN)
A	152
B	256
C	246

### VI.3.2.2 Résistance des clous et résistance de l'interaction Sol/Clou

La résistance à la traction des clous est déterminée comme suit :

$$R_{tc;d} = \frac{f_y \times A_s}{\gamma_s}$$

Avec :

$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$  Limite élastique garantie de la barre ;

$A_s = \pi D^2/4 = 804.24 \text{ mm}^2$  Section transversale de la barre ;

$\gamma_s = 1.15$  Facteur de sécurité de la résistance des aciers

Donc  $R_{tc;d} = 350 \text{ KN}$

### VI.3.2.3 Vérification de Poinçonnement

Pour garantir que le parement puisse supporter la charge de calcul, il est nécessaire de vérifier l'inégalité suivante :

$$T_{par;d} \leq R_{par;d}$$

Avec :

$T_{par;d} = T_{max}$  : Valeur de calcul de l'effort de traction, par mètre de parement au point où le lit de renforcement est attaché au parement

$R_{par;d}$  : Valeur de calcul de la résistance ultime du parement, elle est donnée par la formule ci-dessous :

$$R_{par;d} = \frac{0,045 \cdot f_{28} \cdot 4 h \cdot (a + h)}{1,5} + \frac{(a + 2 h)^2 \cdot Pl^*}{2}$$

$F_{c28} = 20 \text{ MPa}$  Résistance caractéristique du béton à la compression ;

$h = 20 \text{ cm}$  Épaisseur du béton sous la plaque d'appui ;

$a = 20 \text{ cm}$  Côté de la plaque d'appui ;

$Pl^* = 1.04 \text{ MPa}$  Pression limite du terrain au-dessous de la plaque.

**Tableau VI.9:** Vérification de la résistance du parement

Profil	Profil A	Profil B	Profil C
<b>T<sub>par;d</sub></b> (kN)	152	256	254
<b>R<sub>par;d</sub></b> (kN)	379		
	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

En conséquence, nous choisissons une épaisseur de 20 cm pour le parement qui est justifié vis-à-vis au poinçonnement.

#### VI.3.2.4 Épaisseur de la plaque d'appui

$$e_{min} = \sqrt{\frac{T_{par;d}}{\pi \cdot f_y}}$$

$e_{min}$  Épaisseur minimale de la plaque d'appui ;

$f_y = 235$  Mpa Limite élastique de la plaque d'appui.

**Tableau VI.10:** Vérification de la résistance du parement

Profil	Profil A	Profil B	Profil C
<b>T<sub>par;d</sub></b> (kN)	152	256	254
<b>e<sub>min</sub></b> (mm)	14.35	18.62	18.54

Par conséquent, nous choisissons une épaisseur de plaque d'appui de 20 mm.

#### VI.3.2.5 Résistance structurelle du parement

Les calculs permettront de déterminer les dimensions de l'acier requises dans le parement, conformément aux règles BAEL91/99. Le dimensionnement comprendra la vérification du parement en termes de flexion et de poinçonnement à l'État Limite Ultime (ELU) dans les conditions finales.

La charge de dimensionnement est la suivante :

$$\sigma_{par,cl} = \inf [1; \sup (0,6 \cdot 0,4 + \max (e_v; e_h))] \cdot \frac{T_{par,cl}}{e_v \cdot e_h}$$

$$\text{Avec } T_{par,cl} = T_{max,cl}$$

$$M_{max Appui} = \frac{\sigma_{par,cl} \cdot l^2}{10}; M_{max Travée} = \frac{\sigma_{par,cl} \cdot l^2}{20}$$

l : La portée horizontale eh ou la portée verticale ev.

On obtient les efforts suivants :

**Tableau VI.11:**Récapitulatif des efforts

Profil	Profil A	Profil B	Profil C
Espacement horizontal et vertical	Ev=2m Eh=2.5m	Ev=1.5m Eh=1.75m	Ev=2m pour les deux pentes Eh=1.5m (Pente supérieurs) et 2.5m (Pente inférieure)
Tmax	152	256	254
$\sigma_{par,cl}$	30.4	97.5	50.8
$M_{max Appui}$ (Côté terre)	-19	-29.86	15.55
Section d'armatures (cm <sup>2</sup> )	2.5	4	2
$M_{max Travée}$ (Côté parement)	9.5	14.93	7.78
Section d'armatures (cm <sup>2</sup> )	1.8	1.9	1.8

On retient les sections suivantes :

**Tableau VI.12:** Récapitulatif du ferrailage

Profil	Profil A	Profil B	Profil C
Ferrailage côté terre	HA6	HA8	HA6
Ferrailage côté parement	HA6		
Épaisseur parement	200mm		
Enrobage	20mm		
Plaque d'appui	200x200x20 mm		

Le détail du calcul BA est joint en annexe.

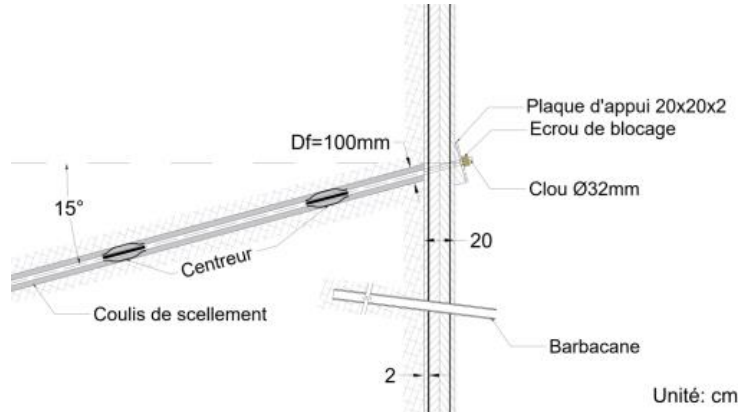


Figure VI.13:Détail de la tête du clou

#### VI.4 Devis quantitatif et estimatif des travaux

Tableau VI.13:Devis quantitatif et estimatif des travaux

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix
Installation du chantier	F	1	1 000 000,00 DZD	1 000 000,00 DZD
Terrassement (purge partielle et évacuation)	M <sup>3</sup>	34000	500,00 DZD	17 000 000 ,00 DZD
Réalisation d'un parement en béton projeté d'épaisseur ep=20cm y compris le ferrailage et la mise en place des barbacanes en PVC D50mm.	M <sup>2</sup>	6130	20 000,00 DZD	122 600 000 ,00 DZD
Ancrage y compris le forage, le scellement et les accessoires.	MI	4813	7 000,00 DZD	33 691 000 ,00 DZD
Protection en parement géo-synthétique y compris les épingles	M <sup>2</sup>	4400	10 000,00 DZD	44 000 000,00 DZD
Construction de fossé bétonné légèrement armé en treillis soudé dosé à 250 kg/m <sup>3</sup>	MI	500	2 500,00 DZD	1 250 000,00 DZD
<b>Totale Hors Taxe</b>				<b>219 541 000,00 DZD</b>
<b>TVA</b>				<b>19%</b>
<b>Totale TTC</b>				<b>261 253 790,00 DZD</b>

# Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'études nous a offert l'opportunité d'explorer le traitement du glissement de terrain survenu au niveau du contournement nord de Médéa. Pour mener à bien notre travail, nous avons d'abord effectué un état des lieux où s'est produit le glissement. Ensuite, nous avons exploité les résultats de la campagne d'investigation géotechnique spécifiquement réalisée dans le cadre de cette étude.

Notre démarche méthodique a commencé par une analyse rétrospective qui a permis d'évaluer les caractéristiques mécaniques résiduelles actuelles des argiles affectées par le glissement, qui jouent un rôle essentiel dans ce phénomène.

Une fois ces connaissances acquises, nous avons entrepris une étude comparative des différentes options de traitement envisageables pour ce glissement. Ainsi, deux solutions ont été présentées et évaluées à l'aide d'une analyse multicritère :

- Solution 1 : Terrassement de purge et stabilisation par une paroi clouée en béton armé.
- Solution 2 : Stabilisation par une rangée de pieux.

Cette approche nous a permis de répertorier les avantages et les inconvénients de chaque solution de traitement, en tenant compte de facteurs essentiels tels que les détails d'exécution, les délais et les coûts de réalisation. À la lumière de cette analyse, le choix s'est porté sur les travaux de terrassement (purge) associés à une paroi clouée en béton armé, solution jugée la plus appropriée pour résoudre efficacement le problème du glissement de terrain

Pour dimensionner cet ouvrage, nous avons ensuite entrepris une étude d'Avant-Projet Détaillé (APD). Cette étude nous a permis de dimensionner précisément les ouvrages de stabilisation, en tenant compte des contraintes de stabilité interne et externe, conformément à la norme NF P94-270 [1]. De plus, cette étape a également abouti à l'établissement d'un devis quantitatif et estimatif détaillé des travaux à entreprendre.

Enfin, ce projet de fin d'étude réalisé au sein d'un bureau d'études revêt une importance capitale, car il nous a permis d'acquérir une méthodologie solide pour aborder les problématiques liées aux mouvements du sol. De plus, il nous a dotés d'une base de connaissances approfondie que nous pourrions exploiter dans notre parcours professionnel futur.

# Références bibliographiques

- [1] BENAÏSSA Abd Kader, *Glissements de terrain 'calcul de stabilité'*, 3ème Edition, ONU 2003
- [2] Koudery.A. « *Stabilité des pentes* ». (2005).
- [3] SEVE Gilles et POUGET Pierre, *Guide technique : Stabilisation des glissements de terrain. Laboratoire central des ponts et chaussées, ist*, février 1998
- [4] REIFFSTECK Philippe, *Mécanique des sols avancée : stabilité des pentes*.
- [5] MAGNAN Jean-Pierre et REIFFSTECK Philippe, *Prévention et stabilisation des glissements de terrain : Conception, mise en œuvre et maintenance des dispositifs : Guide technique* décembre 2010
- [6] MAGNAN Jean-Pierre, *Résistance au cisaillement. Technique de l'ingénieur. Traité construction, article C216* (1991)
- [7] DURVILLE Jean-louis et SEVE Gilles, *Guide technique : stabilité des pentes, glissement en terrain meuble c254. Laboratoire central des ponts et chaussées, traite construction*.
- [8] Ecole nationale des ponts et chaussée, *ADDITIFS 2002 AUX RECOMMANDATIONS CLOUTERE 1991 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols*
- [9] C. AZIMI, J. BIAREZ, P. DESVARREUX, *Mécanisme des glissements de terrains argileux - Bilan de surveillance sur plusieurs années*.
- [10] RPA, *Règlement Parasismique Algérienne*, 2003.
- [11] NORME HOMOLOGUEE NF P 94-270 (JUILLET 2020) : *Calcul géotechnique, ouvrage de soutènement, calcul remblais renforcés et massifs en sol cloué*

# Annexes

## Annexe 1 :

Extrait de la norme NF EN 94-500 (missions géotechniques)

## NF P 94-500 Classification des missions types d'ingénierie géotechnique

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique doit suivre les étapes d'élaboration et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géologiques. Chaque mission s'appuie sur des investigations géotechniques spécifiques.

Il appartient au maître d'ouvrage ou à son mandataire de veiller à la réalisation successive de toutes ces missions par une ingénierie géotechnique.

### ÉTAPE 1 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES PRELABLES (G1)

Ces missions excluent toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre d'une mission d'étude géotechnique de projet (étape 2). Elles sont normalement à la charge du maître d'ouvrage.

#### ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉLIMINAIRE DE SITE (G11)

Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire ou d'esquisse et permet une première identification des risques géologiques d'un site :

- Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours.
- Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport avec un modèle géologique préliminaire, certains principes généraux d'adaptation du projet au site et une première identification des risques.

#### ÉTUDE GÉOTECHNIQUE D'AVANT PROJET (G12)

Elle est réalisée au stade de l'avant projet et permet de réduire les conséquences des risques géologiques majeurs identifiés :

- Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, certains principes généraux de construction (notamment terrassements, soutènements, fondations, risques de déformation des terrains, dispositions générales vis-à-vis des nappes et avoisinants).

Cette étude sera obligatoirement complétée lors de l'étude géotechnique de projet (étape 2).

### ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE PROJET (G2)

Elle est réalisée pour définir le projet des ouvrages géotechniques et permet de réduire les conséquences des risques géologiques importants identifiés. Elle est normalement à la charge du maître d'ouvrage et peut être intégrée à la mission de maîtrise d'œuvre générale.

#### Phase Projet

- Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir une synthèse actualisée du site et les notes techniques donnant les méthodes d'exécution proposées pour les ouvrages géotechniques (notamment terrassements, soutènements, fondations, dispositions vis-à-vis des nappes et avoisinants) et les valeurs seuils associées, certaines notes de calcul de dimensionnement niveau projet.
- Fournir une approche des quantités/délais/coûts d'exécution de ces ouvrages géotechniques et une identification des conséquences des risques géologiques résiduels.

#### Phase Assistance aux Contrats de Travaux

- Établir les documents nécessaires à la consultation des entreprises pour l'exécution des ouvrages géotechniques (plans, notices techniques, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).
- Assister le client pour la sélection des entreprises et l'analyse technique des offres.

### ÉTAPE 3 : EXÉCUTION DES OUVRAGES GÉOTECHNIQUES (G3 et G 4, distinctes et simultanées)

#### ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXÉCUTION (G3)

Se déroulant en 2 phases interactives et indissociables, elle permet de réduire les risques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures d'adaptation ou d'optimisation. Elle est normalement confiée à l'entrepreneur.

#### Phase Étude

- Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment validation des hypothèses géotechniques, définition et dimensionnement (calculs justificatifs), méthodes et conditions d'exécution (phasages, suivis, contrôles, auscultations en fonction des valeurs seuils associées, dispositions constructives complémentaires éventuelles), élaborer le dossier géotechnique d'exécution.

#### Phase Suivi

- Suivre le programme d'auscultation et l'exécution des ouvrages géotechniques, déclencher si nécessaire les dispositions constructives prédéfinies en phase Étude.
- Vérifier les données géotechniques par relevés lors des excavations et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).
- Participer à l'établissement du dossier de fin de travaux et des recommandations de maintenance des ouvrages géotechniques.

#### SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXÉCUTION (G4)

Elle permet de vérifier la conformité aux objectifs du projet, de l'étude et du suivi géotechniques d'exécution. Elle est normalement à la charge du maître d'ouvrage.

#### Phase Supervision de l'étude d'exécution

- Avis sur l'étude géotechnique d'exécution, sur les adaptations ou optimisations potentielles des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, sur le programme d'auscultation et les valeurs seuils associées.

#### Phase Supervision du suivi d'exécution

- Avis, par interventions ponctuelles sur le chantier, sur le contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur, sur le comportement observé de l'ouvrage et des avoisinants concernés et sur l'adaptation ou l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur.

### DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle.

- Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifiques, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, rabattement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans d'autres éléments géotechniques.

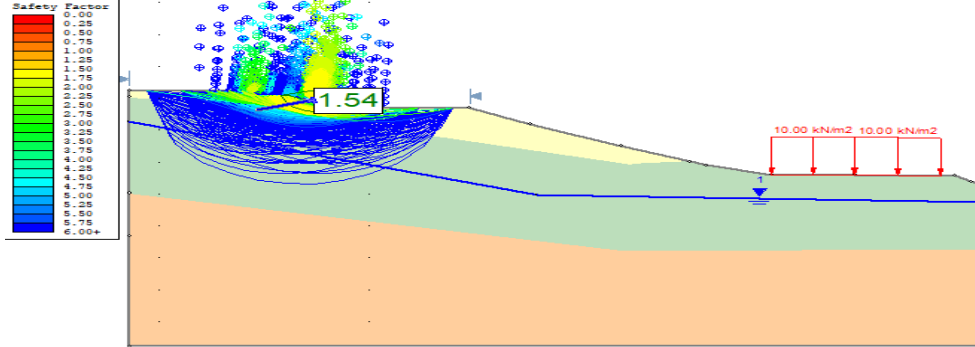
Des études géotechniques de projet et/ou d'exécution, de suivi et supervision, doivent être réalisées ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique, si ce diagnostic conduit à modifier ou réaliser des travaux.

Annexe 2 :

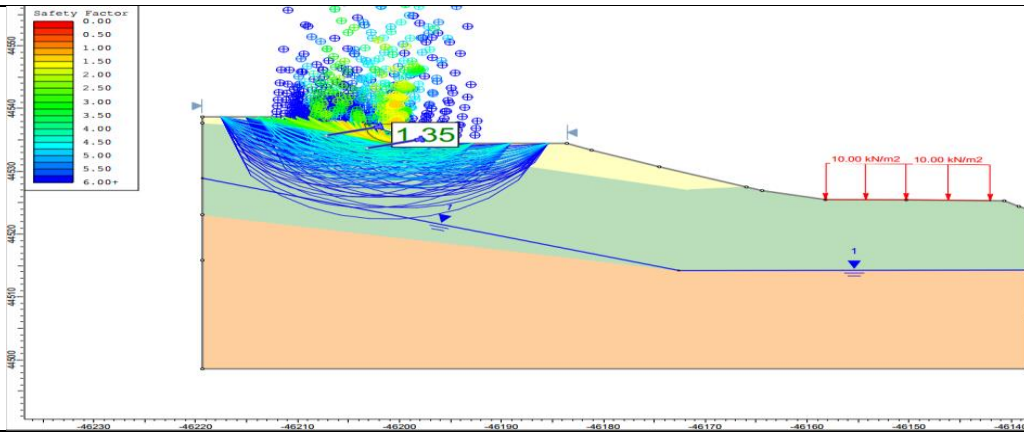
Présentation de facteur de sécurité provisoire de  
chaque profil

### Profile A

Ph.1

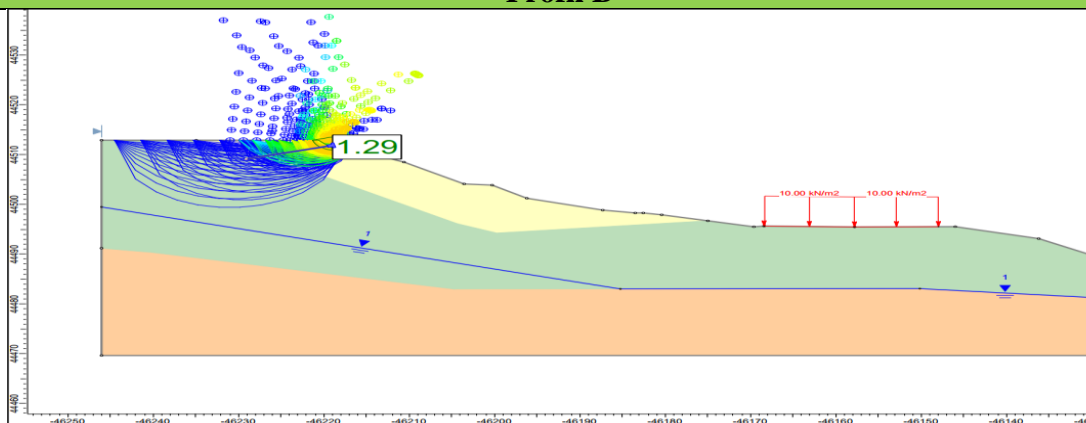


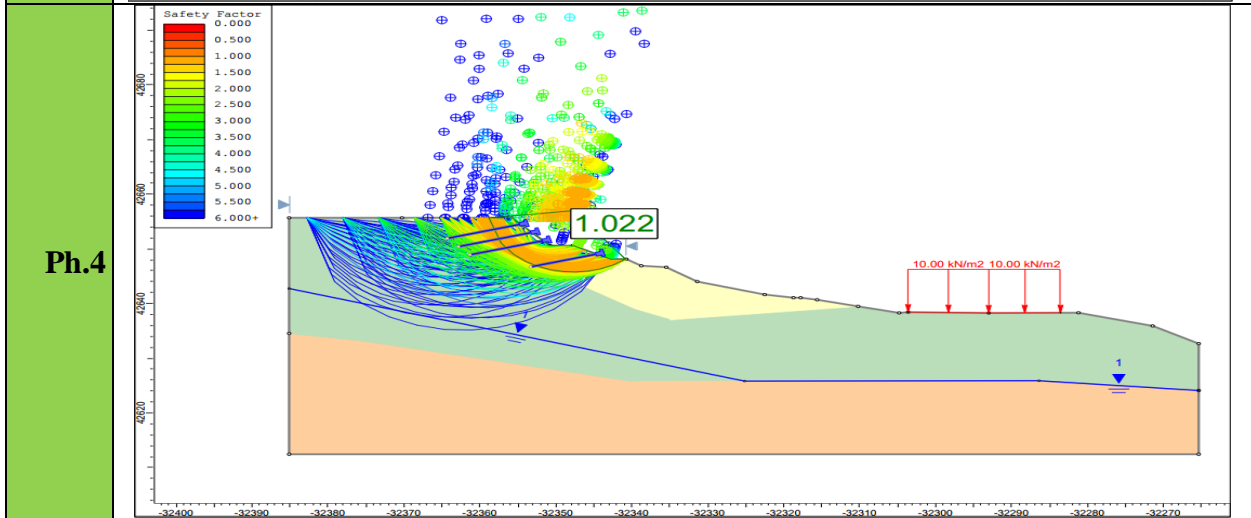
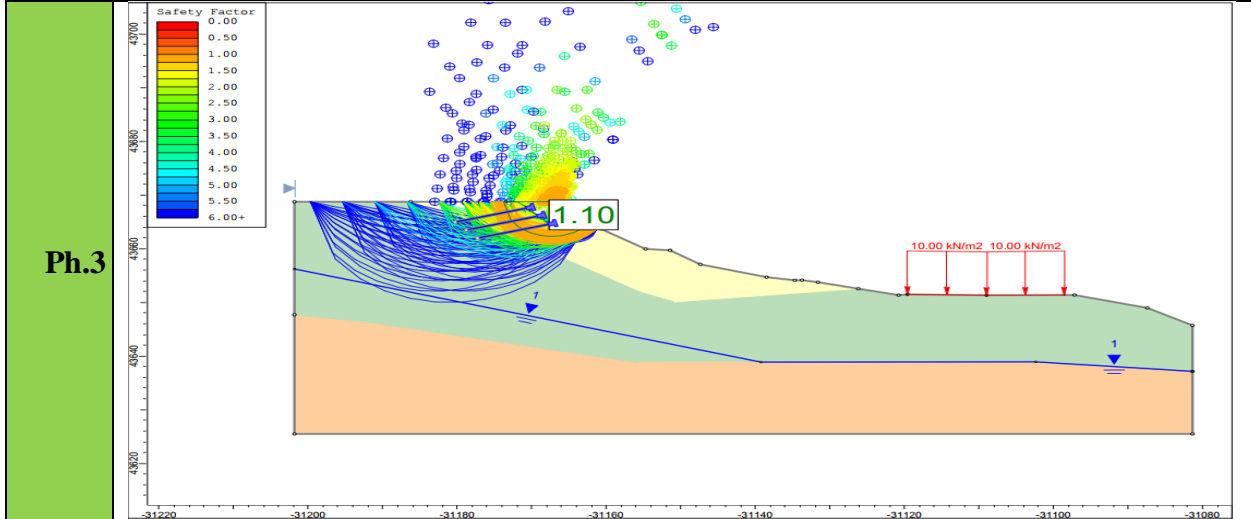
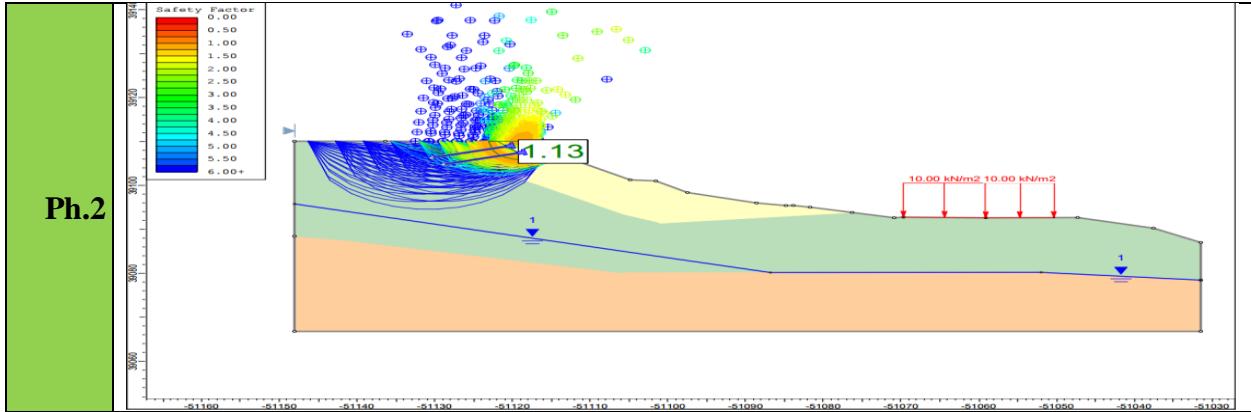
Ph.2

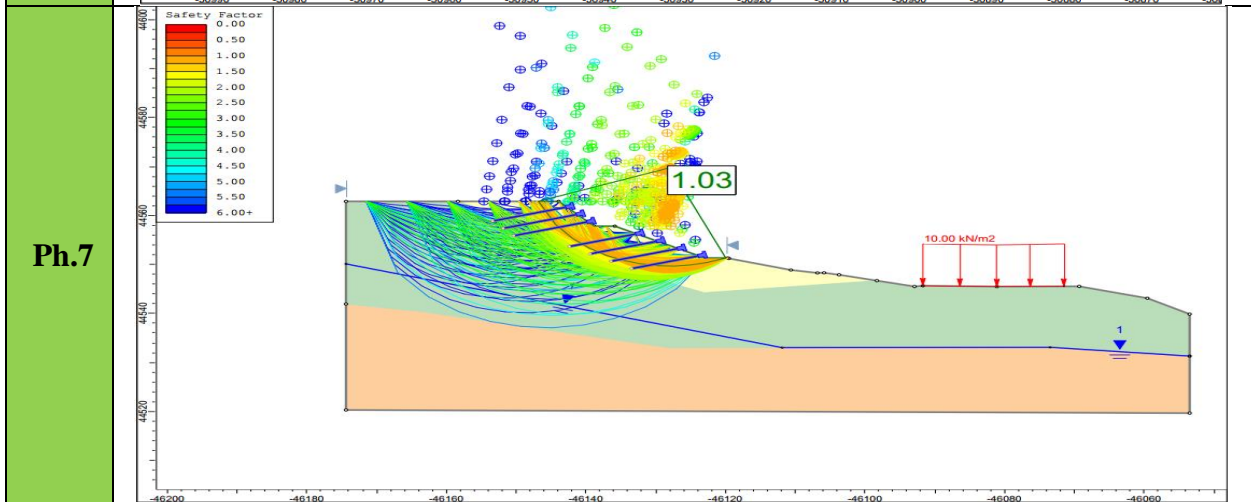
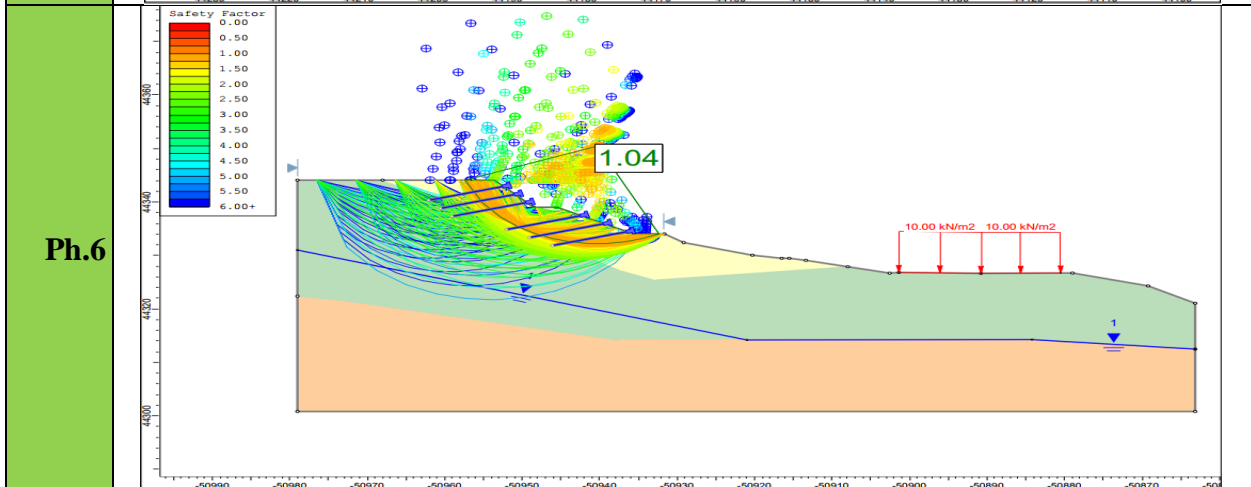
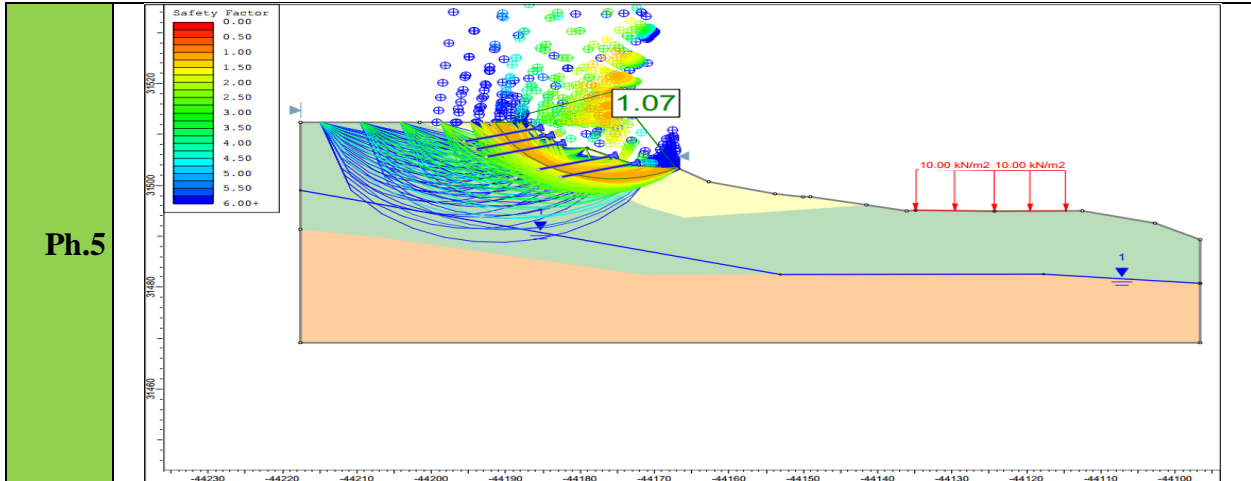


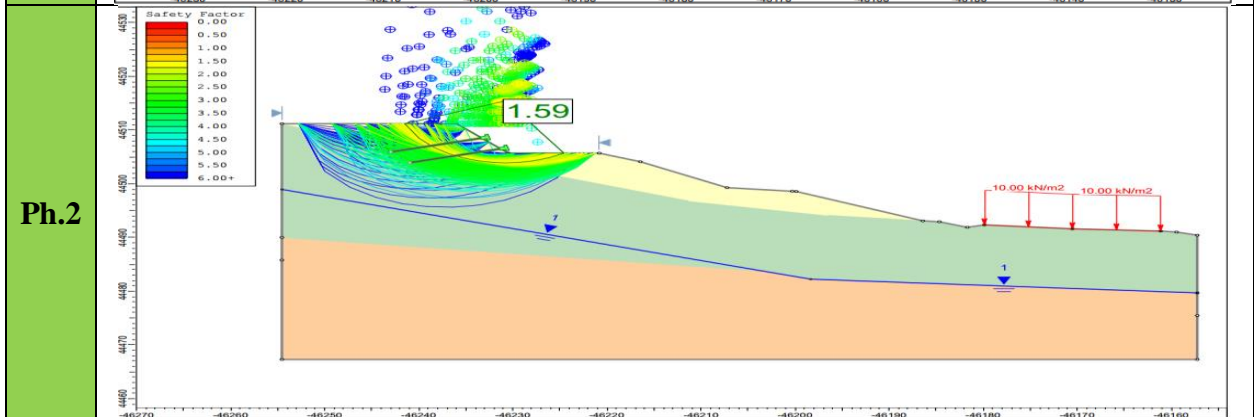
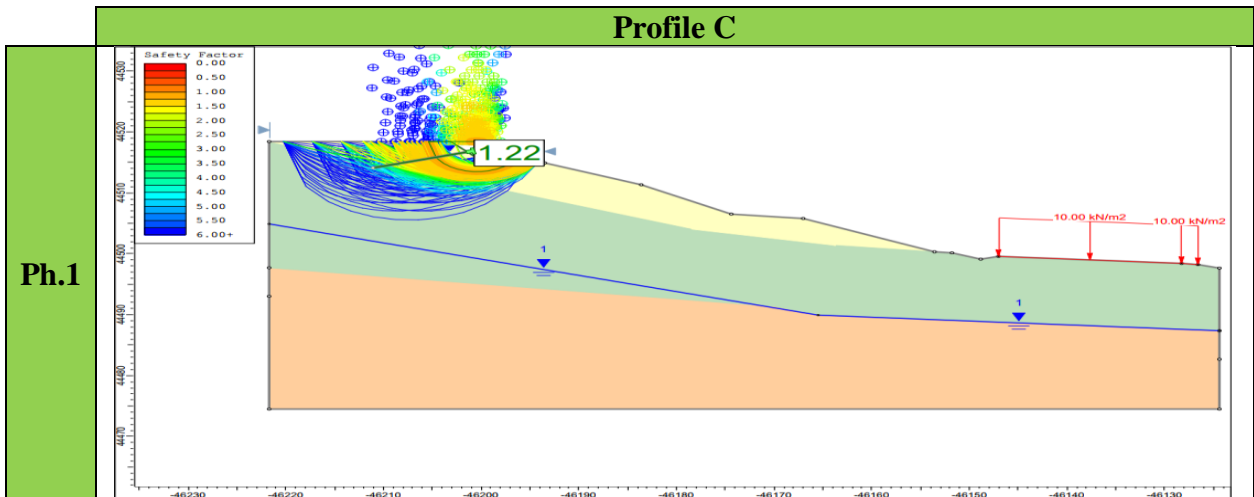
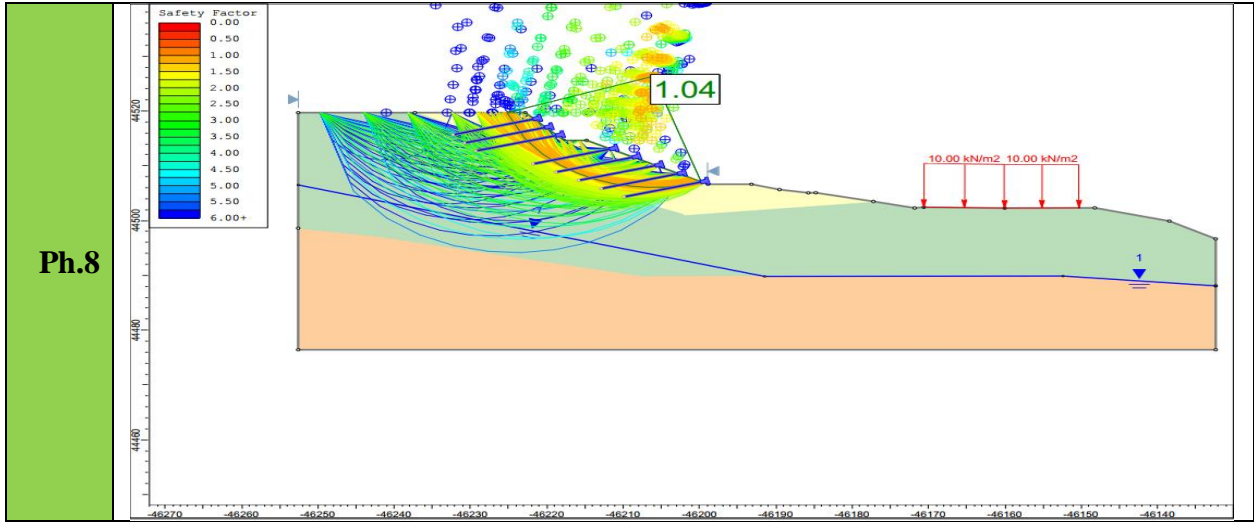
### Profil B

Ph.1

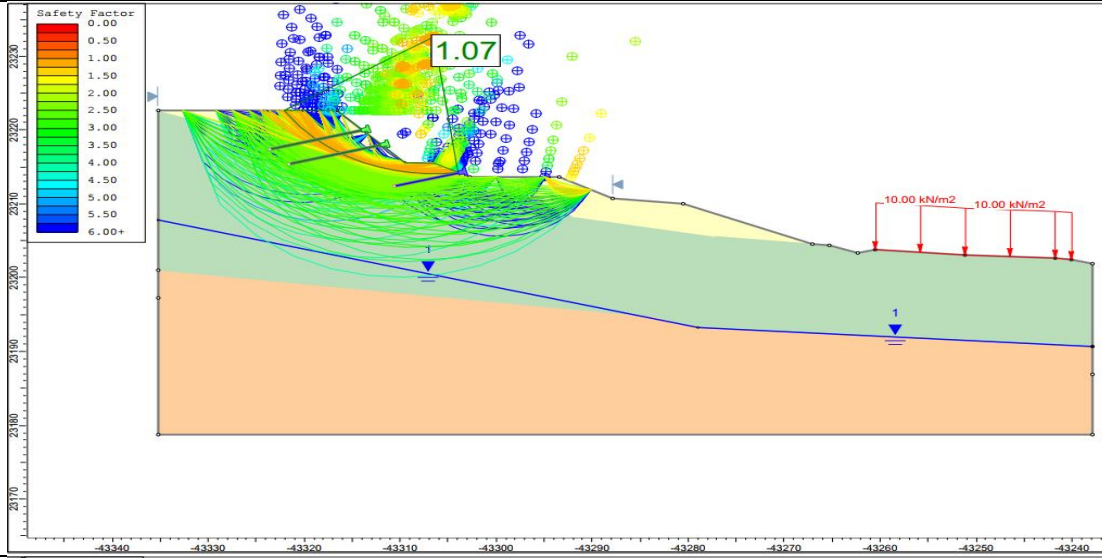




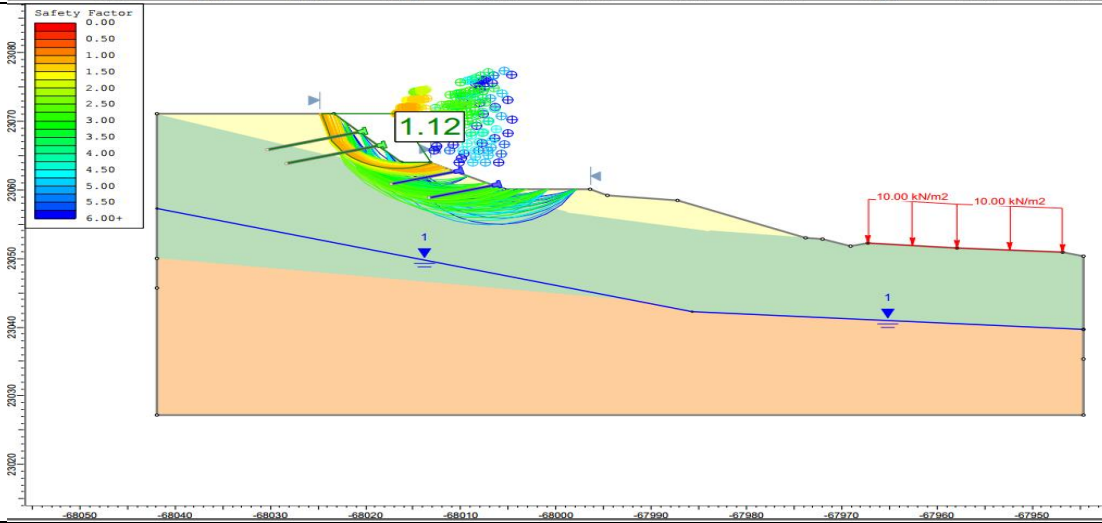




Ph.3

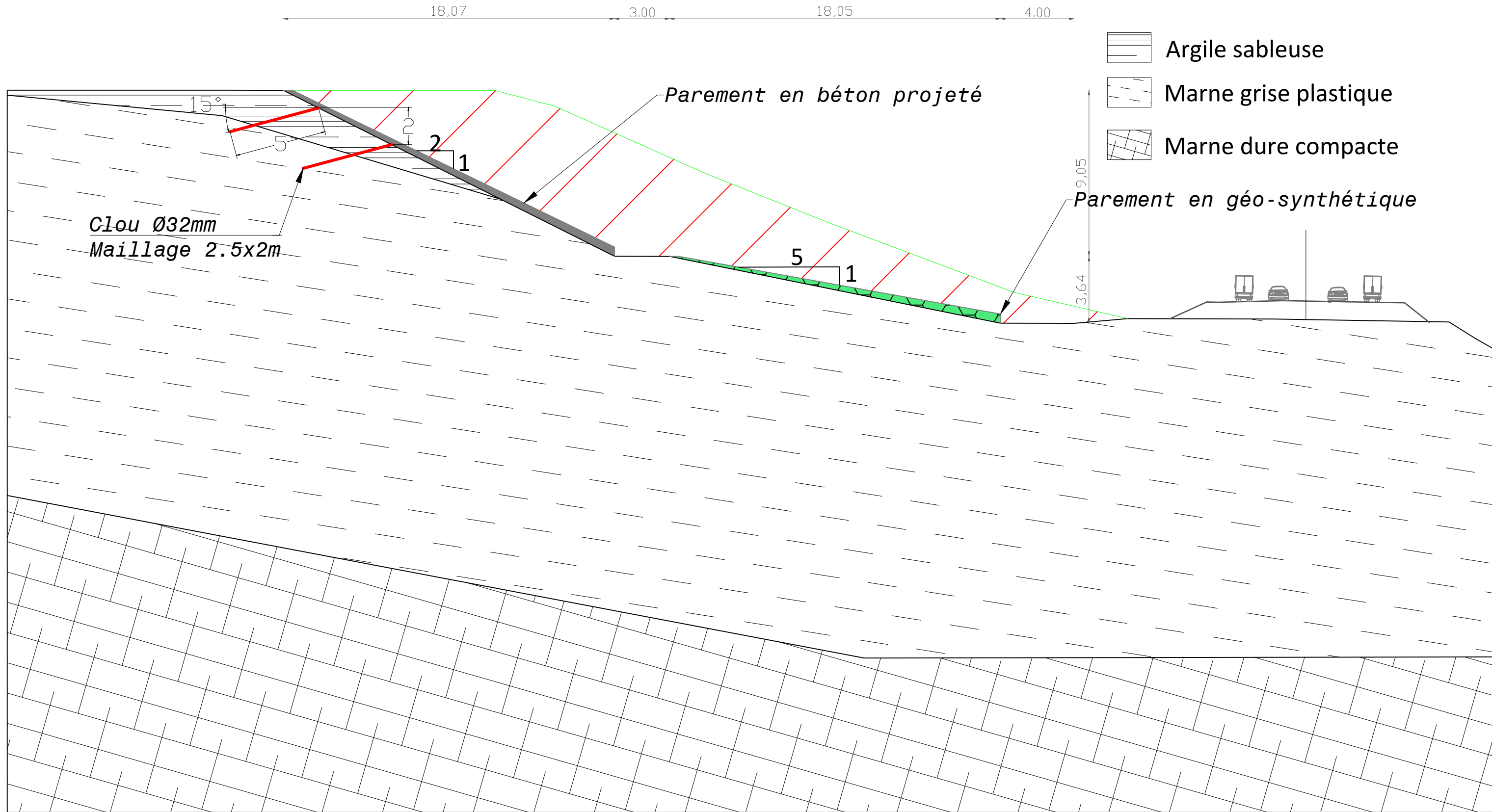


Ph.4

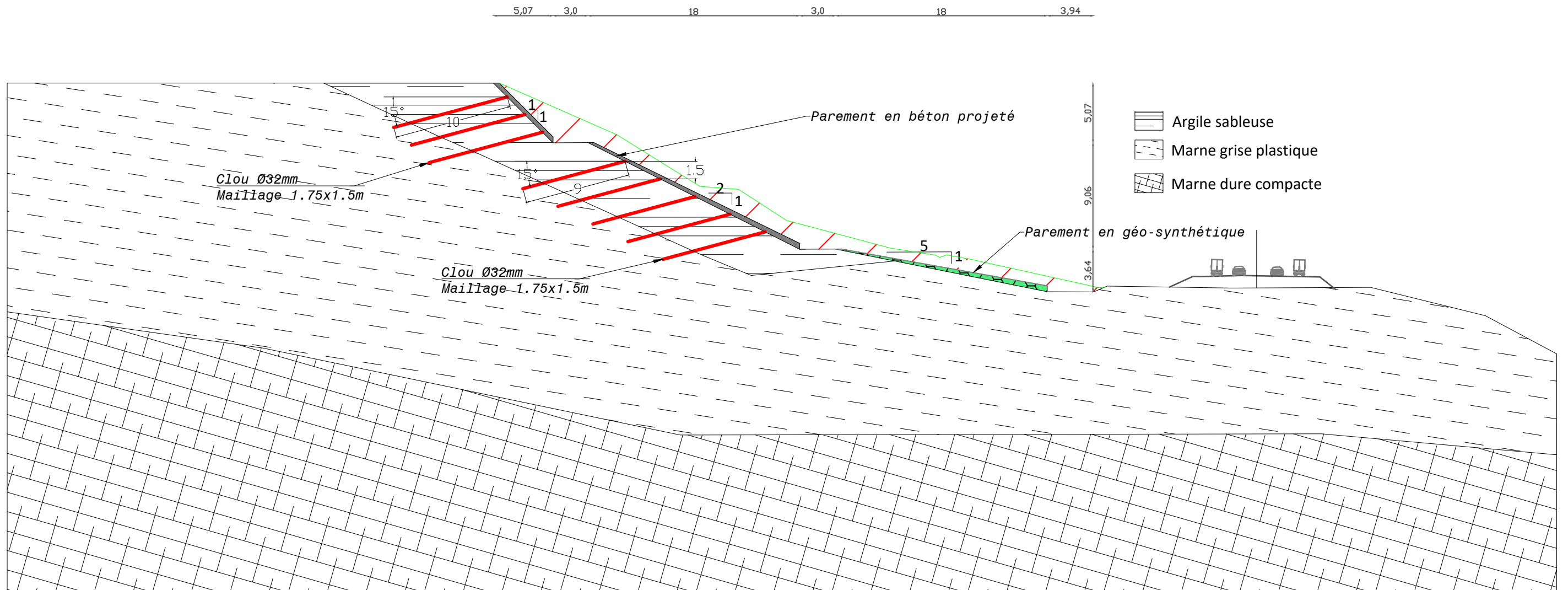


Annexe 3 :  
Profils types des travaux

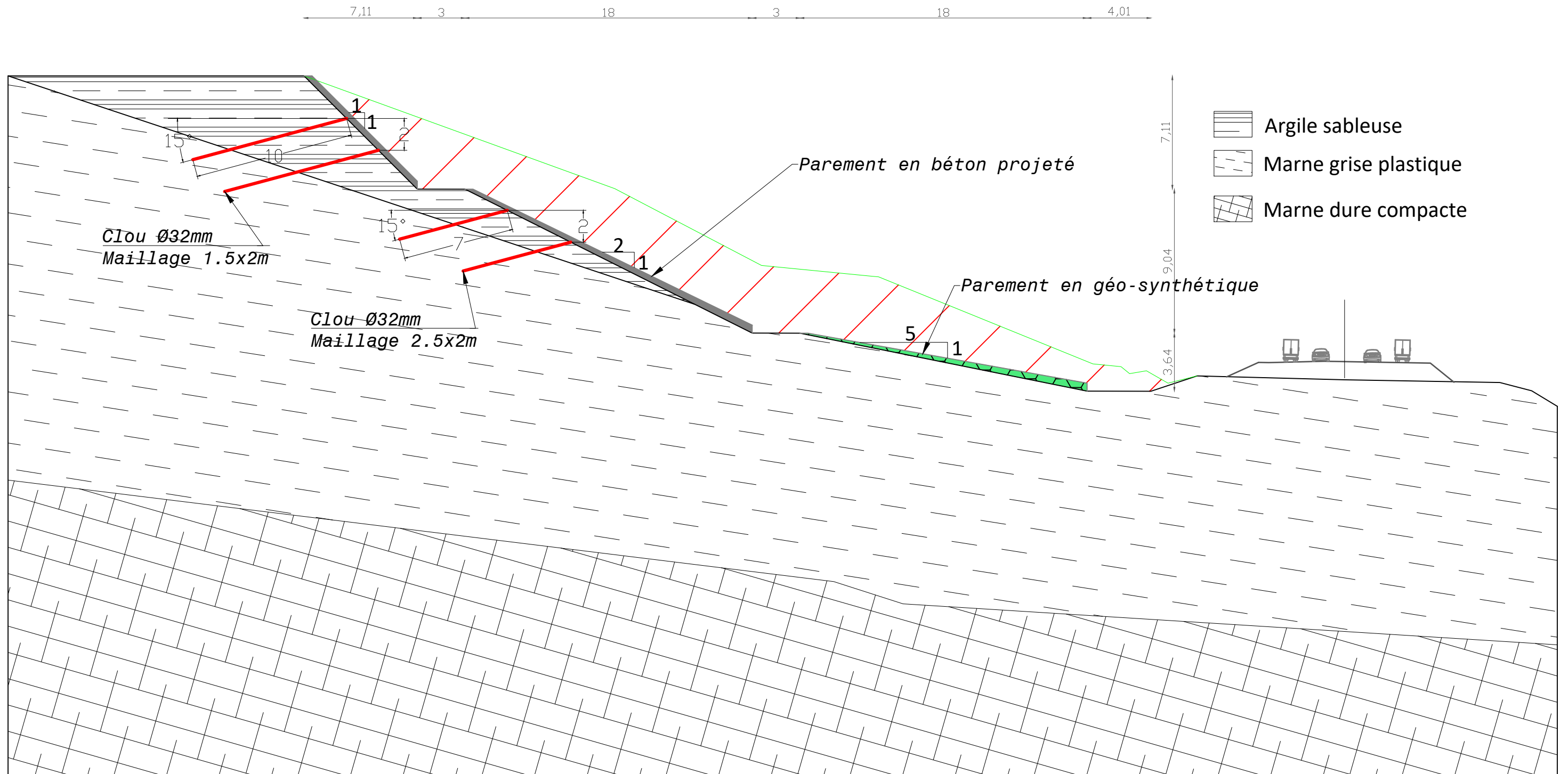
# Profil A



# Profil B



# Profil C



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)

PROJET DE FIN D'ETUDES

Etude de traitement des glissements de terrain au niveau du contournement nord de la ville de Médéa du pk 6+700 au pk 7+060

Réalisé par

Mr Allache Racim Raouf  
 Mr Malek abdelhadi

Encadré par

Mr Hamadi Kamel

Echelle

1/250

Planche

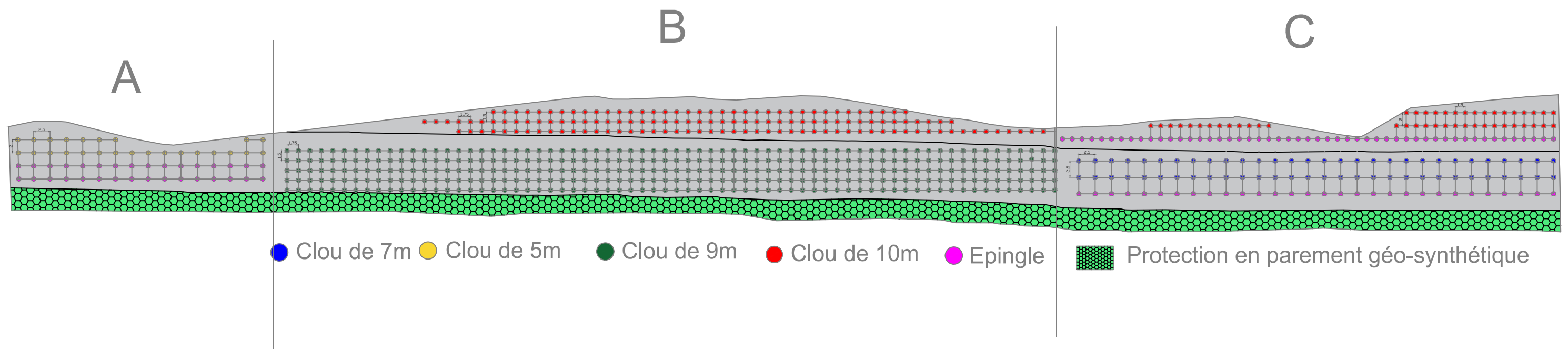
Profil type (C) des travaux

Année universitaire

2022 / 2023

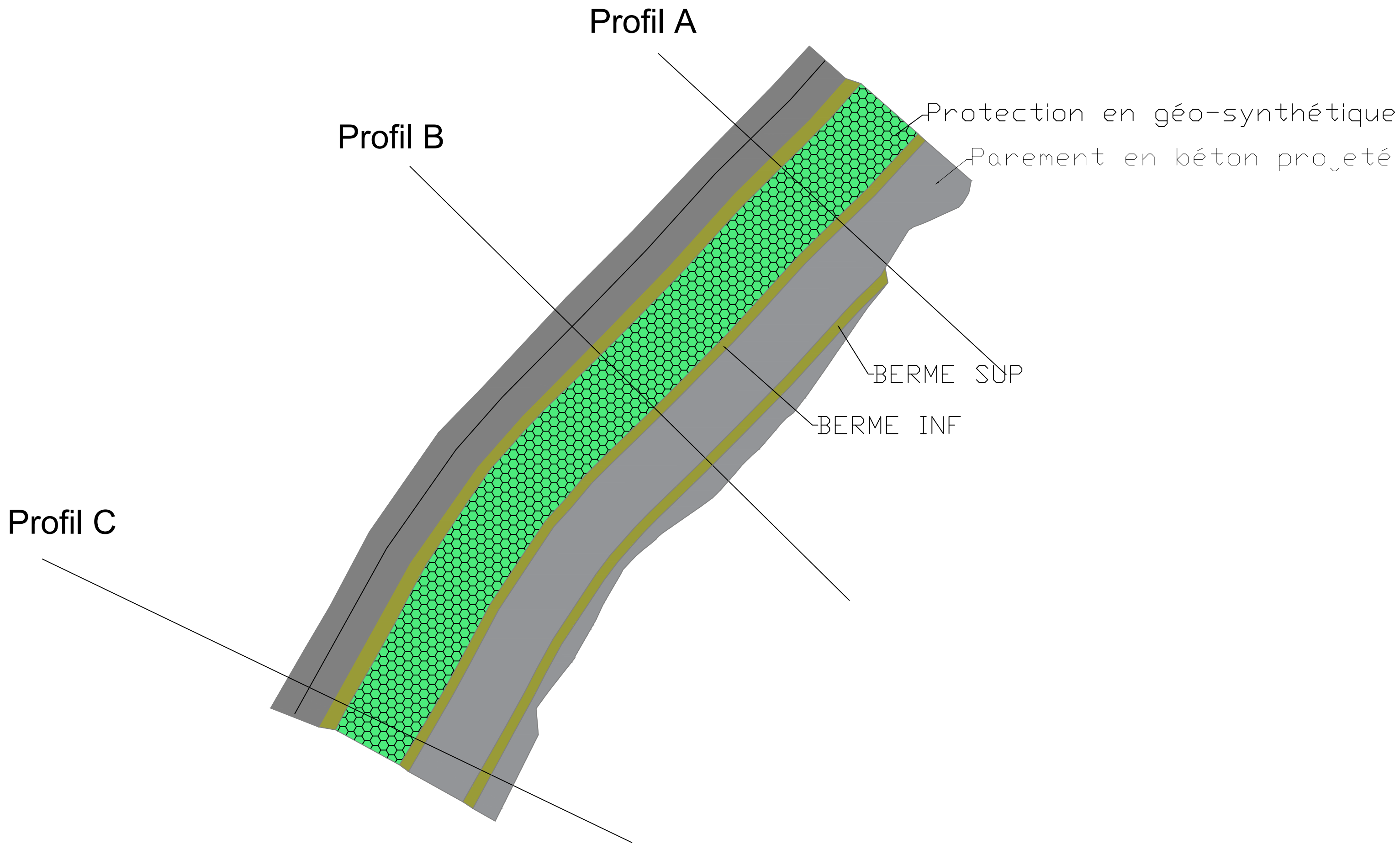
Annexe 4 :

Vue en élévation du talus après stabilisation



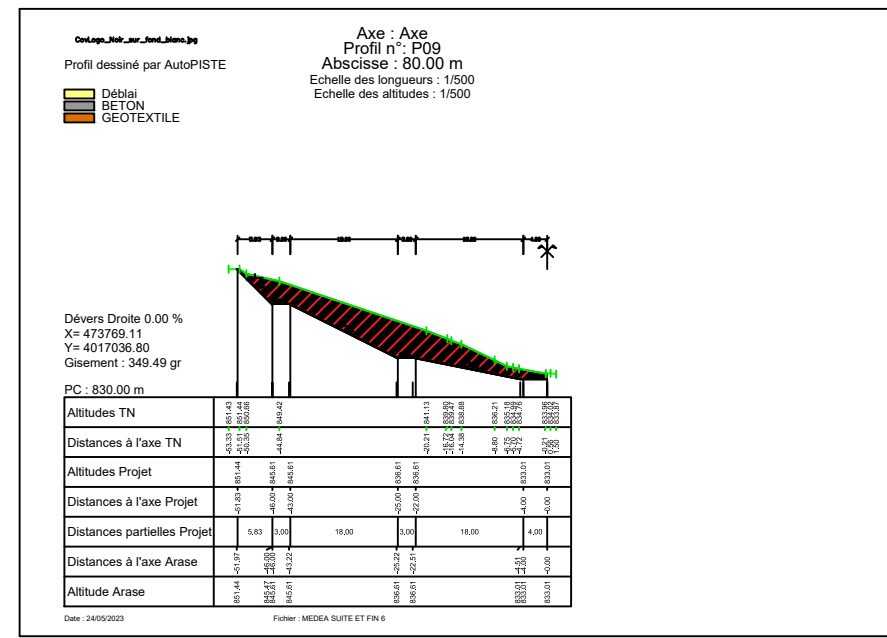
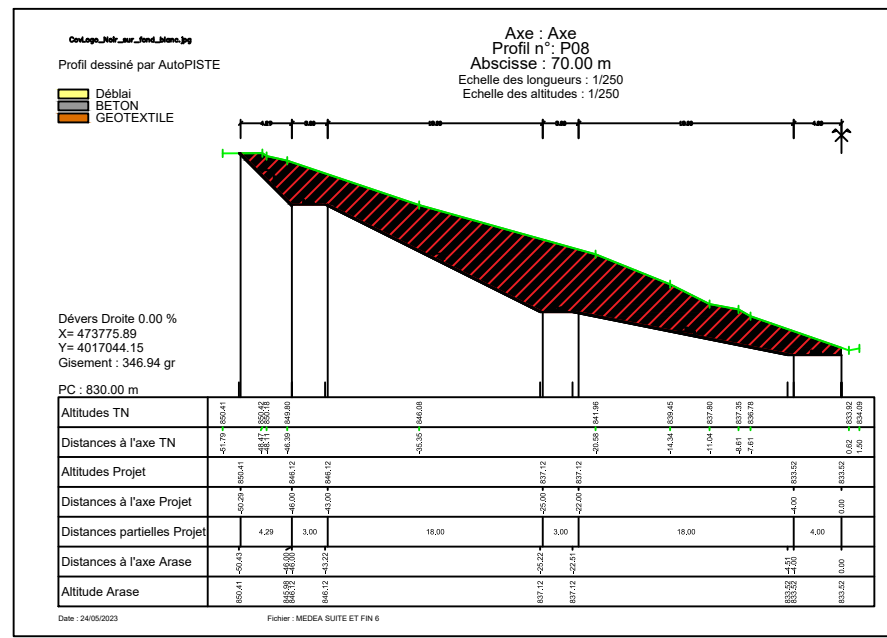
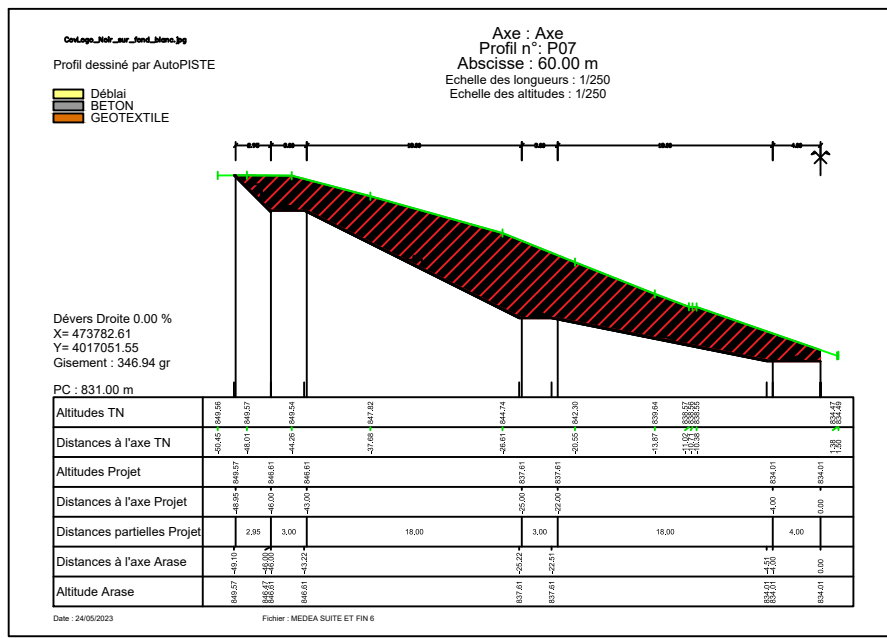
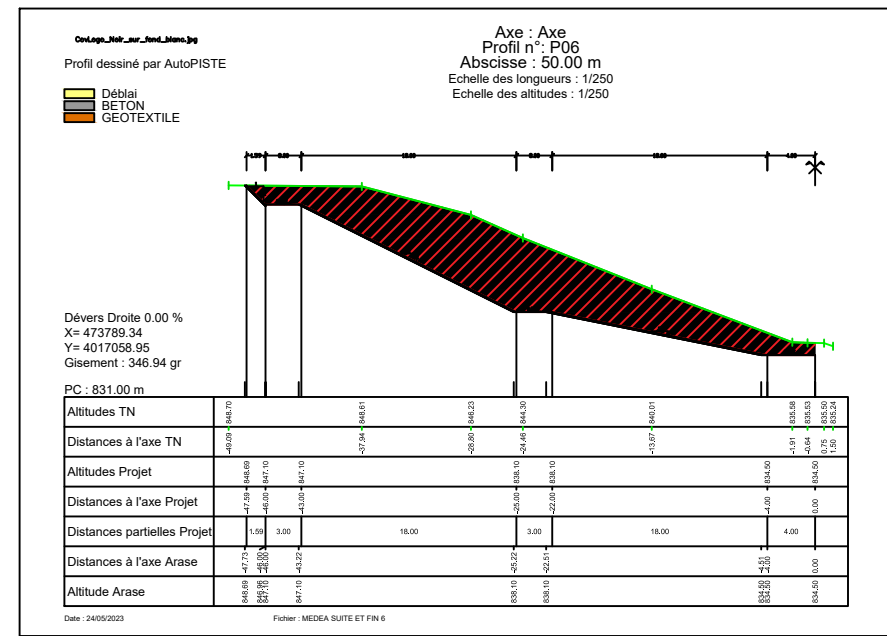
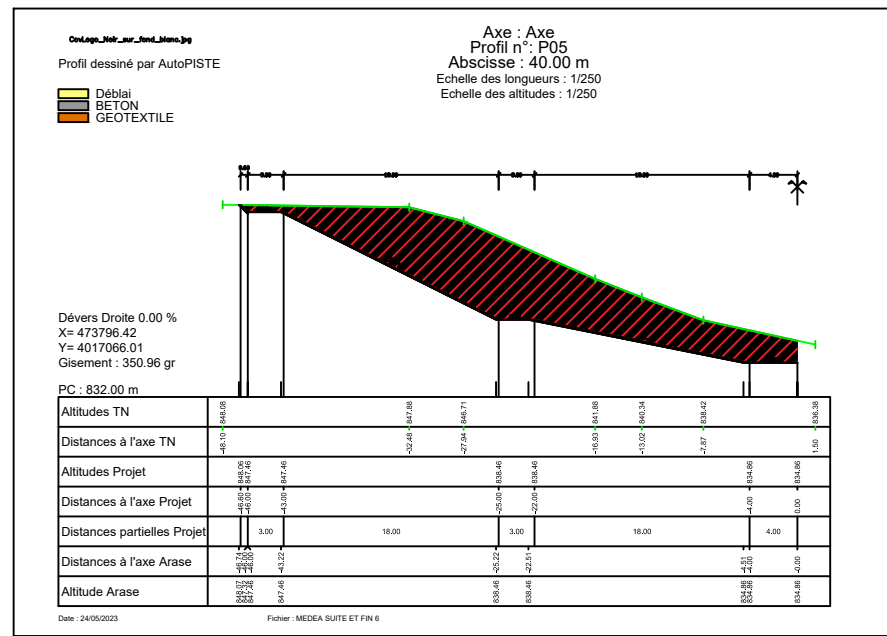
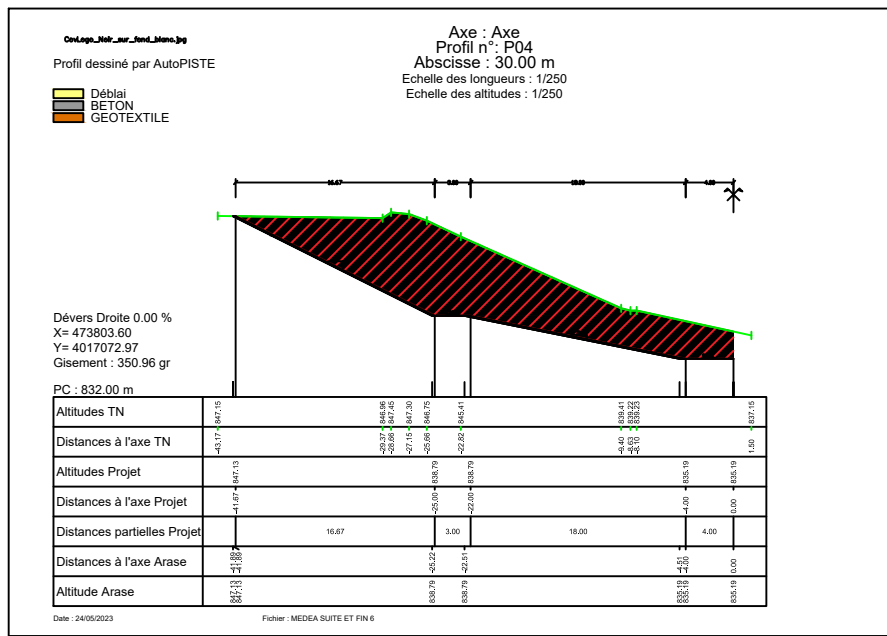
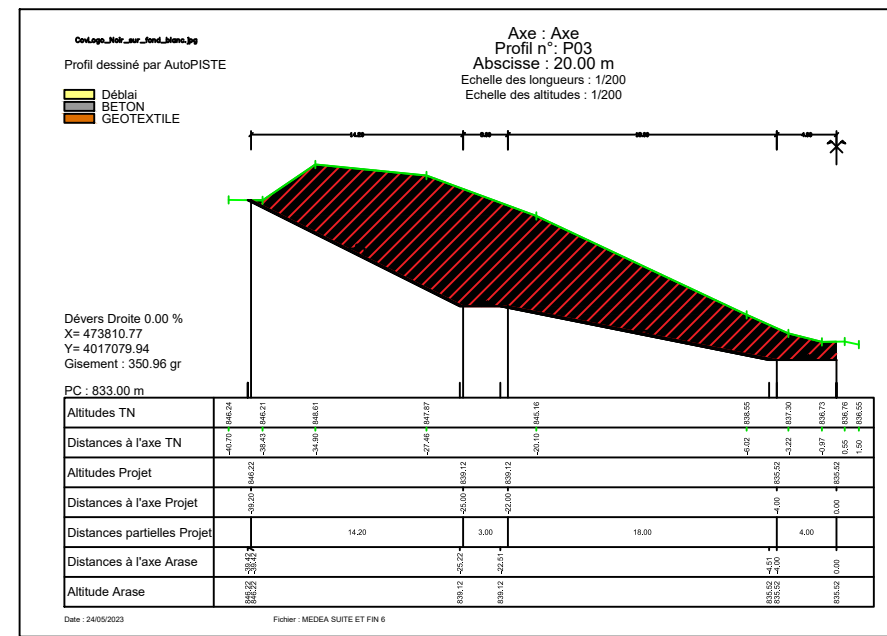
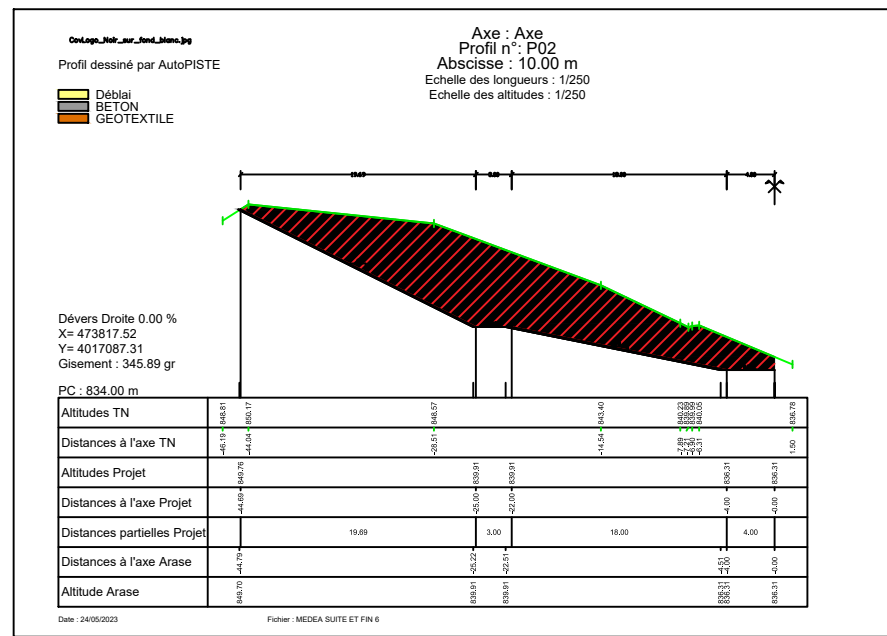
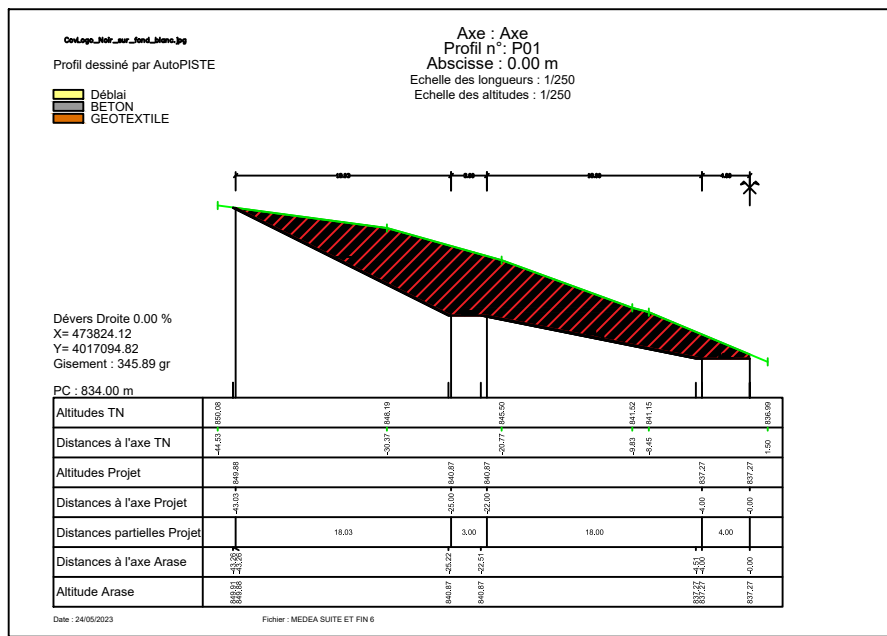
## Annexe 5 :

Vue en plan avec l'emplacement des profils de  
calculs A,B et C



PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	Planche	Année universitaire
Etude de traitement des glissements de terrain au niveau du contournement nord de la ville de Médéa du pk 6+700 au pk 7+060	Mr Allache Racim Raouf Mr Malek abdelhadi	Mr Hamadi Kamel	1/1000	Vue en plan de la paroi cloué	2022 / 2023

**Annexe 6 :**  
**Schéma et coupes de principes (terrassements)**



PROJET DE FIN D'ETUDES

Etude de traitement des glissements de terrain au niveau du contournement nord de la ville de Médéa du pk 6+700 au pk 7+060

Réalisé par  
Mr Allache Racim Raouf  
Mr Malek abdelhadi

Encadré par  
Mr Hamadi Kamel

Echelle  
1/2500

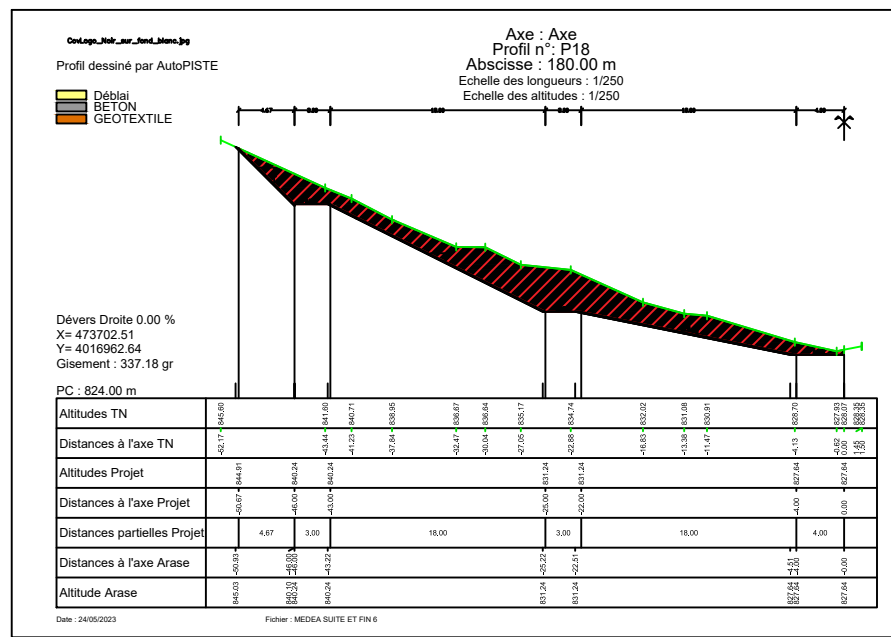
Planche  
Profil courant après terrassement

Année universitaire  
2022 / 2023

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
Fax : (023) 70 19 38  
Tel : (023) 70 19 04  
Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)







*Annexe 7 :*  
Détails du calcul BA de chaque profil

# Calcul de Section en Flexion Simple (Profil A)

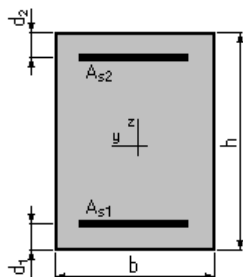
## 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 20.0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

## 2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 20.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.0 \text{ (cm)}$$

## 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	-19.00	9.50
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 1.8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 2.5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 1.8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.24 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.10 \text{ (\%)}$		

### Analyse par Cas:

**Cas ELU  $M_{\max} = -19.00$  (kN\*m)  $M_{\min} = 9.50$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 1.3$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 17.5$	(cm)
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0.81$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434.8$	(MPa)

# Calcul de Section en Flexion Simple (Profil B)

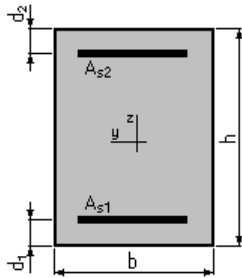
## 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 20.0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

## 2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 20.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.0 \text{ (cm)}$$

## 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	-29.86	14.93
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 1.9$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 4.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 1.8$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0.33$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

### Analyse par Cas:

**Cas ELU  $M_{\max} = -29.86$  (kN\*m)  $M_{\min} = 14.93$ (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 1.9$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 17.2$	(cm)
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1.20$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434.8$	(MPa)

# Calcul de Section en Flexion Simple (Profil C)

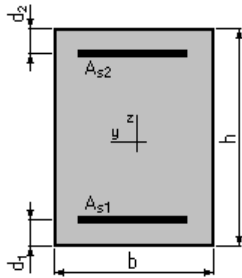
## 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 20.0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

## 2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 20.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.0 \text{ (cm)}$$

## 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	-15.55	7.78
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 1.8$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 2.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 1.8$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = N/A$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = -15.55$  (kN\*m)  $M_{\min} = 7.78$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 1.2$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 17.5$	(cm)
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0.69$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434.8$	(MPa)