REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

Etude de stabilisation d'un talus rocheux du CW62 entre le PK 20+000 et le PK 21+000

Présenté par

MAZARI Abdelfateh

FEREDJ Messaoud

Dirigé par

BENSAADA Abdel halim

Promotion Juin 2025

Remerciement

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

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

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

Nous tenons à remercier spécialement Monsieur Mahmoudi El Hadi,ZOKHMI Toufik (DTP MEDEA), qui fut la première à nous faire découvrir le sujet qui a guidé notre mémoire.

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

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

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

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

Dédicace

Je dédie cette mémoire

À ma chère mère

Et à mon cher père,

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

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

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

J'exprime ma gratitude envers Monsieur ZOKHMI toufik , et Monsieur El Hadi pour leur aide précieuse dans ce travail.

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

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

Cordialement,

MAZARI Abdelfateh

Dédicace

"Enfin, je lève mon chapeau en hommage aux années d'études écoulées, et mes adieux ont commencé avec un sourire dès le premier instant. Tout d'abord, merci à Dieu Tout-Puissant.

Je dédie mon diplôme et les fruits de ma réussite à ma mère, que Dieu lui accorde sa miséricorde, et à mon père, que Dieu le protège, à mon épouse (Umm Firdaws), à mes enfants Anis, Salsabil, Kawthar, Firdaws, Hosna et Ahmed,

Ainsi qu'au personnel administratif de l'Université Yahya Fares.

J'exprime ma gratitude envers Monsieur ZOKHMI Toufik, et Monsieur El Hadi pour leur aide précieuse dans ce travail.

Je n'oublierai pas mes collègues de l'université.

FEREDJ Messaoud

Résumé

Ce mémoire traite des éboulements rocheux, un risque naturel majeur dans les zones montagneuses de l'Algérie, menaçant les infrastructures routières et la sécurité publique. L'étude se concentre sur un site critique situé le long de la route départementale CW62 près de la localité de Tamzguida (wilaya de Médéa), où les éboulements répétés constituent un danger permanent.

L'objectif principal de ce travail est d'analyser la stabilité du massif rocheux instable à l'aide d'une approche géotechnique intégrée, combinant des modélisations numériques avec les logiciels **PLAXIS 2D** (méthode des éléments finis) et **TALREN** (méthode des tranches)

Mots-clés : Éboulements rocheux, PLAXIS, TALREN, Géotechnique, Modélisation numérique.

ملخص

يُعالج هذا المذكرة موضوع الانهيارات الصخرية التي تُشكّل خطراً طبيعياً رئيسياً في المناطق الجبلية بالجزائر، حيث تهدد البنية التحتية للطرق والسلامة العامة. تركز الدراسة على موقع حرج يقع على طول الطريق الولائي CW62 بالقرب من بلدية تامزقيدة (ولاية المدية)، حيث تشكل الانهيارات المتكررة خطراً دائماً.

الهدف الرئيسي من هذا العمل هو تحليل استقرار الكتلة الصخرية غير المستقرة باستخدام منهجية جيوتقنية متكاملة، تجمع بين النمذجة الرقمية باستخدام برنامجي PLAXIS 2D (طريقة العناصر المحدودة) و TALREN(طريقة الشرائح).

الكلمات المفتاحية : النمذجة الرقمية , الجيوتقنية , الانهيارات الصخرية.

Abstract

This thesis addresses the issue of rockfalls, a major natural hazard in the mountainous regions of Algeria, threatening road infrastructure and public safety. The study focuses on a critical site located along the CW62 departmental road near the town of Tamzguida (Médéa province), where repeated rockfalls pose a constant danger.

The main objective of this work is to analyze the stability of unstable rock masses using an integrated geotechnical approach, combining numerical modeling with PLAXIS 2D (Finite Element Method) and TALREN (Limit Equilibrium Method) software.

Keywords : Rockfalls, Geotechnical stability, Numerical modeling,PLAXIS ,TALREN .

Sommaire

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE :.....2
I.1.Introduction.....4
I.2. Les mouvements de terrain :.....4
I.3.Les types de mouvement de terrain :.....5
I.3.1. Les effondrements :.....5
I.3.2. Les écroulements :.....6
I.3.3. Les éboulements et les chutes de blocs.....6
I.3.4. Les coulées de boues et laves torrentielles :.....7
I.3.4. Le fluage.....7
I.3.5. Les glissements des terrains :.....8
I.3.5.1. Morphologie d`un glissement de terrain :.....9
I.3.5.2. Les Types des glissements.....10
I.3.5.2.1. Glissement plan :.....10
I.3.5.2.2. Glissement rotationnel :.....10
I.3.5.3. Principales causes des glissements :.....11
I.3.6. Méthodes des confortements des glissements des terrains.....12
I.3.6.1. Introduction des éléments résistants.....12
I.3.6.1.1. Ouvrages de soutènement.....12
I.3.6.1.1.1. Ouvrages rigides.....12
I.3.6.1.1.2. Ouvrages souples.....13
I.3.6.1.2. Tirants d'ancrages.....14
I.3.6.1.3. Clouage :.....15
I.3.6.1.4. Pieux:.....16
I.4. Conclusion.....16
II.1. Introduction :.....17
II.2. Méthodes de calcul :.....17
II.2.1. Méthodes Analytiques :.....17
II.2.1.1. Calcul de la stabilité :.....17
II.2.1.1.1. Notion de coefficient de sécurité :.....17
II.2.1.2. Calcul à la rupture (méthode classiques) :.....18
II.2.1.2.1. Calcul à la rupture plane :.....19

II.3. Méthode d'équilibre limite : 20
II.3.1. Méthode globale : 20
II.3.2. Méthodes des tranches 22
II.3.3. Formulation de Fellenius 22
II.3.4 Méthode de Bishop : 23
II.3.4.1 Formulation détaillée de Bishop 23
II.3.4.2. Formulation simplifiée de Bishop 24
II.3.5 La méthode de Janbu simplifiée 24
II.3.5.1 Méthode de Janbu généralisée 25
II.3.6 Méthodes de Morgenstern et prise 1965 : 26
II.3.7 Méthode de Spencer : 27
II.3.8 Méthode des perturbations 28
II.3.9. La méthode de Sarma (1973) : 29
II.3.10 Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite. 29
II.4 La méthode des éléments finis 31
II.5. Conclusion : 32
III.1. Introduction 34
III .2 Historique des glissements dans la Wilaya de Médéa 34
III.3 présentations du site 35
III.4 Reconnaissance du site 35
III.4.1 conditions sismiques 35
III.5 Reconnaissance géotechnique 36
III.5.1 Aperçu géographique et topographique 36
III.5.2 Contexte géologique 36
III.5.3 Contexte hydrologique et hydrogéologique 37
III.5.4 Objet et déroulement de l'étude 39
III.5.4.1 Reconnaissance géotechnique in situ 39
III.5.4.2 Programme de la reconnaissance 40
III.5.4.3 Exploitation des données de la reconnaissance in situ 40
III.5.4.4 Synthèse de la lithologie 41
III.5.5 Essais géotechniques en laboratoire 42
III.5.5.1 Programme des essais 42
III.5.5.2 Présentation des résultats 42
III.5.5.3 Interprétation des résultats 42

III.5.5.4 Synthèse sur les caractéristiques physiques....43
III.5.5.5 Résistance à la compression....43
III.5.5.6 Synthèse sur les caractéristiques mécaniques....45
III.5.6 Constats sur site :....45
III.5.7 Conclusion général....47
III.6. Etude géophysique :....47
II.6.1. Reconnaissance géophysique....49
III.6.1.1 Equipment mis en ouvre....49
III6.2 Statique....50
III.6.3 Acquisition des données....50
III.6.4 Implantation et topographie....50
III.6.5 Interprétation des essais de sismique réfraction....52
III.6.6 Principe....52
III.6.7 Application....52
III.6.8 Interprétation des résultats sismiques d'après les ondes de compression ” Vp”....53
III.6.9 Synthèse....56
III.7 Conclusions et recommandations :....57
IV.1 Introduction :....58
IV.2 Présentation du logiciel de calcul (TALREN 4 v2.0.4) :....58
IV.3. Exécution de Calcul par Talren 4....59
IV.4. Etude de stabilité à l’état initial....59
IV.4.1. Données géotechniques :....59
IV.5.1 Géométrie du Talus :....60
IV.7 Présentation du code de calcul Plaxis....64
IV.10 Paramètres de la modélisation....65
IV.10.1 Etapes de modélisation....65
Conclusion....73
CONCLUSION GENERALE....75

Liste des tableaux

Chapitre II : Analyse de la stabilité et méthode de confortement des pentes

Tableau II.1: Différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité 19
Tableau II.2: Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses .
....30

CHAPITRE III : Présentation de la zone d'étude et reconnaissance des sols

Tableau III.1: Récapitulatif des résultats d'essais 42
Tableau III.2: XP94-202 Classification des sols suivants leur résistance mécanique ... 43
Tableau III.3: Tableau d'implantation des profils sismique 51
Tableau III.4: Récapitulatif des résultats du profil PS-01 53
Tableau III.5: Récapitulatif des résultats du profil PS-02 54
Tableau III.6: Récapitulatif des résultats du profil PS-03 55

CHAPITRE IV Modélisation numérique et confortement

Tableau IV.1: Les données géométrie 59
Tableau IV.2: Caractéristiques physico-mécanique de glissement 66

Listes des figures

Chapitre I : Généralités sur les mouvements des terrains

Figure I.1: Effondrements des cavités souterraines……..... 5
Figure I.2: Les éboulements, Chutes de blocs et de pierres 6
Figure I.3: Les éboulements, chutes de blocs et de pierres 7
Figure I.4: Une lave torrentielle a déferlé 7
Figure I.5: Fluage du sol 8
Figure I.6: Les principaux éléments morphologiques d'un glissement de terrain 10
Figure I.7: Schéma descriptif d'un glissement plan 10
Figure I.8: Glissement rotationnel 11
Figure I.9: Mur de soutènement 13
Figure I.10: Mur en gabion 13
Figure I.11: Stabilité d'un glissement avec tirant d'ancrage 14
Figure I.12: Le clouage 16

Figure I.13: Mur pieux 16

Chapitre II : Analyse de la stabilité et méthode de confortement des pentes

Figure II.1: Schéma d'analyse de stabilité à la rupture 19
Figure II.2: Rupture plane 19
Figure II.3: Forces en présence (cas d'un barrage) 20
Figure II.4: Evaluation de la pression interstitielle et polygone des forces 21
Figure II.5: Action des surcharges sur un talus. 22
Figure II.6: Détail des tranches. 22
Figure II.7: Méthode des tranches. 23
Figure II.8: Détail d'une tranche. 23
Figure II.9: Représentation des forces sur une tranche 24
Figure II.10: Représentation des forces sur une tranche 25
Figure II.12: Représentation des forces sur une tranche. 26
Figure II.13: Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode MORGENSTERN prise. 27
Figure II.14: Résultante des forces parallèles 27
Figure II.15: Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de SPENCER 28

CHAPITRE III : Présentation de la zone d'étude et reconnaissance des sols

Figure III.1: Image satellitaire du site du projet 35
Figure III.2: Zonage sismique de l' Algérie 36
Figure III.3: Extrait de la carte géologique 37
Figure III.4: Légende de la carte géologique 37
Figure III.5: Extrait de carte hydrogéologique de la région d'Alger 38
Figure III.6: Carte pluviométrique de la région 38
Figure III.7: Equipement du trou de forage pour la mesure du piézomètre.....39
Figure III.8: Mise en place de la Sondeuse 40
Figure III.9: Photo de la caisse de sondage 41
Figure III.10: Veinules de calcite dans le calcaire bleuté 41
Figure III.11: désordre au niveau du cw62 45
Figure III.12: désordre au niveau du cw62 46

Figure III.13: désordre au niveau de cw62 47
Figure III.14: Mise en place du dispositif. 49
Figure III.15: Géophone 49
Figure III.16: Chute de Poids 50
Figure III.17: Mise en place du 1er profil sismique 54
Figure III.18: Mise en place du 2ème profil sismique 55

CHAPITRE IV Modélisation numérique et confortement

Figure IV.1: Profil terrain naturel et projet 60
Figure IV.2: schéma de calcul 61
Figure IV.3: Description générale du projet. 61
Figure IV.4: Le résultat Avec la méthode de Bishop. 62
Figure IV.5: Le résultat Avec la méthode de Fellenius. 62
Figure IV.6: Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique. 64
Figure IV.7: Modalisation du talus a l'état actuel (avant le traitement) sur plaxis2d. 66
Figure IV.8: Première fenêtre de réglage générale. 67
Figure IV.9: Données de tige d'ancrage 67
Figure IV.10: donnée de béton projeté 67
Figure IV.11 : représentation de profile. 68
Figure IV.12: Les fenêtres des réglages des caractéristiques des matériaux. 68
Figure IV.13: Le maillage de profile 69
Figure IV.14: détermination des contraintes effectives 69
Figure IV.15: La géométrie du béton et clou de la phase 1 70
Figure IV.16: fin de calcul 70
Figure IV.17: fenêtre d'output pour facteur de sécurité final. 71
Figure IV.18: fenêtre d'output pour facteur de sécurité pour 1er essais 71
Figure IV.19: fenêtre d'output de déplacement. 72
Figure IV.20: Evolution du coefficient de sécurité donnée par plaxis 2D 72

Notation

C : Cohésion.

c' : Cohésion effective du sol

τ : Contraintes de cisaillement ou Contrainte tangentielle

τmex : Résistance au cisaillement maximale mobilisable

σ : Contrainte normale appliquée (charge appliquée)

σ' : Contrainte effective (σ' = σ – u)

u : Pression interstitielle

φ : Angle de frottement interne du sol

FS : Coefficient de sécurité

γ : Poids volumique du sol

γw : Poids volumique de l'eau

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

Kh : Coefficient sismique horizontal (Kh = 1.3 × A)

Kv : Coefficient sismique vertical (Kv = 0.9 × Kh)

E : Module d'élasticité

ν : Coefficient de Poisson

Vp : Vitesse des ondes de compression

RQD : Rock Quality Designation

Mr : Moment résistant

Md : Moment destabilisant

α : Inclinaison de la base de la tranche

R : Rayon du cercle de glissement

Abréviations

R.P.A : Règles Parasismiques Algériennes

SC : Sondages Carottés

MC : Modèle de Mohr-Coulomb

MEF : Méthode des Éléments Finis

LEM : Limit Equilibrium Method

RQD : Rock Quality Designation

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

Les mouvements de terrains sont des phénomènes géologiques présents dans plusieurs régions du globe. Ils constituent un grand danger pour la population en raison des dommages qu'ils peuvent engendrer, pouvant toucher les biens et provoquer, dans certains cas, des catastrophes. En Algérie, ces phénomènes sont très variés et se manifestent sous différentes formes, telles que les glissements de terrains, les éboulements rocheux, les coulées de boues, les effondrements de vides souterrains, les affaissements, ainsi que le gonflement ou le retrait des sols (B. A. BOUGDAL :2013)

Les phénomènes d'éboulements rocheux constituent un risque géotechnique majeur dans les zones montagneuses et les versants instables. Bien que les logiciels **PLAXIS** (basé sur la méthode des éléments finis FEM) et **TALREN** (utilisant la méthode d'équilibre limite LEM) ne soient pas spécifiquement conçus pour l'analyse des éboulements, cette étude vise précisément à évaluer leur capacité à modéliser ce type particulier de mouvement de terrain.

L'objectif principal de cette recherche est d'examiner dans quelle mesure ces deux outils numériques peuvent :

1. **Reproduire les mécanismes d'éboulements** observés sur le site de Tamezguida (CW62, PK20+000 à PK21+000)
2. **Calculer des coefficients de sécurité fiables** pour ce type de phénomène
3. **Proposer des solutions de stabilisation adaptées.**

La problématique centrale réside dans l'adaptation de ces logiciels - originellement dédiés à l'analyse des glissements rotationnels ou plans - à la simulation des éboulements rocheux caractérisés par :

- Des mécanismes de rupture brutale
- Des blocs rocheux individualisés
- Des vitesses de mouvement très élevées

La méthodologie combine :

✓ Une caractérisation géotechnique poussée du site

✓ Des essais géophysiques par sismique réfraction

✓ Une modélisation comparative avec **PLAXIS 2D** et **TALREN 4**

CHAPITRE I

I.1.Introduction

Les glissements de terrain sont une partie de processus naturel qui façonne les montagnes et les paysages en distribuant les matériaux en bas des pentes. Lorsque les activités humaines se multiplient sans avoir évalué les risques potentiels ou l'augmentation des risques déjà existants, causé par un changement dans la pratique, des catastrophes peuvent s'en suivre de manière imprévisible ou inattendue. Les glissements de terrains peuvent constituer un facteur très important dans l'occurrence des inondations en augmentant dramatiquement le pouvoir dévastateur.

I.2. Les mouvements de terrain :

Les **mouvements de terrain** désignent l'ensemble des déplacements, lents ou rapides, d'un volume de sol ou de roche à la surface de la Terre, sous l'effet de la gravité, souvent en interaction avec d'autres facteurs naturels ou anthropiques. Ces phénomènes peuvent se produire de manière superficielle ou affecter de grandes profondeurs, et ils prennent des formes variées selon les conditions géologiques, hydrologiques, climatiques et topographiques du site.

Ils résultent d'un déséquilibre entre les **forces internes de résistance du sol (cohésion, frottement, poids propre)** et les **forces déstabilisatrices** (surcharge, saturation en eau, vibrations sismiques, érosion, etc.). Lorsqu'un seuil critique est dépassé, le matériau perd sa stabilité et entre en mouvement. Le déclenchement peut être progressif (processus lent d'altération ou de tassement), ou brutal (choc sismique, pluie intense, effondrement minier).

En génie civil, les mouvements de terrain représentent une **problématique majeure** car ils compromettent la stabilité des fondations, la sécurité des ouvrages, et la viabilité des infrastructures (routes, voies ferrées, barrages, bâtiments). Ils doivent donc être **prévus, surveillés et contrôlés** par des études géotechniques rigoureuses, incluant des investigations in situ, des modélisations numériques et des systèmes de suivi en temps réel.

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

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

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

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

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

I.3.Les types de mouvement de terrain :

Les mouvements de terrain se classent en plusieurs catégories selon leur **mécanisme de déplacement,** la **nature du matériau** en mouvement (sol ou roche), la **vitesse** du phénomène, et sa **profondeur.** Voici les principaux types :

I.3.1. Les effondrements :

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



Figure I. 1 : Effondrements des cavités souterraines (Geoderis.fr – site web)

I.3.2. Les écroulements :

Lors d'un écroulement, un grand volume du massif rocheux (un à plusieurs millions de m3) se détache soudainement, sans que le mode de rupture correspondant ne soit déterminant. Le mécanisme initial peut par exemple s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée.

Le mécanisme de mouvement de l'écroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composants de la masse écroulée et par leur fragmentation intense.

Les caractéristiques particulières de ce phénomène sont des vitesses de chute élevées (de plus de 40m/s) et de très grandes distances de transport (pouvant souvent atteindre plusieurs kilomètres). Compte tenu des grands volumes concernés, les écroulements peuvent modifier le paysage de façon durable.

Les énormes masses écroulées forment souvent des barrages naturels dans les vallées de montagne, obstruant les cours d'eau et créant des retenues ; en cas de rupture catastrophique du barrage, elles entraînent un danger d'inondation pour les régions en aval.

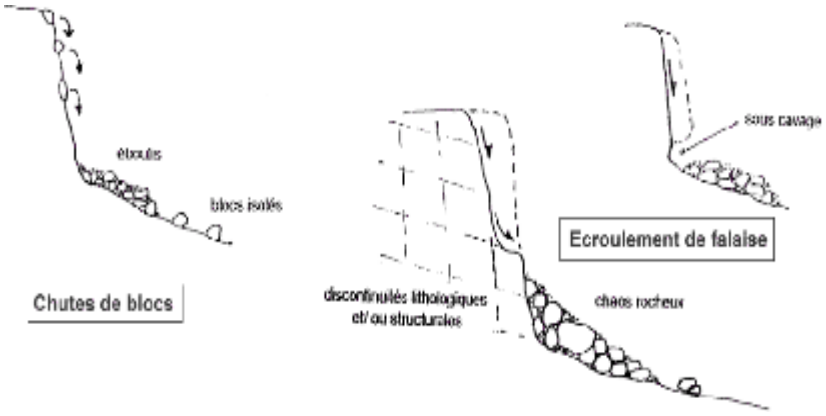


Figure I. 2 : Les éboulements, Chutes de blocs et de pierres (Aissa 2011)

I.3.3. Les éboulements et les chutes de blocs

Lors d'un éboulement (au sens strict), un volume de roche important, se fragmentant plus ou moins intensément, se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule. Le volume de matériaux concernés est en général compris entre 100 et 100000m3 par événement. Dans des cas exceptionnels, des volumes sensiblement plus grands peuvent s'ébouler.

Dans la pratique, l'estimation d'un volume de roche qui présente un danger potentiel d'éboulement exige des études détaillées du massif rocheux, comprenant une analyse approfondie de l'orientation spatiale des surfaces de discontinuité.

Le mode de rupture au sein du massif a en général peu d'influence sur le déroulement de l'événement.



Figure I. 3 : Les éboulements, chutes de blocs et de pierres (Cerema.fr - site web)

I.3.4. Les coulées de boues et laves torrentielles :

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



Figure I. 4 : Une lave torrentielle a déferlé (Rts. Ch Info - site web)

I.3.4. Le fluage

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

✓ La déformation volumique.

✓ La déformation de cisaillement

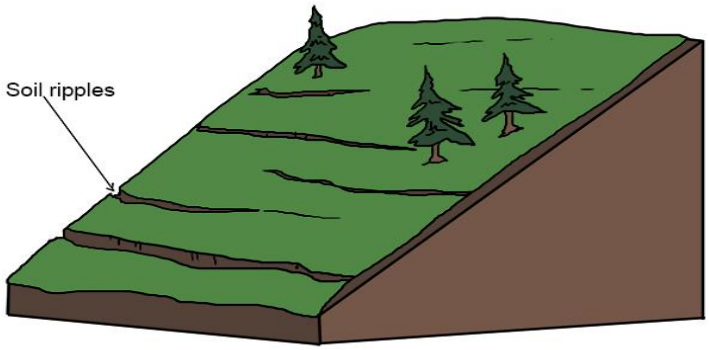


Figure I. 5 : Fluage du sol (Mammothmemory.net - site web)

I.3.5. Les glissements des terrains :

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

- Modification de l'état hydraulique (saturation du matériau, augmentation de la pression interstitielle, etc.).
- Les terrassements. -L'érosion naturelle (ruissellement, érosion de berges…).
- Les accélérations produites par des séismes.

I.3.5.1. Morphologie d`un glissement de terrain :

- **Le rejet principal :** surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement a son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.
- **Couronne :** se située au-dessus de l`escarpement principal souvent peu affecté par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- **Tête :** c`est la limite amont du glissement et plus précisément partie ou le matériau glissé se trouve en contact avec l`escarpement principal.
- **Rejet secondaire :** circulaire semblable a l`escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- **Elément :** fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- **Flanc :** limites latérales du glissement prolongeant l`escarpement principal.
- **Pied :** correspond à l`intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- **Extrémité inférieure (pouce) :** zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- **Rides transversales :** elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d`effort de compression pouvant aboutir a des chevauchements dans le matériau.
- **Surface de glissement ou de rupture :** c`est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.
- **Corps :** partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.
- **Fissures et crevasses :** rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d`importance et de formes diverses suivant leur position.

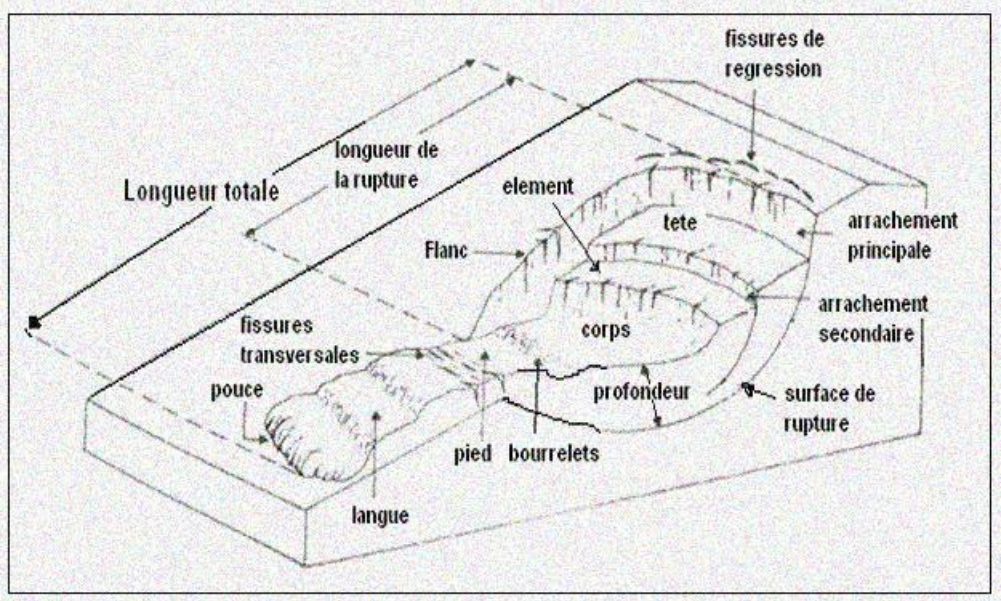


Figure I.6: Les principaux éléments morphologiques d'un glissement de terrain (Geomorphologie. Algerie, Site web)

I.3.5.2. Les Types des glissements

Les types de glissements ont été regroupés en trois familles selon la géométrie de la surface de glissement on distingue :

I.3.5.2.1. Glissement plan :

Il produit quand une surface topographique pouvant guider une rupture plane, où la surface de glissement est plane, il s'agit souvent du toit d'une couche de mauvaise résistance.

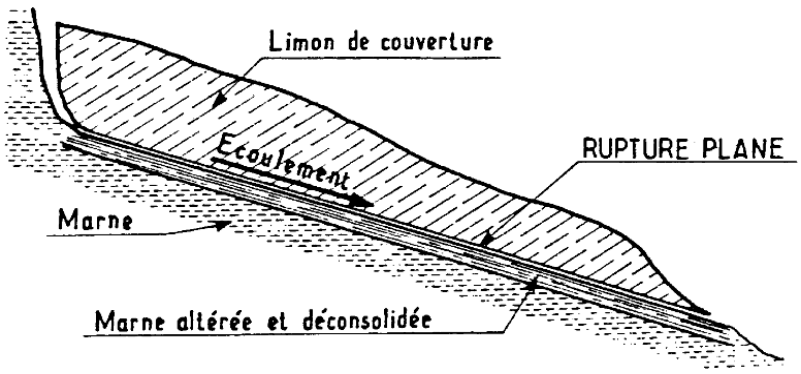


Figure I. 7 : Schéma descriptif d'un glissement plan (Philiponnat G 1998)

I.3.5.2.2. Glissement rotationnel :

Lors de glissements rotationnels, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de type rotationnel sont de faible volume et

le déplacement des matériaux est limité. Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux (Philiponnat G 1998).

Ilya deux types de glissement rotationnel :

Glissement rotationnel simple : La surface de rupture à une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la Plupart des cas, il est caractérisé par un basculement de la masse glissée.

Glissement rotationnel complexe : Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non Circulaire ou complexe.

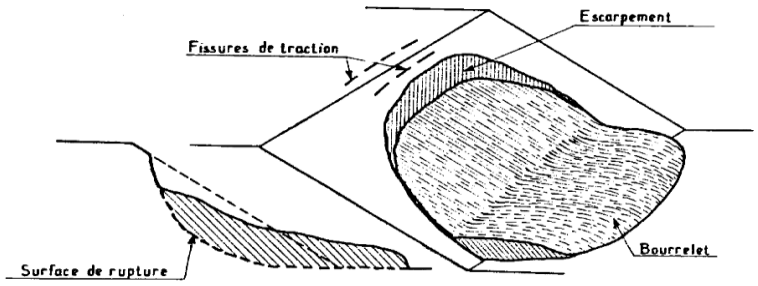


Figure I. 8 : Glissement rotationnel (Philiponnat G 1998)

I.3.5.3. Principales causes des glissements :

Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un versant relève des causes nombreuses et variées : géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques ou humaines (Chelghoum, 2006).

a) Causes internes

- L'augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies
- La nature géologique des terrains (la pente)
- L'accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol.
- La saturation des terrains en eau : Présences de sources, Fortes précipitations et Fonte des neiges brutales.
- Le développement de l'altération de la roche.
- Le degré de plasticité du sol ou sa sensibilité à l'eau.

b) Causes externes

- L'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière
- Diminution des appuis en pied de pente (comme un terrassement mal pensé et trop raide).
- Une augmentation des charges en amont, comme la construction d'un ouvrage.
- Par l'ouverture d'une carrière de sable ou de roche

- ❖ Par les secousses d'un tremblement de terre.
- ❖ Par la surcharge d'une construction, etc.

I.3.6. Méthodes des confortements des glissements des terrains

Les techniques de stabilisation des glissements peuvent être classées en 3 catégories :

- Les terrassements
- Les dispositifs de drainage
- L'introduction d'éléments résistants

I.3.6.1. Introduction des éléments résistants

On a parlé sur les techniques qui annulent la cause de l'instabilité des talus ou des sols, maintenant on va viser les techniques qui combattent les résultats d'instabilité par l'introduction des éléments résistants. On appelle éléments résistants les :

- ❖ Ouvrages de soutènement,
- ❖ Tirants d'ancrage et murs ancrés,
- ❖ Clouages par des barres, des micros pieux,
- ❖ Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

I.3.6.1.1. Ouvrages de soutènement

I.3.6.1.1.1. Ouvrages rigides

Ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement. Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui luiront appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en Mouvement (la déformation du sol étant une compression).

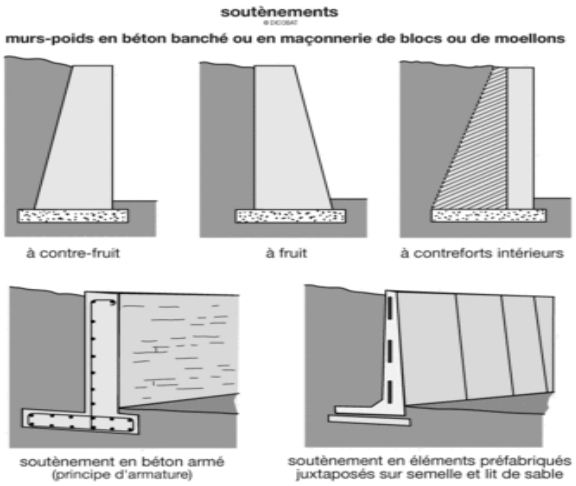


Figure I. 9 : Mur de soutènement (Steemit. Com, site web)

I.3.6.1.1.2. Ouvrages souples

Sont des structures obtenues à partir des gabions, des murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment. Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.



Figure I. 10 : Mur en gabion (Algérie)

I.3.6.1.2. Tirants d'ancrages

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines. En appelle tirant d'Ancrage injecté, une armature métallique constituée de tubes, barres, fils ou toron introduite dans un forage et scellée au terrain par des injections de coulis ou de mortier sous pression plus ou moins élevée. Les Tirants d'ancrage réalisés sont des tirants de 20 m et 16 m de longueur, de 120 mm de diamètre avec des barres HA40mm. L'utilisation de tirants précontraints suppose : Qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité, qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

Les tirants d'ancrages peuvent aussi être réalisés en présence d'eau dans le terrain. En cas de fouilles descendues en dessous du niveau de la nappe phréatique, les ouvrages destinés aux sous pressions doivent souvent être ancrés à l'aide de tirants afin d'équilibrer les efforts de soulèvement. En fonction du type de l'armature, deux catégories des tirants d'ancrages peuvent être distinguées

- Tirants d'ancrage constitués par des armatures ordinaires : ancrées dans le terrain soit par une injection de scellement, soit par l'intermédiaire d'un organe mécanique, tirants qui sont mis en traction par boulonnage
- Tirants d'ancrage constitués par des armatures précontraintes : scellées dans le terrain par injection et mises en tension en prenant appui sur l'ouvrage. Ces tirants sont désignés par « tirants précontraints ».



Figure I. 11 : Stabilité d'un glissement avec tirant d'ancrage (Soltanche, site web)

Un tirant d'ancrage se compose :

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

Un tirant peut être actif ou passif :

- Passif, il n'est mis en tension que du fait de l'application à l'ouvrage des actions qui sollicitent ce dernier. Ce type de tirant n'a généralement pas de partie libre. L'armature est le plus souvent une barre en acier, voir en matériau composite. Un tirant est dit provisoire si sa durée d'utilisation est inférieure à deux ans, permanent dans l'autre cas.
- Actif, il est mis en charge préalablement à l'application des actions afin de limiter les déformations de l'ouvrage. L'armature la plus courante est un faisceau de câbles en acier pour précontrainte.

I.3.6.1.3. Clouage :

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant la partie supérieure de massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Les clous ont donc des effets progressifs et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.



Figure I. 12: Le clouage (Moducal, site web)

I.3.6.1.4. Pieux:

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que le clouage mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux ont des diamètres plus grand parce qu'elles travaillent principalement en cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction.



Figure I. 13: Mur pieux (Atlas-fondations, site web)

I.4. Conclusion

Les glissements de terrain sont un phénomène complexe, influencé par des facteurs naturels et humains. Leur prévention repose sur une compréhension des mécanismes déclencheurs (géologie, eau, activités humaines) et l'application de solutions ciblées (drainage, soutènement, ancrages). Une gestion durable des sols et des infrastructures reste la clé pour réduire leurs risques

CHAPITRE II

II.1. Introduction :

Le danger de l'apparition d'un éboulement peut être estimé par l'analyse de la variation du facteur de sécurité en fonction de la forme et de la position de la surface possible, pour laquelle le facteur de sécurité a la valeur minimum qui représente la surface critique de rupture.

Nous allons essayer de montrer le mécanisme qui conduit à la rupture de certains talus ou pentes naturelles. Nous verrons les méthodes de calcul qui permettent d'évaluer si un talus est stable ou non.

Il existe plusieurs méthodes dans la littérature. Elles apparaissent en général trop simples et trop figées ou trop élaborées et de maniement délicat. Ces dernières diffèrent entre elle par les conditions d'équilibre statique utilisées et par les hypothèses admises pour annuler l'indétermination statique du problème.

II.2. Méthodes de calcul :

II.2.1. Méthodes Analytiques :

II.2.1.1. Calcul de la stabilité :

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

Le calcul de stabilité permet de choisir le procédé d'exécution des terrassements, excavations, constructions...etc., de telle façon que la stabilité du site et celle des ouvrages soient garanties.

Le calcul aux états limites de service doit assurer que le mouvement du terrain n'induit pas un dépassement de l'état limite de service d'un ouvrage sus-jacent ou' à proximité.

On peut subdiviser les méthodes d'analyse de la stabilité d'un terrain vis-à-vis du glissement en trois grandes catégories : On focalise l'étude ci-après sur la première catégorie qui comporte d'ailleurs les méthodes de calcul les plus utilisées en pratique **(Bouafia 2011)**

II.2.1.1.1. Notion de coefficient de sécurité :

II existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité Fs, chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous nous contenterons de mentionner les définitions les plus communément admises. Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité Fs par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Ce facteur peut être écrit de la façon suivante :

$$FS = Q_{max}/Q \qquad (1)$$

Si FS = < 1 : la rupture est inévitable.

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

Si FS > 1 : le milieu est équilibré et le massif est stable.

Tableau II.1: Différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité

N°	Contexte / Approche	Définition du Facteur de Sécurité (FS)	Formule / Expression
1	Définition générale	Rapport entre la résistance disponible et les sollicitations appliquées	FS = Résistance / Sollicitation
2	Méthode des forces	Rapport entre la résistance au cisaillement et le cisaillement mobilisé	FS = τ_résistante / τ_mobilisée
3	Méthode des moments	Rapport entre moment résistant et moment déstabilisant	FS = M_r / M_d
4	Méthode numérique (FEM, PLAXIS)	Facteur de réduction appliqué aux paramètres géotechniques jusqu'à rupture	FS = c / c_mobilisé = tan(φ) / tan(φ_mobilisé)
5	Approche probabiliste	Variable aléatoire : probabilité que FS > 1	Probabilité de stabilité = P(FS > 1)
6	Normes / Eurocode 7	FS implicite via coefficients partiels sur actions et résistances	Pas de formule unique – vérification via états limites
7	Approche énergétique	Rapport entre l'énergie dissipée et l'énergie disponible pour le glissement	FS = E_dissipée / E_mobilisée

II.2.1.2. Calcul à la rupture (méthode classiques) :

Le mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. IL est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul. Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe, pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe. Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limitent, il existe des méthodes linéaires, les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de FS et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif (**Durville. J, 1996)**.

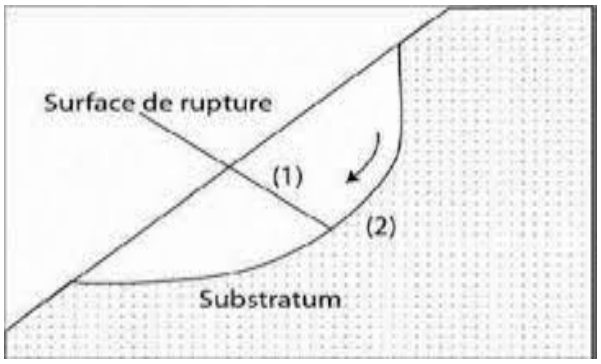


Figure II. 1 : Schéma d'analyse de stabilité à la rupture (Bouhada, 2020)

II.2.1.2.1. Calcul à la rupture plane :

Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure suivante représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du bloc, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, UL l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que V = 0 et que H et UL s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T, ainsi que le coefficient de sécurité (**Durville. J, 1996**).

(2)

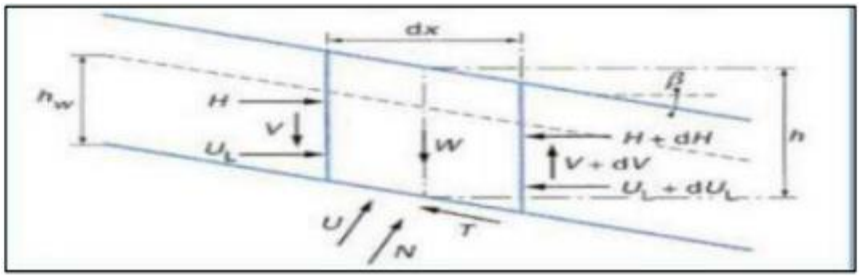


Figure II.2: Rupture plane (Durville, J. L, 2008)

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

$$T_{max} = C + \frac{dx}{cos\beta} + (N - U)tan\varphi$$

$$T = W.sin\beta$$

Avec:

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

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

$$E = \frac{2}{sin2\beta} + \frac{c}{\gamma} + \frac{(\gamma_h - \gamma_w . h_w)}{\gamma_h . tan\beta} \quad 3$$

γ : poids volumique du bloc

h : la profondeur verticale du plan de cisaillement.

II.3. Méthode d'équilibre limite :

Les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables, mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnues est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaler le nombre d'inconnues et le nombre d'équations. Les méthodes l'équilibre limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches dans lesquelles le massif est décomposé en tranche. Les méthodes des tranches les plus connues sont (Fellenius1927, Bishop1955, Morgenstern etPrice1965, ……).

II.3.1. Méthode globale :

Cette méthode suppose le milieu homogène et isotrope défini par γ,φ , c et u si il y'a présence d'une nappe aquifère, en admettent dans ce calcul que le massif est en équilibre limite et li est considéré comme un solide indéformable. L'hypothèse consiste à assimiler la ligne de glissement MA à un arc de cercle de centre O.

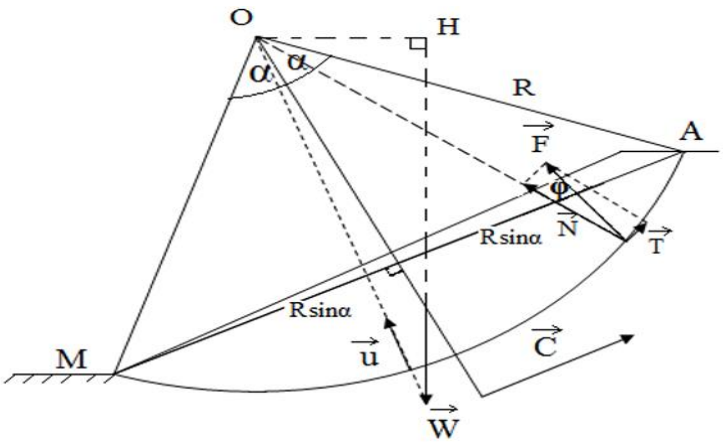


Figure II.3: Forces en présence

Les forces agissantes :

- W : Le poids du corps appliqué au centre de gravité G.
- C : La résultante des forces de cohésion qui agissent sur l'arc MA
- F : La résultante des forces de frottement qui fait un angle φ (constant)

Avec la normale au cercle de glissement.

*$\vec{u}$: La pression interstitielle qui peut être générée par :

- ✓ Une présence de nappe
- ✓ Une simple accumulation de l'eau
- ✓ Une application brutale d'une surcharge

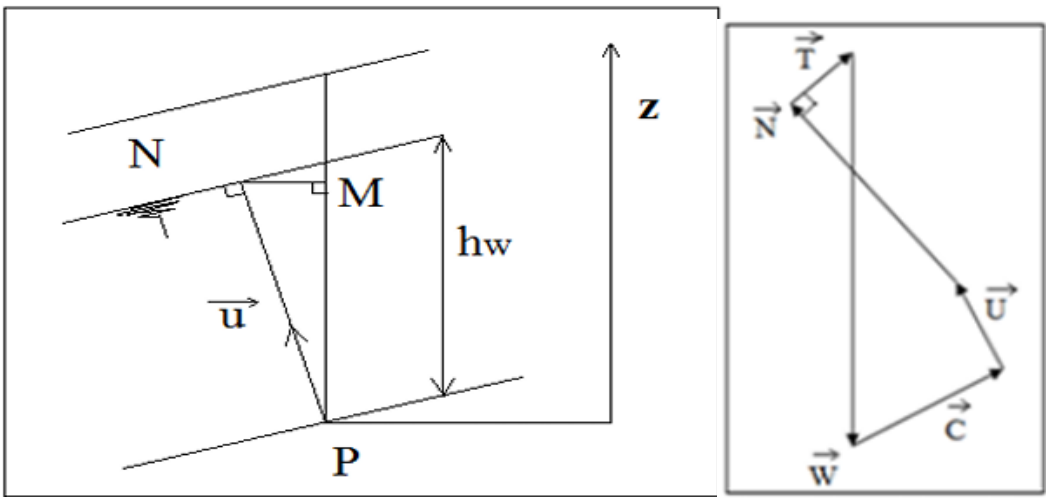


Figure II.4 : Evaluation de la pression interstitielle et polygone des forces (BENDADOUCHE.H, 2013)

Donc l'intensité de u dépend seulement de la hauteur de la charge :

$Up=\gamma_w(Zm - Zp)$ où

Zm : est la charge hydraulique.

***Zp* :** Côte par rapport à un plan de référence.

* Surcharges éventuelle : (route, air de stockage : p ou de convois : P)

Selon la position des surcharges par rapport à l'axe Oz, elles créent un moment moteur ou stabilisateur (figure ci-dessous).

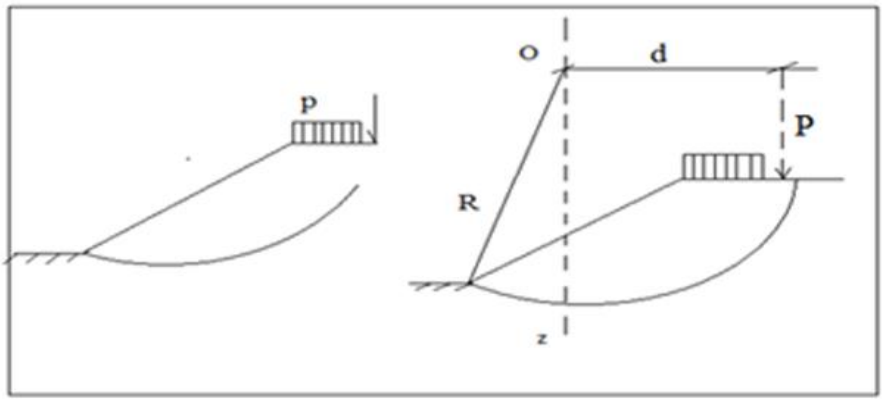


Figure II.5: Action des surcharges sur un talus. (BENDADOUCHE.H, 2013)

II.3.2. Méthodes des tranches

Dite aussi méthode suédoise due à Paterson en 1916, puis développée par Fellinius pour les ruptures circulaires en 1927, puis perfectionnée par Bishop en1954, puis étendue par Non veiller en 1965. Puisque dans la nature la ligne de glissement est rarement un cercle, le terrain est rarement homogène. Donc il est nécessaire de diviser le massif en tranches.

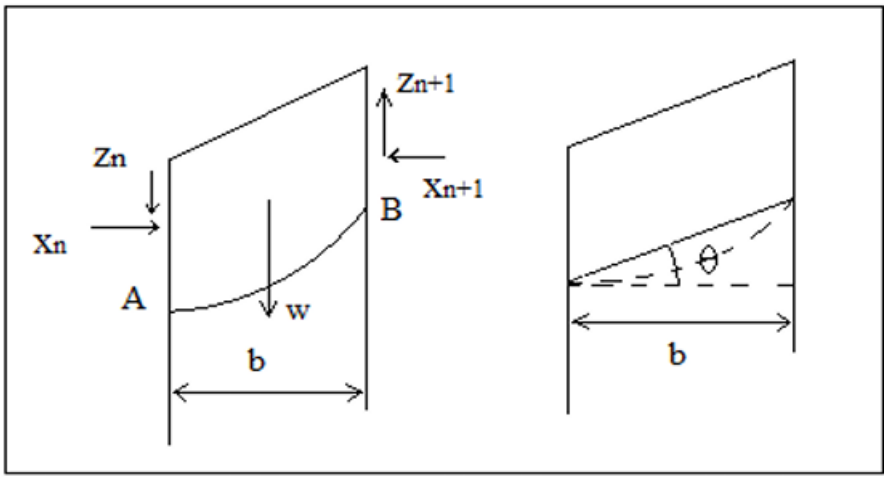


Figure II.6 : Détail des tranches. (BENDADOUCHE.H, 2013)

II.3.3. Formulation de Fellenius

Cette méthode est considérée la plus simple pour l'analyse de stabilité des pentes, où Fellinius suppose que le volume de glissement est délimité par la surface de glissement et que la surface est subdivisée en tranches, et chacune est considérée comme un solide indéformable, en équilibre sur la ligne de glissement.

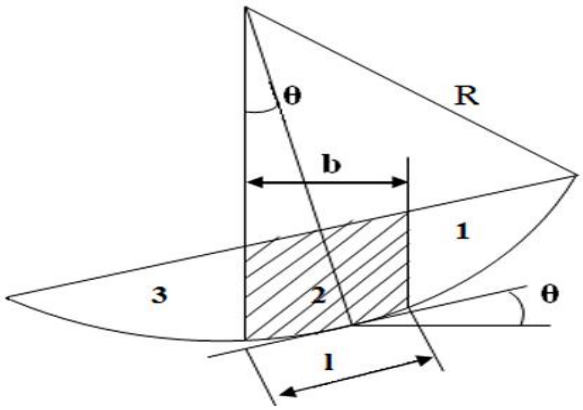


Figure II.7: Méthode des tranches. (BENDADOUCHE.H, 2013)

II.3.4 Méthode de Bishop :

II.3.4.1 Formulation détaillée de Bishop

Cette méthode a été publiée par Bishop en 1954. Xn, Zn, Xn+1, Zn+1 se sont des composantes horizontales et verticales des forces d'interaction entre tranches, qui interviennent dans les efforts appliqués sur AB. Bishop considère que Xn n'est pas nécessairement nul, il l'élimine par un artifice de calcul.

$$F = \frac{\sum[c'b+(w+(zn-zn+1)-ub)tan\varphi'] \frac{1}{cos\alpha(1+tg\alpha.\frac{tg\varphi'}{F}}}{\sum wsin\alpha} \quad (4)$$

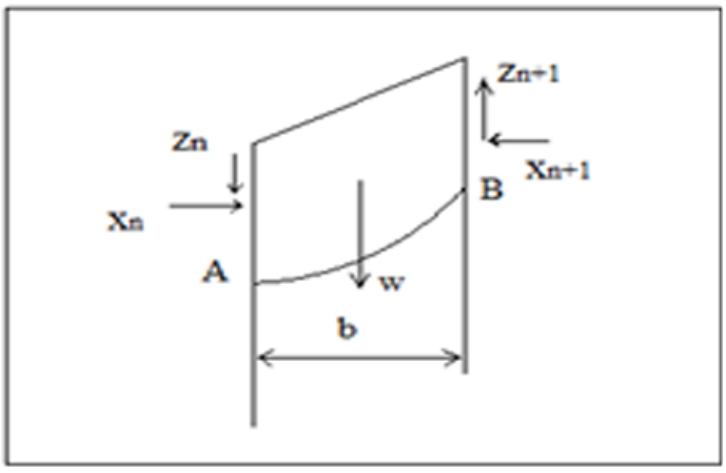


Figure II.8: Détail d'une tranche. (BENDADOUCHE.H, 2013)

II.3.4.2. Formulation simplifiée de Bishop

On a l'hypothèse supplémentaire ($Z\boldsymbol{n}$ -$Z\boldsymbol{n}$+**1**= 0), donc l'équation précédente devient : La valeur de F s'obtient par itération, et la valeur initiale Fi est généralement obtenue par la méthode de Fellinius. Les valeurs de coefficient de sécurité données par la méthode de Fellinius sont plus faibles par rapport à celles données par la méthode de Bishop, où les écarts sont de l'ordre de 10%.

$$\boldsymbol{F} = \frac{\sum[c'b + (w - ub)tan\varphi'] \dfrac{1}{cos\alpha(1 + tg\alpha.\dfrac{tg\varphi'}{F})}}{\sum wsin\alpha}$$

II.3.5 La méthode de Janbu simplifiée

La méthode simplifiée de Janbu est un indice composite basé sur des surfaces de cisaillement (c'est-à-dire non circulaire),et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces inter-tranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (τ). La base de la force normale (σ) est déterminée de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est calculé par [16]

$$Fs = \frac{\sum(c\prime'1+(\sigma-ul)tg\varphi\prime')sec\alpha}{\sum wtg\alpha+\sum\Delta E} \qquad 5$$

Ou: sec α=1/cosα

ΣΔE=E1−E2(égale à zéro s'il n'Ya pas de force horizontale).

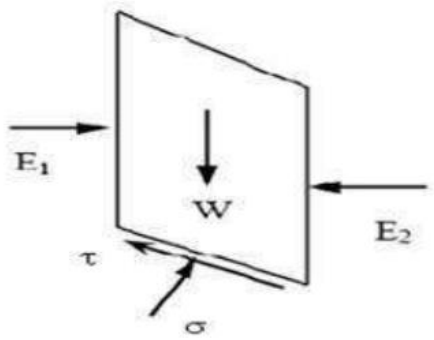


Figure II.9: Représentation des forces sur une tranche

Janbu introduit un facteur de correction (*f0*), dans le coefficient de sécurité *F*0, pour tenir compte des effets des forces inter-tranches de cisaillement. Avec cette modification, la méthode de Janbu corrigée donne un coefficient de sécurité supérieur :

$$F_f = F_0 F$$

$$F0 = \frac{\Sigma\left(\frac{b(c' + p - u)tg\varphi'}{N\alpha}\right)}{\Sigma pb\ tg\alpha} \qquad \text{Et} \qquad n\alpha = \cos 2\alpha\left(1 + tg\alpha\ \frac{tg\varphi'}{Fs}\right)$$

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

P=W/b : contrainte totale verticale.

b: largeur d'une tranche.

II.3.5.1 Méthode de Janbu généralisée

La méthode généralisée de Janbu (1973) considère les deux force sinter-tranche set suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter-tranches. Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe.

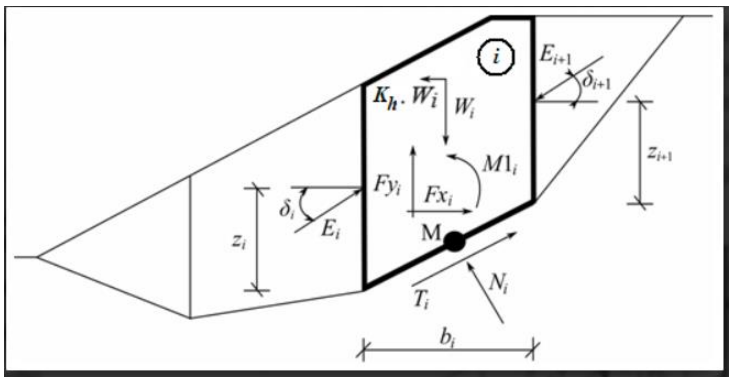


Figure II.10: Représentation des forces sur une tranche.

$$F = \frac{\sum(c'l + (N - Ul)tg\varphi')sec\alpha}{\sum(w - (T2 - T1)tg\alpha + (E2 - E1)}$$

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

$$\sigma = \frac{1}{cos\ \alpha + sin\ \alpha \frac{tg\varphi}{Fs}}\left(w - (T2 - T1) - \frac{1}{Fs}(c'l\ tg\varphi')sin\alpha\right) \qquad 6$$

II.3.6 Méthodes de Morgenstern et prise 1965 :

La méthode de Morgenstern et Price satisfait à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranche. Selon Morgenstern –Price, l'inclinaison des forces inter tranches peut varier par une fonction arbitraire (f (x)) comme [15] :

$$T = f(x)\ \lambda E7$$

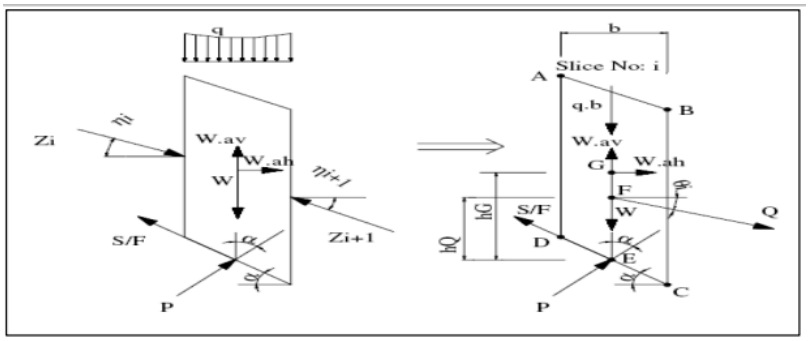


Figure II.12: Représentation des forces sur une tranche.

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

λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée.

La méthode propose tout type assumant la fonction de la force, par exemple demi-sinus, trapézoïdal ou autre. Les relations de la force normale à la base (σ) et les forces inter-tranches (E, T) sont les mêmes que dans la méthode générale de Janbu. Pour une fonction de force, les forces inter-tranches sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que, Ff soit égal à Fm dans les équations suivent :

$$F_F = \frac{\sum[(c'l+(N-Ul)tg\varphi')sec\alpha]}{\sum(w-(T2-T1)tg\ \alpha+\ (E2-E1)} \qquad 8$$

$$F_m = \frac{\sum(c'l+(N-Ul)tg\varphi'}{\sum W sin\ \alpha} \qquad 9$$

En général, cette méthode :

- ✓ Considère les deux forces inter tranches ;
- ✓ Suppose une fonction des forces inter-tranches f (x) ;
- ✓ Permet la sélection de la fonction des forces inter tranches ;

- ✓ Le coefficient de sécurité est calculé à la fois par les équations d'équilibres des forces et des moments.

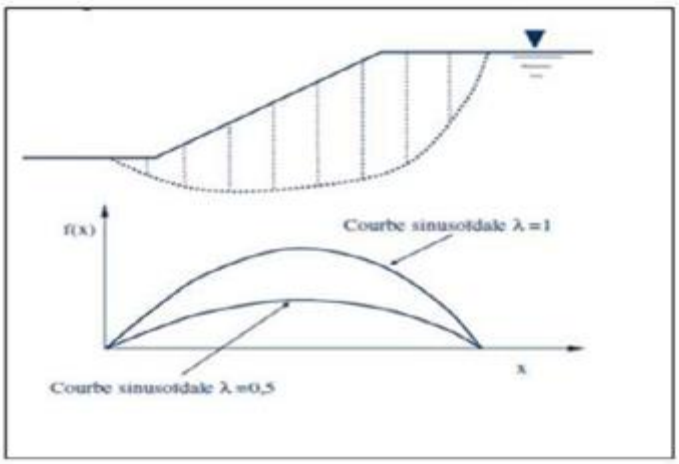


Figure II.13 : Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode MORGENSTERN prise.

II.3.7 Méthode de Spencer :

La méthode de Spencer est initialement présentée pour les surfaces de rupture circulaire, mais la procédure peut être facilement étende aux surfaces de rupture non circulaires Spencer a mis au point deux équations de coefficient de sécurité, l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et un autre à l'égard de l'équilibre de moment. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter- tranches de cisaillement et normal.

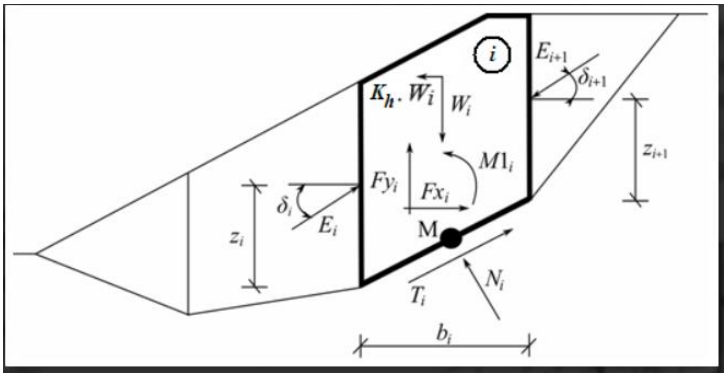


Figure II.14 : Résultante des forces parallèles

L'équation de l'équilibre des forces :

$$\sum Qi = 0 \qquad 10$$

$$QI = Z_i - Z_{i+1}$$

Parce que les forces inter tranche sont supposées être parallèles. Qi, Zi, et Zi+1 ont la même direction et Qi est tout simplement la différence scalaire entre les forces inter- tranches de gauche et de droite de la tranche.

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

$$\sum Q\ xb\sin\theta - yQ\cos\theta = 0$$

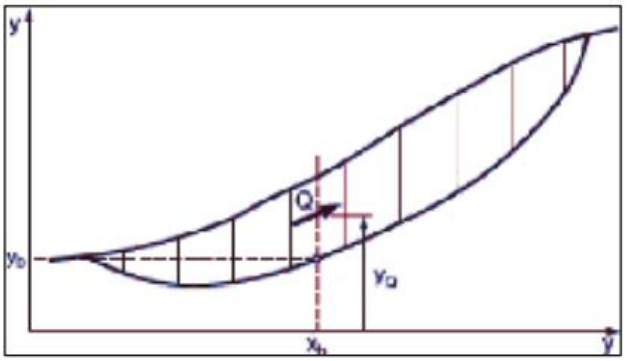


Figure II.15 : Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de SPENCER

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

$$\boldsymbol{Q = \frac{-F_v sin\alpha - Fh\ cos\alpha - (\frac{c'\Delta l}{F}) + Fv cos\alpha - Fh sin\alpha + u\Delta l\ (\frac{tan\ \varphi'}{F})}{cos(\alpha-\theta) + [\frac{sin(\alpha-\theta)tan\varphi'}{F}]}} \qquad 11$$

Pour chaque angle, on obtient deux coefficients de sécurité. Un qui correspond à l'équilibre des forces horizontales (Janbu) et l'autre à l'équilibre des moments (Bishop). Pour un certain angle ϕ, les deux coefficients sont égaux et les conditions d'équilibre des forces et des moments sont satisfaites.

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

II.3.8 Méthode des perturbations

Raulin et OL ont posé le principe de cette méthode, cette dernière est une méthode de vérification de la stabilité des pentes, et la seule qui permet de vérifier, tranche par tranche les trois équations de base (équilibre horizontal, vertical et celui des moments).

La loi de répartition proposée par les auteurs est de type : $\sigma = \gamma h.\cos^2\alpha$ (λ+μ tg α) Qui est plus satisfaisante que celle de Fellinius :($\sigma = \gamma h.cos^2\alpha$).

Cette méthode n'est pas applicable dans le cas d'une rupture plane, et donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture.

II.3.9. La méthode de Sarma (1973) :

Sarma a développé une méthode pour une tranche verticale ou non pour les blocs. Cette méthode satisfait les deux conditions d'équilibre. En outre, la relation entre les forces inter tranche est assumé comme un processus linéaire de mohr –coulomb expression :

$$\tau = c.\ h + E.tan\ \emptyset$$

h: Hauteur de la tranche.

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

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

II.3.10 Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite.

Comme il est noté au début de ce chapitre, toutes les méthodes d'équilibre limite utilisent les équations d'équilibre statique pour calculer le coefficient de sécurité. Les hypothèses sont nécessaires pour rendre le problème déterminé statiquement et obtenir un équilibre entre le nombre d'équations et le nombre d'inconnues pour qu'ils soient résolus. Le tableau énumère quelques méthodes examinées dans le présent chapitre ainsi que les hypothèses qui sont faites, les équations d'équilibre qui sont satisfaites, et les inconnus.

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

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibres	Les inconnus Recherchés
Fellenius	• La surface de rupture est circulaire; • Les forces sur les côtés des tranches sont négligées. • Respecter l'équilibre de Moment	∑ moments par rapport au centre du cercle de glissement	Le coefficient de Sécurité
Bishop Simplifiée	• La surface de rupture est circulaire; .Négliger les forces verticales entre les tranches • Respecter l'équilibre de moment ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais négliger, l'équilibre horizontal des forces	∑ moments par rapport au centre du cercle de glissement. ∑ des forces dans le sens vertical.	Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface de rupture.
JANBU 1956	• La surface de rupture est arbitraire Forces entre les tranches sont horizontal Respecter l'équilibre des forces horizontales et verticales Négliger l'équilibre de moment	∑ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. ∑ des forces dans le sens vertical. ∑ des forces dans le sens horizontal.	Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface de rupture.
Spencer	• La surface de rupture est circulaire; • Les forces inter- tranches sont parallèles, (c'est-à- dire, toutes ont la même inclinaison). • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	∑ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. ∑ des forces dans le sens vertical. ∑ des forces dans le sens Horizontal	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • L'inclinaison des forces inter-tranches (θ). Résultante des forces inter-tranches (Z). • Emplacement des forces latérales (ligne de • poussée).

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

II.4 La méthode des éléments finis

La modélisation par éléments finis d'un ouvrage est donc constituée par un ensemble d'hypothèses, toujours simplificatrices, et la mise en œuvre d'une suite de modèles, chacun plus ou moins approché :

Modèle géométrique (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc.) ; Modèle de charge (estimation des forces et des pressions, des déplacements imposés, définition du phasage des travaux, conditions aux limites, décomposition en incréments pour la résolution en comportement non linéaire, etc.).

Modèle hydraulique (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position la surface libre, etc.) ;

Modèles de matériaux (élasticité, élasto plasticité, viscoplasticité, etc.) ;

Modèle d'évolution (choix des pas de temps à considérer, historique des charges) ;

Modèles de structures (poutres, coques, plaques, élasticité, élasto plasticité, etc.) ;

Modèles d'interaction sol-structures (lois d'interface, modules de réaction, etc.).

Ces hypothèses ne sont pas fondamentalement différentes de celles de toutes les études géotechniques, mais la complexité plus grande car ces modèles de calcul obligent à fixer plus de conditions et à déterminer plus de paramètres que dans les calculs courants (M.YAHIAOUI)

II.5. Conclusion :

A la fin de ce chapitre on constate que les reconnaissances et la structure géologique du site sont très importantes pour entamer une étude de stabilité d'un éboulement. Par la suite nous avons montré quelque technique de confortement qui sont très nombreuse ainsi les différents types de calcul qui nous permettent de calculer et d'analyser la stabilité des talus

CHAPITRE III

III.1. Introduction

La ville de Médéa est située au nord de l'Algérie, dans la région du Tell central. Elle s'étend sur une superficie d'environ 63,5 km². Médéa se caractérise par une morphologie variée, avec un relief composé de deux zones principales : une partie relativement plate et une autre présentant un relief accidenté, marqué par les contreforts de l'Atlas tellien. Cette configuration géographique entraîne l'existence de zones où les risques d'instabilité du terrain peuvent être significatifs, notamment en raison des pentes prononcées et des conditions géologiques locales.

III .2 Historique des glissements dans la Wilaya de Médéa

Le réseau routier de la Wilaya de Médéa a toujours connu des dégâts importants ; suite aux glissements de terrain qui surviennent chaque hiver pluvieux. Les glissements de terrain observés sont liés aux conditions géomorphologiques néfastes et aux eaux (eaux de nappe, eaux de ruissellement). Cependant, les travaux de terrassement et le mode de culture réalisés par l'homme, ont certainement favorisé (voire déclenché) des glissements de terrain sur des versants instables.

Tous les glissements observés présentent un certain nombre de caractères communs, qui sont:

a) Relief

La région de Médéa est caractérisée par un relief très accidenté. La morphologie des versants est mouvementée, caractérisée par des discontinuités de la pente : talus abrupts, replats, parfois contre pentes lorsque dominent les panneaux de grès, loupes de glissements.

b) Contexte hydrologique

Le réseau hydrologique est également caractéristique de la morphologie et de la géologie des versants. En effet, les panneaux gréseux en crête de versants et les thalwegs assurent un drainage naturel des eaux (eaux de nappe, eaux de ruissellement). Les eaux drainées alimentent les cours d'eaux : Oued Chelif, Oued El Mellah, Oued Chiffa et Oued Harbil. La région de Médéa est caractérisée par une pluviométrie variante entre 700 et 800 mm par an, plus de 40% des précipitations sont enregistrées durant la période de Décembre à fin Février. Pendant la saison hivernale (fin Décembre, fin Février), des chutes de neige sont fréquentes sur les reliefs dépassant les 800 m d'altitude.

III.3 présentations du site

la zone affecté par le glissement de terrain est situé dans la localité de Tamezguida sur le chemin de wilaya n°62 (CW62 entre le PK 20+000 et le PK 21+000,)



Figue III.1 : Image satellitaire du site du projet (BET LECACT)

III.4 Reconnaissance du site

III.4.1 conditions sismiques

D'après le règlement parasismique Algérien (RPA 99 Version 2024), la région de Médéa correspondant à la catégorie V avec (A = 0,25g) selon le groupe d'usage. Nous rappelons qu'en absence des sols liquéfiables, la vérification de la stabilité peut être effectuée avec un calcul statique équivalent par application à tous les éléments de sol le coefficient sismique suivant :

$$K_H = 0{,}5\ A\ (\%\ g)$$

Le coefficient (A) est le coefficient d'accélération de zone (Table 5.1 du RPA 99) en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté par le glissement. Pour notre cas, nous avons pris en considération dans nos calculs de stabilité une accélération de :

- Kh = 1.3 A (% g) = 0.325
- Kv = 0.9 Kh = 0.2925

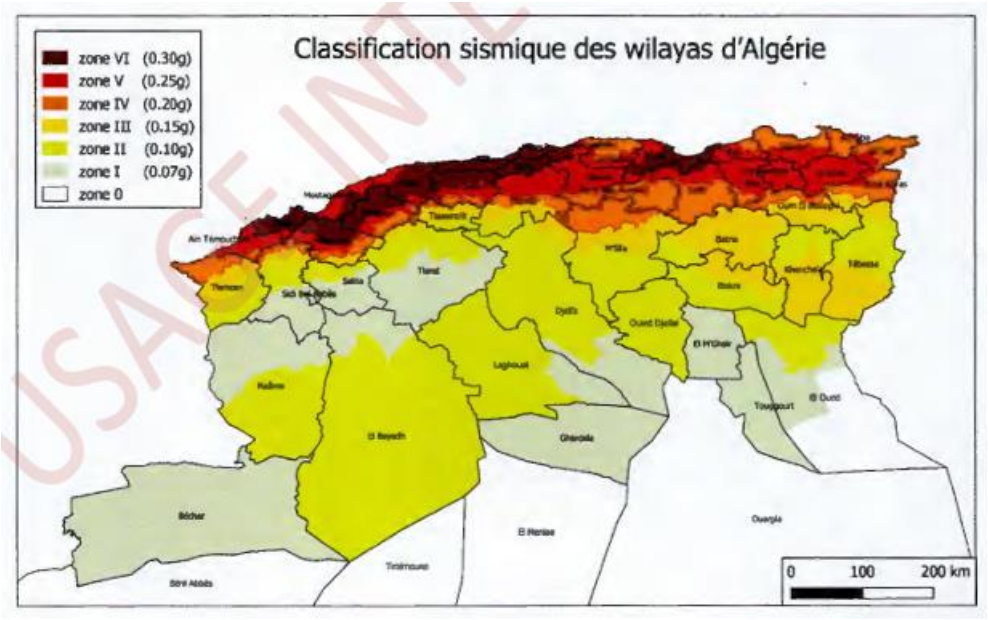


Figure III.2: Zonage sismique de I' Algérie (BET LECACT)

III.5 Reconnaissance géotechnique

A la lumière des interprétations des résultats des essais géophysique, les ingénieurs du Bet LECACT ont décidé de l'implantation d'un sondage carotté qui devrait servir à un calage des résultats des essais géophysiques et aboutir ainsi à une lithologie aussi proche du réel que possible.

III.5.1 Aperçu géographique et topographique

Le mouvement objet de notre étude a survenu au niveau de la CW62 au Nord Est du dit lieu Tamezguida. En matière de topographie, il s'agit d'un talus en pente forte, de sens Nord-Ouest-Sud Est,

III.5.2 Contexte géologique

Pour ce qui est de la géologie, nous avons consulté la carte géologique de Médéa feuille n°86 à l'échelle 1/50 000, cette dernière montre que le secteur d'étude est composé par des formations sédimentaires, principalement de marnes et des calcaires noires.

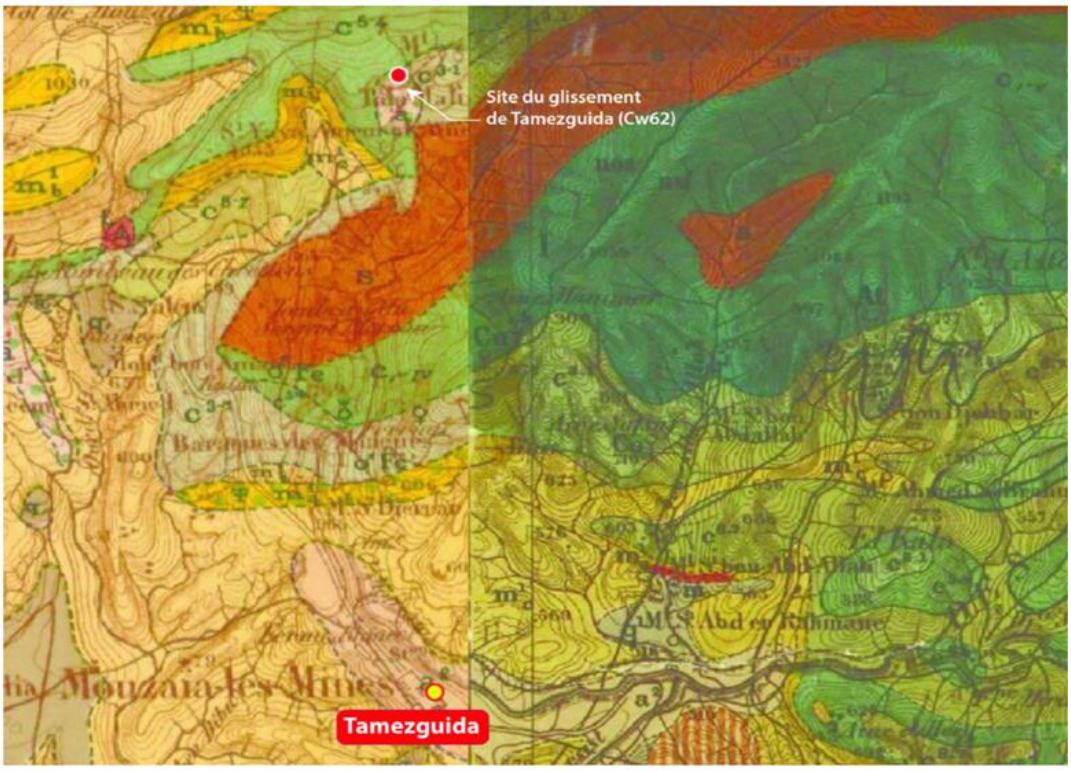


Figure III.3 : Extrait de la carte géologique(BET LECACT)

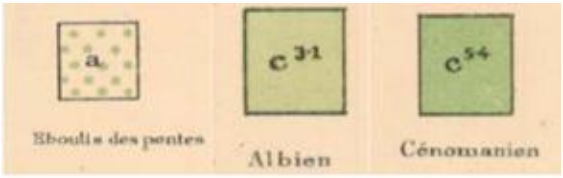


Figure III.4 : Légende de la carte géologique

- C5-4 cénomanien calcaires et marnes en couches bien réglées ; les bancs calcaires parfois puissants donnant lieu à des escarpements remarquables.
- C3-1 albien argiles grises oui noires feuilletées, intercalées de quartzites avec rognons ferrugineux.

III.5.3 Contexte hydrologique et hydrogéologique

Par hydrologie, on entend les écoulements de surface, la topographie du site marquée par une pente de sens Nord est-Sud-ouest favorise le ruissèlement abondant des eaux pluviales.

Par hydrogéologie, on entend les écoulements souterrains, durant l'exécution de sondage aucune venue d'eau n'a été constaté ce qui laisse penser que la nappe est inexistante d'au moins à la profondeur atteinte par les sondages, d'autant plus que la nature des formations constituants le site exile la possibilité de présence de nappe d'eau, cette donnée est confirmée par la carte hydrogéologique de la région. Néanmoins, nous avons procédé à l'installation d'un (01) piézomètre pour déterminer la fluctuation d'une éventuelle nappe. **(BET LECACT)**

Ci-dessous, un extrait de la carte hydrogéologique de la région d'Alger avec sa légende.

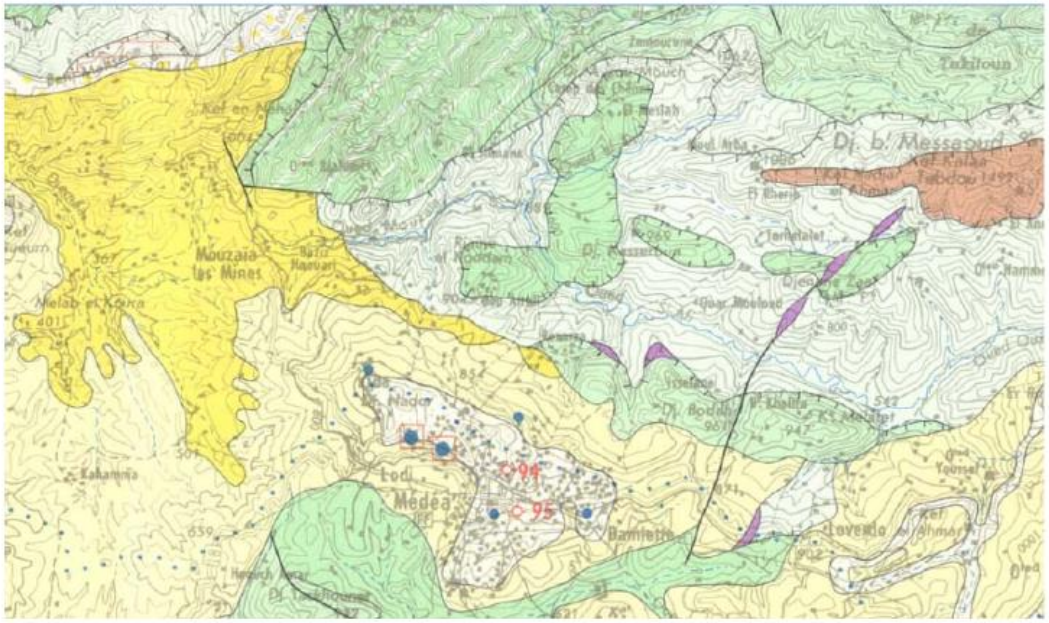
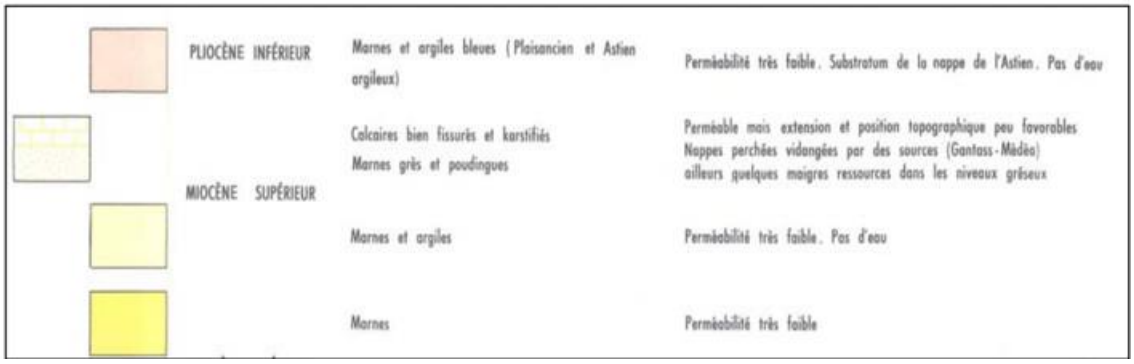


Figure III.5 : Extrait de carte hydrogéologique de la région d'Alger(BET LECACT)



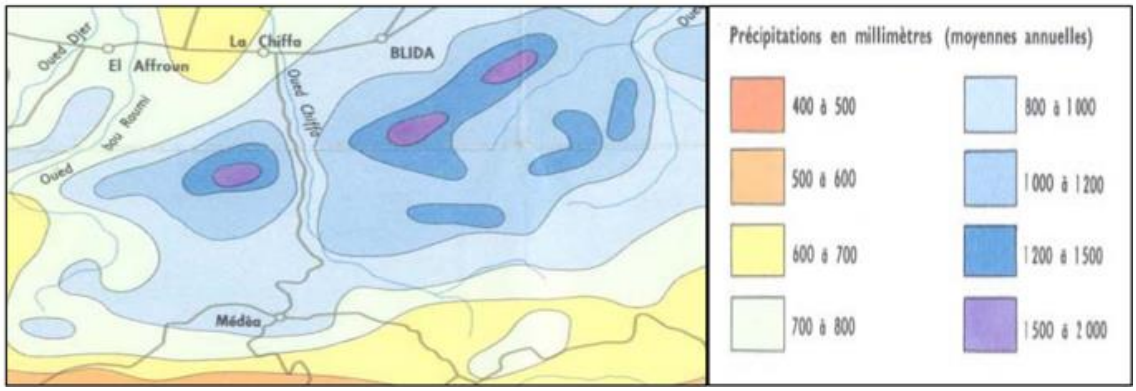


Figure III.6 : Carte pluviométrique de la région (BET LECACT)



Figure III.7 : Equipement du trou de forage pour la mesure du piézomètre

Les relevés piézométriques sont comme suit :

Désignation	Niveau d'eau de l'installation	Après 10 jours	Après 20 jours
Pz 01 →SC01	8.4m		

III.5.4 Objet et déroulement de l'étude

L'objet de la présente étude est de déterminer

- La succession lithologique
- Les caractéristiques géotechniques : physiques et mécaniques

III.5.4.1 Reconnaissance géotechnique in situ

S'agissant d'une étude géotechnique du sol, notre mission s'inscrit dans le cadre de la classification géotechnique des missions au sens de la norme NF 94+500 (DTP medea)

III.5.4.2 Programme de la reconnaissance

Pour la reconnaissance in situ, il a été utilisé une machine sondeuse travaillant en rotation : Tec Abyss 75.



Figure III.8 : Mise en place de la Sondeuse (BET LECACT)

III.5.4.3 Exploitation des données de la reconnaissance in situ

L'exploitation des données de la campagne de reconnaissance porte sur la lithologie des terrains traversés. (DTP medea)

Lithologie

0.0-1.0m : Remblais

1.0-1.5m : marne schisteuse grisâtre, altérée

1.5-5.0m : calcaire bleuâtre a veinule de calcite

5.0-5.4m : marne schisteuse grisâtre

5.4-11.3m : calcaire à veinule de calcite, de couleur bleuâtre avec des traces d'oxydation

11.3-13.5m : marne schisteuse grisâtre



Figure III.9 : Photo de la caisse de sondage (BET LECACT)

III.5.4.4 Synthèse de la lithologie

L'examen du log de sondage nous a permis de déduire la succession lithologique du site, en effet elle s'agit de formations sédimentaires dont nous distinguons des remblais d'environ 1m qui constitue la couche de couverture, sous lesquels se développe une couche en marne schisteuse grisâtre jusqu'à 1.5m de profondeur, surmontant un substrat en calcaire bleuâtre à veinule de calcite qu'intercale avec des passages en marne schisteuse grisâtre entre 5 et 5.4m et 11.3 à 13.5m de profondeur. (DTP medea)

Cette lithologie correspond parfaitement à la description géologique fournit par la carte de Médéa et sa notice explicative, dont la marne et les calcaires rencontrés sont ceux décrits dans ladite carte.

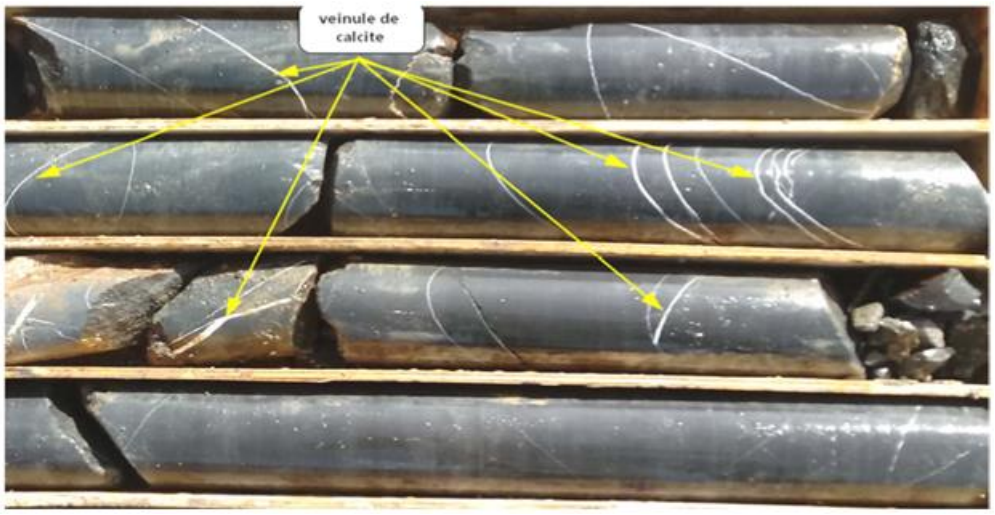


Figure III.10 : Veinules de calcite dans le calcaire bleuté (BET LECACT)

III.5.5 Essais géotechniques en laboratoire

III.5.5.1 Programme des essais

A cause de leurs natures rocheuses, les échantillons de marne et de calcaires prélevés au niveau du sondage réalisé n'ont fait l'objet que de quelques essais de densité et de compression simple.

III.5.5.2 Présentation des résultats

L'ensemble des résultats est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Récapitulatif des résultats d'essais

				Résistance a la compression en MPA	Analyse chimiques	
Sondage	Profondeur	Nature	γ t/m^3		Sulfates en M_g/K_g	Ca Co3 %
SC01	2.0-2.5m	Calcaire	2.8	52	950	93
	5.0-5.3m	Marne	2.36	3	1740	47
	7.5-8.0m	Calcaire	2.81	61	1075	98
	10.5-11m		2.82	58	1180	95

III.5.5.3 Interprétation des résultats

Les essais d'identifications physiques effectué sur les échantillons de calcaire et de marne indurée ont montré qu'elle s'agit d'une roche très dense pour le calcaire avec une densité de l'ordre de 2,8 à 2,82 t/m3, quant à la marne il s'agit d'une roche de moyenne densités : de 2,36 t/m3.

Compte tenu de leurs natures rocheuses, les autres essais d'identifications (plasticité, granulométrie) ne sont réalisables pour ce type de formation.

En matière d'analyse chimiques, les résultats du tableau, nous retenons une teneur en carbonates (Co3Ca), variable de 47 à 93%, et une faible présence de gypse, d'où une agressivité faible.

III.5.5.4 Synthèse sur les caractéristiques physiques

L'ensemble des résultats des essais physiques et mécaniques que nous venons d'interpréter permet de porter les appréciations suivantes : Selon la classification GTR, les formations testées sont classées à R3 pour la marne et R2 pour les calcaires.

III.5.5.5 Résistance à la compression

L'essai de compression uni-axiale ou de compression simple consiste à comprimer un échantillon de roche de forme cylindrique entre deux plateaux parallèles d'une presse rigide.

L'échantillon doit présenter de préférence une élongation (rapport hauteur sur diamètre) de L'essai de compression uni-axiale est réalisé suivant les recommandations de la Société Internationale de Mécanique des Roches (I.S.R.M.).

Pour réaliser cet essai, on a procédé au taillage des échantillons de calcaires extraits lors des sondages carottés conformément à la norme qui décrit le mode opératoire de l'essai (voir photos jointes).

Dans le cas de nos échantillons les résistances enregistrées sont comprises entre 52 et 61 MPa pour le calcaire et autour de 3 MPa pour la marne.

D'après la norme xp94-202 la marne testée est une roche de faible résistance, tandis que les calcaires sont des roches de résistance moyenne à élever.

Tableau III.2 : XP94-202 Classification des sols suivants leur résistance mécanique

Description	Résistance en compression simple R, (MPa)
Résistance très faible	<6
Résistance faible	6a20
Résistance moyenne	20 a 60
Résistance élevée	60 a 200
Résistance très élevée	> 200

RQD:

Un autre paramètre très important pour la classification des massifs rocheux, RQD : ROCK QUALITY DESIGNATION, il est déterminé en mesurant le pourcentage de récupération de morceaux de carotte de forage dont la longueur est supérieure à 100 mm. Les échantillons de forage qui ne sont pas durs ou en bon état ne doivent pas être pris en compte, même s'ils ont 100 mm de longueur.

Il s'agit du principal indicateur de zones rocheuses de mauvaise qualité, la formule qui donne la RQD est la suivante :

RQD = (% éléments de carottes > 10 cm/mètre foré) x 100

A partir des valeurs calculées, on peut définir la qualité du massif rocheux comme suit :

RQD (%)	QUALITE GLOBALE DU MASSIF ROCHEUX (D'après D. Deere)
90 à 100	Excellente
75 à 90	Bonne
50 à 75	Moyenne
25 à 50	Mauvaise
0 a 25	Très mauvaise

Dans le cas du site du notre projet, l'indice RQD s'insère dans la fourchette 40 à 85%, ce qui **caractérise un massif rocheux de mauvaise ; moyenne à bonne qualité.**

Profondeur	RQD
2-5m	40%
6-11m	85%

III.5.5.6 Synthèse sur les caractéristiques mécaniques

A cause de leur nature rocheuse, les formations constituantes le site, n'ont fait l'objet que de quelques essais de résistance a la compression.

Ces essais ont donné des résistances à la compression variables de 3 MPa à 61 MPa. D'après la norme en vigueur, elles s'agissaient de roche de faible, moyenne à forte résistance.

III.5.6 Constats sur site :

Lors de notre intervention, nous avons constaté ce qui suit :

Un mouvement de terrain a survenu en amont de la CW 62 comme le montre la photo ci-dessous. Le talus en amont de la route est en forte pente, (DTP medea)



Figure III.11 : désordre au niveau du cw62(BET LECACT)

Du point de vue lithologie, il est composé par des marnes très altérées et des calcaires bleuâtres En examinant de près le désordre survenu, on constate qu'il y a une chute des blocs en calcaire.



Figure III.12 : désordre au niveau du cw62(BET LECACT)

Compte tenu de ce qui précède, on peut affirmer que nous sommes en présence d'une synergie de facteur qui favorise le mouvement de terrain observé.

En effet, il s'agit d'un talus en forte pente où le ruissèlement demeure abondant, sachant que la région est connue par ses fortes précipitations (800 à 1500milimètre par an).

Une lithologie composée par des calcaires bleuâtres qu'intercalent avec des passages en marnes grisâtres.

Ces bancs de calcaires bleuâtres sont fissurés, leur pente géologique est de sens Nord-ouest/Sud Est voir joint de stratification schématisé dans la photo illustrative suivante.



Cette pente géologique ayant le même sens de la pente topographique du talus favorise le mouvement de terrain observé.



Figure III.13 : désordre au niveau de cw62 (BET LECACT)

III.5.7 Conclusion général

Le présent rapport de l'investigation géotechnique menée au niveau du chemin de wilaya CW62 du PK20+000 au PK21+000 dans la commune de Tamezguida, Wilaya de Médéa, repose sur des observations de surface des différents contextes : topographique, hydrologique et des données issues de l'investigation géotechnique in situ et au laboratoire.

III.6. Etude géophysique :

Dans le cadre de l'étude géotechnique, le Bet LECACT a fait appel au mois d'avril 2019 au Bet ZIGHEMI, spécialisé dans les études géophysiques, pour procéder à une instrumentation géophysique par sismique réfraction dans la zone des éboulements, sur le CW 62 entre les PK 20 et PK 21, reliant Tamezguida à Mouzaia dans la Wilaya de Médéa.

L'étude détaillée avait pour objectif, la détermination de la cinématique des mouvements observés et de la position de la surface de glissement avec pour objectif l'établissement :

1- Des plans avec :

- ✓ La topographie de surface et la mention des zones concernées par les désordres ;
- ✓ Les zones en mouvement et leur extension ;
- ✓ La nature et la distribution des désordres observés et des désordres susceptibles de se produire au futur ;
- ✓ L'indication des différents terrains.

2- De coupes représentatives du site réalisées dans l'axe des mouvements définissant :

- ✓ La stratigraphie ;
- ✓ Les caractéristiques des sols ;
- ✓ La cinématique des mouvements ;
- ✓ La carte du toit du substratum ou de la couche guidant le glissement (couche plastique ou surface de discontinuité).

3- Un tableau récapitulatif des paramètres géotechniques (identification et mécaniques) des différentes couches recoupées par les sondages et les caractéristiques des sols retenues pour la modélisation et l'analyse de stabilité.

4- Les résultats permettront la définition d'un confortement ou le choix d'une solution de stabilisation.

Les objectifs définis à l'intervention sont :

- ✓ Définir la morphologie générale des terrains en présence ;
- ✓ Détermination des vitesses sismiques des ondes de compression Vp ;
- ✓ Déduire l'état de compacité des différentes couches ;
- ✓ Le calcul des épaisseurs des différentes formations en places ;
- ✓ Déterminer les accidents tectoniques : faille, zone de fragilité etc… ;
- ✓ Déterminer les altérations du substratum ;
- ✓ Cartographier et déterminer le toit du substratum.

La campagne géophysique s'est déroulée conformément aux :

- ✓ Prescriptions normalisées : mode opératoire et norme ASTM ;
- ✓ Recommandations et aux spécifications du dispositif remis par " BET LECACT " ;
- ✓ Ajustements des implantations des profils selon la possibilité de déploiement du dispositif et le déroulement de l'acquisition.

Les travaux sur site ont été exécutés entre le 8 et le 9 avril 2019, dans des conditions environnementales favorables.



Figure III.14 : Mise en place du dispositif.

II.6.1. Reconnaissance géophysique

III.6.1.1 Equipment mis en ouvre

Le BET ZEGHM], a mis en œuvre un équipement à haute résolution composé de :

- ✓ Un sismographe ? PASI " modèle 16S-24N ;
- ✓ Câbles sismiques 2x12 traces
- ✓ 24 capteurs verticaux de 10 Hz ;
- ✓ Système d'ébranlement : chute de poids 63.50 kg ;
- ✓ Divers accessoires ;
- ✓ Un ordinateur de chantier.



Figure III.15: Géophone



Figure III.16 : Chute de Poids

III6.2 Statique

Trois (03) profils sismiques ont été réalisés et réparti sur la zone présentant des désordres selon l'implantation prédéfinie.

Les dispositifs sismiques déployés sur une longueur de 75.0 mètres et un pas régulier de 3.0 mètres entre géophones, avec sept points de tirs par profil, à savoir :

- ✓ Un tir direct du premier géophone
- ✓ Un tir au centre entre le 12éme et 13éme géophone
- ✓ Un tir reverse du dernier géophone
- ✓ Des tirs internes entre : G3-G4 ; G6-G7 ; G18-G19 et G21-G22.

III.6.3 Acquisition des données

La campagne de reconnaissance géophysique réalisée en mois d'avril 2019, avec des conditions d'accès assez difficiles au déroulement de l'acquisition des données.

III.6.4 Implantation et topographie

L'implantation des profils sismiques a été réalisée par les services topographiques du " BET LECACT ".

Tableau III.3 : Tableau d'implantation des profils sismique

PSROl				PSR 02				PSR03			
N'' Geophone	Easting	Northing	Altitude	N'' Geophone	Easting	Northing	Altitude	N'' Geophone	Easting	Northing	Altitude
GO1	471834.910	4023662.680	1114.690	GO1	471781.870	4023647.770	1127.660	GO1	471992.120	4023748.650	1128.290
G02	471832.480	4023660.810	1114.490	G02	471779.570	4023645.800	1127.860	G02	471989.540	4023747.210	1128.020
G03	471830.150	4023658.910	1114.290	G03	471777.320	4023643.870	1127.990	G03	471986.950	4023745.790	1127.700
G04	471827.850	4023657.040	1114.050	G04	471775.100	4023641.840	1128.090	G04	471984.310	4023744.370	1127.440
GOS	471825.530	4023655.140	1113.780	GOS	471772.890	4023639.820	1127.950	GOS	471981.740	4023742.850	1127.190
G06	471823.200	4023653.280	1113.510	G06	471771.310	4023638.210	1127.930	G06	471979.070	4023741.440	1126.940
G07	471820.870	4023651.400	1113.330	G07	471768.490	4023635.780	1127.730	G07	471976.490	4023740.000	1126.710
GOS	471818.510	4023649.510	1113.080	GOS	471766.320	4023633.790	1127.650	GOS	471973.910	4023738.530	1126.530
G09	471816.200	4023647.660	1112.830	G09	471764.110	4023631.760	1127.570	G09	471971.270	4023737.070	1126.310

PSR 01				PSR 02				PSR03			
Easting	Northing	Altitude	N'' Geophone	Easting	Northing	Altitude	N° Geophone		Easting	Northing	Altitude
G10	471813.870	4023645.780	1112.610	G10	471761.840	4023629.710	1127.430	G10	471968.710	4023735.600	1126.060
G11	471811.500	4023643.920	1112.370	G11	471759.690	4023627.770	1127.300	G11	471966.080	4023734.180	1125.800
G12	471809.200	4023642.050	1112.130	G12	471757.460	4023625.760	1127.170	G12	471963.440	4023732.710	1125.520
G13	471806.890	4023640.170	1111.910	G13	471755.240	4023623.750	1127.030	G13	471960.810	4023731.270	1125.190
G14	471804.500	4023638.310	1111.690	G14	471753.010	4023621.740	1126.890	G14	471958.240	4023729.880	1124.880
G15	471802.170	4023636.430	1111.470	G15	471750.790	4023619.670	1126.360	G15	471955.630	4023728.390	1124.550
G16	471799.820	4023634.560	1111.260	G16	471748.600	4023617.630	1125.820	G16	471952.930	4023726.980	1124.300
G17	471797.650	4023632.830	1111.060	G17	471746.550	4023615.720	1125.320	G17	471950.340	4023725.470	1124.070
G18	471795.360	4023630.900	1110.850	G18	471744.290	4023613.550	1124.800	G18	471947.770	4023724.140	1123.860
G19	471793.070	4023629.060	1110.680	G19	471742.280	4023611.600	1124.330	G19	471945.130	4023722.490	1123.650
G20	471790.780	4023627.090	1110.490	G20	471740.270	4023609.650	1123.860	G20	471942.500	4023721.070	1123.480
G21	471788.540	4023625.230	1110.370	G21	471738.550	4023608.090	1123.440	G21	471939.920	4023719.530	1123.150
G22	471786.200	4023623.290	1110.200	G22	471736.480	4023606.200	1123.060	G22	471937.380	4023718.070	1122.790
G23	471783.890	4023621.360	1110.030	G23	471734.420	4023604.300	1122.860	G23	471934.800	4023716.480	1122.630
G24	471781.640	4023619.450	1109.890	G24	471732.350	4023602.410	1122.830	G24	471932.250	4023714.980	1122.410

III.6.5 Interprétation des essais de sismique réfraction

La méthode de sismique réfraction, par le calcul des vitesses de propagation des ondes dans les différentes couches de terrains, permet d'obtenir une image précise de l'arrangement structural du sous- sol.

III.6.6 Principe

La méthode consiste a provoqué un choc à la surface du sol, l'onde de déformation ainsi induite se propage dans le milieu, est, soit réfractée ou réfléchie au niveau des interfaces ; un système de capteurs à la surface du sol recueille les impulsions correspondant aux trajets directs et réfractés de l'onde entre le choc et les capteurs.

On mesure ainsi des temps de propagation, qui permettent de calculer des vitesses sismiques des différentes couches en présence et leurs épaisseurs.

Les vitesses sont des paramètres qui caractérisent les propriétés élastiques des terrains et en particulier leur compacité. Plus les vitesses sont faibles, plus les terrains sont meubles et peu consolidés (les vitesses varient entre quelques centaines et plusieurs milliers de m/s).

- ✓ L'objectif de ces essais était de déterminer :
- ✓ L'épaisseur de la colluvion.
- ✓ Les interfaces des couches, le toit du substratum.
- ✓ L'état d'altération et la compacité des terrains.
- ✓ La présence d'accident géologique éventuel.

III.6.7 Application

La sismique réfraction est utilisée pour des faibles profondeurs d'investigation quelques mètres à quelques centaines de mètres) et s'applique tout particulièrement aux problèmes de génie civil.

Cette méthode est adaptée à la recherche d'un toit rocheux sous une couverture meuble, à l'évaluation de la rippabilité des matériaux, à la mise en évidence de zones fissurées dans un massif rocheux, à l'estimation de la vulnérabilité aux séismes des sites et à la classification des sols (selon les DTR).

III.6.8 Interprétation des résultats sismiques d'après les ondes de compression " Vp"

Les enregistrements obtenus ont permis de tracer la dromochronique suivant le pointage des premières arrivées des trains d'ondes pour les ondes P ; les résultats des enregistrements figurent en annexe dans le présent document, ainsi que les hodochrones.

a. PROFIL SISMIQUE PS-01

Tableau III.4 : récapitulatif des résultats du profil PS-01

Numero base	Tir	Vp1 (m/s)	Vp2 (m/s)	Vp3 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)
Profil PS-01 Vp	TN 3.0 m	770	1660	3000	5.44-5.64	14.4-16.15
	Tl R (G3-G4)	670	I	I	I	I
	Tl N (G3-G4)	920	1500	3000	4.77	13.8-14.13
	Tl R (G6-G7)	820	I	I		I
	Tl N (G6-G7)	880	1500	3040	5.43-6.12	11.1-11.77
	TC (G12-G13)	890	1730	I	7.00-7.50	I
	TC (G12-G13)	670	1500	I	3.55-4.17	I
	Tl R (G18-G19)	530	1640	2270	3.86-3.92	4.65-7.36
	Tl N (G18-G19)	840	I	I		I
	Tl R (G21-G22)	750	1500	2000	2.60-3.89	6.30-8.06
	Tl N (G21-G22)	750	I	I	I	I
	TR 3.0m	880	1550	2100	3.20-3.54	8.00-10.86

Les résultats obtenus par le profil PS-01 révèlent la présence de trois marqueurs :

- Le recouvrement très altéré, composé de colluvions de puissance variable : entre 2.60 et 7.50 mètres, les vitesses des ondes de compression enregistrées sont très lentes et oscillent entre 530 à 920 m/s,

- Le second marqueur correspondant probablement aux blocs calcaires fissurés diaclases, présente des célérités relativement élevées, les vitesses mesurées sont de l'ordre de : Vp = 1500 - 1730 m\s, avec des épaisseurs très variables entre 4.70 et 16.10 mètres ;

- Le dernier marqueur, recoupé entre les profondeurs 10.0 et 20.8 mètres, correspond au substratum schisteux, les vitesses des ondes de compression enregistrées deviennent assez rapides de l'ordre de 2100 — 3000 m\s.



Figure III.17 : Mise en place du 1* profil sismique

b. PROFIL SISMIQUE PS-02

Tableau III.5 : récapitulatif des résultats du profil PS-02

Numéro base	Tir	Vp1 (m/s)	Vp2 (m/s)	Vp3 (m/s)	Vp4 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)	H3 (m)
Profil PS-02 Vp	TN 3.0 m	I	1250	1600	2450	I	6.37	10.48
	Tl R (G3-G4)	I	1070	I	I	I	I	I
	Tl N (G3-G4)	I	1150	1630	2400	I	5.80	10.0
	Tl R (G6-G7)	220	1290	I	I	0.62	I	I
	Tl N (G6-G7)	250	980	1400	2250	0.65	2.13	9.70
	TC (G12-G13)	I	1000	1400	I		5.18	I
	TC (G12-G13)	I	1050	1530	I		4.46	I
	Tl R (G18-G19)	420	1000	1480	2340	0.60	3.63	5.55
	Tl N (G18-G19)	I	1010	I	I		I	I
	Tl R (G21-G22)	750	1150	1440	2540	1.23	4.95	9.76
	Tl N (G21-G22)	780	I	I	I		I	I
	TR 3.0 m	640	1210	1700	2700	1.62	6.46	11.51

Ce profil a été réalisé sur une banquette aménagée à flanc de pente, l'interprétation des dromochroniques révèle :

- Des dépôts superficiel de vitesses lentes : 220 m/s <Vp< 780 m/s, et une épaisseur variante entre 0.60 à 1.60 m ;

- Des terrains intermédiaires, composés de deux couches, l'une de vitesse 980 à 1290 m/s et de puissance 4.0 à 6.50 mètres et l'autre de vitesse 1400-1630 m/s avec une puissance variable entre 5.50 à 11.50 mètres, composée par un colluvion et éboulis ;

- En profondeur, les vitesses sismiques deviennent relativement élevées : entre 2250 et 2700 m/s, peuvent correspondre aux schistes plus ou moins sains ; ce substratum a été recoupé entres les profondeurs 10 et 18 mètres environ et semble se prolonger sur une grande épaisseur.



Figure III.18 : Mise en place du 2°™ profil sismique

c. PROFIL SISMIQUE PS-03

Tableau III.6 : récapitulatif des résultats du profil PS-03

Numéro base	Tir	Vp1 (m/s)	Vp2 (m/s)	Vp3 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)
Profil PS-03 Vp	TN 3.0 m	590	1050	2400	6.35-7.13	16.5-17.09
	Tl R (G3-G4)	640	I	I	I	I
	Tl N (G3-G4)	590	1000	2370	5.71-6.57	14.0-16.88
	Tl R (G6-G7)	560	I	I	I	I
	Tl N (G6-G7)	480	1030	2300	4.74-5.88	11.1-14.56
	TC (G12-G13)	350	1000	I	3.82-4.16	I
	TC (G12-G13)	460	1200	I	7.51-7.47	I
	Tl R (G18-G19)	510	1050	2250	4.85-5.10	10.0-12.12
	TI N (G18-G19)	690	I	I	I	I
	TI R (G21-G22)	540	1000	2250	6.96-7.37	10.7-11.57
	Tl N (G21-G22)	740	I	I	I	I
	TR 3.0 m	570	900	2220	6.39-7.17	12.5-14.73

Le profil PS-03 montre :

- ✓ Un recouvrement se caractérisant par de faibles vitesses sismiques : 350 m/s <Vp< 740 m/s sur une épaisseur variante entre 4.0 et 7.50 mètres ;
- ✓ La couche sous-jacente très altérée et de puissance variable entre 11.0 et 17.0 mètres ; apparait le long du profil avec une vitesse moyenne de l'ordre de : Vp = 1000 m/s ;

- ✓ En profondeur, dans le substratum schisteux dont le toit a été localisé entre 17.0 à 24.0 mètres de profondeur, les vitesses deviennent rapides : 2250-2400 m/s.

III.6.9 Synthèse

Les investigations géophysiques, réalisées sur la zone des éboulements observés au CW62 entre Tamezguida - Mouzaia qui s'est développée particulièrement entre les PK 20 et PK21, entrent dans le cadre de l'étude géotechnique.

La reconnaissance géophysique par profils de sismique réfraction réalisée dans les endroits indiqués a permis de :

- ✓ Mesurer les vitesses sismiques des ondes de compression Vp;
- ✓ Déterminer les interfaces des couches ainsi que le toit du substratum ; De définir la morphologie générale des terrains en présence ;
- ✓ D'interpréter les anomalies ou discontinuités dans les hodochrones en terme structural (surface de rupture, les zones de fragilité... et autres accidents structuraux) ;

Les coupes géo-sismiques, les enregistrements, les hodochrones et l'interprétation des résultats obtenus sont reportés sur des graphiques en annexe dans le présent document.

La synthèse d'ensemble de la campagne géophysique peut être présentée ainsi :

- ✓ En surface dans les terrains de recouvrement, les remblais des anciens terrassements, les dépôts de pente ; les vitesses sismiques relatives aux ondes de compression ‘’P‘” sont lentes, atteignant une valeur maximale de 900 m/s ; sur une puissance maximale de 7.50 mètres ;
- ✓ Les altérations, mises en évidence, sur toutes les lignes sismiques, avec également des faibles vitesses, avec des vitesses Vp variant entre 900 m/s et 1700 m/s; présentent une grande épaisseur de 17.0 mètres environ ;
- ✓ le substratum sain, composé de schistes assez compacts, différenciés par des vitesses rapides de l'ordre de 2200 m/s — 3050 m/s. Ce faciès à été recoupé à une profondeur maximale de 24.0 mètres.

III.7 Conclusions et recommandations :

Les résultats des essais de sismique réfraction ont permis de :

1. Mettre en évidence que la distribution des désordres observés en surface et en liaison directe avec les caractéristiques dynamiques ;
2. Définir les limites et les interfaces des couches ;
3. Cartographier et déterminer le toit du substratum.

Il est très probable que les vibrations engendrées par les tirs de mines d'exploitation de la carrière en contrebas aient provoqué les éboulements des blocs et dièdres en état d'équilibre limite.

Les degrés de nuisance à l'environnement (bruits, vibrations, projections...), dues aux tirs de mines sont fonction des seuils de vibrations induits par les travaux de minage avoisinants, selon l'importance de l'amplitude, on peut assister à des gênes pouvant être mineurs ou allant jusqu'à la provocation de dégâts considérables.

Ce sont les raisons pour lesquelles, il est important lors des travaux de minage, mesurer la vitesse de vibration afin de s'assurer que ses valeurs ne dépassent pas les seuils admissibles pour l'environnement (talus en équilibre instable, glissement…), les structures avoisinantes (habitations, pylônes, ouvrages d'art, …).

Ces vibrations peuvent être instrumentées, les normes DIN 4150, U.S Bureau of mines, GFEE...donnent, les limites des vitesses de vibration admissible en fonction de la fréquence et de l'environnement à protéger.

CHAPITRE IV

IV.1 Introduction :

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

Dans le processus de stabilisation des pentes rocheuses, l'importance d'outils d'évaluation fiables pour déterminer le coefficient de sécurité face aux glissements de terrain est essentielle. Bien que les logiciels **PLAXIS** (fonctionnant sur la méthode des éléments finis FEM) et **TALREN** (utilisant la méthode d'équilibre limite LEM) ne soient pas spécifiquement destinés à examiner les éboulements, cette recherche a pour but d'explorer leur capacité à mesurer le coefficient de sécurité dans ces situations délicates.

IV.2 Présentation du logiciel de calcul (TALREN 4 v2.0.4) :

Talren4 est un outil d'analyse de stabilité des ouvrages géotechniques avec ou sans renforcement. Il permet de vérifier la stabilité de talus naturels, remblai, barrages et digues, avec prise en compte de différents types de renforcement : tirants précontraints, clous, pieux et micropieux, géotextiles, géogrilles, terre armé et bandes de renforcement.

Les principaux types de données que ce logiciel puisse prendre en compte sont :

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

Perturbations, méthode de calcul à la rupture).

- Données obligatoires : γ, φ, c, Δ_c.

Quatre méthodes de calcul sont disponibles dans Talren4 :

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

IV.3. Exécution de Calcul par Talren 4

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

1. Vérification de la stabilité du profil le plus critique favorisant le glissement à l'état initial.

2.Vérification de la phase transitoire pendant l'exécution des travaux de terrassement.

3. Vérification de la stabilité du profil après l'intégration de la solution de confortement proposée (boulons d'ancrage (clous) et paroi clouée en béton projeté).

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

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

IV.4.1. Données géotechniques :

La zone affectée par le glissement de terrain est située dans la localité de Tamezguida sur le chemin de wilaya n°62 (CW62 entre le PK 20+000 et le PK 21+000,

Les couches de sols existants et leurs propriétés physiques et mécaniques dans le cas de glissement :

Tableau IV.1 : Les données géométrie

NOM	γ (kN/m3)	φ(°)	C(KPa)
Calcaire	27.46	35	10
Marne	23.14	18.5	15
Remblai	20	30	5

❖ Données de renforcement :

Les tirants d'ancrages :

- La longueur : 3 m
- Inclinaison : 15 degrés
- Diamètre des barres : 0.025 m
- Qs= 1400 kpa (essai de convenance voir annexe)
- Tmax=1556 KN (essai de convenance voir annexe)

Béton projetée :

- Dosage du béton : 350 KG/m^3 de ciment CPA325
- Masse volumique : 2500 KG/m^3
- F_{c28} = 25 MPA
- EA= 1.930 E+06 KN/m
- EI=576 KN.m^2/m
- D=0.06 m

Ces valeurs proviennent de **(rapport géotechnique DTP MEDEA)**

IV.5.1 Géométrie du Talus :

Le profil à analyser est représenté sur la figure ci-dessous :

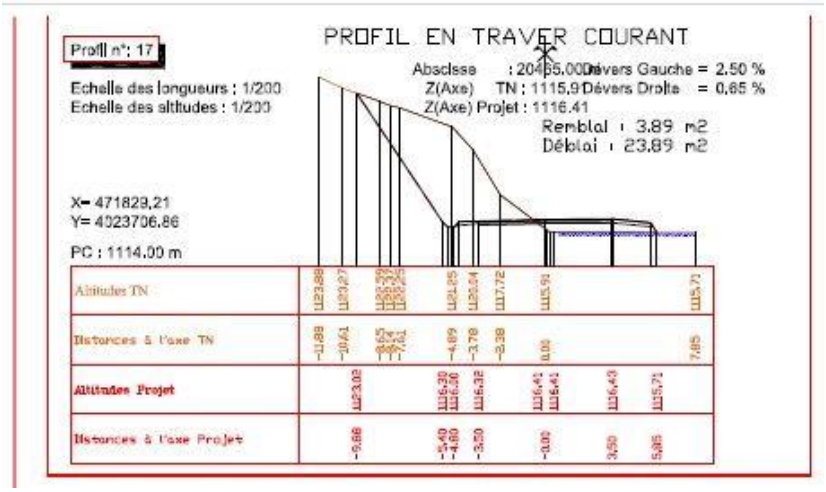


Figure IV. 1 : Profil terrain naturel et projet

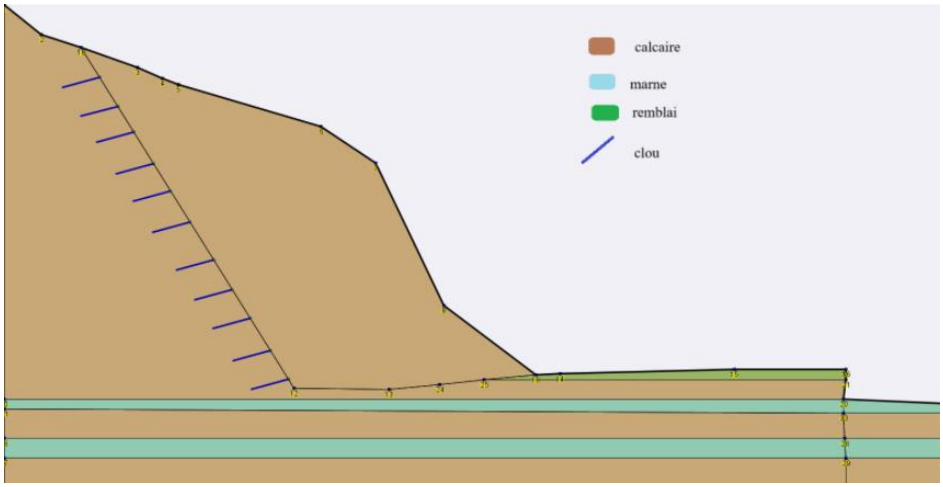


Figure IV.2 : schéma de calcul

Description générale du projet :

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

- Numéro d'affaire, Titre du calcul, Lieu et commentaires (facultatifs).
- Xmin, Xmax et Ymax : limites en X pour la définition du modèle, et cote maximale du modèle (ces valeurs sont obligatoires elles correspondent aux abscisses minimale et maximale du modèle)
- Système d'unités et poids volumique de l'eau.
- Méthode de calcul par défaut et pondérations par défaut

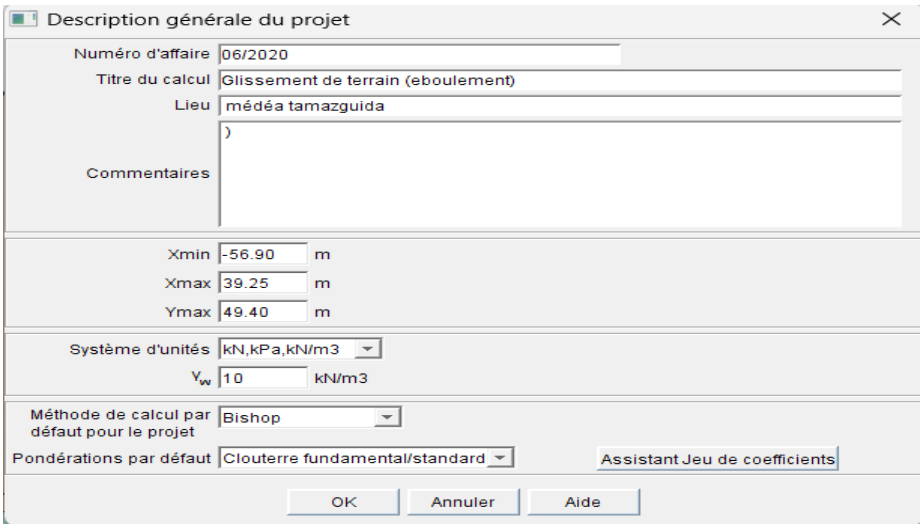


Figure IV.3 : Description générale du projet.

Présentation des résultats de calcul :

- **Calcul avec la méthode de Bishop :**

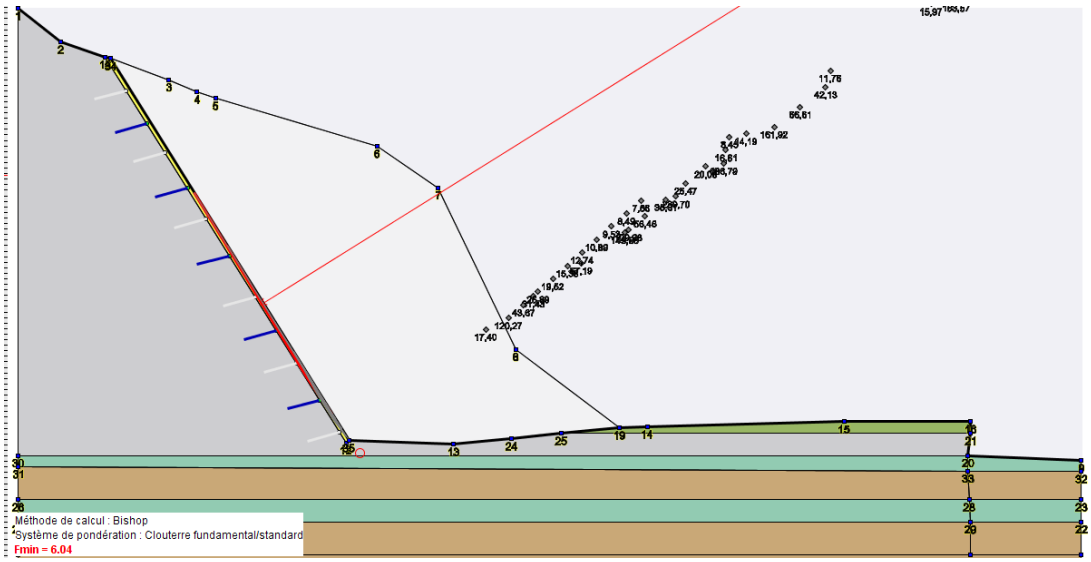


Figure IV.4 : Le résultat Avec la méthode de Bishop.

- **Calcul avec la méthode de Fellenius :**

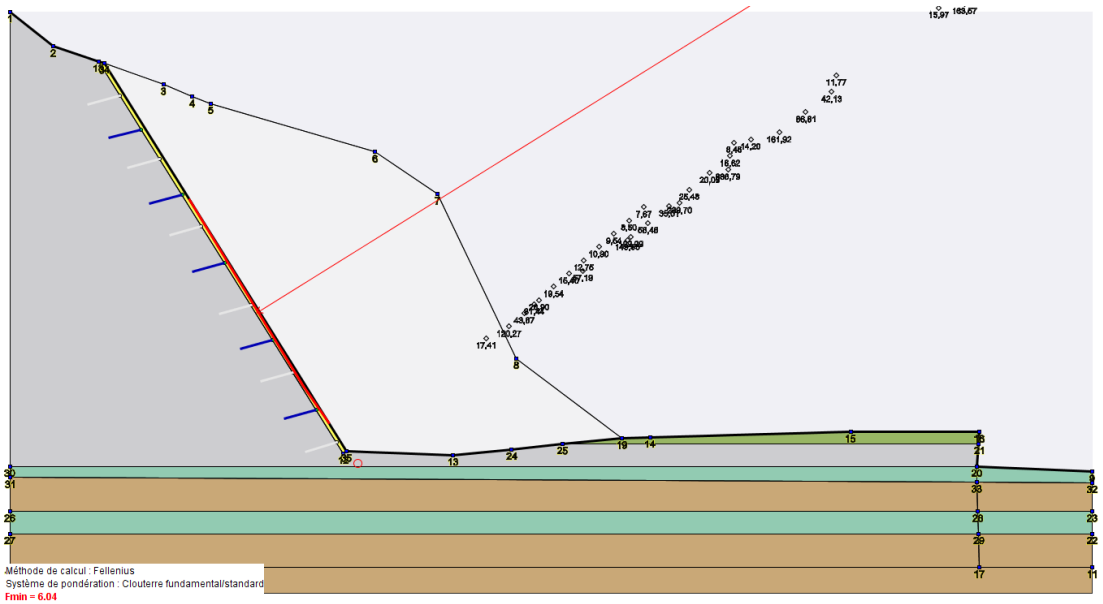


Figure IV.5 : Le résultat Avec la méthode de Fellenius.

Interprétation des résultats des calculs :

Les résultats de calcul sont très satisfaisants et montrent une stabilité du talus, du fait que les coefficients de sécurités calculés après la mise en place des clou et béton projeté anti éboulement, atteint des valeurs peu raisonnables et devient plus stable tel que ; $\boldsymbol{Fb}$ **= 6.04 et** $\boldsymbol{Ff}$ **= 6.04**

PARTIE PLAXIS

IV.7 Présentation du code de calcul Plaxis

Le logiciel Plaxis V8 est un programme de calcul basé sur la méthode des éléments finis spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour les différents types d'applications géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-viscoplastiques. L'algorithme général du code Plaxis consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les champs de déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ de contraintes et les états de rupture du sol.

Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

L'interface d'utilisation du programme Plaxis V8 se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves). Plaxis version 8 peut être utilisé pour réaliser des analyses par les éléments finis en deux ou trois dimensions.

Les modèles d'éléments finis en deux dimensions « 2D » peuvent être soit aux déformations planes (Plane strain), soit axisymétriques en trois dimensions « 3D » (Axisymétric).

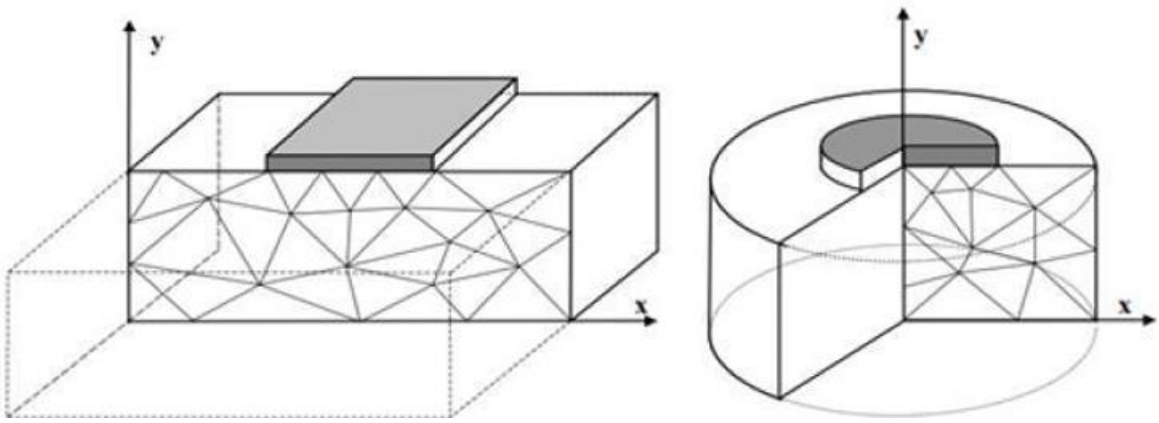


Figure IV.6 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique. (Monsieur J. Brinkgreve,2003)

IV.10 Paramètres de la modélisation

Le modèle Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et μ (paramètres d'élasticité), les deux autres sont c et φ. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité (**L. GUEFAIFIA ,2020)**

IV.10.1 Etapes de modélisation

PLAXIS utilise une interface composée de quatre sous-programme (input, calculations, output et curves) permettant à l'utilisateur de modéliser un problème géotechnique.

- Le programme d'entrée de donnée input : l'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données input.
- Le programme calculation : permet de définir les différentes phases de calcul du model.
- Le programme output : nous permet de visualiser les résultats sous différentes formes (Déformation de maillage).
- Le programme curves : nous permet d'avoir les interfaces courbes.

• Type de comportement des matériaux :

En principe dans PLAXIS tous les paramètres de modélisations sont en espérés entre les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraint est la déformation pour les quelle solide, une caractéristique importante des sols et présence d'eau interstitielle ; les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol :

- Comportement drainé : c'est le cas des sols secoué avec une forte imperméabilité.
- Comportement non drainé : c'est le cas des sols fins qui ont une faible perméabilité.
- Comportement non poreux : applicable à la modélisation des bétons et des roches.

Modélisation du talus

Pour tracer la géométrie du talus on a besoin d'introduire les paramètres obtenus dans les essais au laboratoire et les essais in-situ.

La définition de la géométrie du modèle, des matériaux et des types de chargement se font dans le sous-programme 'Input'.

Le sous-programme 'calculations' permet de définir les différentes phases de calcul du modèle. La visualisation des résultats et donné par le sous-programme 'output' qui nous les donne sous

différentes formes (maillage déformé, une carte de iso-valeurs etc..). Le sous-programme 'curves' permet d'avoir les courbes de déformations d'un point choisis.

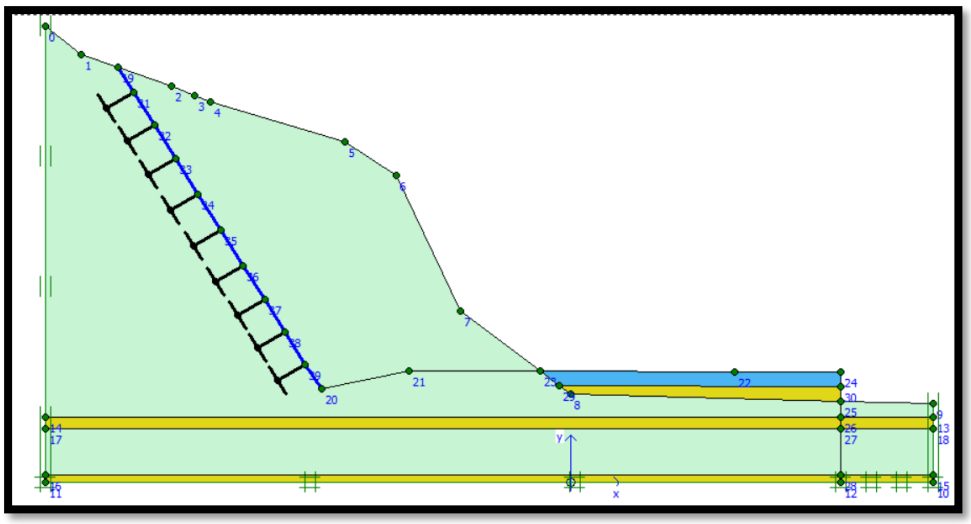


Figure IV.7 : Modalisation du talus a l'état actuel (avant le traitement) sur plaxis2d.

Avant de définir les couches, on doit appliquer les conditions aux limites, le plaxis2d va bloquer le modèle dans les lignes verticaux au sens horizontal et en bas, il va bloquer en vertical et en horizontal pour laisser la liberté de cette géométrie bouge tranquillement.

Le modèle de comportement utilisé dans les calculs est un modèle élasto-plastique, on utilise Mohr-coulomb parce qu'il donne des bons résultats et des estimations proches à la réalité avec les roches, les sols…etc.

Les caractéristiques physiques et mécaniques ont été estimées à partir des résultats des essais au laboratoire et des essais in-situ. Le tableau suivant représente les différentes caractéristiques de ce profil :

Tableau IV.2 : *Caractéristiques physico-mécanique de glissement*

Mohr-coulomb		Remblais	Calcaire	Marne
Paramètre	Unités			
γ	KN/M^3	20	27.460	23.140
E_{ref}	KN/M2	5.000^{E}+04	2.000^{E}+07	2.000^{E}+05
ν		0.35	0.250	0.330
C	KN/M2	5	10	15
φ	[°]	30	35	18.5

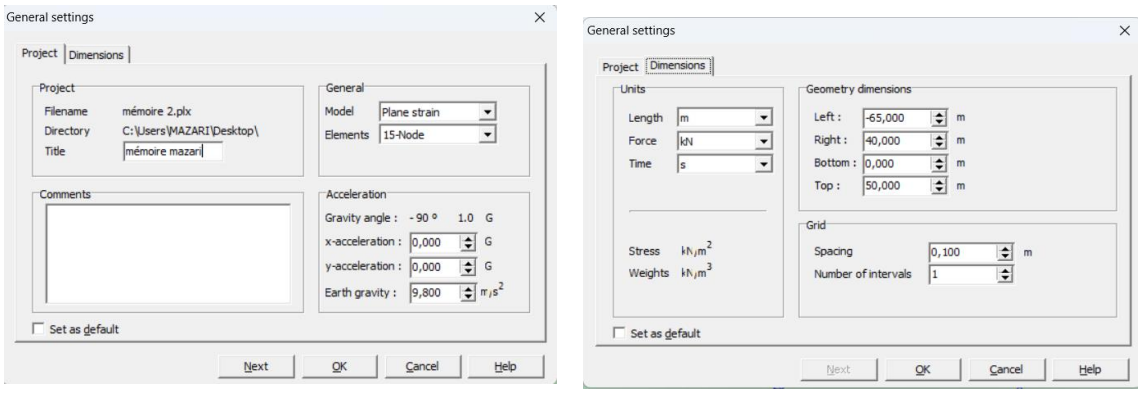


Figure IV.8 : Première fenêtre de réglage générale.

Les données de renforcement :

- **Tige d'ancrage :**

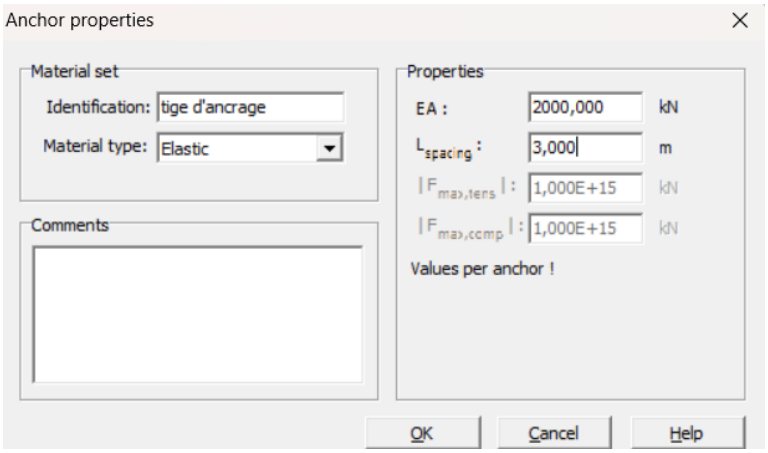


Figure IV.9 : Données de tige d'ancrage

Béton projeté :

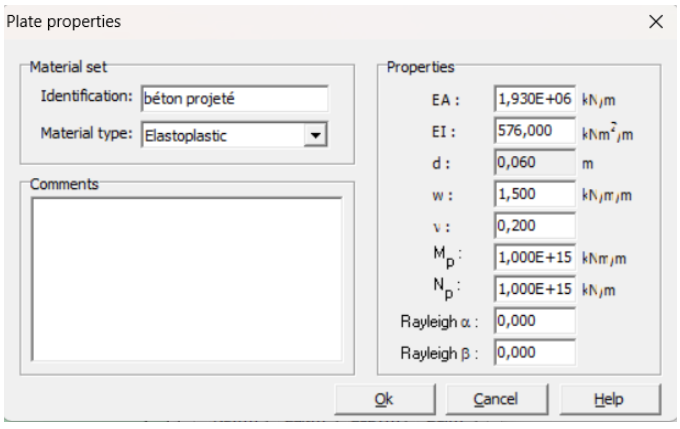


Figure IV.10 : donnée de béton projeté

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

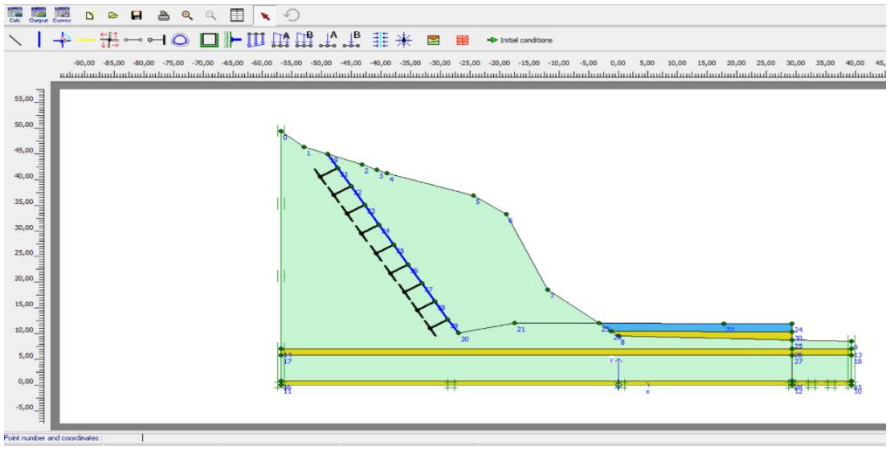


Figure IV.11 : représentation de profile.

L'étape suivante est la définition de chaque couche de sol par l'utile Materials sets. On peut choisir le type sur une bibliothèque présente sur logiciel qu'on peut modifier les caractéristiques. Ces caractéristiques sont les suivant montres dans la figure suivante :

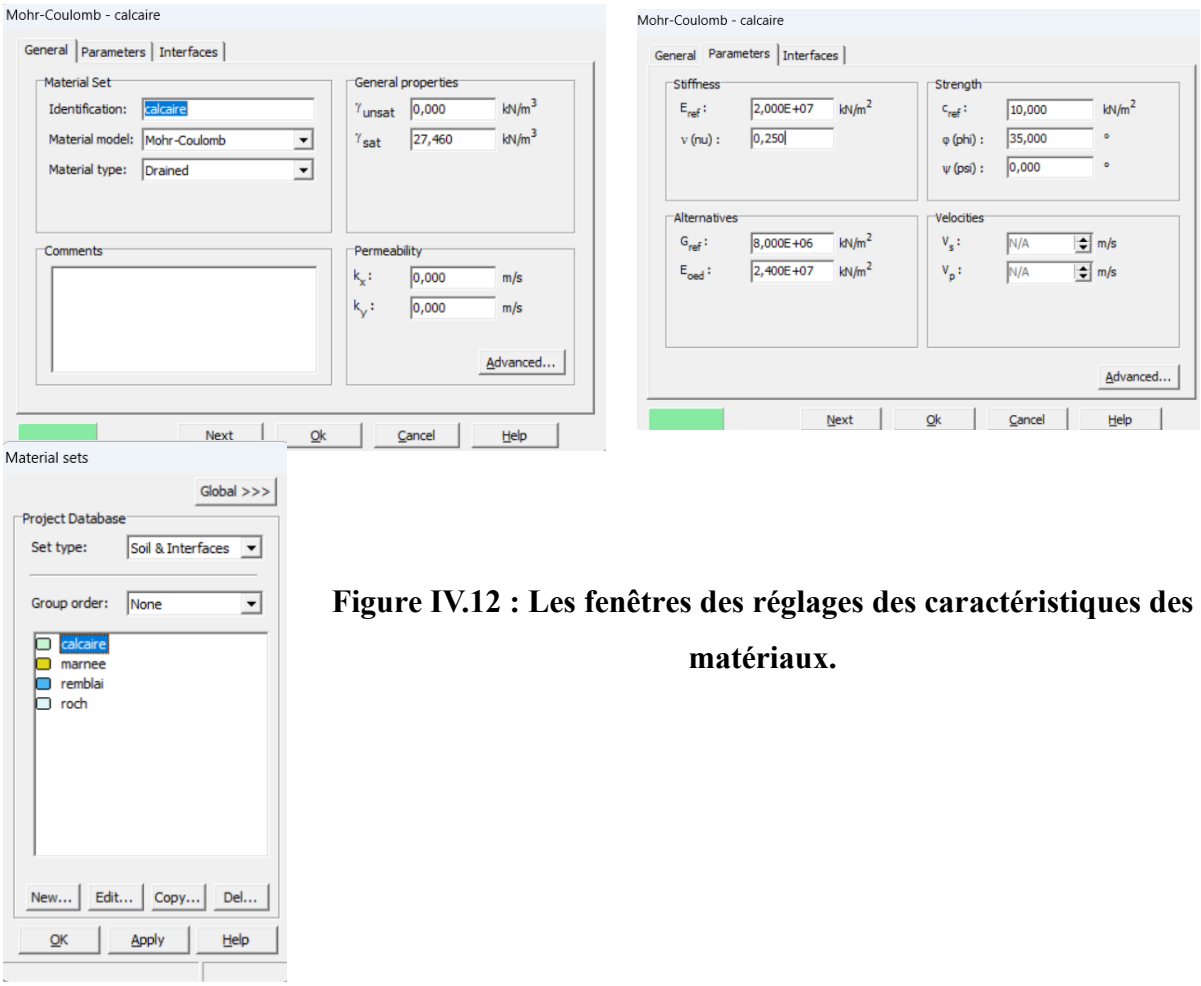


Figure IV.12 : Les fenêtres des réglages des caractéristiques des matériaux.

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

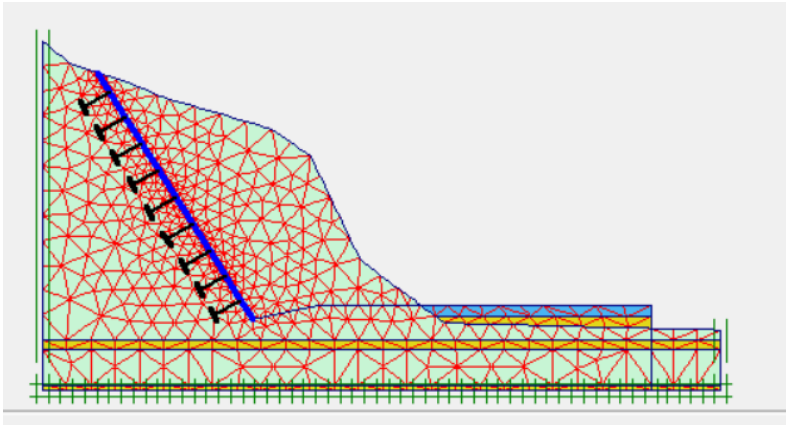


Figure IV.13 : Le maillage de profile

Le maillage est satisfaisant, on clique sur « update » pout l'effectué. Et avec sa en passe aux conditions initiales pour déterminer la nappe d'eau et générer la pression d'eau (dans notre cas il n'ya pas nappe d'eau)

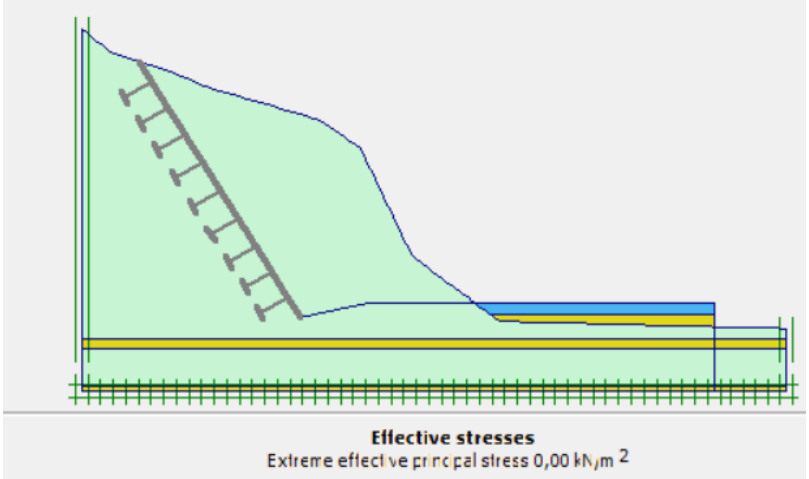


Figure IV.14 : détermination des contraintes effectives

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

- La phase 1 initiale le profile et sous l'influence de son poids seulement.
- La phase 2 terrassement de talus (déblai) de 23.89m^2 et d'introduire le béton projeté et fixée les clous.
- La phase 3 pour le but de calculer le facteur de sécurité.

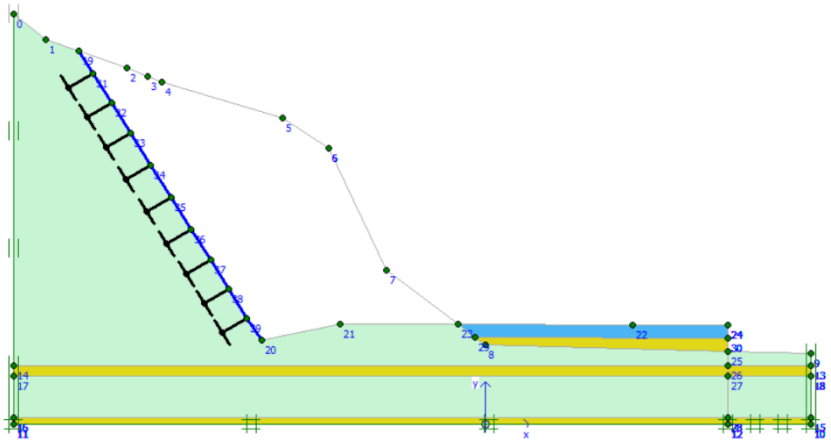


Figure IV.15 : La géométrie du béton et clou de la phase 1

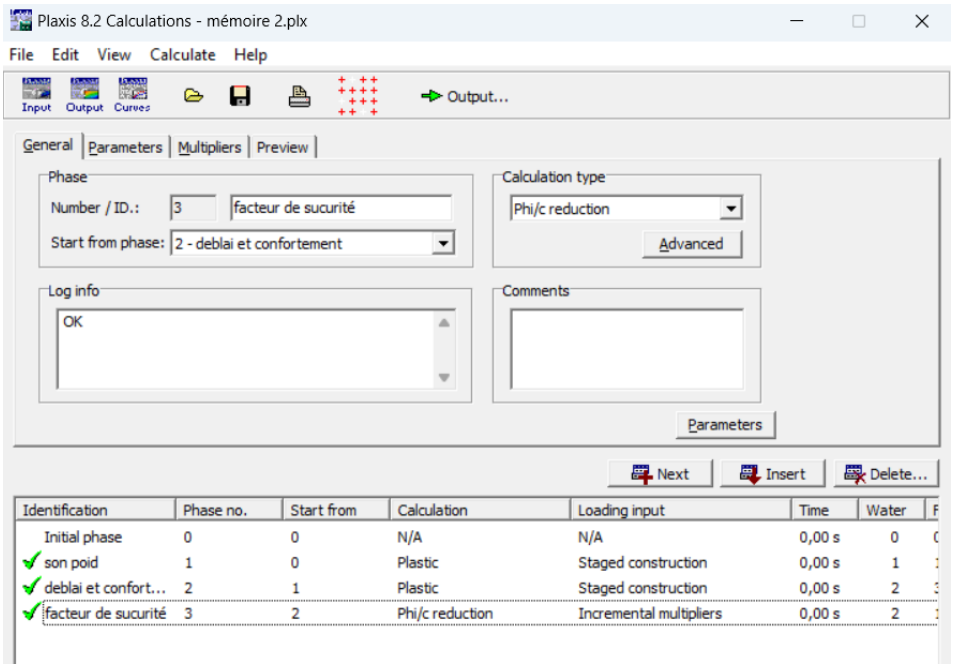


Figure IV.16 : fin de calcul

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

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

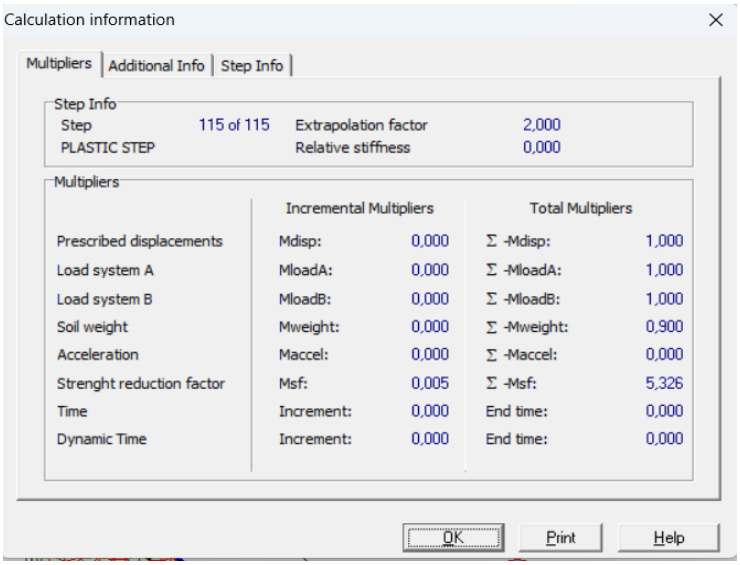


Figure IV.17 : fenêtre d'output pour facteur de sécurité final.

Pour les résultats obtenus :

Dans un premier essai, nous avons proposé une longueur de tige d'ancrage de 1,5 mètre, avec un espacement de 4 mètres entre chaque ancrage. Les résultats obtenus ont montré un facteur de sécurité instable ≤1.5.

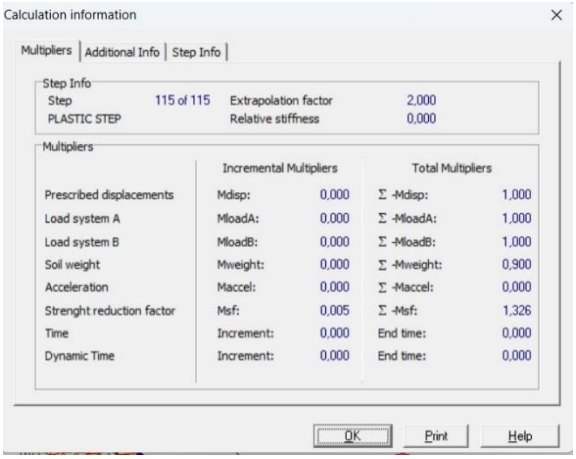


Figure IV.18 : fenêtre d'output pour facteur de sécurité pour 1er essais

Ainsi, il a été décidé d'augmenter la longueur des tiges à 3 mètres et de réduire l'espacement à 2 mètres, ce qui a permis d'atteindre un facteur de sécurité stable ≥1.5, conforme aux exigences du projet.

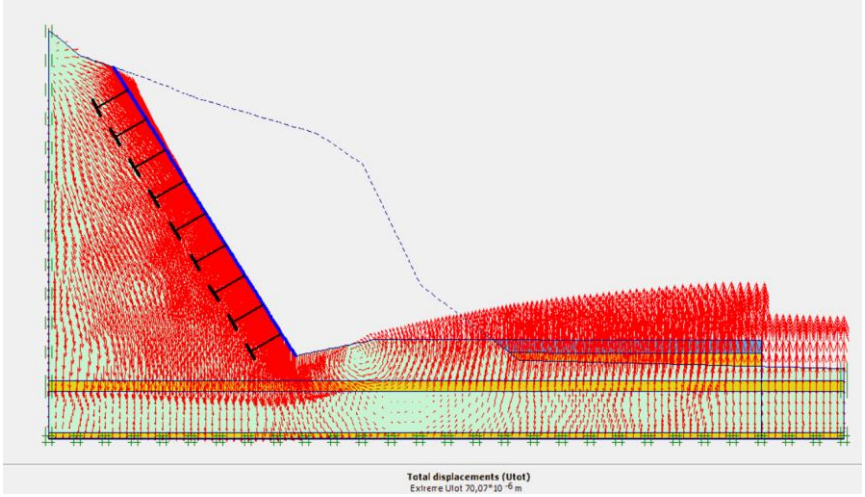


Figure IV.19 : fenêtre d'output de déplacement.

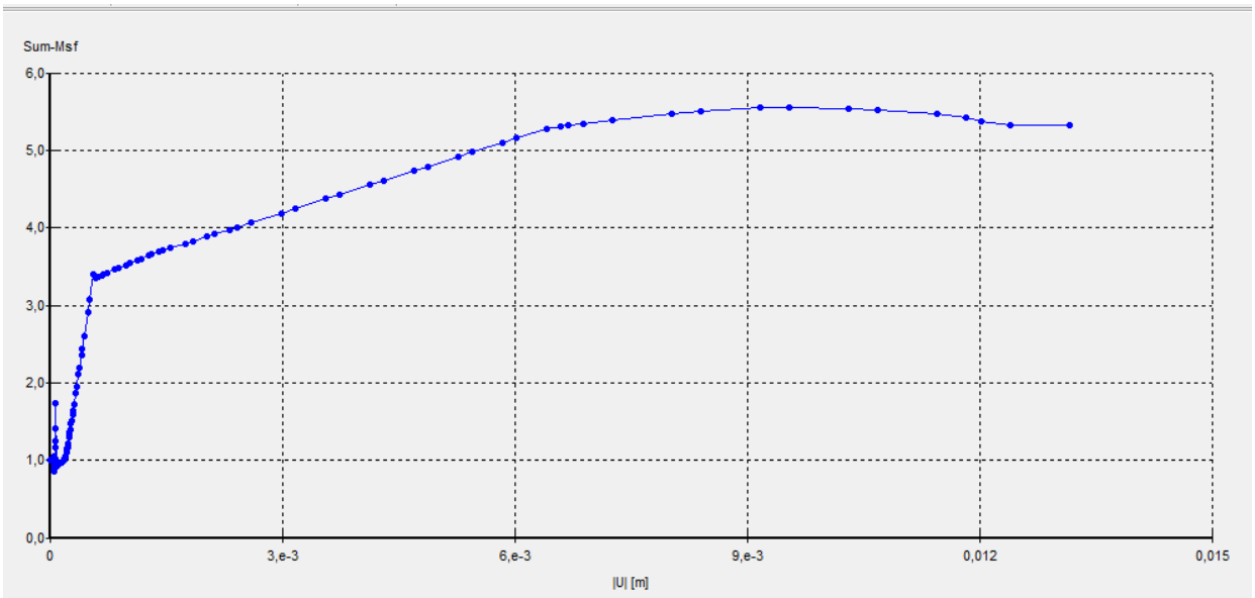


Figure IV.20 : Evolution du coefficient de sécurité donnée par plaxis 2D

Conclusion

L'utilisation combinée de PLAXIS et TALREN 4 a donné des résultats très satisfaisants dans l'analyse des éboulements rocheux à Tamezguida :

Performances remarquables de TALREN 4 :

Coefficient de sécurité très stable pour **FELLENIUS** et **BISHOP (F=6.04)**

Grâce à :

- Les données fournies par le DTP Médéa
- L'efficacité de la méthode d'équilibre limite (LEM)

Amélioration progressive avec PLAXIS :

Après optimisation des paramètres :

- Augmentation de la longueur des clous à 3m
- Diminution de l’espacement à 2m
- Le coefficient de sécurité a évolué à partir de valeurs instables (≤ 1.5) à ≥ 1.5

Les deux logiciels ont dépassé les attentes malgré leur non-spécialisation

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Les éboulements rocheux représentent un danger majeur dans les zones montagneuses. À Tamezguida, ces phénomènes menacent la sécurité routière et les infrastructures. Notre étude visait à trouver des solutions stables et durables pour ce site particulier.

Cette étude approfondie des éboulements rocheux à Tamezguida (CW62, PK20+000 à PK21+000) a permis d'établir les conclusions suivantes :

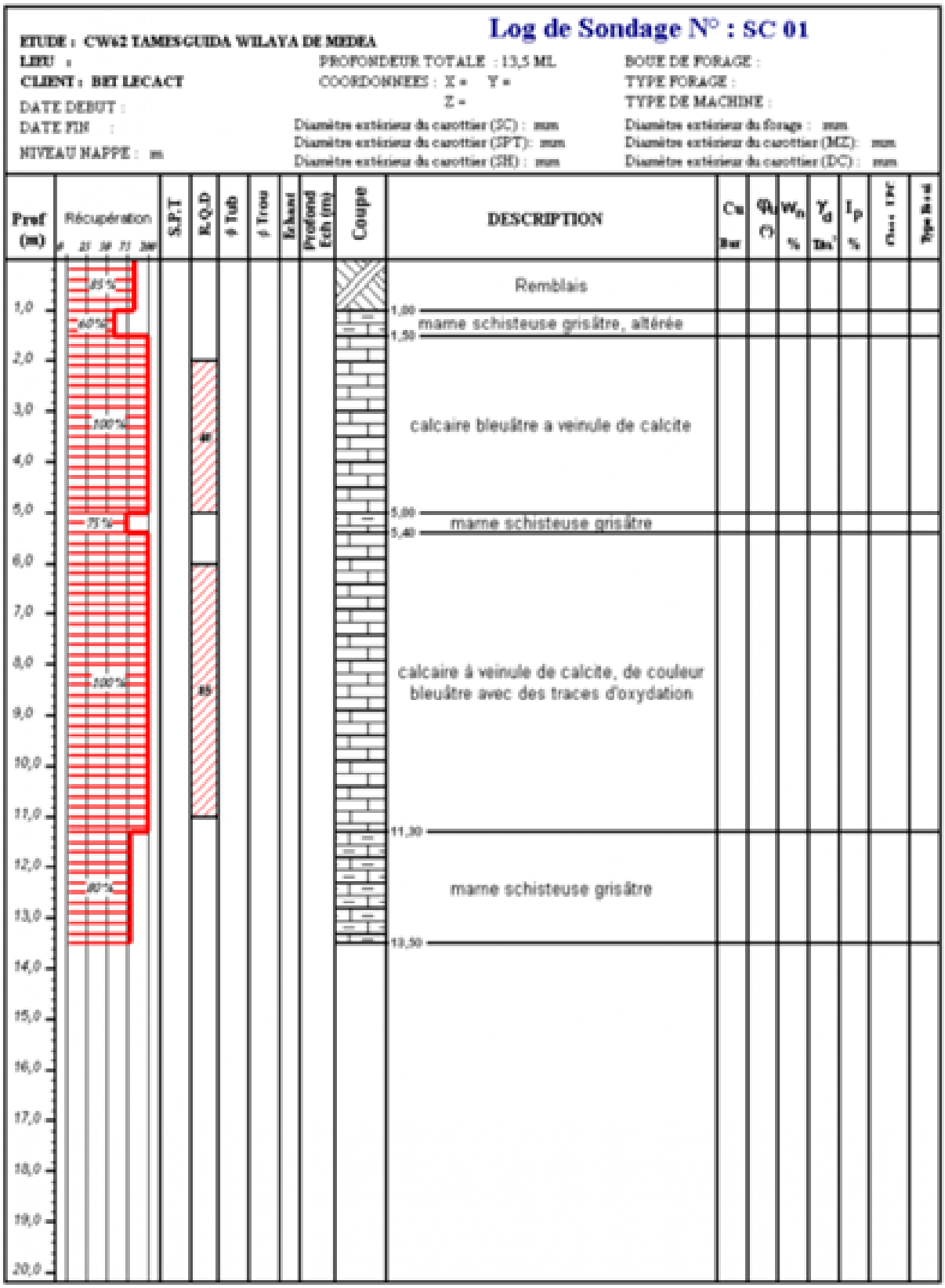
1. **Performances des outils de modélisation** :

- Les deux logiciels (PLAXIS en FEM et TALREN en LEM) ont démontré une adaptation remarquable à l'analyse des éboulements
- Le coefficient de sécurité élevé s'explique principalement par :
  - La présence d'un talus calcaire naturel formant une structure rocheuse stable
  - L'optimisation des paramètres de clouage (longueur accrue des tirants et espacement réduit)
  - La qualité des données géotechniques fournies par le DTP Médéa

2. **Optimisation des solutions** :

- L'augmentation à 3m de la longueur des tirants d'ancrage
- La réduction à 2m de l'espacement entre ancrages

ANNEXE


Log de Sondage N° : SC 01
ETUDE : CW62 TAMES/GUIDA WILAYA DE MEDEA
LIEU :
CLIENT : BET LECACT
DATE DEBUT :
DATE FIN :
NIVEAU NAPPE : m
PROFONDEUR TOTALE : 13,5 ML
COORDONNEES : X = Y = Z =
BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE :
TYPE DE MACHINE :
Diamètre extérieur du carottier (SC) : mm
Diamètre extérieur du carottier (SPT) : mm
Diamètre extérieur du carottier (SH) : mm
Diamètre extérieur du forage : mm
Diamètre extérieur du carottier (MZ) : mm
Diamètre extérieur du carottier (DC) : mm
Prof (m)
Récupération
S.P.T
R.Q.D
ϕ Tub
ϕ Trou
Echant
Profond Ech (m)
Coupe
DESCRIPTION
Cu Bar
ϕu (°)
Wn %
γd
Ip %
Type Essai
Remblais
1,00
marne schisteuse grisâtre, altérée
1,50
calcaire bleuâtre à veinule de calcite
5,00
marne schisteuse grisâtre
5,40
calcaire à veinule de calcite, de couleur bleuâtre avec des traces d'oxydation
11,30
marne schisteuse grisâtre
13,50
85 %
60 %
100 %
75 %
100 %
80 %
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
8,0
9,0
10,0
11,0
12,0
13,0
14,0
15,0
16,0
17,0
18,0
19,0
20,0

Essai statique d'arrachement sous un effort axial de traction, d'un ancrage scellé dans un massif rocheux
Conformément à la norme XP P 94-444

ESSAI DE CONVENANCE

DONNEES GENERALES

Lieu d'exécution :

Chantier :	CW 62 MEDEA
Date de l'essai :	29/12/2019
Essai réalisé par :	Sarl GTP CAN ALGERIE
N°/Nom de l'ancrage :	Ancrage d'essai N° 01
Zone/Ouvrage :	TALUS CW 62 MEDEA

Caracteristiques du terrain :

Horizons géologiques rencontrés lors du forage :

	Type de sol :	Epaisseur (m):	Commentaires (altération, fracturation,...)
Couche n°1 :	ROCHE	1	/
Couche n°2 :	ROCHE	2	/
Couche n°3 :	ROCHE	3	/

Matériel d'essai :

Bâti d'essai :	ings,bais métallique cales biaises plaques
Système de mise en traction :	verin creu Enerpac
Capacité du verin (en kN) :	326 kN
Section de poussée :	46,6 cm²
Dispositif de mesures	
Effot de traction :	Manomètre
Déplacement :	Comparateur à aiguille

Caracteristiques de l'ancrage d'essai :

Armature		Scellement		Forage		
Nature et diametre:	32	Nature :	Coulis	Diamètre (mm):	45	
Limite élastique acier :	500 MPa	Dosage C/E :	2	Profondeur (m):	3	
Section d'acier :	804 mm²	Volume (L):	7	Machine de forage :	T21	
Limite élastique armature Tp :	402 kN	Longueur libre (m)	2			
		Longueur scellée (m)	1	Surface de frottement	(mm²)	141372
					(m²)	0,141

Tractions caracteristiques :

Traction maximale Tmax (kN)*	293
Traction estimée Tle (kN)**	147

* T max = mini de 0,9Tp, 0,9 capacité du vérin
** On considère que l'ancrage est optimisé pour Tmax = 2Tle

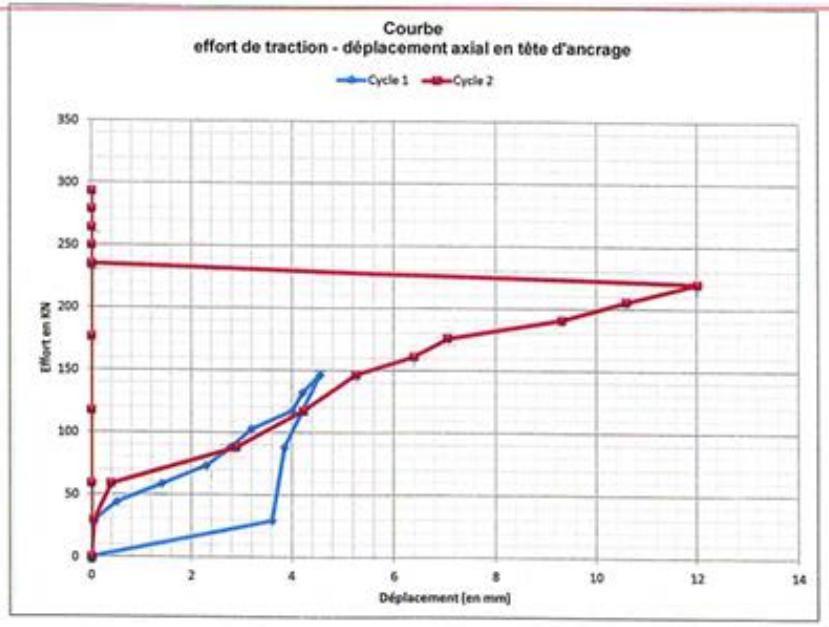
TABLEAU DES EFFORTS / DEPLACEMENTS

Premier cycle de chargement

	Chargement										Déchargement		
N° Palier	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
T/Tle	0	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	0,6	0,2	0
P (bars)	0	63	94	126	157	189	220	252	283	315	189	63	0
T (KN)	0	29	44	59	73	88	103	117	132	147	88	29	0
Déplacement a t=1min	0	0,04	0,51	1,41	2,3	2,78	3,2	4,01	4,21	4,56	3,86	3,61	0
Déplacement a t=2min	0	0,04	0,51	1,41	2,3	2,78	3,2	4,01	4,21	4,56			
Déplacement a t=3min	0	0,04	0,51	1,41	2,3	2,78	3,2	4,01	4,21	4,56			
Déplacement a t=4min	0	0,04	0,51	1,41	2,3	2,78	3,2	4,01	4,21	4,56			
Déplacement a t=5min	0	0,04	0,51	1,41	2,3	2,78	3,2	4,01	4,21	4,56			
Delta t5-t0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
DEPLACEMENT	0	0,04	0,51	1,41	2,3	2,78	3,2	4,01	4,21	4,56	3,86	3,61	0

	Chargement																Déchargement				
N° Palier	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
T/Tle	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	1,6	1,2	0,8	0,4	0
P (bars)	0	63	126	189	252	315	346	378	409	441	472	504	535	567	598	630	504	378	252	126	0
T (KN)	0	29	59	88	117	147	161	176	191	205	220	235	249	264	279	293	235	176	117	59	0
Déplacement a t=1min	0	0,05	0,4	2,9	4,23	5,27	6,4	7,05	9,32	10,6	12,02										
Déplacement a t=2min	0	0,05	0,4	2,9	4,23	5,27	6,4	7,05	9,32	10,6	12,02										
Déplacement a t=3min	0	0,05	0,4	2,9	4,23	5,27	6,4	7,05	9,32	10,6	12,02										
Déplacement a t=4min	0	0,05	0,4	2,9	4,23	5,27	6,4	7,05	9,32	10,6	12,02										
Déplacement a t=5min	0	0,05	0,4	2,9	4,23	5,27	6,4	7,05	9,32	10,6	12,02										
Delta t5-t0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0					
DEPLACEMENT	0	0,05	0,4	2,9	4,23	5,27	6,4	7,05	9,32	10,6	12,02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

RESULTATS



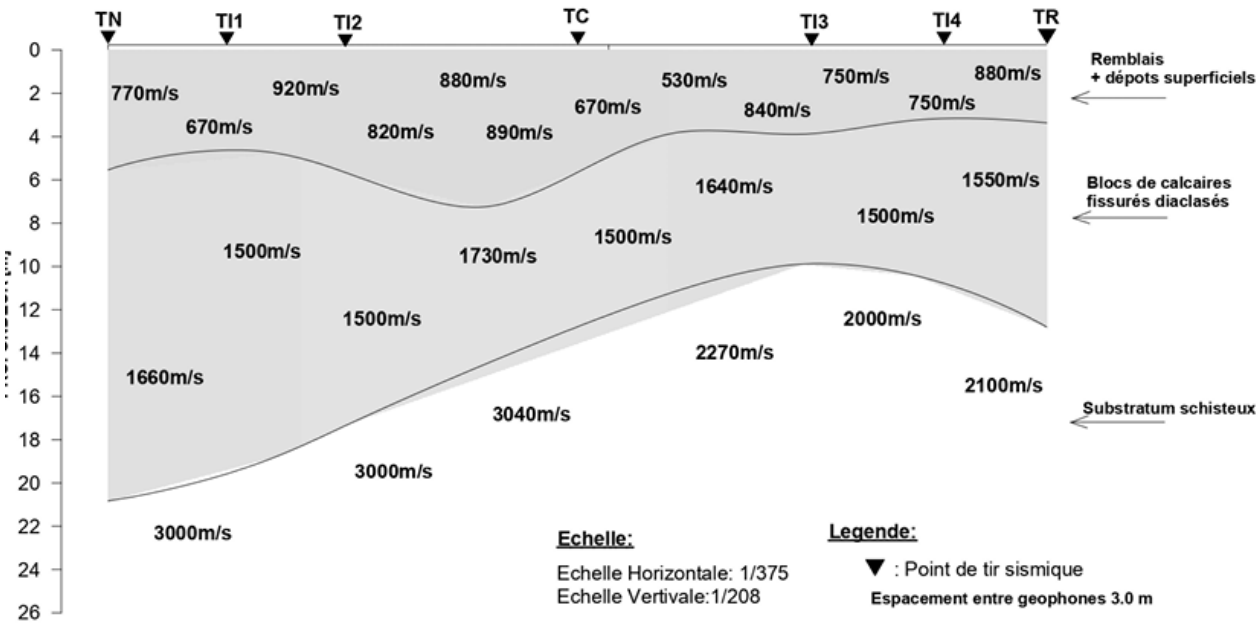
OBSERVATIONS :	
Déplacement Axial Maximal (mm) :	12,02
Force de traction maximale atteinte (KN):	220

COMMENTAIRES :

COEFFICIENT DE FROTTEMENT :	
Coefficient de frottement minimal (KPa) :	1556

MAITRE D'OUVRAGE: DTP MEDEA
GLISSEMENT DE TERRAIN PK 20 - PK 21
ZONE DES EBOULEMENTS CW 62 TAMAZGUIDA - MOUZAIA

COUPE GEO-SISMIQUE PS-01



Echelle:

Echelle Horizontale: 1/375
Echelle Vertivale:1/208

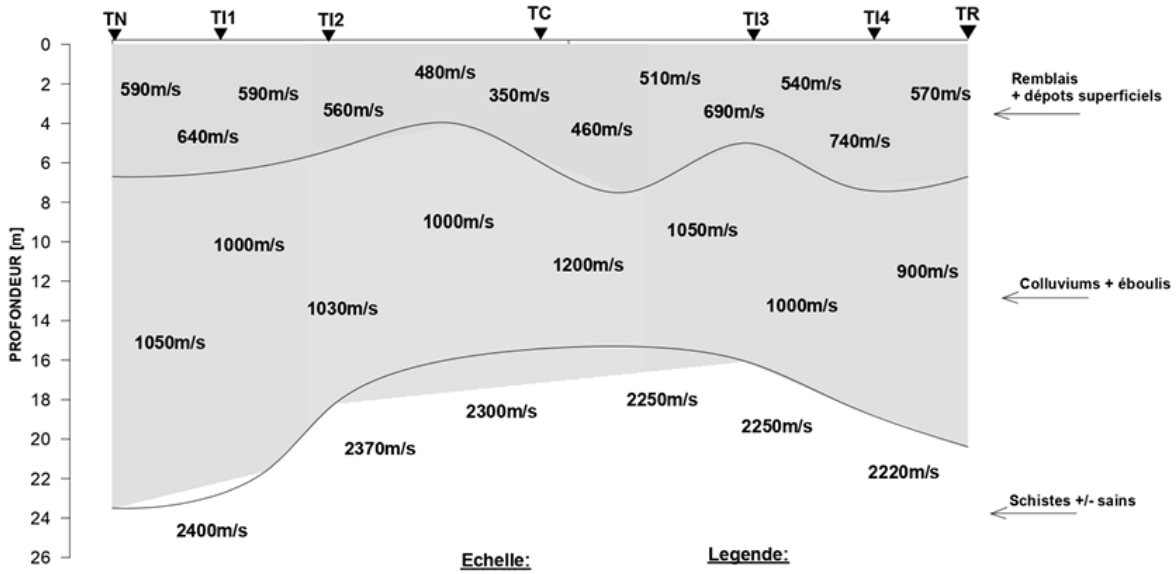
Legende:

▼ : Point de tir sismique

Espacement entre geophones 3.0 m

GLISSEMENT DE TERRAIN PK 20 - PK 21
ZONE DES EBOULEMENTS CW 62 TAMAZGUIDA - MOUZAIA

COUPE GEO-SISMIQUE PS-03



Echelle:

Echelle Horizontale: 1/375
Echelle Vertivale:1/208

Legende:

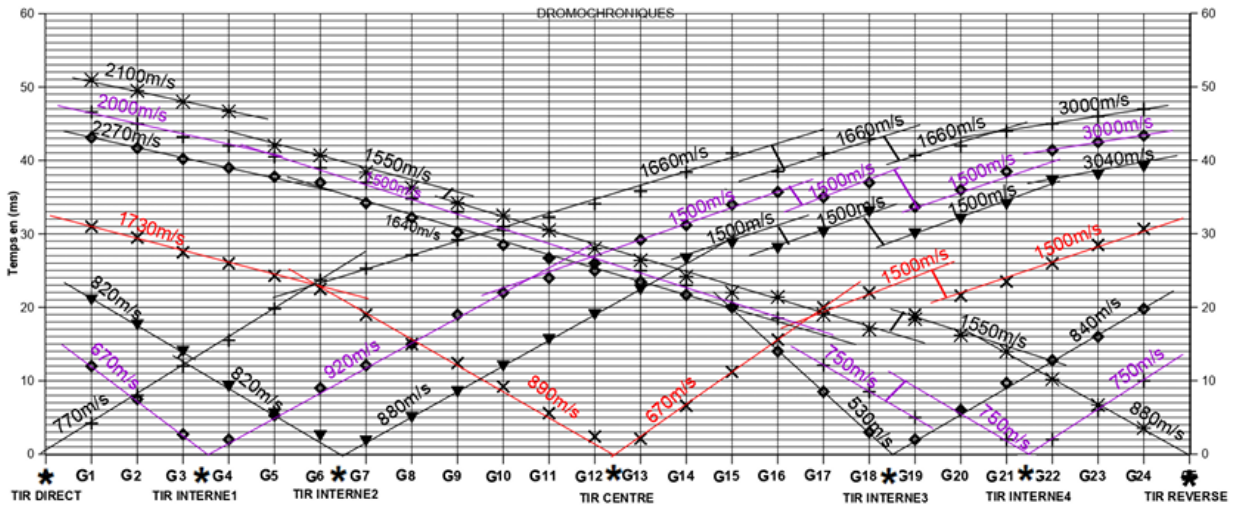
▼ : Point de tir sismique

Espacement entre geophones 3.0 m

SEISMIC REFRACTION SURVEYING

SEISMIC GRAPH

PROFIL SISMIQUE : PS-01 **CODE DES TIRS** : D-I1-I2-C-I3-I4-R **LONGUEUR DISPOSITIF** : 75.0 mètres **ESPACEMENT GEOPHONE** : 3.0 mètres



SEISMOGRAPH

DATE :08/04/2019 **PROJET** : GLISSEMENT DE TERRAIN PK 20- PK21

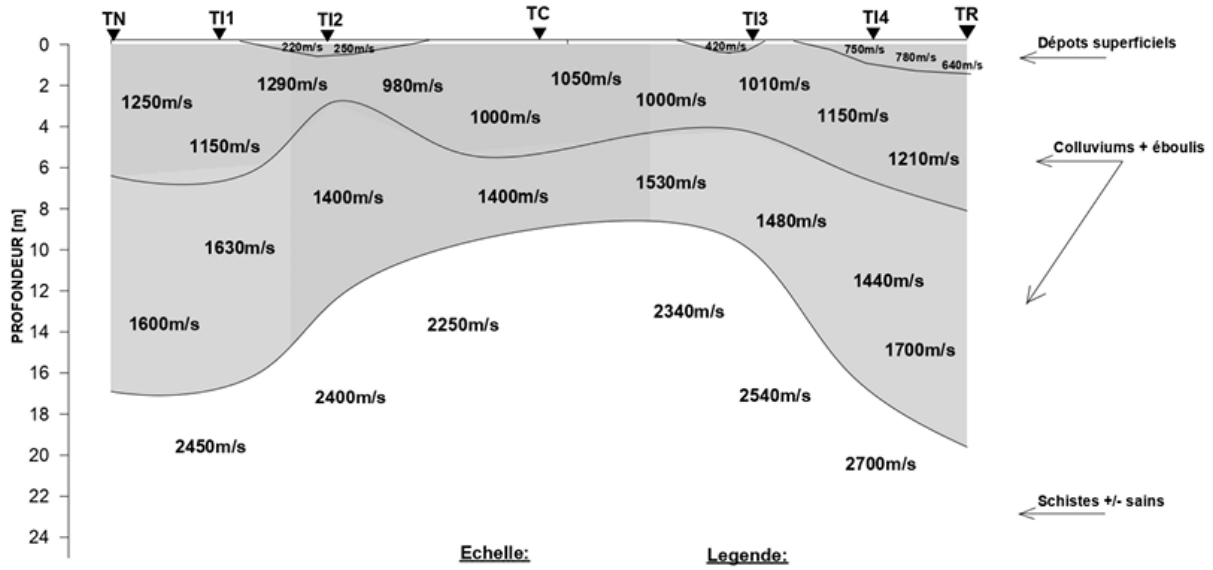
LIEU : CW 62 TAMAZGUIDA - MOUZAIA **MAITRED'OUVRAGE** : DTP MEDEA

MAITRE D'OUVRAGE: DTP MEDEA

GLISSEMENT DE TERRAIN PK 20 - PK 21

ZONE DES EBOULEMENTS CW 62 TAMAZGUIDA - MOUZAIA

COUPE GEO-SISMIQUE PS-02



Echelle:

Echelle Horizontale: 1/375
Echelle Vertivale:1/208

Legende:

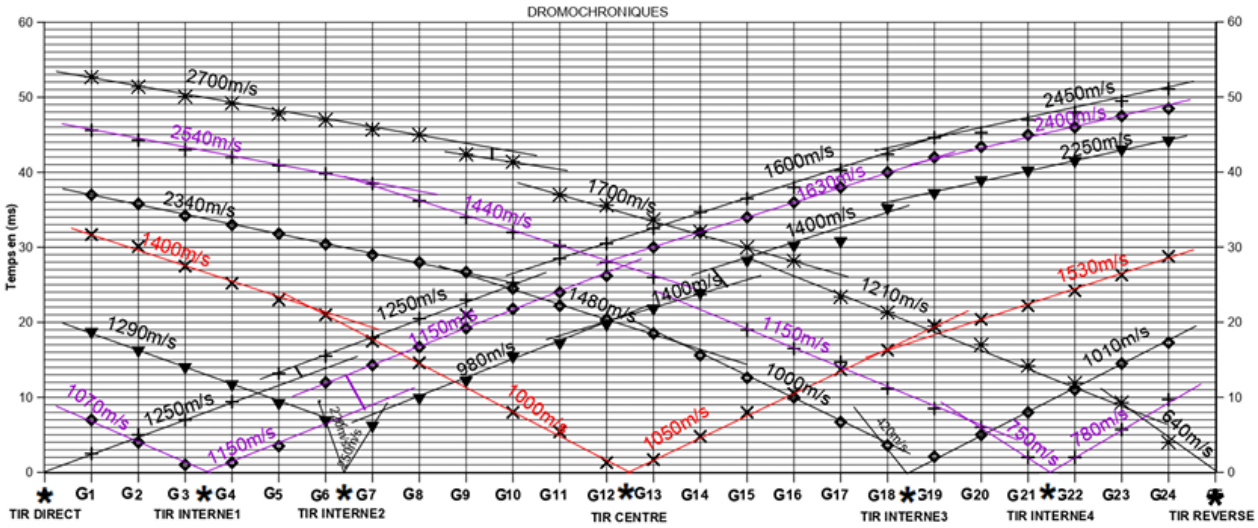
▼ : Point de tir sismique

Espacement entre geophones 3.0 m

SEISMIC REFRACTION SURVEYING

SEISMIC GRAPH

PROFIL SISMIQUE : PS-02 **CODE DES TIRS** : D-I1-I2-C-I3-I4-R **LONGUEUR DISPOSITIF** : 75.0 mètres **ESPACEMENT GEOPHONE** : 3.0 mètres



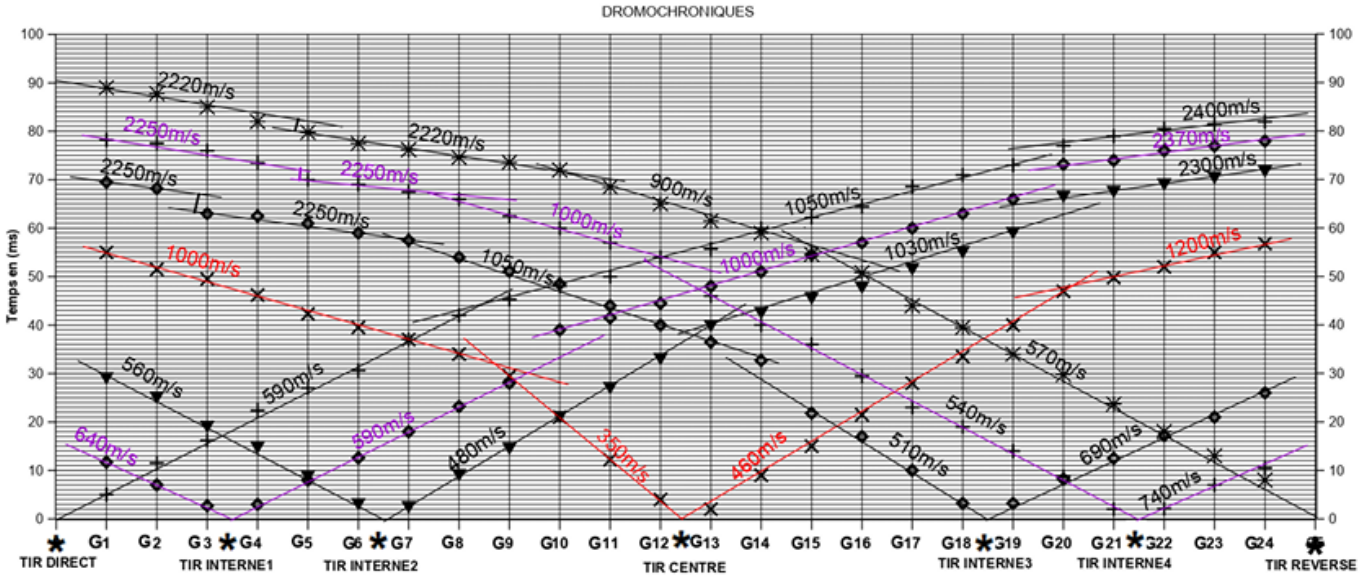
SEISMOGRAPH

DATE : 08/04/2019 **PROJET** : GLISSEMENT DE TERRAIN PK 20- PK21

LIEU : CW 62 TAMAZGUIDA - MOUZAIA **MAITRED'OUVRAGE** : DTP MEDEA

SEISMIC GRAPH

PROFIL SISMIQUE : PS-03 **CODE DES TIRS** : D-I1-I2-C-I3-I4-R **LONGUEUR DISPOSITIF** : 75.0 mètres **ESPACEMENT GEOPHONE** : 3.0 mètres



SEISMOGRAPH

DATE :09/04/2019 **PROJET** : GLISSEMENT DE TERRAIN PK 20- PK21

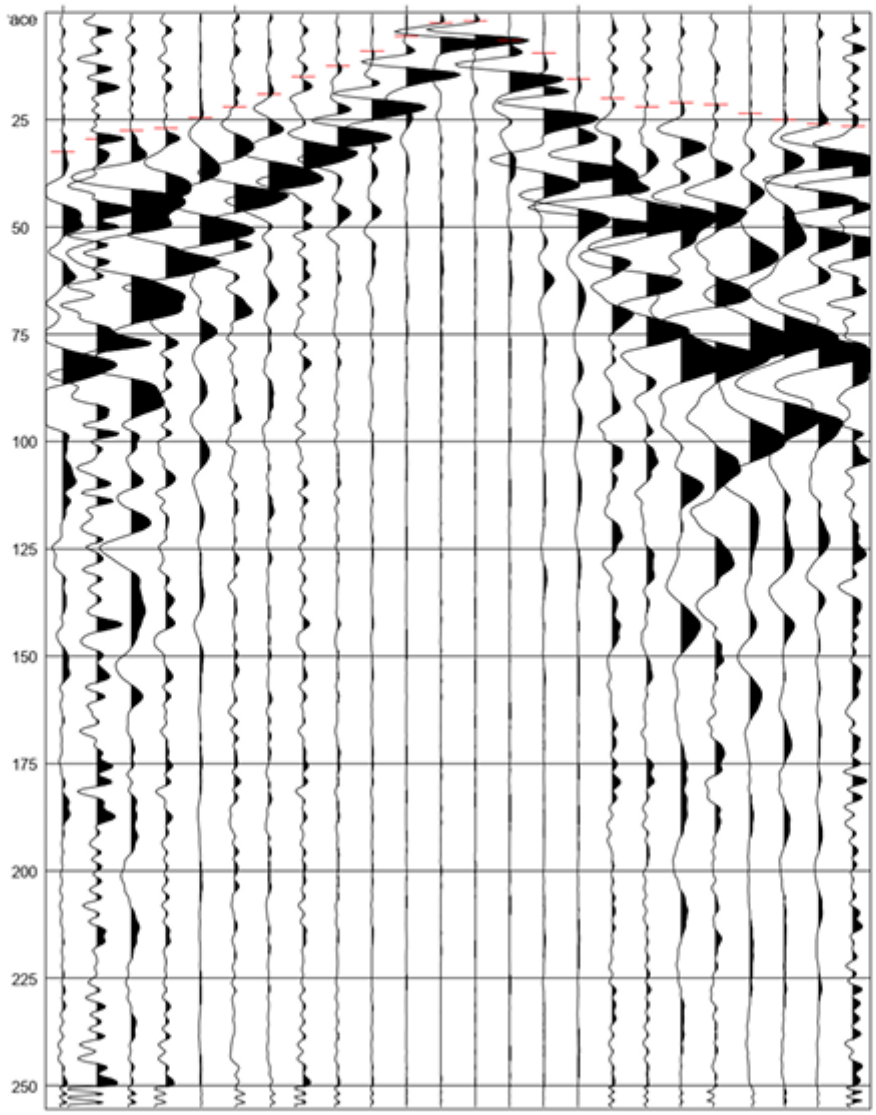
LIEU : CW 62 TAMAZGUIDA - MOUZAIA **MAITRED'OUVRAGE** : DTP MEDEA

SEISMIC REFRACTION SURVEYING

PROJET : GLISSEMENT DE TERRAIN PK 20 – PK 21	**SEISMOGRAPHE** : PASI 16S24N
SITE : ZONE DES EBOULEMENTS TAMAZGUIDA MOUZAIA	**GEOPHONES** : PASI PRODUCT 10 Hz
ETUDE : GEOPHYSIQUE	**SISMOMETER SPACING** : 3.0 mètres
DATE : 08-04-2019	**SPREAD LENGTH** : 75.0 mètres

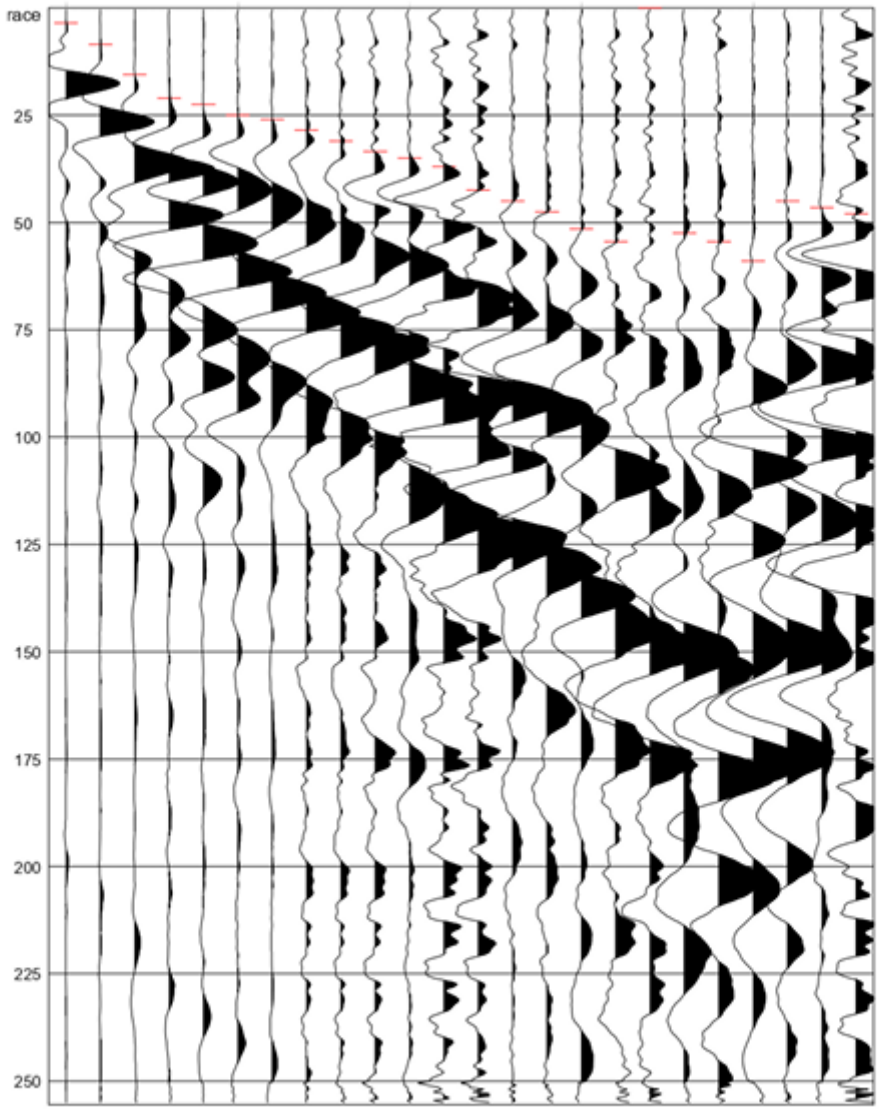
PASI 12 CHANNELS SEISMIC WAVEFORM RECORD

PS-01 – Vp TIR CENTRE



PASI 12 CHANNELS SEISMIC WAVEFORM RECORD

PS-01 – Vp TIR DIRECT



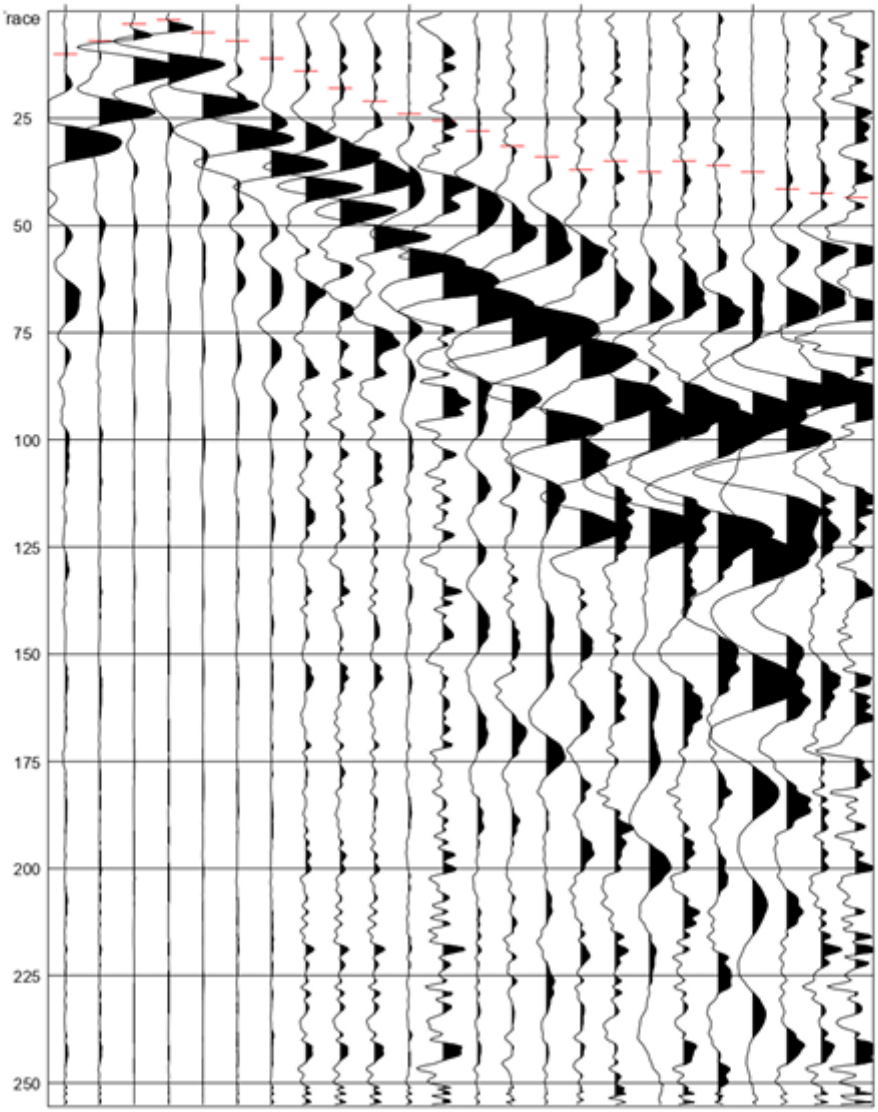
SEISMIC REFRACTION SURVEYING

PROJET : GLISSEMENT DE TERRAIN PK 20 – PK 21 **SEISMOGRAPHE** : PASI 16S24N

SITE : ZONE DES EBOULEMENTS TAMAZGUIDA MOUZAIA	**GEOPHONES** : PASI PRODUCT 10 Hz
ETUDE : GEOPHYSIQUE	**SISMOMETER SPACING** : 3.0 mètres
DATE : 08-04-2019	**SPREAD LENGTH** : 75.0 mètres

PASI 12 CHANNELS SEISMIC WAVEFORM RECORD

PS-01 – Vp TIR INTERNE 1

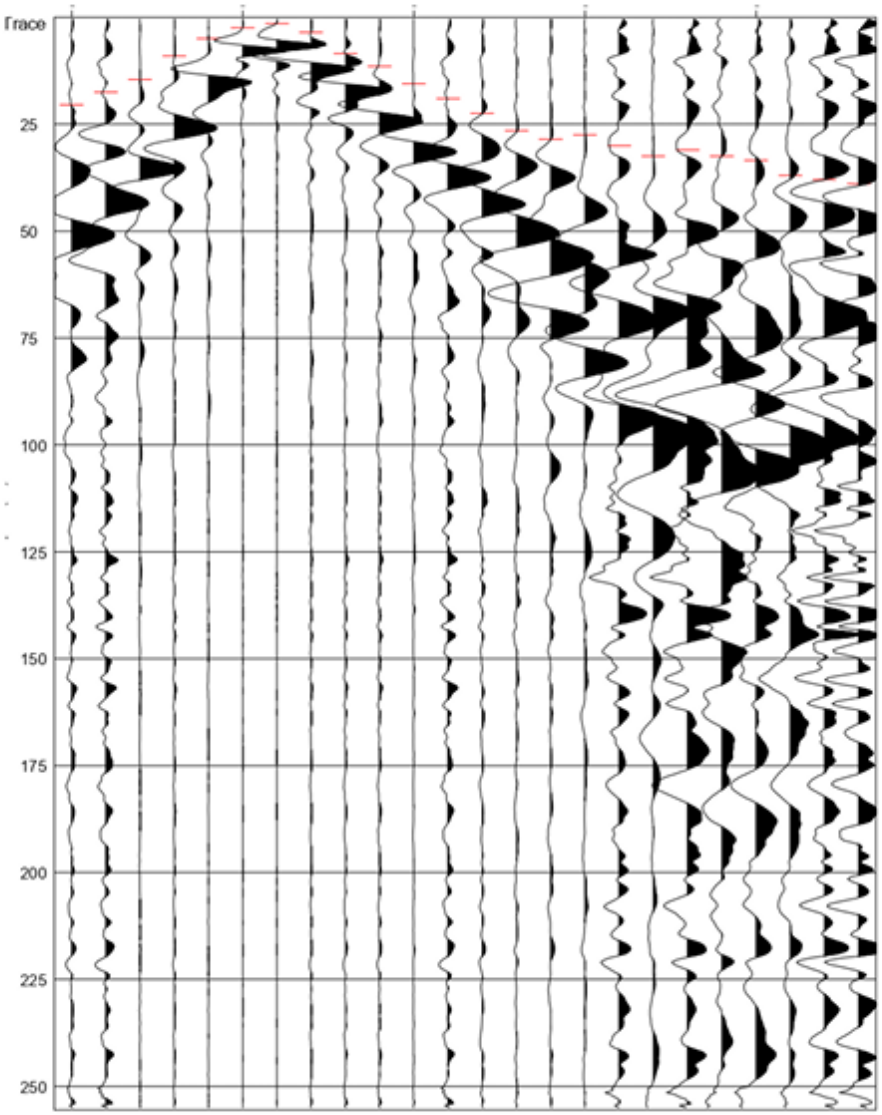


SEISMIC REFRACTION SURVEYING

PROJET : GLISSEMENT DE TERRAIN PK 20 – PK 21	**SEISMOGRAPHE** : PASI 16S24N
SITE : ZONE DES EBOULEMENTS TAMAZGUIDA MOUZAIA	**GEOPHONES** : PASI PRODUCT 10 Hz
ETUDE : GEOPHYSIQUE	**SISMOMETER SPACING** : 3.0 mètres
DATE : 08-04-2019	**SPREAD LENGTH** : 75.0 mètres

PASI 12 CHANNELS SEISMIC WAVEFORM RECORD

PS-01 – Vp TIR INTERNE 2



REFERENCE

Geoderis.fr. site web accédé le 15 mai 2025. https://geoderis.fr/lapres-mine/thematiques/mouvements-de-terrain/

Mohammed Hamza AISSA (2011). Analyse et modélisation d'un glissement de terrain. Cas de Sidi Youcef (Béni Messsous) Alger. PFE pour l'obtention de master acadimique en géotechnique. Centre universitaire Khemis Miliana Algérie

Cerema.fr. site web accédé le 15 mai 2025. https://www.cerema.fr/fr/actualites/mouvements-versants-rocheux-chute-blocs-point-projet

Rts. Ch Info. site web accédé le 22 mai 2025 https://www.rts.ch/info/regions/valais/9763435-une-lave-torrentielle-a-deferle-sur-chamoson-vs-apres-un-orage.html

Mammothmemory.net site web accédé le 22 mai 2025https://mammothmemory.net/geography/geography-vocabulary/coastal-landscapes-2/soil-creep.html

Geomorphologie. Algerie .(2020). site web accédé le 22 mai 2025https://www.facebook.com/Geomorphologie.algerie/posts/les-principaux-%C3%A9l%C3%A9ments-morphologiques-dun-glissement-de-terrain-/132203145125718/

Philiponnat G et Hubert B (1998) Fondations et ouvrages en terre, éditions Eyrolles, Paris, ISBN : 2-212-07218-X, 546 p.

Chelghoum N (2006) Les ouvrages de soutènement en mécanique des sols, Publications de l'université d'Annaba, pp : 73-132.

Steemit. Com. site web accédé le 22 mai 2025https://steemit.com/francostem/@gc-kader/murs-de-soutenements-partie-n-02

Soltanche. Site web accédé le 22 mai 2025. https://www.soletanche-bachy.com/offer-portfolio/tirant/

Moducal. Site web accédé le 22 mai 2025. https://moducal.nc/nos-prestations/ancrage/clouage/

Atlas-fondations. Site web accédé le 22 mai 2025 https://www.atlas-fondations.fr/fr/techniques/parois/parois-de-pieux/paroi-de-pieux-contigus

Bouafia. A. (2011). Conception et calcul des ouvrages géotechniques, édition pages bleus Algérie.

Durville.J-L et Seve.G (1996), Stabilité des pentes, Glissement en terrain meuble, éditions Techniques de l'ingénieur.

Bouhada .(2020). Site web accédé le 23 mai 2025 https://num.univ-msila.dz/DWE/public/attachements/2020/09/24/mem-bouhadda-barkatpdf-ndmi2dzv1600952640.pdf

Durville, J. L., & Gille, S. (2008). Stabilité des pentes, glissement en terrains meubles. Technique de l'ingénieur, traité de construction

Bendadouche.H, Lazizi.S, 2013. Glissement de terrain et confortement. .Pages bleues Analyse et traitement d'un glissement de terrain sur la RN n° 64/PK 47+200, El Oumaria (MEDEA)

Monsieur J. Brinkgreve, (2003), Manuel de référence Plaxis V8 (Delft University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas).

R. B. J. Brinkgreve, R. Al-Khoury, PLAXIS: version 8: manuel de référence. Delft: PLAXIS, (2003).

L. GUEFAIFIA , . BENRDJEM, « TRAITEMENT ET RENFORCEMENT D'UN SOL FIN PAR DIFFERENTES TECHNIQUES D'AMELIORATION : ETUDE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE », Mémoire de Master, l'Université 8 Mai 1945 de Guelma Faculté des Sciences et de la Technologie, septembre (2020).

N. Halbigue, F. Baghdadi, « Evaluation expérimental sur le comportement Mécanique du Mélange sable Limoneux-Ciment », memoire de master, UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA, Faculté de Technologie, (2022).

Intro G

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

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