



REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT
SUPERIEUR



ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
OPTION : GEOTECHNIQUE

N° :

Par :

MESSELEM Sif Elislam et BARKATI Abdelmoutaleb

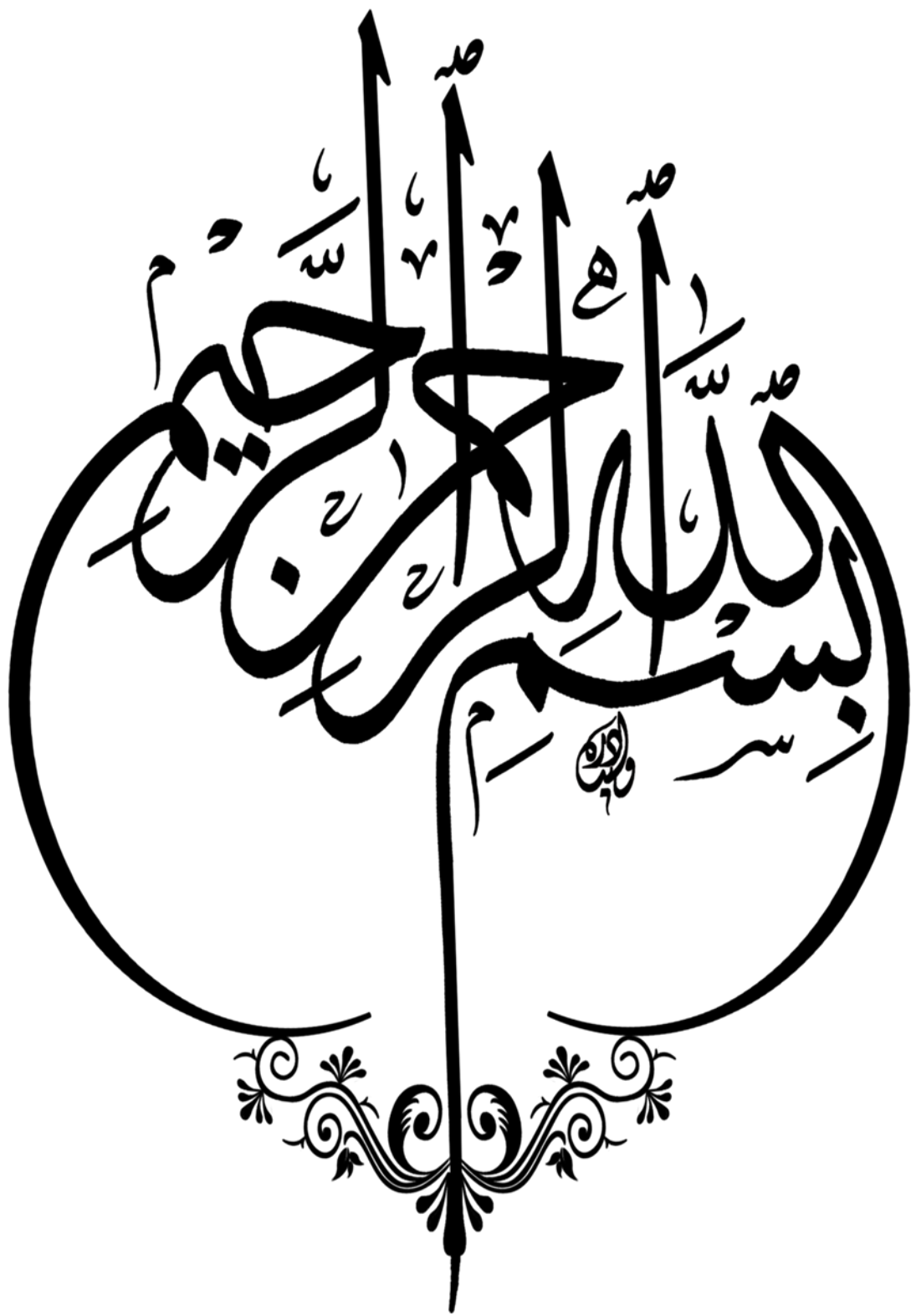
Intitulé :

Analyse de la Stabilité et Modélisation des Glissements de Terrain d'Ouled Sidi Mansour

Soutenu le 24/06/2023 devant le jury composé de :

KHEMISSA Mohamed	Université de M'sila	Président
LAHMADI Azzeddine	Université de M'sila	Encadreur
MEDDAH Abdelaziz	Université de M'sila	Examineur

Année universitaire : 2022/2023



Remerciements

On remercie dieu, le tout-puissant, pour nous avoir donné le courage, la patience, la volonté et la force nécessaire Pour affronter toutes les difficultés et les obstacles, qui se sont hissés au travers de notre chemin, durant toutes nos années d'études.

Nous remercions nos très chers parents pour leur soutien et leurs patiences

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr. **LAHMADI Azzeddine** pour son précieux temps qu'il a consacré à notre écoute, à notre orientation et à notre correction tout au long de notre projet.

On remercie également les membres de jury pour l'honneur qu'ils nous font enjugant ce travail.

En fin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de loin ou de prêt à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicace

Au nom d'ALLAH, le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux
Je remercie ALLAH, le tout Puissant, de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail,
Ensuite, je remercie infiniment mes parents, qui m'ont encouragé et aidé à arriver à ce
stade de formation.

MESSELEM S. E.

Au nom d'ALLAH, le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux
Si j'y parvenu, c'est à l'aide de mes parents, de mes frères et mes sœurs
qui ont fait de moi qui je suis. Alors, je leur dédie ce travail et je les remercie
du fond du cœur.

BARKATI A.

Résumé :

➤ Le travail présenté dans ce mémoire vise à analyser la stabilité et à modéliser le glissement réel, chemin Communal reliant entre Ouled Sidi Mansour (commune Maadid) et la limite de wilaya BBA.

➤ Cela nous a conduits à mener des recherches bibliographiques sur les glissements, leurs caractéristiques, types, causes et quelques cas de glissement dans le monde et en Algérie. En plus de divers systèmes de confortement ainsi que différentes méthodes de calcul de la stabilité des pentes.

➤ En examinant les documents collectés, après analyse de la stabilité de la pente, en tenant compte de tous les facteurs qui l'affectent (charge routière, niveau de la nappe phréatique, séisme) à l'aide d'un logiciel de calcul, nous avons pu déterminer la surface de la rupture et le coefficient de sécurité pour chaque cas étudié, et après avoir comparé les effets de ces facteurs, nous avons recommandé de renforcer par ouvrage de soutènement (gabion) avec le changement de l'axe de la route.

Mots clés : Glissements de Terrain ; Stabilité des pentes ; Modélisation ; Systèmes de confortement ; Ouvrage de soutènement.

Abstract:

➤ The work presented in this paper aims to analyze the stability and to model the actual slide, Communal path connecting between Ouled Sidi Mansour (commune Maadid) and the boundary of wilaya BBA.

➤ This has led us to conduct bibliographic research on shifts, their characteristics, types, causes and some cases of shift in the world and in Algeria. In addition to various convenience systems as well as different methods of calculating slope stability.

➤ By examining the documents collected, after analyzing the stability of the slope, taking into account all the factors that affect it (road load, water table level, earthquake) using a calculation software, we were able to determine the fracture surface and the coefficient of safety for each case studied, and after comparing the effects of these factors, we recommended reinforcing by support structure (gabion) with changing the road axis.

Keywords: Landslides; Slope stability; Modeling; Reinforcement systems; Retaining structures.

ملخص:

العمل المقدم في هذه الرسالة يهدف إلى تحليل الاستقرار ونمذجة الانزلاق الفعلي للطريق البلدي الذي يربط بين أولاد سيدي منصور (بلدية معاضيد) وحدود ولاية برج بوعريش.

هذا دفعنا لإجراء بحوث مكتبية حول الانزلاقات وخصائصها وأنواعها وأسبابها وبعض حالات الانزلاق في العالم والجزائر. بالإضافة إلى مختلف أنظمة التثبيت وكذلك مختلف طرق حساب استقرار المنحدرات والمنحدرات.

عند فحص المستندات المجمعة، وبعد تحليل استقرار المنحدر مع مراعاة جميع العوامل التي تؤثر عليه (الحمولة الطرقية، مستوى المياه الجوفية، الزلزال) باستخدام برنامج حساب، تمكنا من تحديد سطح الانهيار ومعامل الأمان لكل حالة مدروسة، وبعد مقارنة آثار هذه العوامل، قمنا بالتوصية بتعزيز العمل بواسطة أعمال الدعم (كيس حجارة) مع تغيير محور الطريق.

كلمات مفتاحية: انزلاقات التربة؛ استقرار المنحدرات؛ نمذجة؛ أنظمة التعزيز؛ أعمال الدعم.

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicace

Résumé

Abstract

Liste des Illustrations

Liste des Tableaux

Liste des notations

Introduction générale 1

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1. Introduction 3

2. Les différents types de de glissement 4

3. principales cause des glissements de terrain 5

4. mécanismes de rupture des talus 7

5. notion de coefficient de sécurité 8

6. reconnaissance géotechnique des terrains 9

7. paramètres de résistance au cisaillement 10

8. calculs de stabilité des talus 13

9. techniques de confortement des pentes instables 17

10. exemples de glissement 21

CHAPITRE II : OUTILS NUMERIQUES DE CALCUL

1. Introduction 25

2. Logiciel OPTUM G2 25

3. Logiciel TALREN 27

CHAPITRE III : ETUDE DE GLISSEMENT

1. introduction 29

2. présentation du site 29

3. reconnaissance du site 31

4. calculs de stabilité 34

5. Analyse comparative des résultats des calculs 45

6. Conclusion 46

Conclusion générale

Références Bibliographie

Annexe

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Mouvement de terrain	3
Figure I.2 : les types du glissement.....	4
Figure I.3 : Schéma de principe d'un glissement rotationnel complexe.....	5
Figure I.4 : Géométrie de terrain	6
Figure I.5 : Etat des contraintes le long de la courbe de rupture	8
Figure I.6 : Exemple de recherche du cercle de rupture le plus défavorable.....	8
Figure I.7 : Définition des paramètres de résistance au cisaillement des sols	11
Figure I.8 : Essai consolidé drainé	12
Figure I.9 : Essai consolidé non drainé.....	12
Figure I.10 : Essai non consolidé non drainé.....	12
Figure I.11 : Schéma type d'une rupture plane.....	13
Figure I.12 : Principe de méthode des tranches.	14
Figure I.13 : Forces considérées sur une tranche par la méthode de Fellenius.....	14
Figure I.14 : Abaques de stabilité	15
Figure I.15 : Forces pseudo-statiques apportées à un massif en pente	16
Figure I.16 : Travaux de terrassement	18
Figure I.17 : Remblai de pied.	18
Figure I.18 : Drains subhorizontaux	19
Figure I.19 : Réalisation d'un mur en gabion	20
Figure I.20 : Schéma de confortation par tirants d'ancrages	20
Figure I.21 : Glissement du versant de Las Colinas au Salvador	21
Figure I.22 : Dégâts observés sur la route départementale 21	22
Figure I.23 : Glissements de terrain dans la région Darjeeling, en Inde.....	22
Figure I.24 : Glissement de terrain à Kaikoura en Nouvelle-Zélande	23
Figure I.25 : Glissement de terrain à Boumerdès	23
Figure I.26 : Glissement de terrain à Alger	24
Figure II.1 : Aperçu d'écran du logiciel OptumG2	26
Figure II.2 : Interface du logiciel TALREN	28
Figure III.1 : Image satellite de la zone étudiée.....	29
Figure III.2 : Vue général du site	30
Figure III.3 : Image satellite de la longueur et largeur de glissement étudiée.....	30
Figure III.4 : Géométrie du modèle de la zone étudiée	31
Figure III.5.a : Maillage déformé du talus (l'effet du poids propre).	36
Figure III.5.a : Les déplacements totaux (l'effet du poids propre).....	36
Figure III.6.a : Maillage déformé du talus (l'effet de la surcharge).	36
Figure III.6.b : Les déplacements totaux (l'effet de la surcharge).	37
Figure III.7.a : Maillage déformé du talus (l'effet de la surcharge avec la nappe).....	37

LISTE DES FIGURES

Figure III.7.b : Les déplacements totaux (l'effet de la surcharge avec la nappe).....	37
Figure III.8.a : Maillage déformé du talus (l'effet de séisme).	38
Figure III.8.b : Les déplacements totaux (l'effet de séisme).	38
Figure III.9.a : Maillage déformé du talus dans un état conforté.....	39
Figure III.9.a : Les déplacements totaux dans un état conforté	39
Figure III.10.a : Cercle critique en effet du poids propre (méthode de FELLENIUS).....	40
Figure III.10.b : Cercle critique en effet du poids propre (méthode de BICHOP)	41
Figure III.11.a : Cercle critique l'effet de la surcharge (méthode de FELLENIUS).....	41
Figure III.11.b : Cercle critique l'effet de la surcharge (méthode de BISHOP).....	42
Figure III.12.a : Cercle critique l'effet de la surcharge avec la nappe (méthode de FELLENIUS)	42
Figure III.12.b : Cercle critique l'effet de la surcharge avec la nappe (méthode de BISHOP).....	43
Figure III.13.a : Cercle critique en effet Combiné (méthode de FELLENIUS).	43
Figure III.13.b : Cercle critique en effet Combiné (méthode de BISHOP).	44

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Valeurs indicatives des caractéristiques mécaniques de quelques sols.....	9
Tableau I.2 : Coefficients de sécurité recommandés pour les talus renforcés	17
Tableau III.1: Résultats d'essai de la teneur en eau et la densité	32
Tableau III.2 : Résultats d'essai de Limites d'Atterberg.....	32
Tableau III.3 : Résultats d'essai L'analyse granulométrique	32
Tableau III.4 : Résultats d'essai de cisaillement	32
Tableau III.5 : Résultats d'essai œdométrique.....	33
Tableau III.6 : Résultats d'essai de L'analyse chimique	33
Tableau III.7 : Valeurs du coefficient d'accélération de zone.....	33
Tableau III.8 : Valeurs des coefficients pseudo-statiques horizontaux et vertical considérées.....	33
Tableau III.9 : Paramètres du modèle de calcul	34
Tableau III.10 : Coordonnées du profil sur le logiciel OPTUM G2.....	35
Tableau III.11 : Coordonnées du profil sur le logiciel Talren 4.....	40
Tableau III.12 : Récapitulatifs des résultats de calcul du facteur de sécurité	44

LISTE DES NOTATIONS

- A : coefficient d'accélération de zone.
- a_h : coefficient d'accélération sismique horizontal.
- Cc : Coefficient de Compressibilité.
- Cg : Coefficient de gonflement.
- C : cohésion.
- C' : cohésion effective.
- C_u : cohésion non drainée.
- Es : module d'élasticité (module d'Young).
- F_S : coefficient de sécurité.
- G : module de cisaillement du sol (module de Coulomb).
- H : effort horizontal.
- K_h : coefficient pseudo-statique horizontal.
- K_v : coefficient pseudo-statique vertical.
- N_s : indice de stabilité.
- P_c : Pression de Consolidation.
- X_g, Y_g : coordonnées du centre de gravité.
- S_r : degré de saturation.
- W_L : La limite de liquidité.
- W_P : La limite de plasticité.
- IP : Indice de plasticité.
- U : pression interstitielle.
- V : effort vertical.
- W : poids des terres.
- β : angle du talus.
- γ : poids volumique.
- γ_d : poids volumique sec.
- γ_{sat} : poids volumique saturé.
- φ : angle de frottement interne.
- φ' : angle de frottement interne effective.
- φ_u : angle de frottement interne non drainé.
- ν : coefficient de Poisson.
- $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure.

LISTE DES NOTATIONS

- σ' : contrainte effective.
- α : inclinaison de la surface de rupture.
- τ_{ult} : contrainte de cisaillement ultime du sol.
- τ_{max} : résistance au cisaillement.
- τ : contrainte de cisaillement mobilisée.
- ψ : angle de dilatance.
- R : réaction du massif extérieur.
- R_N : composante normal de R .

Les mouvements de terre sont parmi les phénomènes géodynamiques les plus courants et souvent les plus graves à la surface de notre planète. Ils entraînent des modifications naturelles et continues du relief et surviennent généralement de manière imprévisible, en particulier lors des tremblements de terre (séismes, explosions souterraines, etc.), ainsi que pendant des périodes de fortes pluies avec des précipitations prolongées, combinées à divers facteurs géologiques et géomorphologiques. Ces événements naturels, fréquemment catastrophiques provoquent des instabilités des terrains et parfois même l'effondrement de structures se trouvant à proximité immédiate.

Ce problème constitue à l'heure actuelle l'une des préoccupations majeures des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages.

Les glissements de terrain se produisent lorsque des matériaux meubles, généralement des argiles ou des roches fracturées ou altérées, se déplacent le long d'une surface de rupture. Leur apparence et leur forme sont influencées par la configuration du terrain et les caractéristiques des sols.

Les glissements de terrain se produisent lorsque la résistance des terrains est insuffisante pour contrer les forces motrices dues à la gravité, à la présence d'eau souterraine ou aux activités humaines. Leur comportement obéit aux lois fondamentales de la mécanique.

La stabilisation d'un glissement de terrain est l'un des défis majeurs de la géotechnique, et il est essentiel d'avoir une bonne connaissance de la méthodologie de l'étude. En effet, lorsqu'une étude est entreprise pour résoudre un problème d'instabilité, la collecte d'informations sur le site et l'absence d'une approche globale des différentes études réalisées constituent généralement des difficultés. Le choix de la méthode d'étude adoptée peut également être complexe.

L'objectif visé dans ce travail est analysé de la stabilité et modélisation des glissements de terrain de Ouled Sidi Mansour en étudiant les différents documents collectés, et d'évaluer la stabilité actuelle du site, et d'en proposer les solutions de conformément convenables.

Pour atteindre ces objectifs, notre travail se divise en trois parties :

La première Chapitre, de cette étude vise à fournir une vue d'ensemble des glissements de terrain en exposant les concepts théoriques associés aux mouvements de terrain, tels que les différents types de mouvements de terrain, les circonstances dans lesquelles ils se produisent, ainsi que les causes des glissements. Ensuite, nous abordons le principe général de l'étude d'un glissement de terrain, ainsi que les méthodes de calcul de la stabilité et les techniques de renforcement utilisées.

Dans la **deuxième Chapitre** nous avons présenté des outils numériques utilisés en le calcul de stabilité : le code de calcul par éléments finis OPTIME G2 et le logiciel TALREN.

La troisième Chapitre traite de l'analyse de la stabilité de la zone glissement en présentant d'abord les données géotechniques et géométriques du projet qui nous permettent d'analyser ce glissement par les deux logiciels de calcul, puis en effectuant l'analyse de la stabilité naturelle et après confortement afin de choisir la solution adéquate du problème.

CHAPITRE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1. INTRODUCTION

Les mouvements de terrain se produisent lorsque des masses de terrain instables se déplacent sous l'effet de sollicitations naturelles telles que la fonte des neiges, des précipitations abondantes, des tremblements de terre, ou d'origine humaine comme les travaux de terrassement, les vibrations, la déforestation, l'exploitation de matériaux ou de nappes aquifères.

Ces mouvements de terrain peuvent prendre une multitude de formes, découlant de la variété des mécanismes déclencheurs tels que l'érosion, la dissolution, la déformation et la rupture sous des charges statiques ou dynamiques. Ces mécanismes sont eux-mêmes liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux impliqués et des conditions de leur présence (tels que la structure géologique, la géométrie des réseaux de fractures, les caractéristiques des nappes aquifères, etc.). [1]

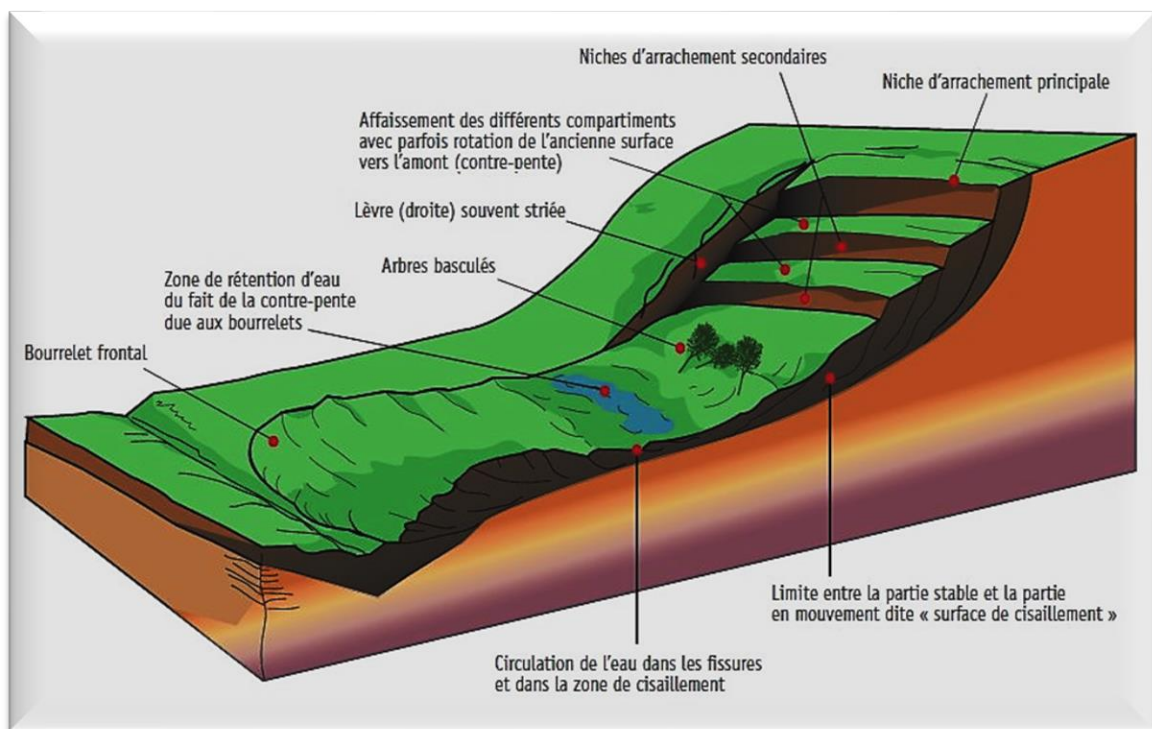


Figure I.1 : mouvement de terrain. (Source : BC Geological survey)

Le glissement du terrain est un terme assez général utilisé pour décrire la stabilité des pentes ("slope instability"), mais il est principalement associé à un processus de mouvement de versant ("landslide"). La force de la gravité exerce une pression continue sur les versants, affectant ainsi toutes sortes de matériaux tels que les sols et les roches. Les mouvements de masse, qui peuvent être de type rotationnel ou translationnel, sont initiés par une surface de rupture créée sous l'effet de contraintes tangentielles qui dépassent la résistance au cisaillement des matériaux. La présence d'eau dans les matériaux mobilisés est souvent considérée comme un facteur clé de l'instabilité du terrain, car elle peut jouer un rôle important tant dans le déclenchement que dans la propagation du glissement. [2]

2. LES DIFFERENTS TYPES DE GLISSEMENT

Les formes des glissements de terrain varient en fonction de la configuration du terrain et des propriétés du sol. Cependant, l'étude de ces phénomènes repose sur des concepts fondamentaux applicables à tous les types de glissements. Ces derniers peuvent être divisés en deux grandes catégories distinctes pour les besoins de l'analyse. Les glissements de terrains se répartissent en deux grandes classes d'études distinctes :

- ✓ Glissements plans.
- ✓ Glissements rotationnels ou circulaires.

2.1. Glissements plans :

Ce type de glissement survient dans différentes situations telles que la présence de sols meubles reposant sur un substratum rocheux sur une pente, la présence de plusieurs couches de sol ayant des caractéristiques physico-chimiques et mécaniques distinctes, ou lorsque la longueur de la surface de rupture potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du sol. [22]

2.2. Glissement rotationnel :

Dans des zones de sol instable et de débris de roches très fragmentées, il présente un relief en pente abrupte à l'amont et une zone de surélévation à l'aval. La zone de rupture de la surface a une forme géométrique simple qui peut être comparée à un cercle.

2.2.1. 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.

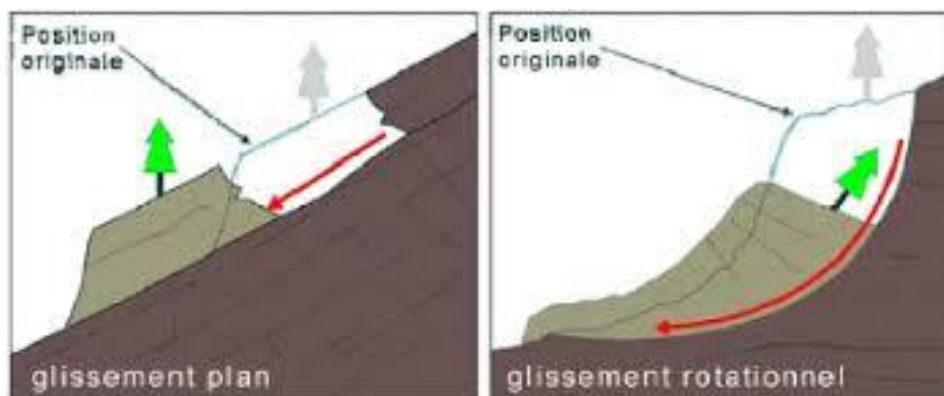


Figure I.2 : les types du glissement. [4]

2.2.2. Glissement rotationnel complexe :

Combinaison de glissements plans + rotationnels = glissements complexe. Il est dû à la suppression de la butée. [3]

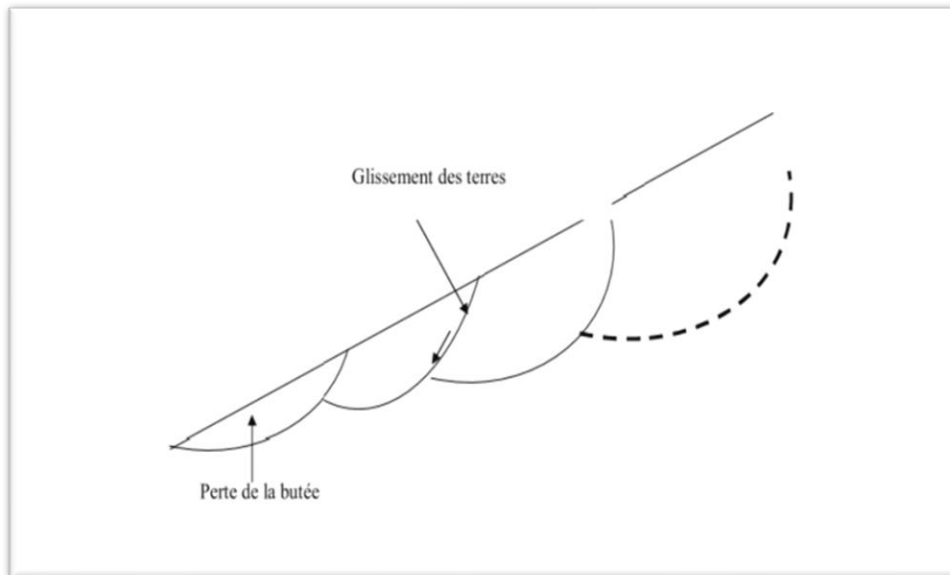


Figure I.3 : Schéma de principe d'un glissement rotationnel complexe [4]

3. PRINCIPALES CAUSE DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

Les glissements de terrain sont rarement causés par un seul facteur, mais plutôt par l'interaction de plusieurs éléments négatifs qui déclenchent le phénomène. En général, aucun de ces facteurs ne serait suffisant à lui seul pour causer la rupture. Pour comprendre le mécanisme d'un glissement de terrain, il est important de repérer et de hiérarchiser les différents facteurs susceptibles d'avoir contribué à l'événement.

Les causes d'instabilités peuvent être dues : soit à une augmentation des sollicitations (surcharges, suppression de la butée de pied, déboisement, séisme et autres sources de vibration).

L'étude d'un glissement de terrain peut identifier les causes possibles comme étant liées à une modification des caractéristiques mécaniques, telle qu'une perte de résistance due à un remaniement, ou à une modification des caractéristiques hydrauliques, comme l'apparition d'un écoulement d'eaux pluviales, de fonte de neige, d'eaux de ruissellement, etc. [5]

Ces causes peuvent être classées dans l'une de ces catégories ou être le résultat de leur combinaison :

3.1. Nature des terrains :

La nature de terrain dépend de :

A-Géométrie de terrain :

Le degré d'inclinaison de la surface du terrain est un facteur déterminant de sa stabilité ou de son instabilité. La pente critique varie en fonction des propriétés des sols ou des roches, notamment leur résistance à la rupture, ainsi que de la présence d'eau dans le massif. [5]

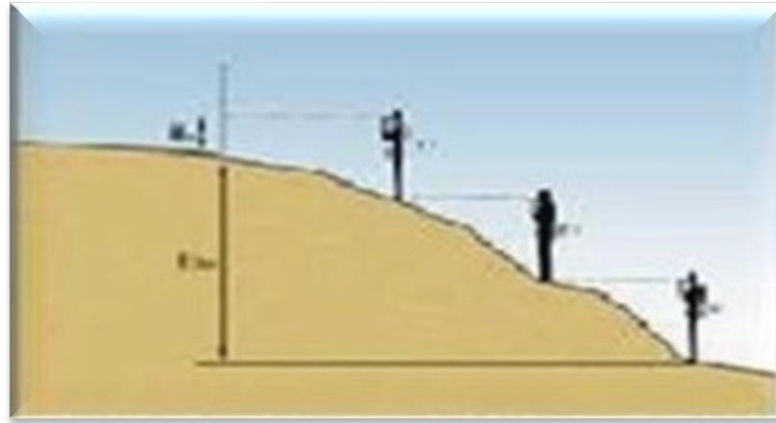


Figure I.4 : Géométrie de terrain. [5]

B-Résistance au cisaillement des sols ou des roches :

L'un des principaux facteurs influençant la stabilité d'une pente est la résistance mécanique des sols et des roches. La rupture qui se produit lors des phénomènes d'instabilité est principalement due à la résistance au cisaillement.

La résistance au cisaillement d'un matériau dépend de sa nature, de son histoire et de l'état de contrainte au point considéré. Cet état de contrainte est influencé par diverses sollicitations exercées sur le terrain, telles que les charges appliquées, les variations de la nappe phréatique, etc.

Lors de la réactivation de glissements de terrain naturels, les mouvements se produisent le long d'une surface de rupture préexistante. Sur cette surface, la résistance au cisaillement mobilisée est appelée résistance résiduelle. [5]

Afin de déterminer l'état de stabilité d'une pente, il est donc nécessaire de connaître deux types de paramètres des sols rencontrés :

- La résistance au cisaillement à court ou à long terme.
- La résistance au cisaillement résiduelle.

3.2. Les actions extérieures qui agissent sur le sol :

A- Actions hydrauliques :

La compréhension du régime hydraulique du site est un élément essentiel pour l'analyse d'une instabilité et dans la recherche des solutions.

Les conditions d'alimentation peuvent être complexes et dépendre de couches de terrains situées bien en amont.

La connaissance des conditions hydrauliques les plus défavorables nécessite une longue durée d'observations sur le terrain. Par exemple, on peut choisir de prendre en compte les régimes hydrauliques mesurés durant une année dont la pluviométrie est décennale. Ceci étant rarement possible, des extrapolations peuvent être utilisées pour juger des conditions les plus défavorables.

La détermination du régime hydraulique est souvent très difficile du fait de l'étendue des zones à prospecter et de l'hétérogénéité des sols rencontrés, et notamment de la présence d'accidents tectoniques qui perturbent sensiblement les nappes.

B- Les actions climatiques et anthropiques :

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et de déchargements.

C- Les actions hydrologiques (Pluie, neige, évapotranspiration) :

Les nappes sont alimentées principalement par les pluies et la fonte des neiges. D'autres phénomènes peuvent se rajouter, comme des infiltrations à partir de fossés, de bassins de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement.

D- Séismes :

Les mécanismes conduisant à la rupture des pentes sous séisme sont souvent difficiles à connaître en raison de la complexité de la géologie locale et du peu d'informations sur les paramètres rhéologiques et hydrogéologiques des matériaux.

Les séismes peuvent provoquer des mouvements de terrains dans des pentes habituellement stables, aussi bien dans les massifs rocheux que dans les massifs argileux ou sableux.

4. MECANISMES DE RUPTURE DES TALUS

Les talus sont des pentes instables constituées de matériaux tels que des sols, des roches ou des débris. Les mécanismes de rupture des talus dépendent des caractéristiques géotechniques des matériaux en présence, des forces agissant sur la pente et de la géométrie de la pente elle-même.

Parmi les mécanismes de rupture les plus courants, on trouve :

* **La rupture par glissement** : ce mécanisme est souvent associé aux sols et aux roches présentant une faible cohésion, tels que les sables ou les argiles. Elle est due à une rupture de la résistance au cisaillement du sol, provoquée par une charge excessive ou une perte de cohésion

* **La rupture par éboulement** : ce mécanisme se produit lorsque des blocs ou des roches se détachent de la pente en raison d'une instabilité dans la structure des roches, de l'altération des roches ou d'une charge excessive.

* **La rupture par affaissement** : ce mécanisme est lié à des sols compressibles, tels que les limons ou les argiles, qui subissent une compression excessive sous l'effet d'une charge. Cette compression peut entraîner un affaissement ou une déformation de la pente.

* **La rupture par coulée de débris** : ce mécanisme se produit lorsqu'un matériau en pente se déplace en bloc, en raison de son poids et de la pente.

* **La rupture par liquéfaction** : ce mécanisme se produit lorsque des sols saturés d'eau, tels que les sables, sont soumis à des vibrations sismiques, provoquant une perte de résistance au cisaillement et entraînant une rupture. [6]

5. NOTION DE COEFFICIENT DE SECURITE

Le coefficient de sécurité au glissement des massifs en pente F est défini par l'expression suivante : $F = \tau_{max} / \tau$, où τ_{max} désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement et τ la contrainte de cisaillement mobilisée le long de la surface de rupture. [2]

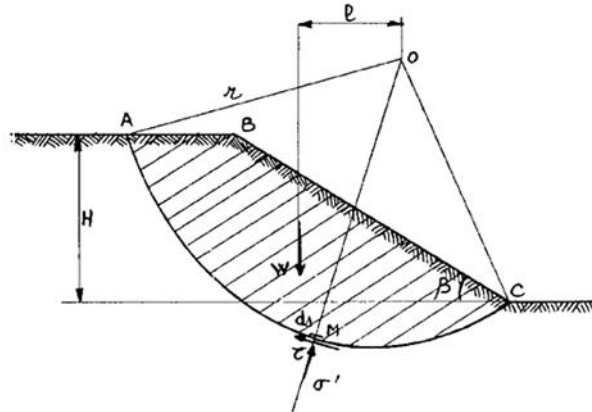


Figure I.5 : Etat des contraintes le long de la courbe de rupture.

❖ Si $F > 1$, il n'y a pas rupture ; si $F < 1$, il y a rupture ; si $F = 1$, il y a équilibre limite.

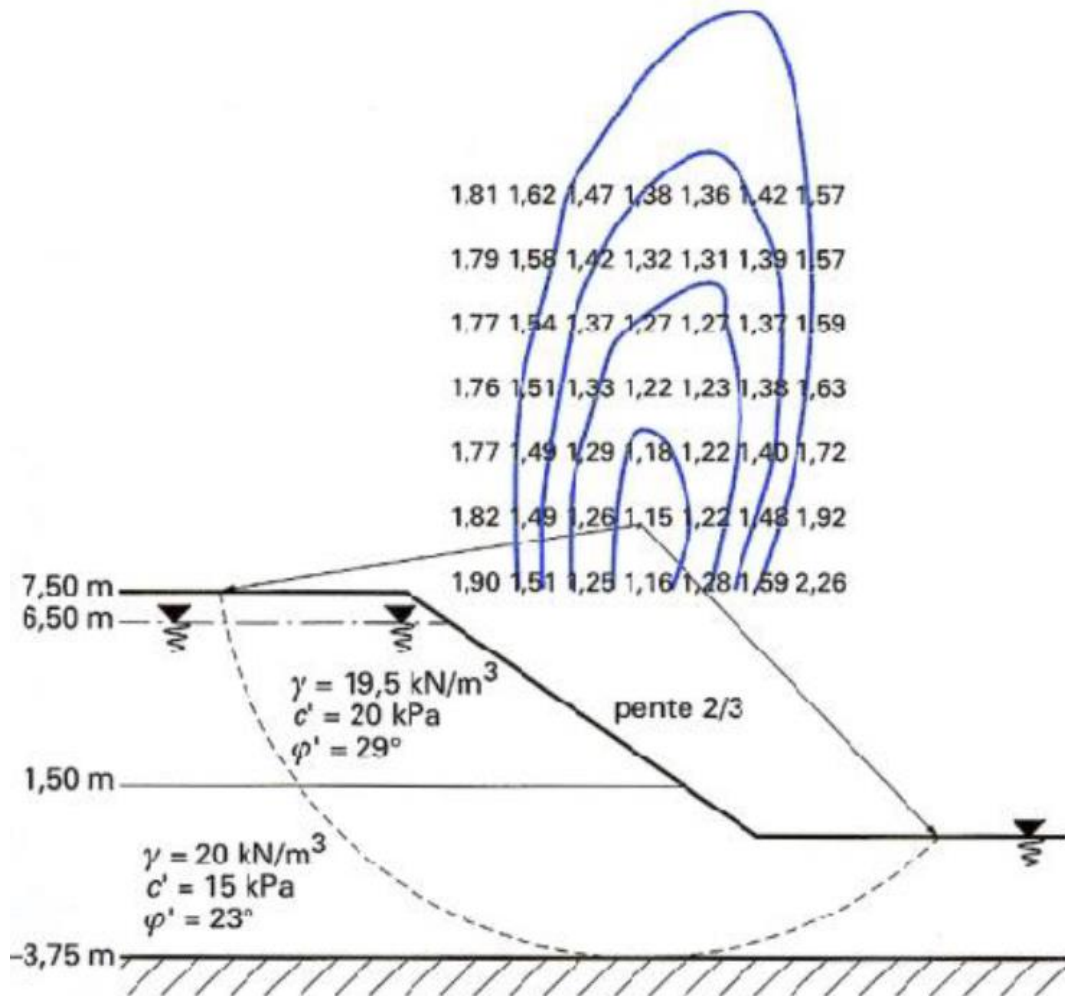


Figure I.6 : Exemple de recherche du cercle de rupture le plus défavorable. [2]

La résistance au cisaillement maximale est égale à :

$$\tau_{\max} = \begin{cases} c_u & \text{pour les calculs à court terme (comportement non drainé)} \\ c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' & \text{pour les calculs à long terme (comportement drainé)} \end{cases}$$

Où :

- C_u cohésion non drainée ;
- c' cohésion effective ;
- Φ' angle de frottement interne effectif.

L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, c'est-à-dire, dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du talus (figure 1.6). Généralement, un coefficient de sécurité de 1.2 à 1.5 suivant les cas est recherché.

Les caractéristiques de résistance nécessaires varient en fonction, qu'il s'agisse de glissements nouveaux ou réactivés. Pour les premiers, on doit prendre en compte les valeurs de résistance au pic caractéristiques des argiles sur des consolidées et des sables denses, tandis que pour les seconds, les valeurs résiduelles caractéristiques des argiles normalement consolidées et des sables lâches ou peu denses doivent être considérées. Les paramètres de cisaillement de certains types de sols sont donnés dans le tableau I.1. [2]

Tableau I.1 : Valeurs indicatives des caractéristiques mécaniques de quelques sols. [2]

Type de sol	γ (kN/m ³)	c' pic (kPa)	φ' pic (°)	c' res (kPa)	φ' res (°)	C_u (kPa)
Vase organique	13 à 15	0 à 10	25 à 32	0	25 à 30	14 à 18
Argile molle	15 à 19	0 à 10	28 à 34	0 à 5	10 à 15	< 25
Argile raide	18 à 20	10 à 40	15 à 25	0 à 5	6 à 15	80 à 200
Limon	17 à 19	0 à 40	25 à 35	0	20 à 30	40 à 50
Sable	16 à 21	0	30 à 45 (*)	0	25 à 35	
Sables et gravies	16 à 22	0	35 à 48 (*)	0	30 à 35	

γ poids volumique, c' cohésion effective, φ' angle de frottement effectif, c_u cohésion non drainée

6. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE DES TERRAINS

Pour étudier un massif de sols, la reconnaissance géotechnique doit tout d'abord permettre de localiser les différentes couches qui le composent et de déterminer leur configuration générale. Ensuite, elle doit fournir des informations sur les caractéristiques mécaniques de chaque couche, obtenues à partir de résultats d'essais in-situ et de laboratoire. Il est également important de prendre en compte les difficultés éventuelles liées aux terrains et de trouver des solutions pour les surmonter.

6.1 Sondages et prélèvements d'échantillons

La reconnaissance géotechnique implique la réalisation de sondages qui constituent une étape cruciale. Préalablement à leur exécution, une étude géologique est effectuée afin de décider de leur nombre et de leur emplacement. Les sondages sont choisis en fonction de l'objectif recherché : les sondages à la tarière sont utilisés pour prélever des échantillons remaniés, suffisants pour les analyses, tandis que les sondages carottés sont nécessaires pour déterminer les paramètres mécaniques. Les sondages sont implantés de manière à couvrir la périphérie du glissement de terrain, l'intérieur de la masse en glissement et la zone stable à proximité immédiate. [7]

6.2 Essais de laboratoire

Les analyses comprennent des tests d'identification pour déterminer les caractéristiques pondérales, la granulométrie et les limites de consistance, ainsi que des tests de caractérisation mécanique, tels que des tests de cisaillement à la boîte de Casagrande ou à l'appareil triaxial.

Une analyse chimique est également effectuée sur les sols et éventuellement l'eau de la nappe. Les tests mécaniques de laboratoire sont très efficaces car ils permettent de simuler les chemins de contraintes effectives (ou de déformations) et de décrire correctement le comportement des sols. De plus, ils sont effectués sur de petites éprouvettes, ce qui permet l'application des principes de la mécanique des milieux continus. [7]

6.3 Essais in-situ

Il est nécessaire de débiter toute étude géotechnique par une reconnaissance in-situ afin de déterminer les caractéristiques mécaniques des sols présents. Les essais in-situ, tels que les essais pénétrométriques, scissométriques, pressiométriques et piézométriques, ont été développés simultanément aux essais de laboratoire dans le but de permettre des tests sur les sols dans leur état naturel. Ces essais présentent des avantages pratiques et théoriques importants. Du point de vue pratique, les essais in-situ évitent les difficultés liées à la collecte d'échantillons et permettent d'étudier le comportement des sols dans des conditions très proches de la réalité, limitant ainsi les perturbations des carottes et les effets des conditions expérimentales en laboratoire. Sur le plan théorique, les essais in-situ peuvent simuler physiquement le comportement des sols en place, à condition que les mêmes paramètres soient pris en compte que pour les ouvrages réels. [7]

7. PARAMETRES DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT

7.1. Définition de la résistance au cisaillement des sols :

La résistance au cisaillement des sols est influencée non seulement par leur état de consolidation, mais aussi par les voies empruntées par les contraintes appliquées lors du processus de cisaillement. [6]

La résistance au cisaillement des sols est mobilisée par la cohésion C et l'angle de frottement interne ϕ , qui sont conventionnellement les paramètres de résistance au cisaillement.

➤ La cohésion (C) représente une force de liaison qui fixe les molécules d'eau aux particules de sol. La valeur de c pour le sable et le limon inorganique est de zéro. Pour les argiles normalement consolidées, la cohésion peut être proche de zéro. Les argiles sur des consolidées ont des valeurs de c supérieures à 0.

➤ L'angle de frottement (ϕ) interne correspond à l'angle formé naturellement par un matériau mis en tas, par rapport à l'horizontale. Il dépend du type de sol et plus particulièrement la forme de ses grains : plus ces derniers sont anguleux, plus l'angle de frottement interne sera élevé

Ces derniers se déterminent, pour un sol donné, sur la droite de Mohr-Coulomb représentant l'évolution de la résistance au cisaillement critique en fonction de la contrainte normale appliquée.

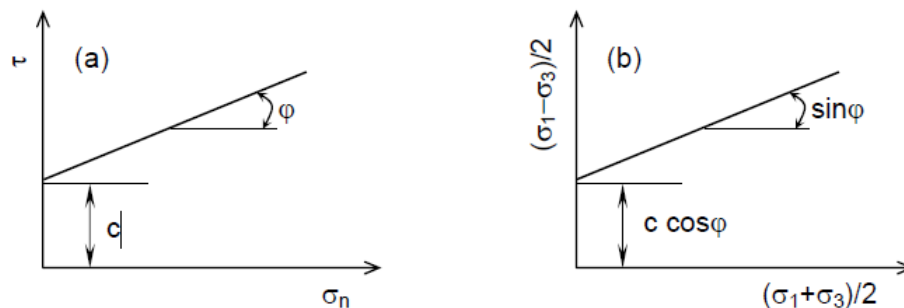


Figure I.7 : Définition des paramètres de résistance au cisaillement des sols à partir des résultats d'essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande (a) ou d'essais de cisaillement à l'appareil triaxial (b).

Cette résistance dépend de l'état de consolidation des sols et des cheminements des sollicitations exercées au cours du cisaillement. Il n'existe pas une résistance au cisaillement propre à un sol donné, mais une infinité de résistances au cisaillement qui dépendent du chemin de contraintes effectives suivi. [6]

7.2. Différents types d'essais de cisaillements

En fonction des conditions de drainages de l'éprouvette de sol et la vitesse de chargement choisie, l'essai triaxial peut permettre de réaliser trois types d'essais :

7.2.1. L'essai consolidé drainé (CD) :

L'essai est réalisé en deux phases :

- 1-Consolidation de l'éprouvette sous contrainte isotrope (contrainte de confinement),
- 2-Cisaillement à drainage ouvert.

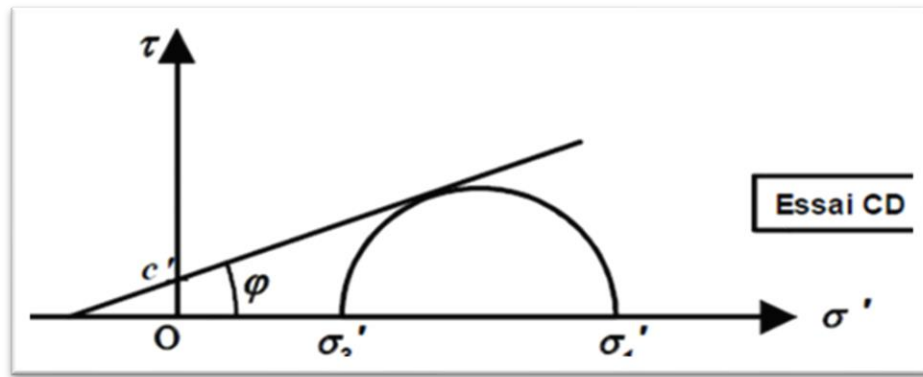


Figure I.8 : Essai consolidé drainé.

7.2.2. L'essai consolidé non drainé (CU) :

Cette condition s'applique à court terme s'il y a peu de dissipation des surpressions d'eau sur un sol saturé uniquement, l'essai est réalisé en deux phases :

- ✓ Consolidation de l'éprouvette sous contrainte isotrope (drainage ouvert).
- ✓ Cisaillement non drainé avec mesure de u . [8]

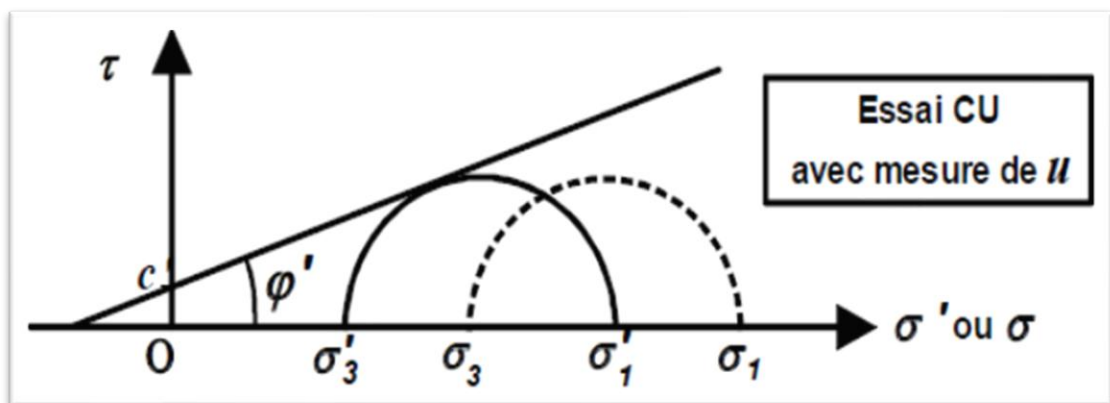


Figure I.9 : Essai consolidé non drainé.

7.2.3. L'essai non consolidé non drainé (UU)

Les pressions interstitielles ne se dissipent pas. Cet essai rapide correspond au comportement à court terme. [8]

Pendant l'essai, le volume est constant. Cet essai est interprété en contraintes totales et permet d'estimer la cohésion non drainée c_u . L'angle de frottement interne ϕ_u est généralement supposé nul.

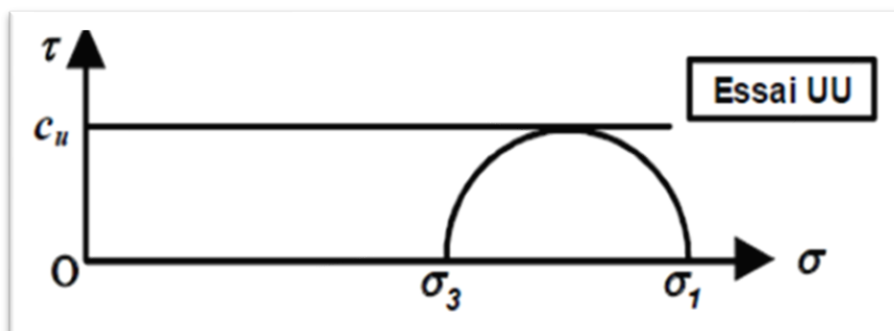


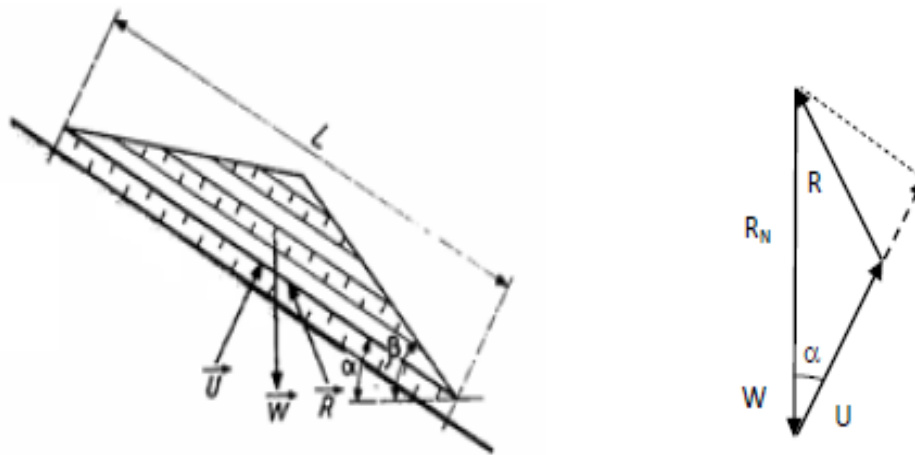
Figure 1.10 : Essai non consolidé non drainé.

8. CALCULS DE STABILITE DES TALUS

L'évaluation de la stabilité des pentes est généralement réalisée en utilisant la méthode des tranches, qui considère la rupture comme référence. Cette méthode permet d'obtenir une estimation de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite, à travers l'utilisation du coefficient de sécurité que déterminé par un calcul manuel ou à l'aide d'abaques. L'expression du coefficient de sécurité varie en fonction du type de rupture envisagée : plane, circulaire ou quelconque. Les calculs de stabilité sont effectués en utilisant des contraintes totales à court terme et/ou des contraintes effectives à long terme. La précision des calculs dépend de la précision avec laquelle les paramètres de cisaillement sont déterminés, ainsi que des méthodes de calcul utilisées.[9]

8.1. Cas des ruptures planes (glissements plans).

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes.



L longueur du talus

R réaction du massif extérieur

R_N composante normale de R

U résultante des pressions interstitielles

W poids

α inclinaison de la surface de rupture

β angle du talus

Figure I.11 : Schéma type d'une rupture plane. [9]

Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$F = \frac{2}{\sin\beta} \frac{c}{\gamma h} + \left(1 - \frac{\gamma_w h_w}{\gamma h}\right) \frac{tg\varphi}{tg\beta}$$

8.2. Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires)

Ce type de rupture est analysé par la méthode des tranches. Cette méthode, fréquemment utilisée en pratique, consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement. [10]

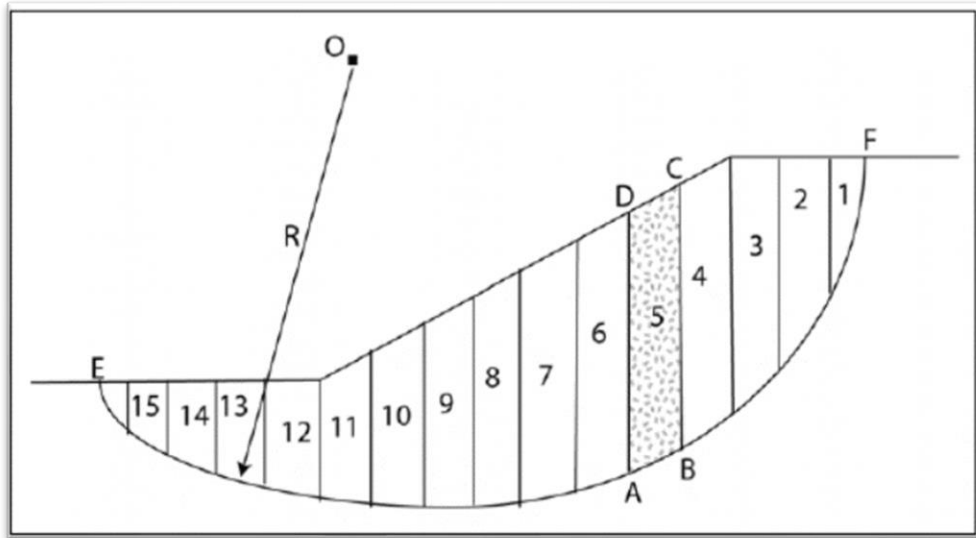


Figure I.12 : Principe de méthode des tranches

Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème

➤ **La méthode de FELLENIUS** : C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de la stabilité des talus, elle consiste à découper la surface de rupture en n tranches, chaque tranche est considérée comme un solide indéformable. [10]

Les hypothèses de la méthode de FELLENIUS sont, On suppose une surface de glissement circulaire et décompose le talus en tranches et on néglige les forces inter-couches et respecte seulement l'équilibre des moments. D'où, l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{\text{fellenius}} = \frac{\sum [C'b + (W + \cos^2 \alpha - ub) \text{tg} \phi'] / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha}$$

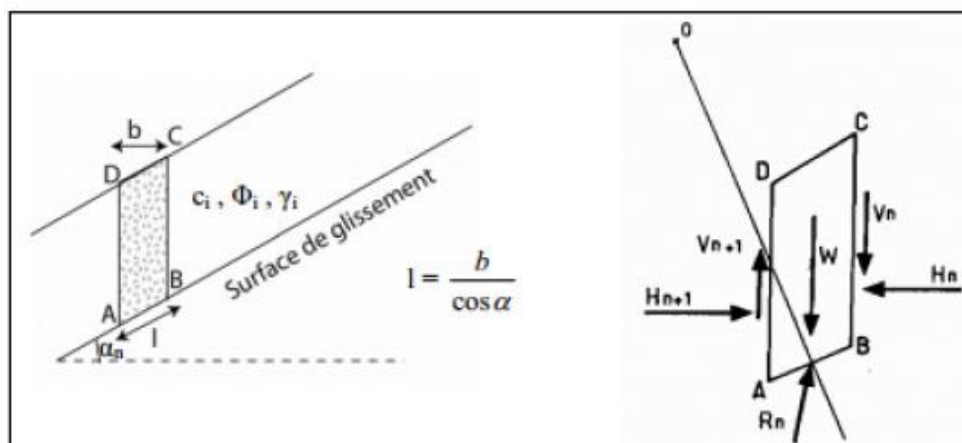


Figure I.13. Forces considérées sur une tranche par la méthode de fellenius.

➤ **La méthode de BISHOP** : Dans cette méthode on, considère que vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche et elle néglige l'équilibre horizontal des forces. Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_{\text{Bishop}} = \frac{\sum [c'b + (W - ub) \text{tg} \phi'] / (\cos \alpha + \sin \alpha \text{tg} \phi' / F)}{\sum W \sin \alpha}$$

La valeur F est coefficient obtenu avec la méthode de FELLENIUS. [10]

8.3. Cas des ruptures quelconques (glissements complexes)

Ce type de rupture se produit lorsque des variations significatives sont présentes. Pour traiter ce problème, la méthode des perturbations est utilisée, où la contrainte normale n'est pas constante le long de la courbe de rupture, contrairement aux deux méthodes précédentes. Cette approche est globale et peut être appliquée à n'importe quelle courbe de rupture envisagée. Elle repose sur la résolution des équations d'équilibre statique en ajustant automatiquement la distribution de la contrainte normale obtenue en perturbant la contrainte normale de Fellenius le long de la courbe de rupture, ce qui permet de déterminer la valeur du coefficient de sécurité. [10]

8.4. Méthodes graphiques à l'aide d'abaques

Le calcul manuel du coefficient de sécurité à l'aide d'abaques s'effectue par différentes méthodes. Le plus connu d'entre elles est la méthode de JANBU. Les hypothèses de cette méthode sont, permettant d'estimer le coefficient de sécurité au glissement des pentes fissurées et non fissurées suivant une surface de glissement plane ou circulaire, un paramètre appelé le nombre de stabilités N_s est introduit et il regroupe les facteurs affectant la stabilité des pentes. $N_s = \frac{\gamma.H}{C_{req}}$

La valeur de N_s obtenue avec l'abaque correspond à un facteur de sécurité de 1. Si on désire déterminer le facteur de sécurité. [12]

On utilise la relation : $F_s = \frac{N_s.C}{\gamma.H}$

8.5. Méthode de calcul en déformation

L'analyse des pentes implique l'utilisation de la méthode des éléments finis ou des différences finies, qui nécessitent une analyse numérique. Bien que cette méthode soit complexe à mettre en œuvre et nécessite des moyens informatiques importants, elle est essentielle pour évaluer la stabilité sismique des pentes et respecter les réglementations parasismiques, qui peuvent se faire, soit par calcul pseudo-statique, soit par calcul dynamique direct. [10]

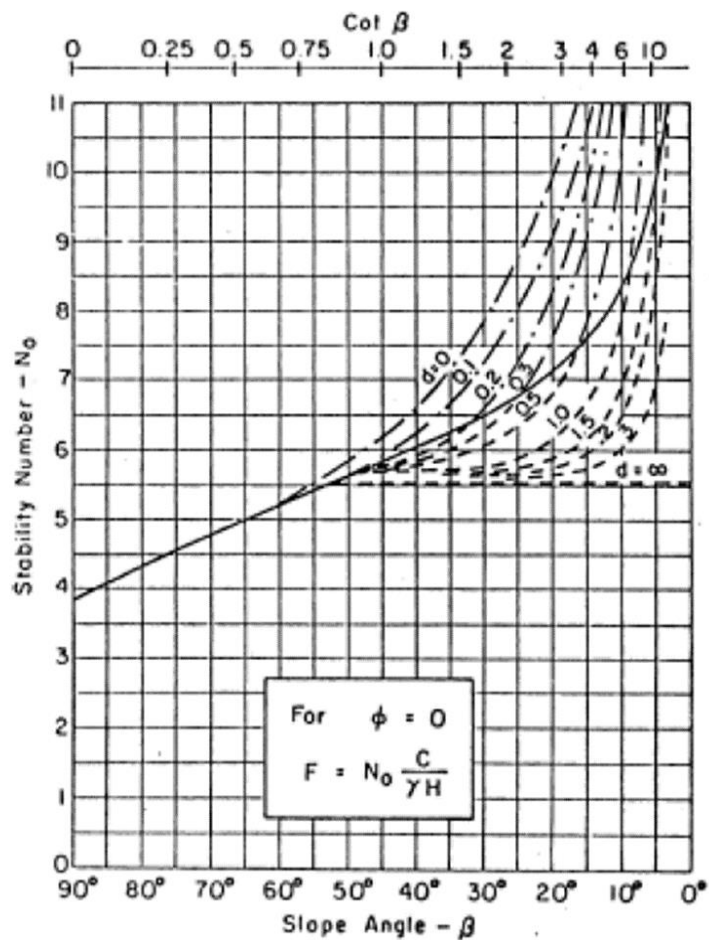


Figure 1.14 : Abaques de stabilité

A. Approche de calcul pseudo-statique :

Cette approche repose sur le calcul d'équilibre limite ou d'analyse limite, où un effort équivalent est appliqué au centre de gravité du massif ou à chaque tranche de sol. Cette approche permet de modéliser la sollicitation sismique en utilisant des coefficients sismiques pour caractériser les composantes horizontale (K_h) et verticale (K_v) des forces (P) appliquées au massif en pente. [13]

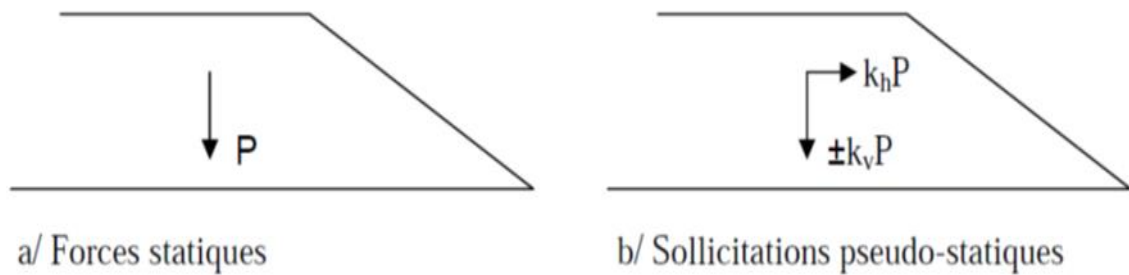


Figure 1.15. Forces pseudo-statiques apportées à un massif en pente.

Le coefficient de sécurité F , calculé par la méthode de Bishop, est donné par l'expression suivante :

$$F_s = \frac{\sum \frac{c' + (\gamma h - U) \tan \varphi'}{1 + \tan \alpha \tan \varphi'} \cos \alpha}{\sum \gamma h \left[\sin \alpha + K_h \left(\cos \alpha - \frac{Y_g - Y}{R} \right) + K_v \right]}$$

- Où :
- X_g et Y_g : coordonnées du centre de gravité de la tranche considérée ;
 - α : inclinaison de la tranche i par rapport à la verticale passant par le centre du cercle ;
 - c' et φ' : paramètres de cisaillement du sol au niveau de la tranche ;
 - U : pression interstitielle dans la tranche ;
 - k_h et k_v : coefficients d'accélération sismique ;
 - R : rayon du cercle de glissement ;
 - F : coefficient obtenu avec la méthode de FELLENIUS.

B. Approche de calcul dynamique direct :

Cette méthode repose sur la résolution de l'équation d'équilibre dynamique à l'aide de techniques numériques telles que les éléments finis ou les différences finies. Ces approches prennent en compte les chemins de contraintes suivis par les différents points du massif et les lois de comportement élastique ou élasto-plastique pour déterminer les déformations correspondantes. Cependant, cette méthode nécessite la spécification précise de plusieurs paramètres, ce qui peut être difficile. Parmi ces paramètres figure l'état initial des contraintes, les paramètres mécaniques et les critères de rupture. [13]

En outre, il est envisageable d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre reste complexe.

9. TECHNIQUES DE CONFORTEMENT DES PENTES INSTABLES

Les dispositifs utilisés pour la stabilisation des pentes instables, ou susceptibles de le devenir à cause des travaux, sont nombreux et variés. Ils peuvent être géométriques ou hydrauliques.

D'autres techniques peuvent aussi être utilisées comme le boisement, la recharge en pied du talus, le clouage à l'aide de pieux et le soutènement par murs gabions ou en béton armé ou à l'aide de palplanches métalliques. Le choix de l'une de ces solutions dépendra de la nature du talus à conforter, de sa géométrie, du massif de terrain constitutif et du régime hydraulique existant.

Parmi les solutions techniquement possibles, on retiendra la moins coûteuse et la plus facile à mettre en œuvre. Le tableau I.2 donne les valeurs recommandées du coefficient de sécurité au glissement des pentes pour chaque type de renforcement considéré.

Tableau 1.2. Coefficients de sécurité recommandés pour les talus renforcés. [7]

Technique de renforcement	F_{ref}
Butée de pied	1,2 à 1,3
Allègement en tête	1,2
Purge totale	1,5
Reprofilage	1,2
Substitution totale	1,5
Substitution partielle	1,2
Collecte et canalisation des eaux de surface	1,3
Tranchées drainantes	1,3
Drains subhorizontaux	1,3
Drainages profonds	1,3
Soutènements	1,2
Tirants d'ancrages	1,2
Clouage	1,2 à 1,3
Pieux	1,1 à 1,2

Les techniques de renforcement des pentes instables sont décrites ci-après.

9.1. Terrassements :

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



Figure I.16 : Travaux de terrassement.

A. Actions sur l'équilibre des masses :

➤ L'allègement en tête de talus permet de diminuer le poids moteur et d'augmenter la sécurité en adoucissant la pente, et le dimensionnement est réalisé en prenant en compte la surface de rupture et les modifications de géométrie, ainsi que la possibilité de substitution du matériau terrassé par un matériau léger.

➤ Le remblaiement en pied, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contre balancement des forces motrices.

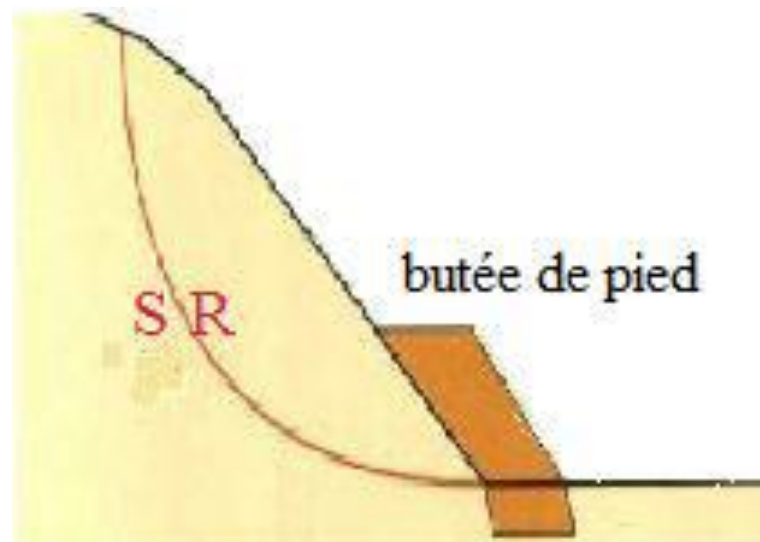


Figure I.17 : Remblai de pied. [2]

B. Actions sur la géométrie de la pente par reprofilage : Le reprofilage du terrain naturel consiste à modifier la géométrie de la pente dans le but d'améliorer la sécurité. Cette technique vise à adoucir la pente moyenne du terrain.

C. Remplacement de masse instable : La substitution partielle ou totale de la masse instable peut être réalisée à l'aide d'une technique appelée "bêche", qui est particulièrement appropriée pour la construction de remblais sur un sol instable. [15]

9.2. Dispositifs de drainage

Le drainage est une mesure d'urgence visant à réduire les surpressions interstitielles et à accroître la stabilité des pentes. Son objectif est d'éviter l'apport d'eau sur le site et d'expulser l'eau présente dans le massif instable. Différents dispositifs de drainage peuvent être utilisés, notamment :

➤ **Collecte et canalisation des eaux de surface :** Il est nécessaire de collecter et d'évacuer les eaux de surface loin des talus en utilisant des fossés et des caniveaux, tout en veillant à étancher les éventuelles fissures de surface.

➤ **Tranchées drainantes :** Il est essentiel de diriger les eaux infiltrées dans le massif à l'aide de tranchées drainantes. Le nombre, les dimensions et la disposition de ces tranchées doivent être déterminés à partir d'une étude hydrogéologique préalable.

➤ **Drains horizontaux :** Le rabattement des nappes phréatiques en utilisant des drains horizontaux est une méthode efficace pour diminuer les pressions interstitielles et évacuer les aquifères locaux. Le nombre, les dimensions et la disposition des drains doivent également être déterminés à partir d'une étude hydrogéologique préalable. [14]

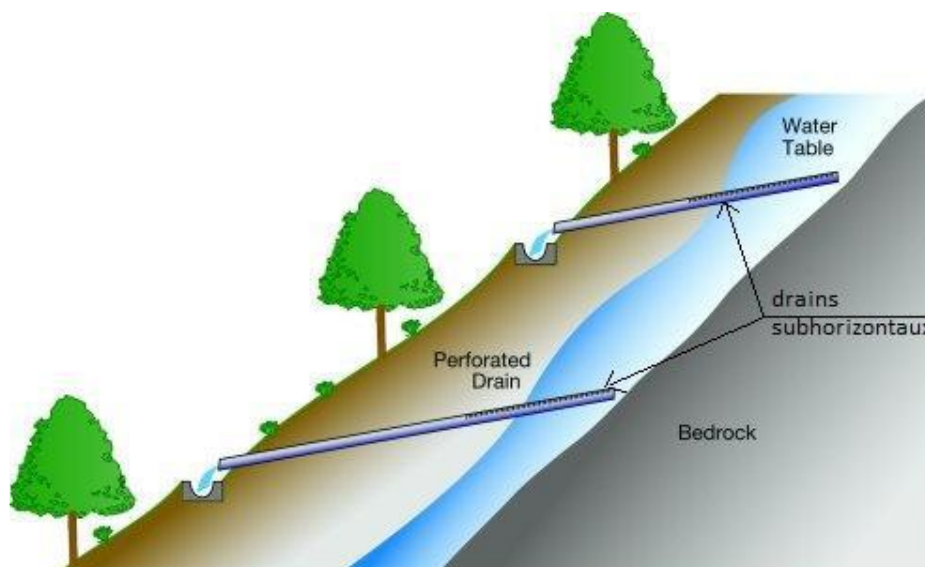


Figure I.18 : Drains horizontaux [14]

9.3. Ouvrages de soutènement

Les murs de soutènement rigides et les gabions sont des options appropriées pour assurer la stabilité des déblais et des remblais, mais ils sont moins adaptés pour stabiliser les mouvements de versants. Dans tous les cas, ces structures doivent être vérifiées en termes de stabilité interne, selon la méthode spécifique à chaque technique (stabilité de l'ouvrage lui-même), ainsi qu'en termes de stabilité globale. [16]



Figure I.19 : Réalisation d'un mur en gabion. [16]

9.4. Tirants d'ancrage

Les tirants d'ancrage permettent de réduire les forces actives du glissement et d'accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Ils nécessitent un suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinomètres) et des tensions qu'ils subissent (par le biais de cales dynamométriques). [17]



Figure I.20 : Schéma de confortation par tirants d'ancrages. [17]

9.5. Inclusions

Le renforcement par inclusions est couramment utilisé pour stabiliser les pentes instables. Ils présentent l'avantage d'être faciles et rapides à mettre en œuvre et n'affectent pas la géométrie du site, en fonction de l'inertie des armatures utilisées : a/ les clous et micropieux, b/les pieux et barrettes, c/ les palplanches.

10. EXEMPLES DE GLISSEMENT

10.1. Exemples de glissement dans le monde

On se restreint à ne décrire ci-après que quelques cas de glissements dans le monde.

10.1.1. Mouvement de versant de Las Colinas au Salvador (2001)

Le 13/01/2001, un puissant séisme d'une magnitude $M_w=7,6$ a frappé le Salvador dans la région des Caraïbes. L'épicentre de ce séisme était situé à environ 110 km au sud-est de la capitale, San Salvador, à une profondeur d'environ 50 à 60 km. Ce séisme est associé à la subduction de la plaque Cocos. En conséquence, de nombreux glissements de terrain se sont produits, dont celui de Las Colinas (figure 1.20). Ce glissement de terrain a littéralement enseveli la zone résidentielle de la nouvelle San Salvador, également appelée Santa Tecla, sous une montagne de terre, détruisant plus de 500 habitations et 400 maisons. (US GS, 2001).



Figure 1.21 : Glissement du versant de Las Colinas au Salvador (USGS)

10.1.2. Glissement des îles des Saintes en Guadeloupe (2004)

Le dimanche 21 novembre 2004, la Guadeloupe a été frappée par un violent séisme d'une magnitude de $M_w=6,3$. L'épicentre de ce tremblement de terre s'est localisé au sud de l'Archipel, entre les îles des Saintes et la pointe nord de la Dominique. Les conséquences de cette secousse ont été tragiques, avec une victime déplorée, et des dégâts considérables aux Saintes.



Figure 1.22 : Dégâts observés sur la route départementale 21

(Bureau Central Sismologique Français)

10.1.3. Glissement de terrain dans la région du Darjeeling en Inde

Le 28 septembre 2011, dans la région du Darjeeling en Inde, l'autoroute nationale 55 a été gravement touchée par plusieurs glissements de terrain. Ces événements ont eu lieu seulement quelques jours après un puissant tremblement de terre d'une magnitude de $M_w=6,9$. Les glissements de terrain ont entraîné des dommages importants à l'autoroute nationale 55.



Figure 1.23. Glissements de terrain dans la région Darjeeling, en Inde (USGS)

10.1.4. Glissement de Kaikoura, New Zeland (2016)

Le 14 novembre 2016, un tremblement de terre puissant d'une magnitude de $M_w=7,8$ a secoué la région de Kaikoura en Nouvelle-Zélande. En conséquence, un glissement de terrain spectaculaire s'est produit, engloutissant une section de la route nationale n°1. Ce désastre naturel a eu des conséquences majeures, avec d'importants dégâts causés à la route en raison de l'effondrement provoqué par le glissement de terrain. [18]



Figure 1.24. Glissement de terrain à Kaikoura en Nouvelle-Zélande. [18]

10.2. Exemples de glissement en Algérie

10.2.1. Glissement de Boumerdès

Des glissements de terrain plus importants ont été enregistrés à plusieurs endroits. Dans la municipalité de Bani Amran, au moins 150 logements dans la ville de Sidi Suleiman, menacés par un glissement de terrain majeur qui s'est produit l'année dernière a été exacerbée par toucher les nombreuses. [19]



Figure 1.25. Glissement de terrain à Boumerdès. [19]

10.2.2. Glissement d'Alger

Le 20 avril 2018 Un glissement de terrain a causé la fermeture de la route du Triolet qui mène de Bab El oued à Chevalley. Heureusement, aucune voiture ne passait quand l'effondrement a eu lieu. Cet éboulement a provoqué la fermeture de la route menant de Chevalley vers Bab El oued et la concentration d'une forte circulation en sens inverse. [20]



Figure 1.26. Glissement de terrain à Alger. [20]

CHAPTER II :

OUTILS NUMERIQUES DE

CALCUL

1. INTRODUCTION

Pendant longtemps, le calcul des ouvrages géotechniques tels que les fondations, les pentes et les talus a été principalement axé sur la stabilité, ce qui signifie qu'il se basait sur l'hypothèse d'un comportement rigide-plastique du sol (plasticité parfaite : critère de Mohr-Coulomb). Bien que cette approche ait été validée par son utilisation courante dans le calcul de la stabilité des pentes, elle nécessite des améliorations en prenant en compte les déformations avant la rupture et les non-linéarités des déformations des sols (élasticité non-linéaire, élastoplasticité).

L'avancée des méthodes de calcul numérique sur ordinateur (comme la méthode des différences finies et la méthode des éléments finis) a ouvert la voie à des solutions plus réalistes et générales pour étudier le comportement des sols. Ces solutions reposent sur l'utilisation de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution qui abordent différents aspects du comportement des sols. Ces modèles, qu'ils soient basés sur des approches élastiques non-linéaires ou élastoplastiques, permettent de décrire de manière assez précise le comportement des sols. La fiabilité et la performance des algorithmes de résolution dépendent principalement de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence établis.

Les deux logiciels de calcul utilisés dans cette étude, qui sont exposés ci-dessous, sont basés sur les principes mentionnés et sont reconnus pour avoir produit des résultats satisfaisants par le passé. Leur sélection a été motivée par leur disponibilité et leur flexibilité, ainsi que par leur performance, car ils sont bien adaptés aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des pentes sous différentes sollicitations, qu'elles soient statiques (poids propre et surcharges) ou dynamiques (séismes, machines).

2. Logiciel OPTUM G2

OPTUM G2 est un logiciel d'éléments finis conçu pour l'analyse de la résistance et de la déformation des problèmes géotechniques en termes de valeurs limites. Bien qu'il partage certains principes généraux avec d'autres programmes disponibles sur le marché, il se distingue également sur plusieurs aspects fondamentaux. Par exemple, il permet de calculer directement les charges limites ou les capacités portantes, sans nécessiter une analyse élastoplastique traditionnelle étape par étape. De plus, il est capable de fournir des bornes supérieures et inférieures rigoureuses pour la charge limite, offrant ainsi une solution précise dans un intervalle généralement étroit.

Inversement, en connaissant un ensemble de charges fixes, OPTUM G2 permet de calculer les bornes supérieure et inférieure exactes du facteur de réduction de résistance. Cela signifie qu'il est possible de déterminer le facteur par lequel les résistances des matériaux doivent être réduites pour provoquer l'effondrement. En plus de ces fonctionnalités uniques, OPTUM G2 offre également la

possibilité d'effectuer des analyses plus traditionnelles, telles que l'élasticité, l'infiltration et la consolidation étape par étape. [21]

Les fonctionnalités et les types d'analyse dans OPTUM G2 incluent :

- Analyse des limites pour calculer des limites supérieures et inférieures rigoureuses sur les charges d'effondrement.
- Analyse de réduction de résistance pour la détermination des facteurs de sécurité basés sur la résistance.
- Analyse élastoplastique pour l'analyse d'aptitude au service et la construction par étapes.
- Analyse des infiltrations pour un écoulement général partiellement saturé.
- Analyse des contraintes initiales pour la détermination des contraintes in situ sur la base de la pression des terres coefficient.
- éléments structuraux pour la modélisation de murs, ancrages, géotextiles, etc.
- adaptabilité du maillage pour tous les types d'analyse.
- En outre, un certain nombre de matériaux standard avec des paramètres représentant des géomatériaux communs et les éléments structuraux sont disponibles.

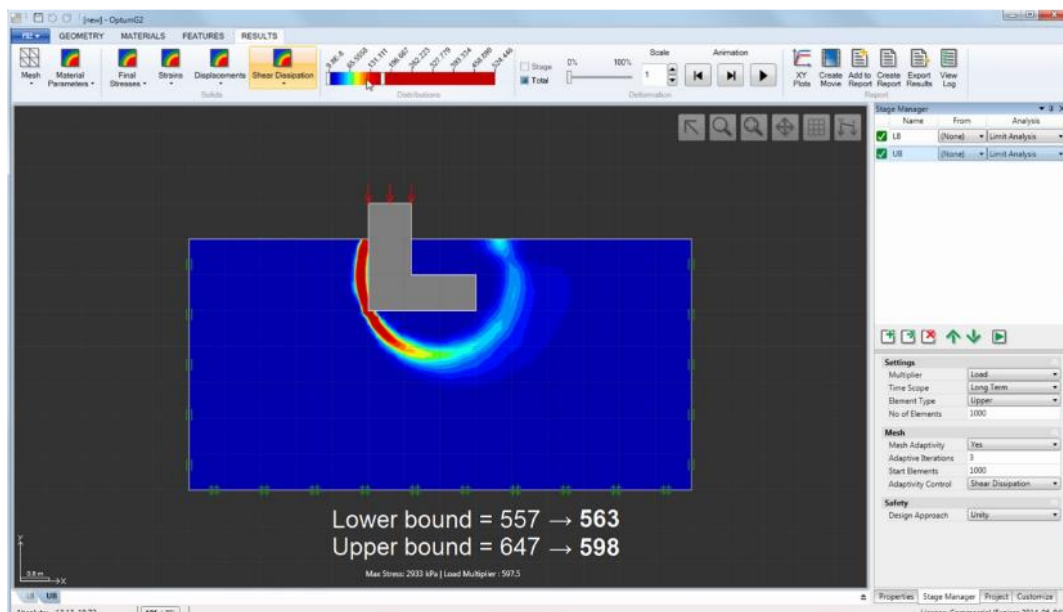


Figure.II.1. Aperçu d'écran du logiciel OptumG2. [21]

2.1. CONDITIONS INITIALES

La détermination des contraintes initiales et des pressions d'infiltration fait partie intégrante de la plupart des géomécaniques analyses. Ceux-ci peuvent être calculés dans une étape distincte qui est ensuite liée à l'analyse principale organisé. Le lien est réalisé en spécifiant une étape d'appropriée dans le gestionnaire d'étape. L'état de l'étape de sera alors utilisé comme état initial de l'analyse. Afin de déterminer l'état initial, OPTUM G2 inclut un type d'analyse. Unique, Initial stress, qui effectue les deux étapes suivantes :

Analyse des infiltrations pour déterminer les pressions d'infiltration en régime permanent.

Calcul de la contrainte initiale sur la base du coefficient de pression des terres ou par chargement gravitaire. A l'étape 2, des conditions drainées sont supposées. Concernant l'étape 2, il y a possibilités pour calculer l'état de stress. La méthode exacte de calcul dépend du réglage des conditions initiales pour le matériel :

1. Calculer par le chargement gravitaire : le poids propre est ici appliqué dans un calcul élastoplastique qui utilise les paramètres des matériaux élastiques et plastiques.

2. Calcul par analyse K0 : il s'agit d'un calcul spécialisé qui vise à trouver une distribution de contraintes qui satisfait les conditions d'équilibre et de rendement tout en visant à satisfaire les conditions de contrainte initiales.

Dans la mesure du possible. La terre le coefficient de pression, k_0 , doit être spécifié si cette méthode est choisie (il est égal à 0,66 pour le matériau d'argile ferme).

Dans ce manuel, sauf indication contraire explicite, la deuxième option est utilisée.

Au lieu de spécifier une étape distincte dans laquelle l'état initial est déterminé, il est possible de faire calculer automatiquement les contraintes initiales et les pressions d'infiltration. Ce sera fait si non De l'étape est spécifié. Dans ce cas, les deux étapes de l'analyse des contraintes initiales décrites ci-dessus être exécuté.

Les exceptions sont les types d'analyse Elastique et Elastoplastique dans lesquels seule la première étape est effectuée (la deuxième étape est l'analyse élastique/élastoplastique elle-même qui est effectuée avec l'étendue temporelle spécifiée).

Il est fortement recommandé que les contraintes initiales soient examinées de manière critique dans le cadre de l'interprétation globale des résultats. Et en cas de doute sur la véracité de l'automatiquement état calculé, il est recommandé de le déterminer dans une étape distincte (le surcote de ceci est généralement négligeable et peut même faire gagner du temps si le même état initial est utilisé dans plusieurs analyses). [21]

3. Logiciel TALREN

Talren 4 est un logiciel de calcul basé sur l'équilibre limite pour évaluer la stabilité de talus naturels ou artificiels, qu'ils soient renforcés par des clous ou non. Il utilise des méthodes conventionnelles de calcul de stabilité des pentes, notamment les méthodes de Fellenius et Bishop pour les ruptures circulaires, ainsi que la méthode des perturbations et la méthode de calcul à la rupture pour les ruptures non circulaires.

La méthode des perturbations, également connue sous le nom de méthode RRT (Raulin et al. 1974), est une approche globale applicable à différentes formes de courbes de rupture, circulaires ou non. Elle repose sur la résolution des équations d'équilibre statique avec un ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale de Fellenius, obtenue en perturbant la contrainte normale le long de la surface de rupture. Cette méthode fournit des résultats similaires à ceux de la méthode de Bishop pour les ruptures circulaires et ne pose pas de problèmes de convergence.

La méthode de calcul à la rupture représente une approche cinématique externe pour déterminer la charge de rupture des ouvrages. Elle est basée sur des mouvements de corps rigides, où la vitesse du déplacement d'un bloc est supposée rigide par rapport au reste du massif supposé fixe, et utilise le critère de rupture de type Mohr-Coulomb. Cette méthode fournit une limite supérieure pour la valeur extrême dans le cas d'un mode de chargement radial pour une rupture de type spirale logarithmique.

L'avantage de cette méthode réside dans son caractère rigoureux, qui permet d'évaluer la stabilité d'un ouvrage sans autre hypothèse que le choix du critère de rupture associé aux matériaux. De plus, elle prend en compte des situations où les méthodes traditionnelles peuvent être limitées, telles que l'équilibre de butée et les chargements inclinés. [22]

La version 4 du logiciel TALREN utilise une nouvelle interface graphique interactive avec notamment (figure 2.2) :

- dessin du profil à la souris, règles et grille, menus contextuels, choix des couleurs des sols ;
- possibilité de charger un fond de plan (format .jpg et .gif) et de l'afficher à l'échelle ;
- gestion des phases d'exécution et situations de calcul d'un projet dans un seul fichier ;
- tableaux récapitulatifs des données : couches de sol, surcharges et renforcements ;
- nombreuses options de visualisation des résultats : graphiques (isovaleurs par exemple) et tableaux (efforts dans les renforcements, résultats détaillés par surface de rupture, etc.) ;
- assistants et bases de données (coefficients de pondération/sécurité partiels, choix de q_s , etc.).

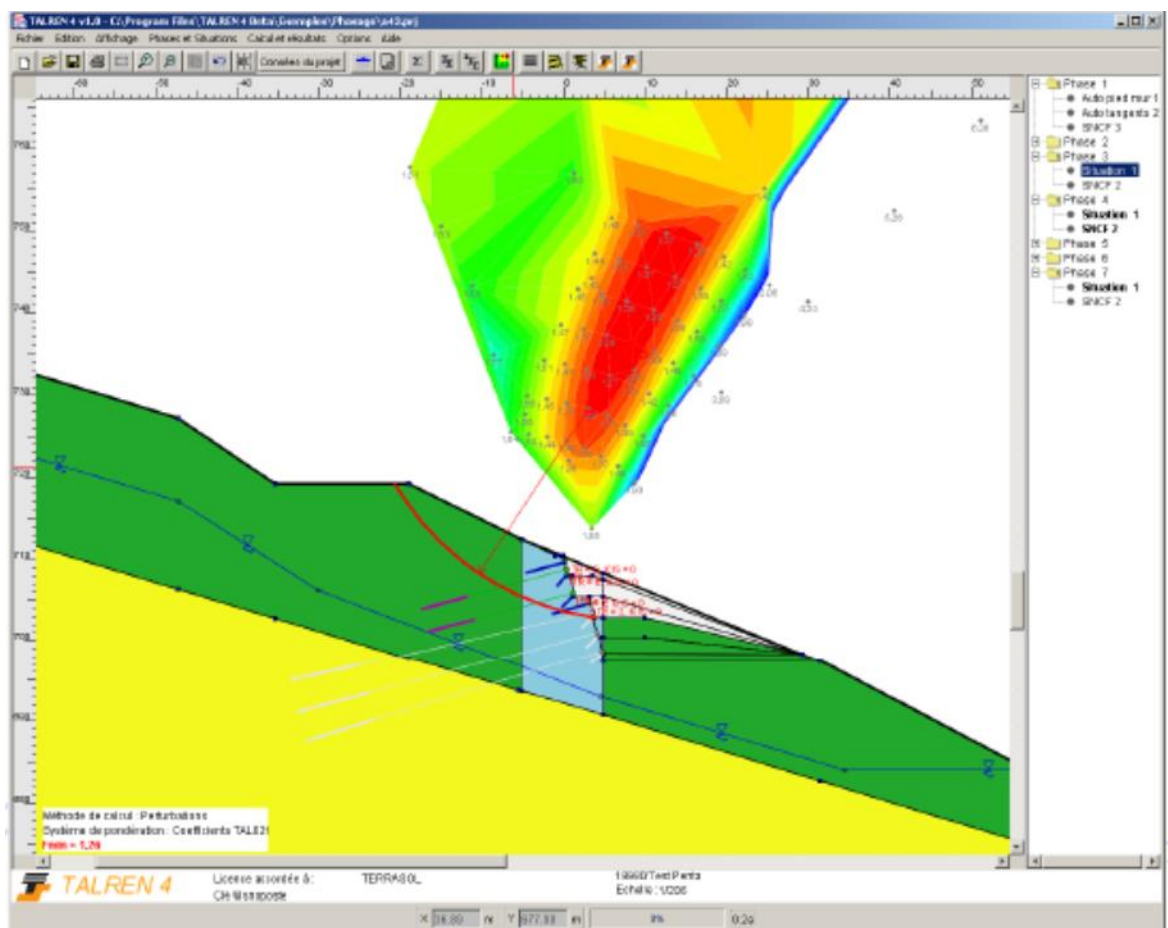


Figure II.2. Interface du logiciel TALREN. [22]

CHAPITRE III :

ETUDE DE GLISSEMENT

1. INTRODUCTION

La collecte et l'analyse de diverses données topographiques, géologiques, géotechniques et autres sont essentielles pour évaluer la stabilité d'une pente face au glissement et pour prendre des mesures correctives si nécessaire. Cela implique la création d'un modèle qui intègre ces données. Cependant, en raison de la diversité des disciplines impliquées, la collecte de ces données est complexe. De nombreuses consultations et contacts ont été nécessaires pour rassembler, trier et classer les informations pertinentes.

2. PRESENTATION DU SITE

2.1. Localisation :

Le village d'Ouled Sidi Mansour, qui appartient à la municipalité de Maadid, il est situé dans la partie nord-est de wilaya de M'sila, il est limité par la wilaya de BBA.

Le glissement est localisé sur le chemin Communal reliant entre Ouled Sidi Mansour et la limite de wilaya BBA.



Figure III. 1 : Image satellite de la zone étudiée. [Google earth]

2.2. Description du glissement :

Le chemin communal traverse un site vallonné, dont le régime hydraulique, la forte pluviométrie et les mauvaises conditions de drainage des eaux de ruissellement et des eaux souterraines se dirigeant vers l'aval, favorisent les mouvements des sols supportant le remblai.

Les observations relevées sur le terrain et les résultats de l'étude géotechnique montrent qu'il s'agit d'un glissement plan. Il mesure environ 50 mètres de long et 25 mètres de large. (Figure III.3)

Nous avons permis de donner une estimation de l'épaisseur des formations marneuses altérées (1 m- 3 m) de la position de la surface de rupture.

Ces photos illustrent le glissement survenu :



Figure III.2. Vue général du site.



Figure III.3. Image satellite de la longueur et de largeur de glissement étudiée. [Google earth]

3. RECONNAISSANCE DU SITE

Le programme d'investigations géotechnique, établi par le *S.A.R.L LABORATOIRE VOIES & BÉTON ZEKKOUR*, comporte les investigations suivantes :

3.1. Essai in –situ :

Une campagne de reconnaissance comportant la réalisation de sondages carottés de 10 m de profondeur. Cette reconnaissance a permis de prélever des échantillons intacts et/ou remaniés dans chacune des couches rencontrées.

Les sondages carottés implantés sur la plate-forme amont de la zone d'étude montrent que le sous-sol du site est constitué de :

- 0.00 m à 0.50 m : Remblai.
- 0.50 m à 4.00 m : Argile marneuse altérée, présence de graves et de cailloux, marron.
- 4.00 m à 10.00 m : Marne argileuse, très ferme, marron.

Les sondages carottés ont révélé un sol constitué principalement, sous une couche de remblai d'une épaisseur variable selon le profil mixte lors de la réalisation de la route en question, par une formation d'argile marneuse altérée à graves et cailloux de calcaire centimétrique, surplombant le substratum de la région, formé de marne argileuse, très ferme, marron grisâtre.

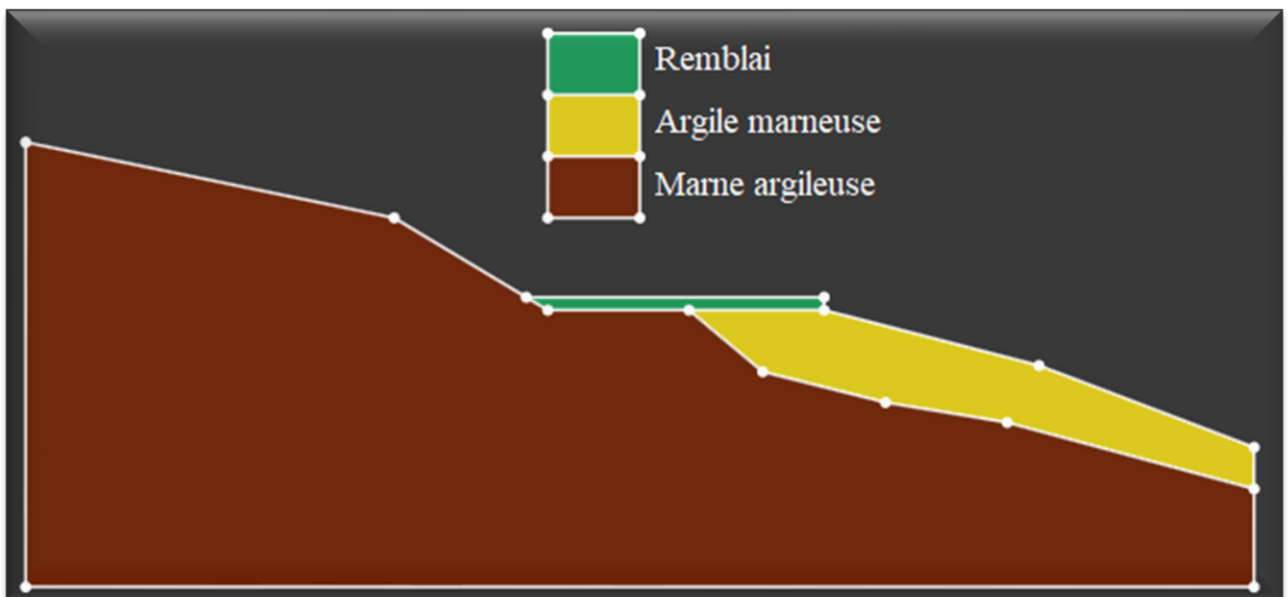


Figure III.4. Géométrie du modèle de la zone étudiée.

3.2. Essais au laboratoire :

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physiques et mécaniques du sol en vue d'estimer son état naturel. Ces essais se font sur Des échantillons intacts prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico-mécaniques et analyses chimiques sommaires, à savoir :

3.2.1 Essais physique :

A. La teneur en eau NA 5209/2017, Les densités des échantillons NA 5210/1992.

Tableau III.1. Résultats d’essai de la teneur en eau et la densité

Profondeur (m)	Densité humide $\gamma_h(t/ m^3)$	Densité sèche $\gamma_d(t/ m^3)$	Teneur en eau Naturelle W (%)	Degré de Saturation Sr(%)
1.60 – 1.80	2.04	1.70	19.98	91.72
4.15 – 4.50	2.03	1.71	18.51	86.99
6.00 – 6.40	1.98	1.66	19.73	84.42

* Le résultat des teneurs en eau est compris entre 18.50 à 19.98 %, et les degrés de saturation sont compris entre 84.42 à 91.72 %, donc Le sol des différentes formations est humide et dense.

B. Limites d’Atterberg NF P 94-051.

Tableau III.2. Résultats d’essai de Limites d’Atterberg

Profondeur (m)	La limite de liquidité W_L %	La limite de plasticité W_p %	Indice de plasticité IP %
4.15-4.50	49.91	26.02	23.89

C. L’analyse granulométrique NA 5232-2007.

Tableau III.3. Résultats d’essai L’analyse granulométrique.

Tmisat (%)	(100-20)	(20-05)	(5-0.080)	(0.080-0.002)	(0.002-0.0001)
Profondeur	% Cailloux	% Gravieres	% Sable	% Limon	% Argile
4.15-4.50 (m)	00	00	23	15	62

➤ Après l’exécution des essais de limite d’Atterberg et L’analyse granulométrique, nous avons reporté les valeurs trouvées W_L et IP sur l’abaque de plasticité de Casagrande, nous avons trouvé que ces couples se situent au-dessus de la droite A, le matériau analysé est classé parmi les sols fins peu très plastiques.

3.2.2. Essais mécaniques

A. Essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande NA 16218/2006.

Tableau III.4. Résultats d’essai de cisaillement.

Profondeur (m)	Angle de frottement interne ϕ (°)	Cohésion apparente C_u (bars)
1.60-1.80	16°	1.08
4.15-4.50	14°	1.30
6.00-6.40	09°	0.77

B. Essai œdométrique < Essai de compressibilité > NF XP P94-090-1.

Tableau III.5. Résultats d’essai œdométrique.

Profondeur (m)	Pression de Consolidation Pc (bars)	Coefficient de Compressibilité Cc %	Coefficient de gonflement Cg %
6.00-6.40	0.45	25.77	2.68

3.2.3. L’analyse chimique sommaire

Tableau III.6. Résultats d’essai de L’analyse chimique.

Profondeur (m)	Teneur exprimée en % de poids / matériau sec	
	Sulfates (mg/l)	Carbonates Caco3 (%)
1.60-1.80	877.440	20.52

3.3. Les paramètres sismiques considérés

Le village d’Ouled Sidi Mansour est classé dans la zone IIa, zone de moyenne sismicité, d’après le règlement parasismique algérien en (RPA99, version 2003), dont les valeurs d’accélération de zone.

Tableau III.7. Valeurs du coefficient d’accélération de zone. [23]

Groupe	1A	1B	2	3
Valeur de A	0,25	0,20	0,15	0,10

Les coefficients pseudo-statiques horizontal et vertical, kh et kv, pris en compte dans les calculs de stabilité des pentes, sont donnés dans le tableau III.8 en fonction du groupe d’usage pour la zone considérée.

Tableau III.8. Valeurs des coefficients pseudo-statiques horizontaux et vertical considérées. [23]

Zone	Groupe d’usage	A	kh	kv
IIa	1A	0,25	0,1250	0,0375
	1B	0,20	0,1000	0,0300
	2	0,15	0,0750	0,0225
	3	0,10	0,0500	0,0150

4. CALCULS DE STABILITE

Les calculs de la stabilité, a pour but de déterminer la surface de rupture la plus défavorable du glissement pour les différentes sections du tronçon étudié. Le calcul de coefficient de sécurité est basé sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches du terrain, la cohésion (C), l'angle de frottement (ϕ), la densité humide (γ_h).

Les calculs de stabilité du versant d'Ouled Sidi Mansour passent par plusieurs étapes, ils ont été effectués par la méthode pseudo-statique à l'aide des deux logiciels suivants :

* **OPTUM G2** pour les calculs de stabilité et de stabilisation en plasticité par la méthode d'éléments finis, ils ont été effectués en utilisant la méthode de Mohr-Coulomb.

* **Talren 4** pour les calculs de stabilité et de stabilisation par la méthode d'équilibre limite. Ils ont été effectués en utilisant les deux méthodes FELLENIUS et BISHOP.

Tableau III.9. Paramètres du modèle de calcul.

Parameters	Argile marneuse	Marne argileuse
Angle de frottement, ϕ (degré)	12	27
Cohesion, C_u (kPa)	8	67
Angle de dilatation, Ψ (degré)	0	0
Densité humide, γ_h (kN/m ³)	20.3	19.9
Densité sèche, γ_d (kN/m ³)	16.5	17
Module de Young, E_s (kN/m ²)	1000	10000
Coefficient de Poisson ν	0.35	0.33

4.1. Calcul de la stabilité à l'aide du logiciel OPTUM G2.

Le calcul de la stabilité du profil retenu sous l'effet de surcharge, l'effet de la surcharge avec la nappe phréatique et l'effet combiné (surcharge avec nappe phréatique plus séisme) est représenté en détail sur figure qui représenté le maillage déformé et Les déplacements totaux.

4.1.1. Présentation de profil étudié :

Pour le logiciel **OPTUM G2**, les données et les résultats des calculs sont sauvegardés dans le même fichier.

Le profil est constitué de quinze points, dont les coordonnées sont consignées dans le tableau ci-après ;

Tableau III.10. Coordonnées du profil sur le logiciel OPTUM G2.

Node	x (m)	y (m)
1	48.00	0.00
2	0.00	0.00
3	0.00	20.00
4	8.00	19.00
5	24.00	12.00
6	31.00	8.00
7	38.00	6.00
8	48.00	4.00
9	11.00	18.00
10	15.00	15.00
11	24.00	15.00
12	20.00	15.00
13	33.00	11.00
14	42.00	8.00
15	48.00	7.00

La pente du talus est orientée en considérant l'amont à gauche et l'aval à droite, pour respecter l'orientation habituelle des axes cartésiens.

4.1.2. Étapes du calcul de la stabilisation

Le modèle géométrique approuvé pour la modélisation de pente est de 40 mètres de large et 15 mètres de haut.

➤ A. Talus sous l'effet du poids propre.

Dans cette étape, nous avons analysé les résultats de la modélisation en considérant les caractéristiques mécaniques des couches de sols (Tableau.III.6). La stabilité a été analysée sous l'effet du poids propre de la pente uniquement.

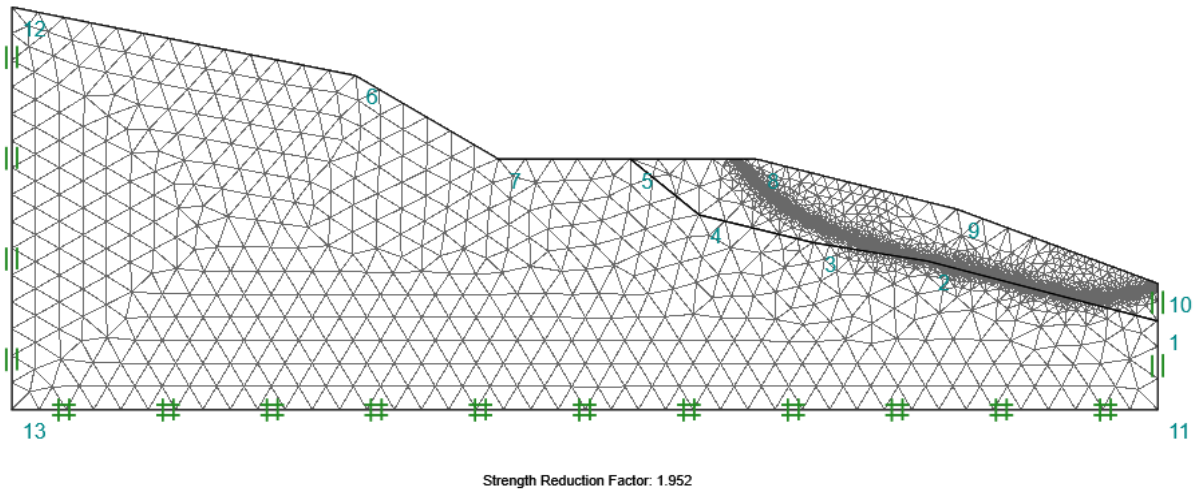


Figure III.5.a. Maillage déformé du talus (l'effet du poids propre).

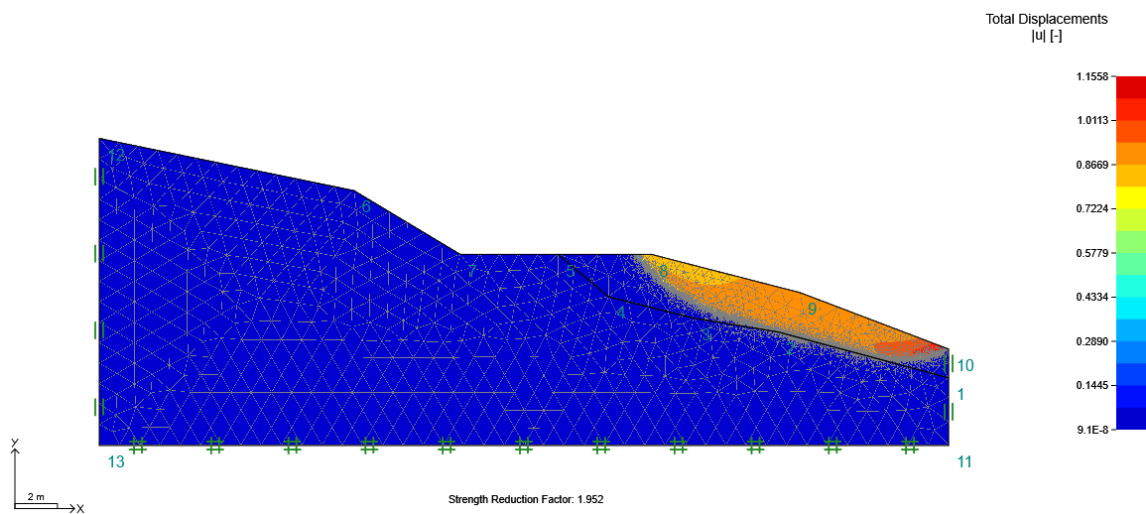


Figure III.5.b. Les déplacements totaux (l'effet du poids propre).

Le facteur de sécurité minimal obtenu dans sous l'effet du chargement gravitaire seul (Poids propre) est **Fs = 1.95**.

➤ **B. Talus sous l'effet de la surcharge :**

La valeur de la surcharge est de 20 kN/m².

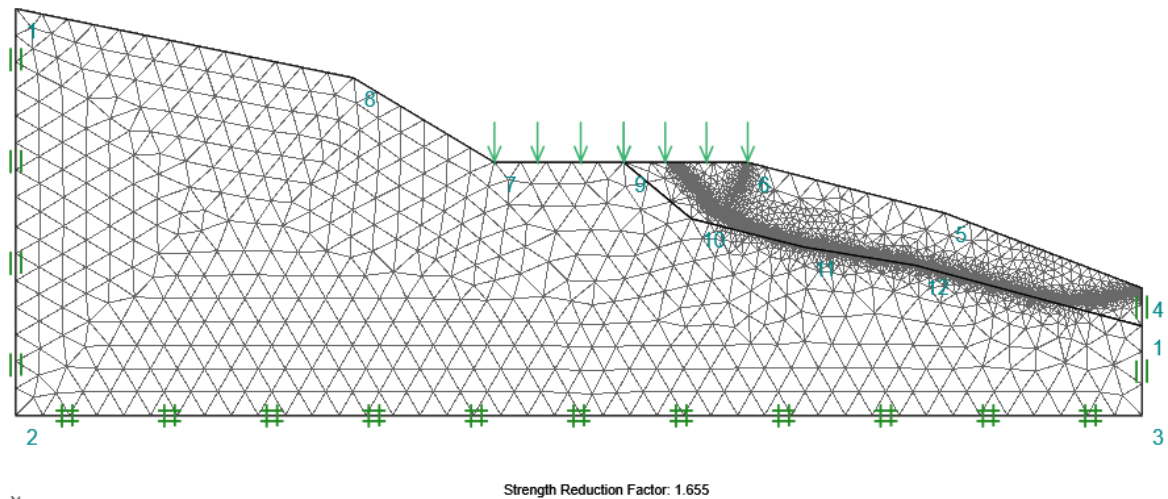


Figure III.6.a. Maillage déformé du talus (l'effet de la surcharge).

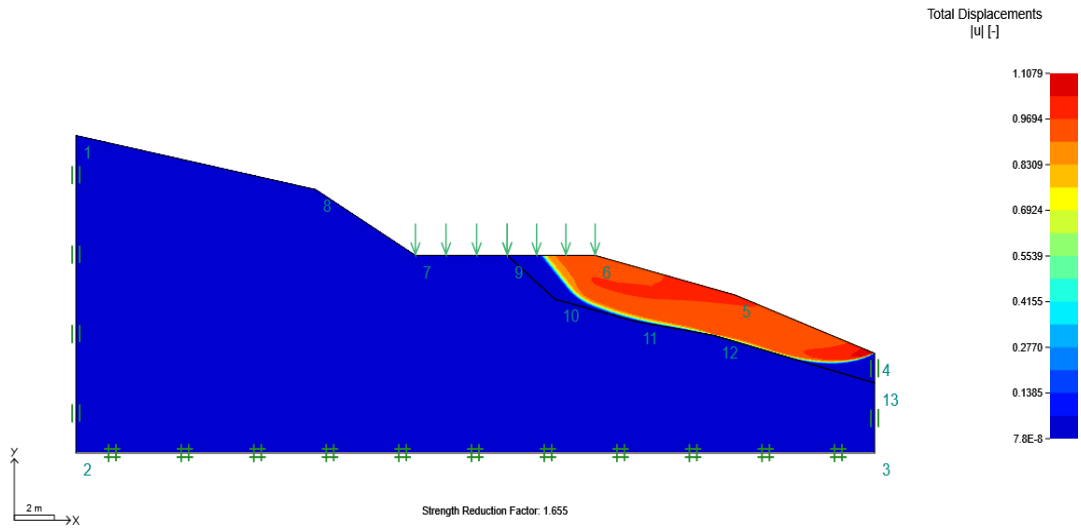


Figure III.6.b. Les déplacements totaux (l'effet de la surcharge).

On trouve le facteur de sécurité dans ce cas est $F_s = 1.67$.

➤ C. Talus sous l'effet de la surcharge avec la nappe.

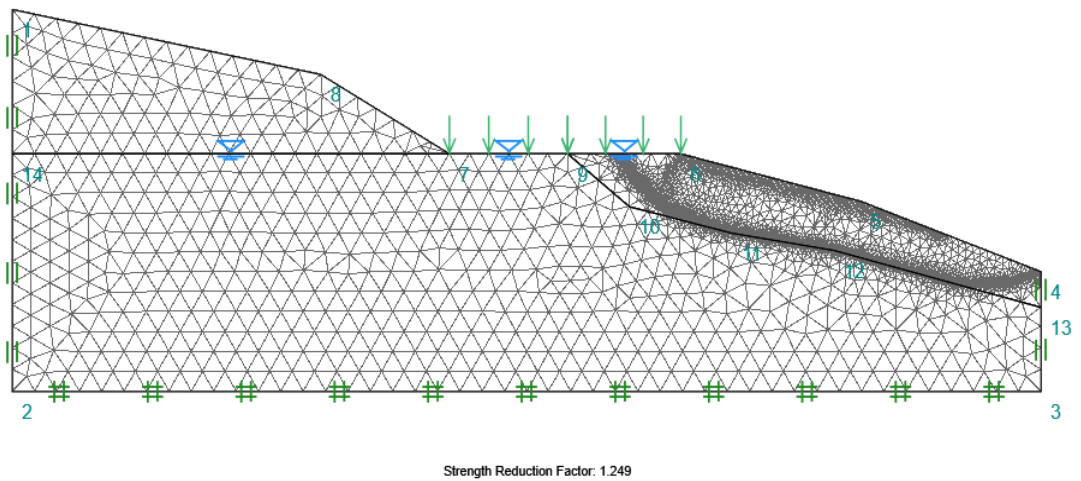


Figure III.7.a. Maillage déformé du talus (l'effet de la surcharge avec la nappe).

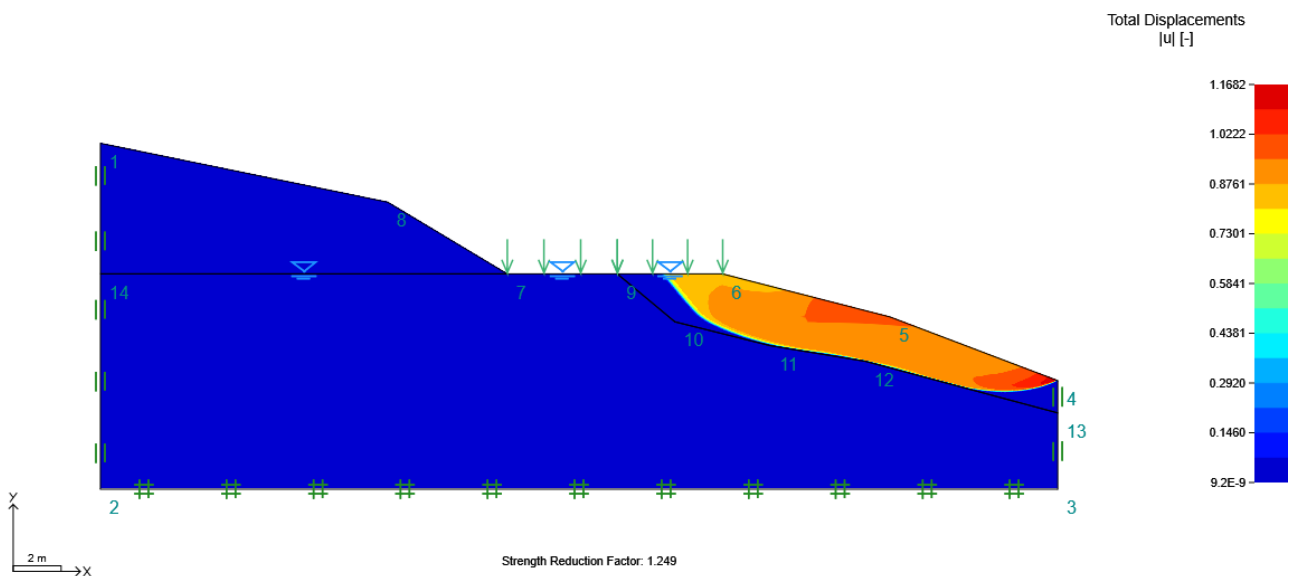


Figure III.7.b. Les déplacements totaux (l'effet de la surcharge avec la nappe).

On trouve Le facteur de sécurité dans ce cas est $F_s = 1.25$.

➤ D. Talus sous l'effet Combiné (surcharge avec nappe phréatique et séisme) :

Les valeurs pseudo-statiques horizontal (K_h) et vertical (K_v), pris en compte dans les calculs de stabilité des talus sont donnés $k_h = 0,0750$ et $k_v = 0,0225$.

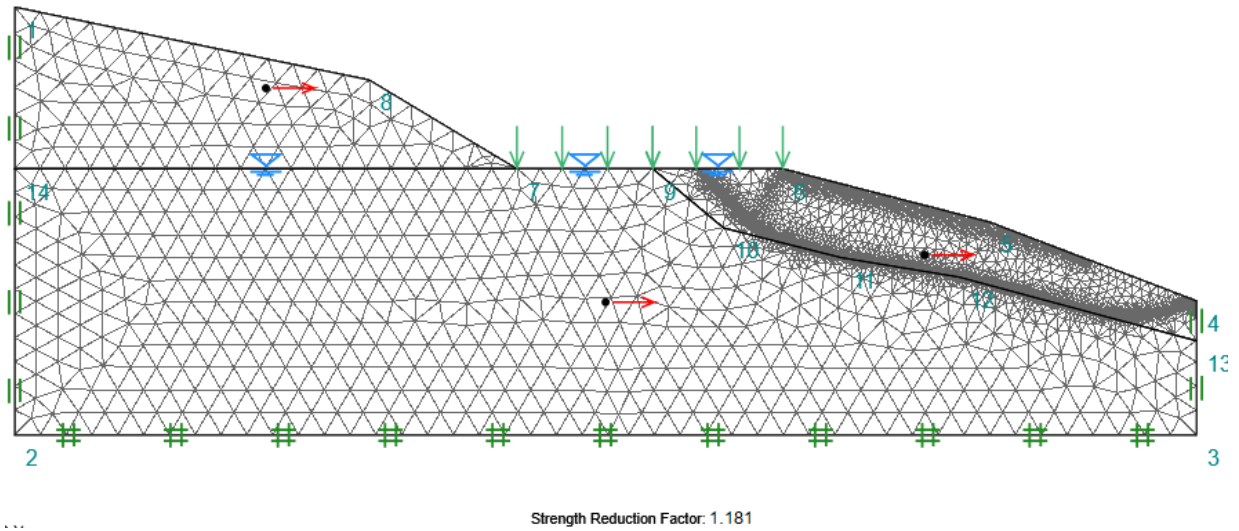


Figure III.8.a. Maillage déformé du talus (l'effet de séisme).

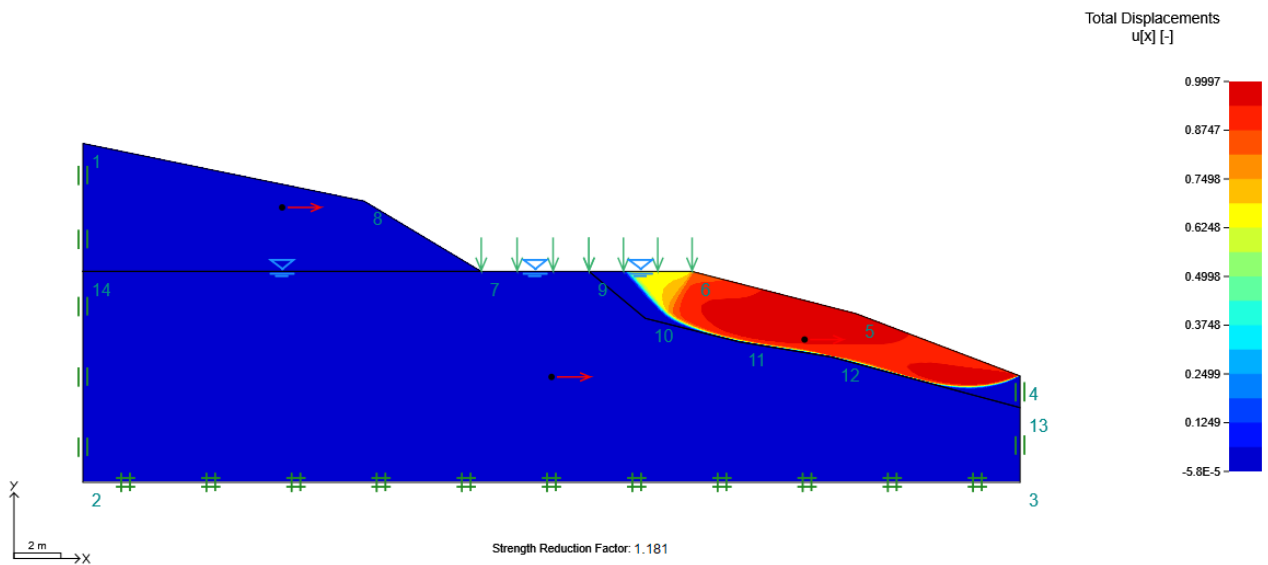


Figure III.8.b. Les déplacements totaux (l'effet de séisme).

Interprétation des résultats

Sous l'effet du poids propre seul, la valeur du facteur de sécurité calculé par est $F_s = 1.95$, ce qui permet de remarquer que le talus est stable.

Sous l'effet de la surcharge avec la nappe, la valeur du facteur de sécurité calculé est $F_s = 1.25$, et Sous l'effet de séisme est $F_s = 1.181$, donc le talus est en équilibre critique.

➤ E. Confortement du talus par un gabion :

Pour stabiliser ce talus, on doit le conforter selon les possibilités de mise en œuvre, la solution à adopter est un ouvrage de soutènements par gabions et le changement de l'axe de la route.

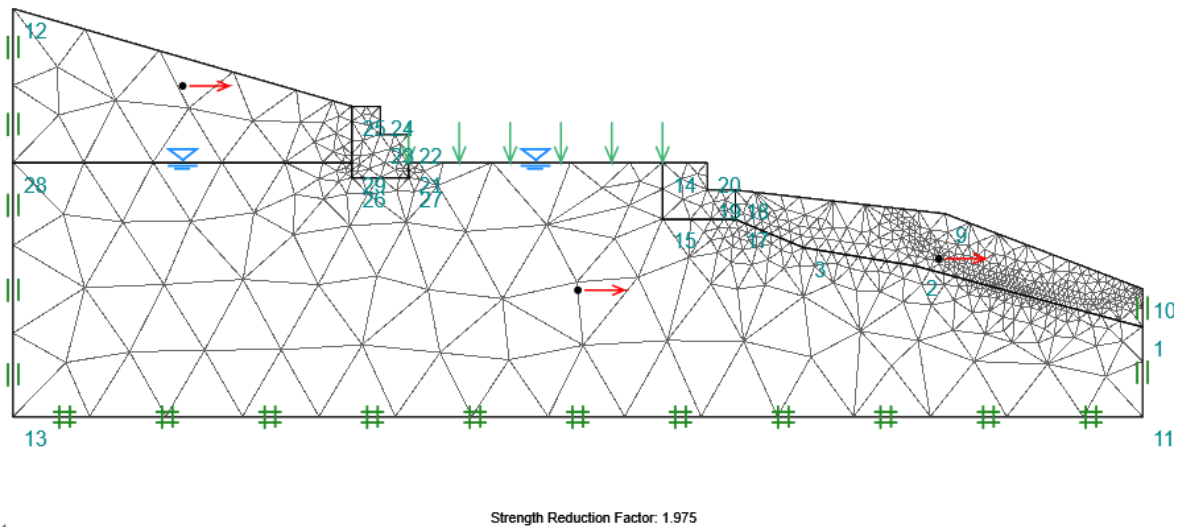


Figure III.9.a. Maillage déformé du talus dans un état conforté.

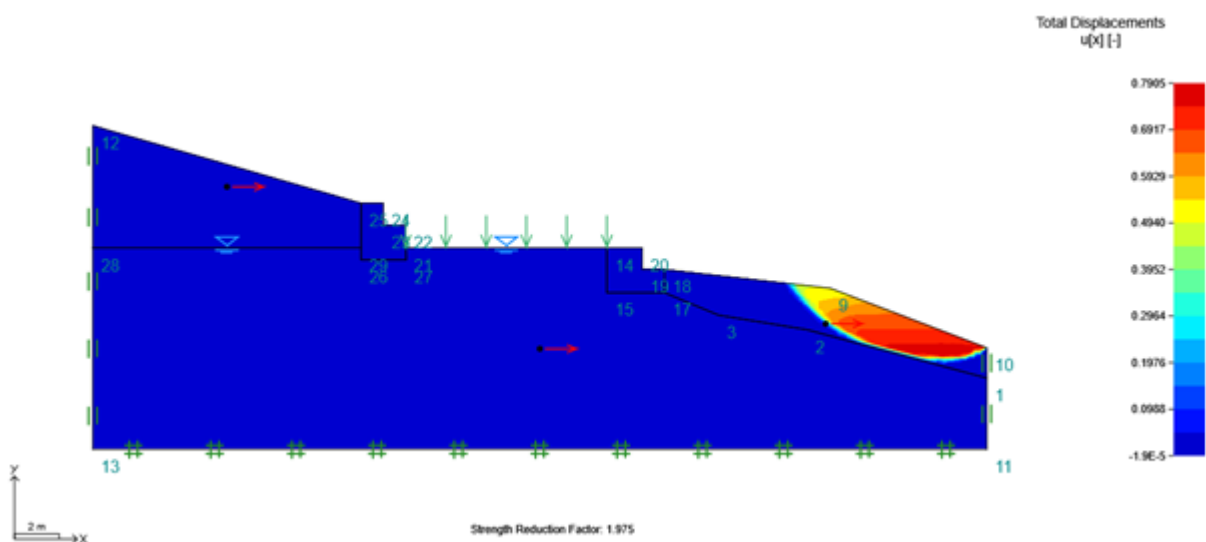


Figure III.9.b. Les déplacements totaux dans un état conforté.

Les figures III.9.a et III.9.b montrent l'amélioration apportée par ce type de confortement, le facteur de sécurité atteint la valeur de 1.97 qui est acceptable vu que le cas traité tient compte de tous les facteurs défavorables à la sécurité,

4.2. Calcul de la stabilité à l'aide du logiciel TALREN 4

4.2.1. Présentation du profil étudié :

Pour le logiciel **Talren 4**, les données et les résultats des calculs sont sauvegardés dans un même fichier du type **Calnum.prj**, où num désigne le numéro du calcul considéré.

Les méthodes de calcul considérées ici sont méthode de FELLENIUS et BISHOP.

Le profil est constitué de 11 points, dont les coordonnées sont consignées dans le tableau ci-après ;

Tableau III.11. Coordonnées du profil sur le logiciel Talren 4.

Node	x (m)	y (m)
1	0.00	15.00
2	12.00	12.00
3	17.00	9.00
4	22.00	9.00
5	26.00	9.00
6	33.00	7.50
7	40.00	5.00
8	24.00	7.00
9	28.00	6.00
10	33.00	5.00
11	40.00	3.00

4.2.2. Étapes du calcul de la stabilisation

➤ A. Talus sous l'effet du poids propre :

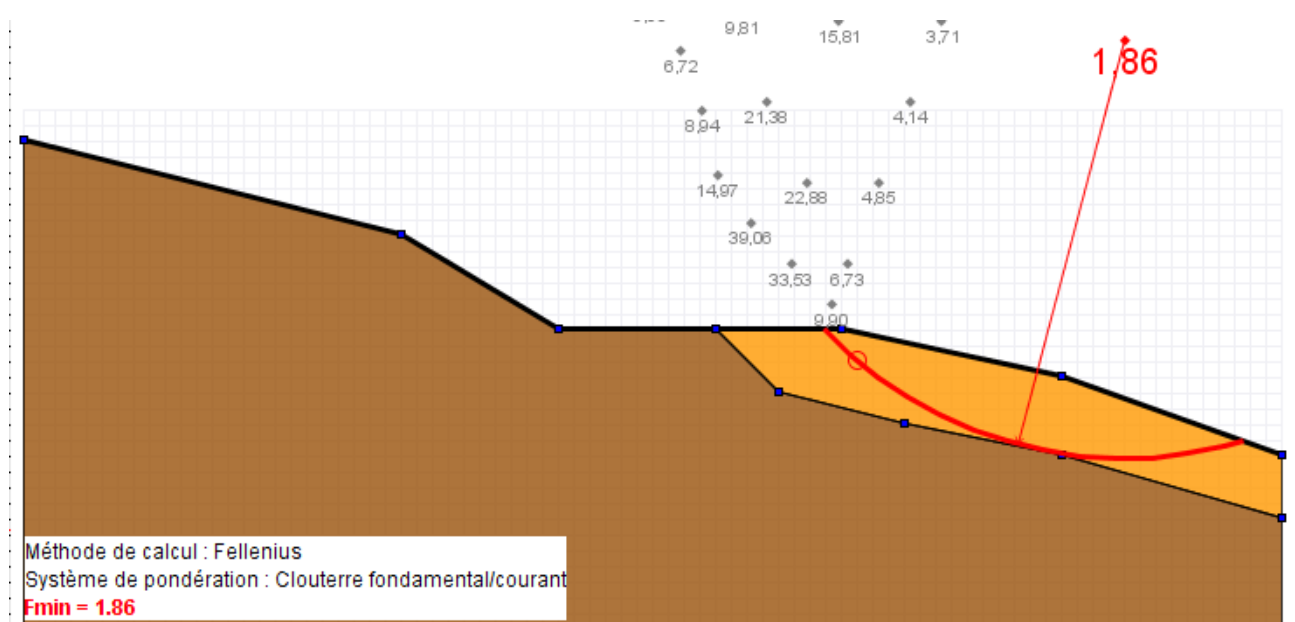


Figure III.10.a. Cercle critique en effet du poids propre (méthode de FELLENIUS).

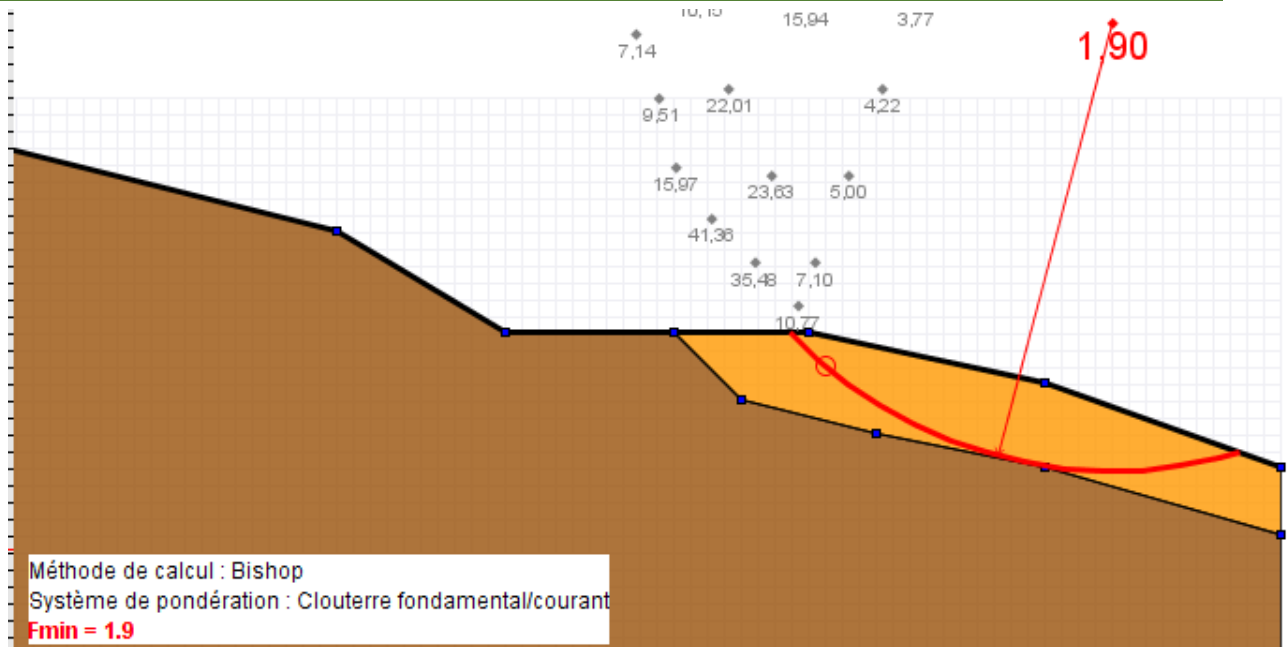


Figure III.10.b. Cercle critique en effet du poids propre
(méthode de BICHOP)

➤ B. Talus sous l'effet de la surcharge :

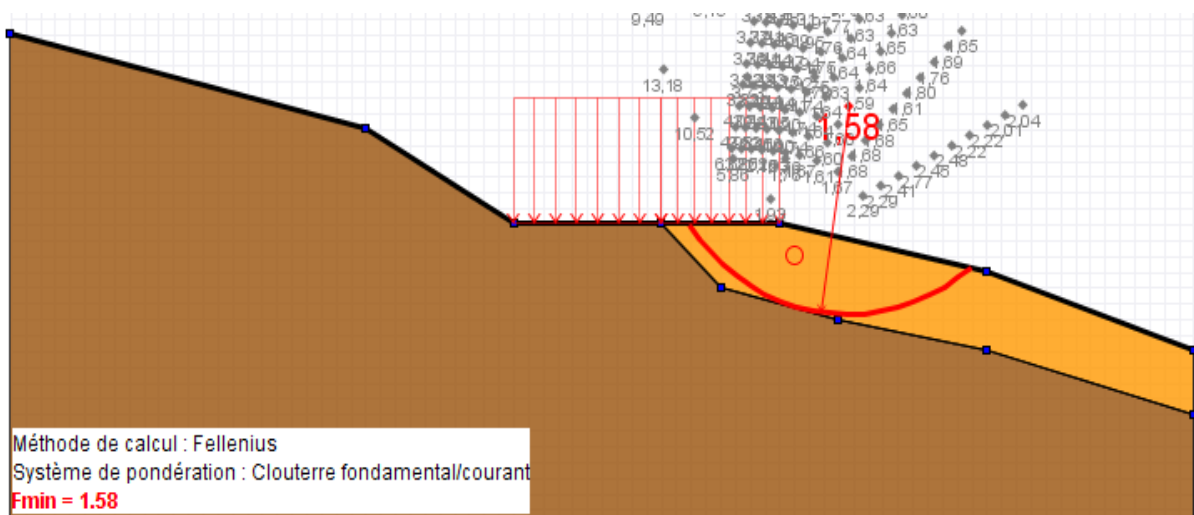


Figure III.11.a. Cercle critique l'effet de la surcharge
(méthode de FELLENIUS).

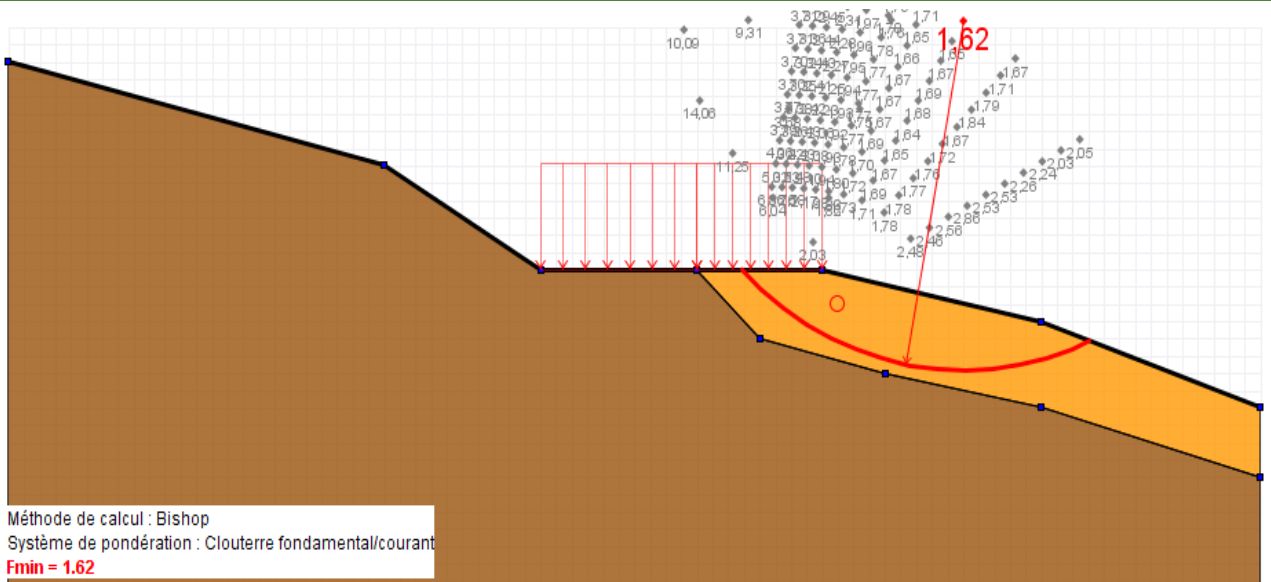


Figure III.11.b. Cercle critique l'effet de la surcharge
(méthode de BISHOP).

➤ **C. Talus sous l'effet de la surcharge avec la nappe :**

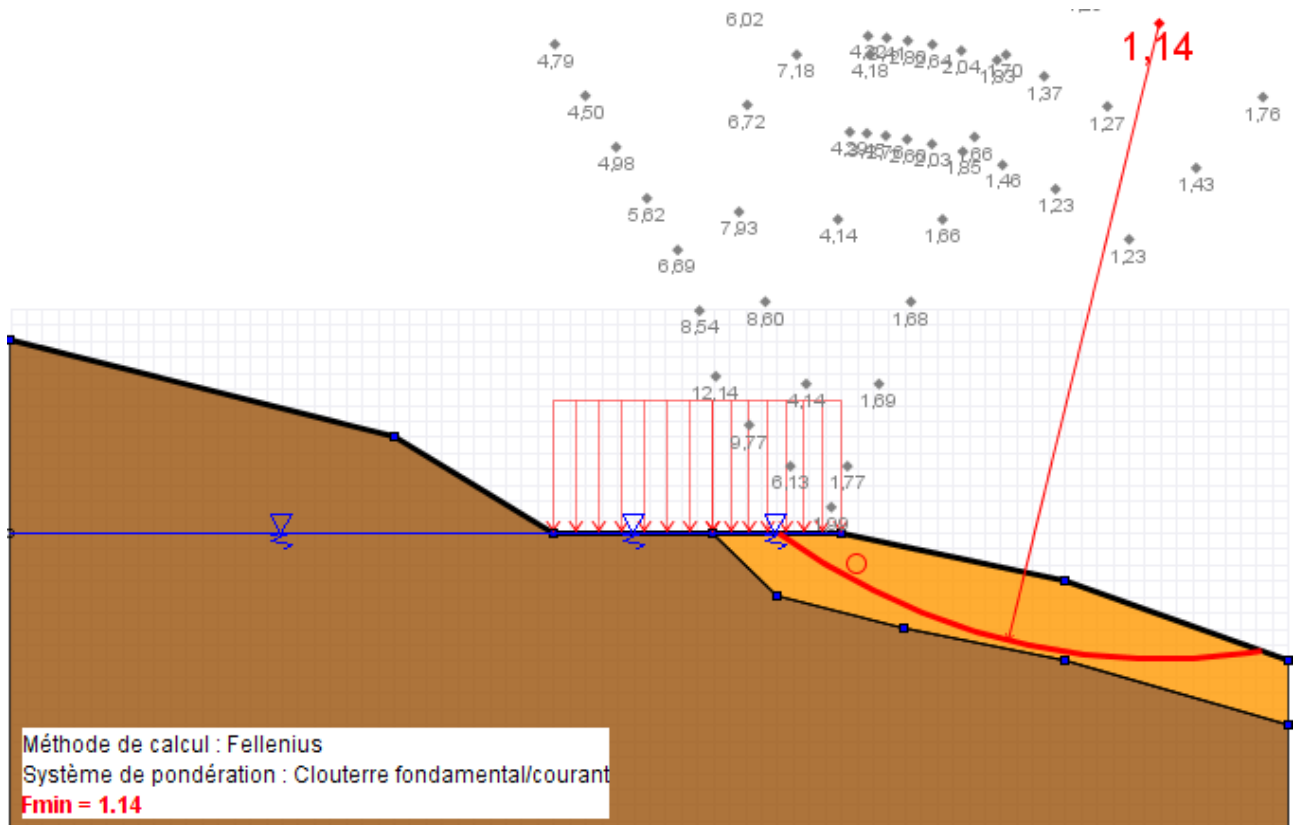


Figure III.12.a. Cercle critique l'effet de la surcharge avec la nappe
(méthode de FELLENIUS).

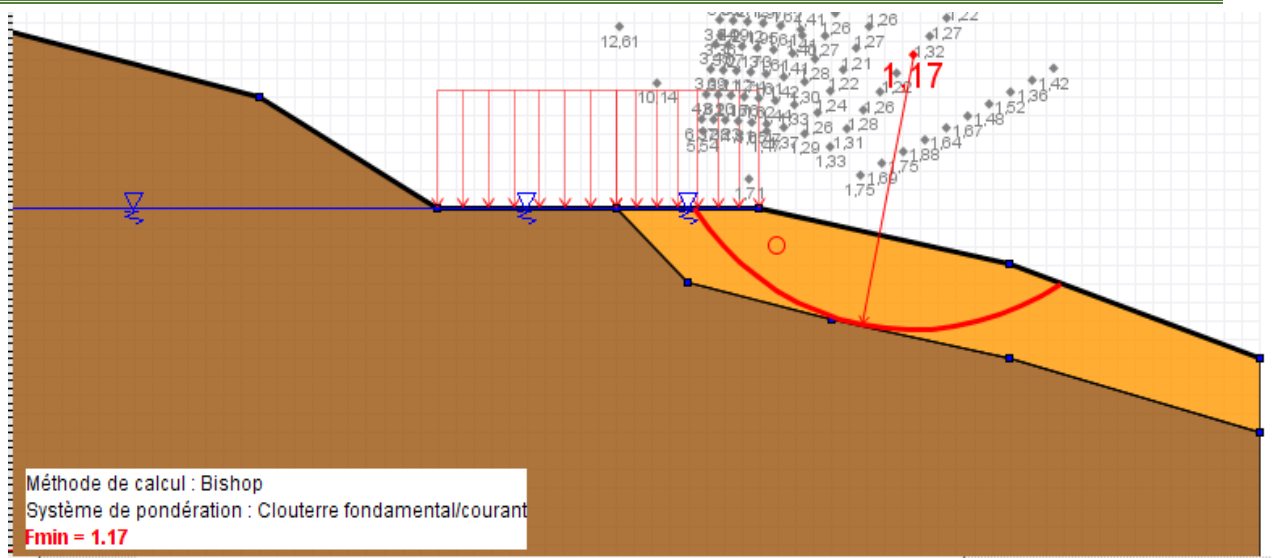


Figure III.12.b. Cercle critique l'effet de la surcharge avec la nappe (méthode de BISHOP).

➤ D. Talus sous l'effet Combiné (surcharge avec nappe phréatique et séisme):

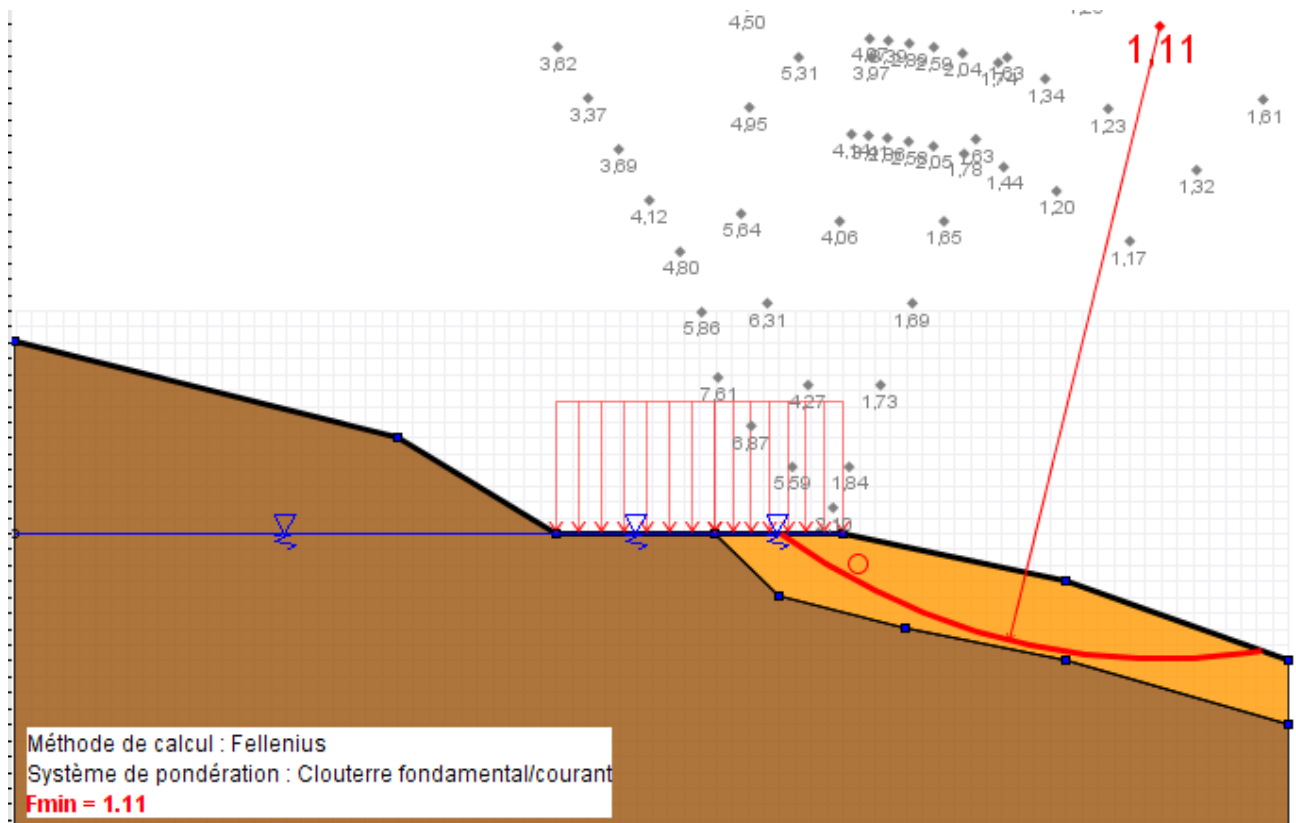


Figure III.13.a. Cercle critique en effet Combiné (méthode de FELLENIUS).

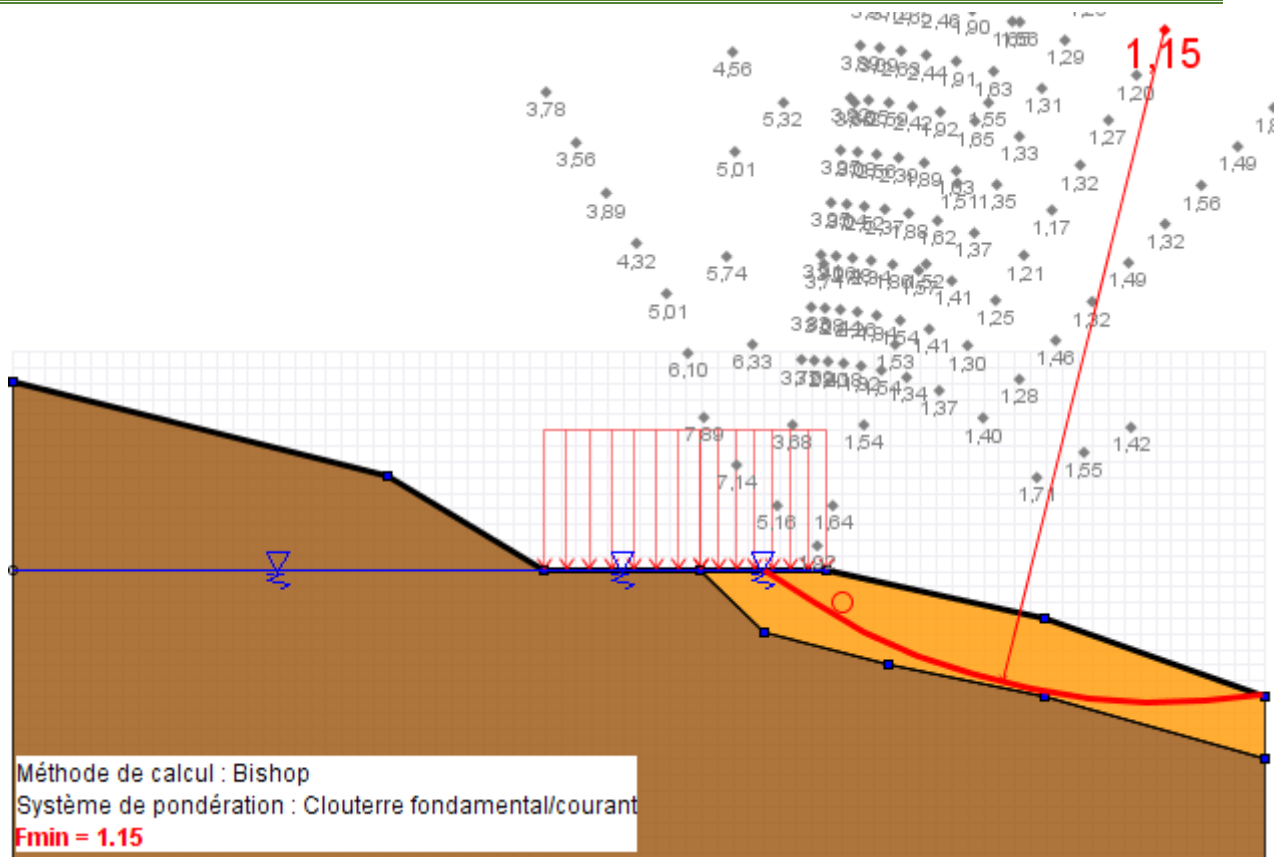


Figure III.13.b. Cercle critique en effet Combiné (méthode de BISHOP).

5. ANALYSE COMPARATIVE DES RESULTATS DES CALCULS

Le tableau III.12 donne les résultats des calculs du facteur de sécurité effectués à l’aide des deux logiciels.

Tableau III.12. Récapitulatifs des résultats de calcul du facteur de sécurité.

Effet	Le facteur de sécurité		
	OPTUM G2	TALREN 4	
		FELLENIOUS	BISHOP
le poids propre	1.95	1.86	1.90
la surcharge	1.65	1.58	1.62
la surcharge avec la nappe	1.25	1.14	1.17
Combiné (surcharge avec nappe et séisme)	1.18	1.11	1.15

6. CONCLUSION

Les résultats des calculs du facteur de sécurité effectués à l'aide des deux logiciels OPTUM G2 et TALREN sont presque identiques.

On voit clairement que l'effet Combiné (surcharge avec nappe phréatique et séisme) est néfaste sur la stabilité des pentes et talus, dans notre cas le facteur de sécurité qui semble très favorable en l'absence de cet effet.

CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour objectif d'analyser la stabilité au glissement des terrains en pente avec une étude du cas du talus d'Ouled sidi Mansour (willaya de M'sila).

La synthèse bibliographique présentée dans le premier chapitre met en évidence la complexité du phénomène de glissement de terrain et du comportement des sols fins et des massifs argileux. Cette étude aborde, dans un premier temps, les différentes méthodes de calcul actuellement disponibles (telles que le calcul en équilibre limite et le calcul en éléments finis), notamment en ce qui concerne les sollicitations sismiques, ainsi que la diversité des techniques de confortement des versants instables.

Dans une seconde étape, cette étude a permis de mettre en œuvre deux outils numériques performants dédiés à ce type d'études : le logiciel OPTUM G2 pour les calculs de stabilité et de stabilisation par la méthode d'éléments finis. Le logiciel TALREN a été utilisé pour l'analyse de la stabilité des talus en ruptures circulaires et non circulaires, en effectuant un calcul en équilibre limite avec la méthode des tranches (méthodes de Fellenius et de Bishop).

Les résultats des calculs de stabilité effectués pour le versant d'Ouled Sidi Mansour par le logiciel OPTUM G2 sont très proches des résultats des calculs réalisés par le logiciel TALREN.

Les valeurs du coefficient de sécurité fournissent des indications selon lesquelles la pente est soit instable, soit à la limite de la stabilité. Cela implique qu'il est nécessaire de procéder à des travaux de renforcement pour rendre la pente apte à être aménagée en toute sécurité.

La recherche d'une technique de confortement montre qu'un ouvrage de soutènement par gabions et le changement de l'axe de la route ont permis d'obtenir un coefficient de sécurité satisfaisant.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : **KEZAI ILYES**, (2015) : Analyse des glissements de terrain de grande ampleur par la méthode d'éléments finis. Mémoire de magister. Université Houari Boumediene.
- [2] : **DURVILLE J.L, SEVE G.** (1996) : Stabilité des pentes : Glissements en terrain meuble. Techniques de l'ingénieur, Vol.1, n° C254, pp. C254.1-C254.16.
- [3] : **COLAS G, PILOT G.** (1976) : Description et classification des glissements de terrain. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, numéro spécial II Mars 1976, pp 21-30.
- [4] : **PHILIPPONNAT, G.** (1998) : Fondations et ouvrages en terre, édition Eyrolles. Paris
- [5] : **LAGHOUAG SID ALI** : Etude d'un glissement de terrain sur le CW Reliant la ville de Médéa à l'université Adnane. Promotion 2008
- [6] : **KHEMISSA, M.** (2006) : Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. In : Kastner, éd. Acte des Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Lyon, France. Volume 3, 9–16.
- [7] : **AHMED SEDDIKI** : prise en compte de l'action sismique dans les études de stabilité et de renforcement des pentes. Thèse de doctorat. Université de M'sila, 2020.
- [8]:http://staff.univ-batna2.dz/sites/default/files/berghouth_mourad/files/chapitre_02_resistance_cisaillement_des_sols.pdf
- [9] : **ACHIR.F, MEDJOUJ.M** : étude Géotechnique D'un Tronçon De La Pénétrante Autoroutière Reliant Le Port De Bejaia à l'Auto Route Est-Ouest Au Niveau d'Ahnif De PK35+000 AuPK36+800, mémoire de master, Université A. MIRA-Bejaia,2017.
- [10] : **FILLIAT.G** : La pratique des sols et des fondations, Paris, Ed Moniteur, 1981.
- [11] : **FREDLUND.G**: Slope stability hazard management Systems. Journal of Zhejaing Université Sciences A. pp1696-1711.2007.
- [12] : **LADGHEM, C. F** : Prévention du risque mouvement de terrain par l'utilisation des paramètres. Mémoire de magister. Université de M'sila.2009.
- [13] : **AHMED SEDDIK**: (2008). *Analyse de la Stabilité des Pentés Sous Séisme*. Thèse de doctorat. Université de M'sila
- [14] : WWW.SIGRA.COM.AU
- [15] : **DJELLABI ABDENOUR** : Étude du glissement au PK 91+100 sur la RN 77 entre El Eulma et Beni Aziz : Analyse des causes et études du confortement mémoire master Université de M'sila 2016
- [16] : **SMAHI A et ZEGHAR Z** : 2015 : étude et confortement du glissement de terrain au niveau de l'évitement de la ville de Kherrata wilaya de Béjaia. Mémoire de master 2 : géotechnique. Université A. MIRA-Bejaia, 69 p.
- [17] : **AHMED, A** : « étude numérique et confortement d'un glissement de terrain sur la RN

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

12» Mémoire d'ingénieur, Ecole Nationale Polytechnique, El-Harrach. 2012.

[18] : <https://www.abc.net.au/news/2016-11-14/a-landslide-covers-a-section-of-highway-kaikoura/8024368>)

[19] : <https://www.algerie360.com/glissement-de-terrain-a-boumerdes-un-phenomene-naturel-a-prendre-en-charge/>

[20] : <https://dia-algerie.com/glissement-de-terrain-route-de-triolet-entre-bab-el-oued-chevalley-video/>

[21]: OPTUM G2 (2018): Optum computational engineering. Geotechnical analysis software, Academic version 2018.07.28. K. Krabbenhoft, ed. Conpenhagen, Denmark. Available from: www.optumce.com.

[22] : TALREN 4 (2005) : Programme d'étude de la stabilité et du renforcement des talus en ruptures circulaires et non circulaires. TERRASOL, version 2.0.3, France.

[23] : RPA 99 (2003) : Règles parasismiques algériennes. Version 2003. Alger, Algérie : Editions de l'Office des Publications Universitaires.







ANNEXES

	S.A.R.L LABORATOIRE VOIES & BETON ZEKKOUR Au capital social de 30 000 000,00 DA Agrément du ministère des travaux publics : de N° 113/2005 à N° 01/20 Agréments du ministère de l'habitat : de N° 01/2005/001/2010 à N° 01/2005/0272/2020, 03 Autorisation du ministère du commerce : N° 00/2016			
FC-LAB 4-2	Ver : 00	Du : 02/01/2021		
PROCES VERBAL DETERMINATION DE LA MASSE VOLUMIQUE APPARENTE DES ECHANTILLONS "Méthode par pesée hydrostatique" (NA 5230-1992)				
Réf PV: SLVB/22/CO 28-SF/01-25/DEN-08	Réf LAB: 25/22/SF/36	Page: 1/1		
Projets ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021) ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID		Client DTP M'SILA		
SC/ PUIITS SC 03	Profondeur 1,60-1,80	Date d'essai 12/05/2022		
Expression des résultats				
Echantillon N°	1	2	3	4
Poids humide A	487,2	471,3	482,8	
Poids humide + paraffine B	495,8	484,0	492,7	
Poids paraffine C=B-A	8,6	12,7	9,9	
Poids de matériau dans l' eau D	247,7	238,8	244,8	
Volume paraffine E=C/0,9	9,56	14,11	11,00	
Volume brute F=B-D	248,10	245,20	247,90	
Volume net G=F-E	238,54	231,09	236,90	
Densité humide (t/m ³) H=A/G	2,04	2,04	2,04	
	Moyenne		2,04	
Densité sèche (t/m ³)	1,70	1,69	1,71	
	Moyenne		1,70	
Teneur en saturation WS %	21,64	22,14	21,54	
	Moyenne		21,78	
Degré de saturation SR %	91,70	93,46	89,99	
	Moyenne		91,72	
Etabli par	Approuvé par			
labrouki				
				
25, rue Bouterfa SMK Constantine DZ ☎ +213 31 733 169 ☎ +213 550 471 092 ✉ lvbeton@yahoo.fr 🌐 www.facebook.com/lvbezkkour				

ANNEXES

	S.A.R.L LABORATOIRE VOIES & BETON ZEKKOUR <small>Au capital social de 30 000 000,00 DA Agrément du ministère des travaux publics : de N° 113/2005 à N° 02/20 Agréments du ministère de l'habitat : de N° 01/09/03/03/2010 à N° 01/09/03/03/2011/03 Autorisation du ministère du commerce : N° 08/2013</small>			
<small>FC-LAB 4-1</small>	<small>Ver : 00</small>	<small>Du : 02/01/2021</small>	<small>Nbr de page: 1</small>	
PROCES VERBAL DETERMINATION DE LA TENEUR EN EAU "METHODE PAR ETUWAGE" (N° 5209-2017)				
Réf PV:	SLVB/22/CO 28-SF/01-25/TE-08	Réf LAB	25/22-SF/36 Page 1/1	
Projets ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021) ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID	Client DTP M'SILA			
SC/ PUIITS	SC 03	Profondeur	1,60-1,80	
		Date d'essai	12/05/2022	
Nature du materiaux	ARGILE MARNEUSE		Provenance	
			NA	
Date de prélèvement	NA		Dédestination	
			NA	
Expression des résultats				
Echantillon N°	1	2	3	4
Numéro de la tare	D9	D8	B2	
Poids du récipient m1 (g)	47,5	47,8	47	
Poids de l'ensemble (échantillon humide+ récipient) m ₂ (g)	141,1	120,7	136,9	
Poids de l'échantillon humide m _h = m ₂ - m ₁	93,6	72,9	89,9	
Poids de l'ensemble (échantillon sec + récipient) m ₃ (g)	125,6	108,2	122,3	
Poids de l'échantillon sec m _d = m ₃ - m ₁	78,1	60,4	75,3	
Poids de l'eau mw = m ₂ - m ₃	15,5	12,5	14,6	
	19,85	20,70	19,39	
Teneur en eau W	Moyenne	W% =	19,98	
				
Etabli par	Approuvé par			
labrouki 				
<small>25, rue Bouterfa SMK Constantine DZ ☎ +213 31 733 169 📞 +213 550 471 092 ✉ lvbeton@yahoo.fr 🌐 www.facebook.com/lvbezzekour</small>				

ANNEXES

	S.A.R.L LABORATOIRE VOIES & BETON ZEKKOUR <small>At capital social de 30 000 000,00 DA Agrément du ministère des travaux publics : de N° 113/2005 à N° 01/20 Agréments du ministère de l'habitat : de N° 05/097/003/0010 à N° 01/145/0272/2008/03 Autorisation du ministère du commerce : N° 01/2015</small>		
<small>FC-LAB 4-2</small>	<small>Ver : 00</small>	<small>Du : 02/01/2021</small>	<small>Nbr de page: 1</small>
PROCES VERBAL DETERMINATION DE LA MASSE VOLUMIQUE APPARENTE DES ECHANTILLONS "Méthode par pesée hydrostatique" (NA 5210-1992)			
Réf PV: SLVB/22/CO 28-SF/01-25/DEN-09	Réf LAB: 25/22/SF/36		
Projets ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021) ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID		Client DTP M'SILA	
SC/ PUIITS	SC 03	Profondeur	12/05/2022
		4,15-4,50	Date d'essai
Expression des résultats			
Echantillon N°		1	2
Poids humide	A	422,8	423,2
Poids humide + paraffine	B	433,1	435,7
Poids paraffine	C=B-A	10,3	12,5
Poids de matériau dans l' eau	D	211,8	215,3
Volume paraffine	E=C/0,9	11,44	13,89
Volume brute	F=B-D	221,30	220,40
Volume net	G=F-E	209,86	206,51
Densité humide (t/m ³) H=A/G		2,01	2,05
	Moyenne	2,03	
Densité sèche (t/m ³)		1,69	1,74
	Moyenne	1,71	
Teneur en saturation WS %		22,01	20,51
	Moyenne	21,28	
Degré de saturation SR %		86,14	87,40
	Moyenne	86,99	
Etabli par		Approuvé par	
labrouki 			
			
<small>25, rue Bouterfa SMK Constantine DZ ☎ +213 31 733 169 📠 +213 550 471 092 ✉ lvbeton@yahoo.fr 🌐 www.facebook.com/lvbeton</small>			

ANNEXES

		S.A.R.L LABORATOIRE VOIES & BETON ZEKKOUR <small>Au capital social de 50 000 000,00 DA</small> <small>Agrément du ministère des travaux publics : de N° 113/2005 à N° 02/20</small> <small>Agréments du ministère de l'habitat : de N° 01/030/009/2010 à N° 01/030/009/2020/03</small> <small>Autorisation du ministère du commerce : N° 08/2015</small>					
FC-LAB 4-1		Ver : 00		Du : 02/01/2021		Nbr de page: 1	
PROCES VERBAL DETERMINATION DE LA TENEUR EN EAU "METHODE PAR ETUVAGE" (NA 5209-2017)							
Réf PV: SLVB/22/CO 28-SF/01-25/TE-09		Réf LAB 25/22-SF-006		Page 1/1		 Client: DTP M'SILA	
Projets ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021) ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID							
SC/ PUIITS	SC 03	Profondeur	4,15-4,50	Date d'essai	12/05/2022		
Nature du matériaux	ARGILE MARNEUSE		Provenance	NA			
Date de prélèvement	NA		Détermination	NA			
Expression des résultats							
Echantillon N°	1		2		3		4
Numéro de la tare	A7		A9		C6		
Poids du récipient m ₁ (g)	46,2		48,1		47,7		
Poids de l'ensemble (échantillon humide+ récipient) m ₂ (g)	128,4		118,5		137,4		
Poids de l'échantillon humide m _n = m ₂ - m ₁	82,2		70,4		89,7		
Poids de l'ensemble (échantillon sec + récipient) m ₃ (g)	115,3		107,8		123,3		
Poids de l'échantillon sec m _d = m ₃ - m ₁	69,1		59,7		75,6		
Poids de l'eau mw = m ₂ - m ₃	13,1		10,7		14,1		
Teneur en eau W	18,96		17,92		18,65		
	Moyenne	W% =		18,51			
Etabli par		Approuvé par					
labrouki 							
							
25, rue Bouterfa SMK Constantine DZ +213 31 733 189 +213 550 471 092 lvbeton@yahoo.fr www.facebook.com/lvbeton							



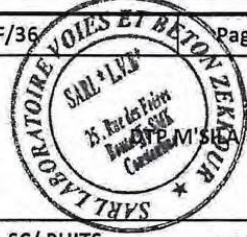

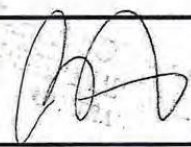
ANNEXES

	S.A.R.L LABORATOIRE VOIES & BETON ZEKKOUR <small>Au capital social de 30.000.000,00 DA Agrément du ministère des travaux publics : de N° 113/2005 à N° 02/20 Agréments du ministère de l'habitat : de N° 01/300/000/2010 à N° 8/0183/0272/2000/03 Autorisation du ministère du commerce : N° 00/1216</small>				
FC-LAB 4-2	Ver : 00	Du : 02/01/2021	Nbr de page: 1		
PROCES VERBAL DETERMINATION DE LA MASSE VOLUMIQUE APPARENTE DES ECHANTILLONS "Méthode par pesée hydrostatique"					
Réf PV: SLVB/22/CO 28-SF/01-25/DEN-10		Réf LAB: 25/22/SF/36			
Projets ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021) ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID		Client DTP M'SILA			
SC/ PUIITS	SC 03	Profondeur	6,00-6,40		
		Date d'essai	12/05/2022		
Expression des résultats					
Echantillon N°		1	2	3	4
Poids humide	A	474,6	425,3	402,3	
Poids humide + paraffine	B	497,5	441,5	425,5	
Poids paraffine	C=B-A	22,9	16,2	23,2	
Poids de matériau dans l' eau	D	231,7	208,8	197,6	
Volume paraffine	E=C/0,9	25,44	18,00	25,78	
Volume brute	F=B-D	265,80	232,70	227,90	
Volume net	G=F-E	240,36	214,70	202,12	
Densité humide (t/m ³)	H=A/G	1,97	1,98	1,99	
		Moyenne		1,98	
Densité sèche (t/m ³)		1,65	1,65	1,67	
		Moyenne		1,66	
Teneur en saturation WS %		23,59	23,53	23,01	
		Moyenne		23,37	
Degré de saturation SR %		83,54	84,90	84,81	
		Moyenne		84,42	
Etabli par		Approuvé par			
labrouki 					
25, rue Bouterfa SMK Constantine DZ ☎ +213 31 733 169 ☎ +213 550 471 092 ✉ lvbeton@yahoo.fr 🌐 www.facebook.com/lvbeton					

ANNEXES

	S.A.R.L LABORATOIRE VOIES & BETON ZEKKOUR Au capital social de 30 000 000.00 DA Agrément du ministère des travaux publics : de N° 113/2005 à N° 02/10 Agréments du ministère de l'habitat : de N° 01/0300/000/2010 à N° 01/0101/0273/2022/03 Autorisation du ministère du commerce : N° 08/0015			
FC-LAB 4-1	Ver : 00	Du : 02/01/2021		
PROCES VERBAL DETERMINATION DE LA TENEUR EN EAU "METHODE PAR ETUVE A VIDE"				
Réf PV: SLVB/22/CO 28-SF/01-25/TE-10		Réf LAB 25/22/SF/36		
Projets ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021) ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID		Client DTP M'SILA		
SC/ PUIITS	SC 03	Profondeur 6,00-6,40		
		Date d'essai 12/05/2022		
Nature du materiaux	ARGILE MARNEUSE	Provenance NA		
Date de prélèvement	NA	Détermination NA		
Expression des résultats				
Echantillon N°	1	2	3	4
Numéro de la tare	A1	C5	B3	
Poids du récipient m1 (g)	47,5	46,1	45,9	
Poids de l'ensemble (échantillon humide+ récipient) m ₂ (g)	144,7	145,8	143,9	
Poids de l'échantillon humide m _h = m ₂ - m ₁	97,2	99,7	98	
Poids de l'ensemble (échantillon sec + récipient) m ₃ (g)	128,7	129,2	127,9	
Poids de l'échantillon sec m _d = m ₃ - m ₁	81,2	83,1	82	
Poids de l'eau mw = m ₂ - m ₃	16	16,6	16	
Teneur en eau W	19,70	19,98	19,51	
	Moyenne	W%=	19,73	
				
Etabli par		Approuvé par		
labrouki 				
25, rue Bouterfa SMK Constantine DZ ☎ +213 31 733 169 📠 +213 550 471 092 ✉ lvbeton@yahoo.fr 🌐 www.facebook.com/lvzkkour				

ANNEXES

 S.A.R.L LABORATOIRE VOIES & BETON ZEKKOUR Au capital social de 30 000 000,00 DA Agrément du ministère des travaux publics : de N° 112/2015 à N° 02/20 Agréments du ministère de l'habitat : de N° 01/2017/200/2010 à N° 01/2017/2272/2010/09 Autorisation du ministère du commerce : N° 02/2015												
FC-LAB 4-5	Ver : 00	Du 02/01/2021	Nbr de page : 01									
PROCES VERBAL LIMITE D'ATTERBERG (NF P 94-051)												
Réf PV: SLVB/22/CO-28-SF/01-25/LL-03	Réf LAB: 25/22/SF/36	Page 1/1										
Projet: ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021) ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID		Client: 										
Nature matériau : ARGILE MARNEUSE	Provenance : NA	SC/ PUIITS : SC 03										
Prélevé par : NA	Destination: NA	Profondeur : 4,15-4,50										
	Date prélèvement: NA	Date D'essai: 18/05/2022										
Expression des résultats												
	Limite de liquidité				limite de plasticité							
ESSAIS N°	1	2	3	4	1	2						
Numéro de la tare (N°)	A7	AM	AL	B4	CL	B6	C3	A9	A3	D2	C6	B8
Poids de la tare (g)	47,2	47,6	47,0	47,2	47,3	46,3	47,0	46,1	46,5	46,5	47,3	46,
Poids Tare + Sol humide (g)	54,3	56,7	58,6	59,4	58,2	57,8	57,1	57,8	48,4	48,5	49,7	49,
Poids sol humide (g)	7,1	9,1	11,6	12,2	10,9	11,5	10,1	11,7	1,9	2,0	2,4	2,9
Poids Tare + Sol sec (g)	51,9	53,6	54,7	55,3	54,6	54,0	53,8	54,0	48,0	48,1	49,2	49,
Poids Sol Sec (g)	4,7	6,0	7,7	8,1	7,3	7,7	6,8	7,9	1,5	1,6	1,9	2,3
Pois Eau (g)	2,4	3,1	3,9	4,1	3,6	3,8	3,3	3,8	0,4	0,4	0,5	0,6
Teneur en eau % (D/E) *100	51,1	51,7	50,6	50,6	49,3	49,4	48,5	48,1	26,7	25,0	26,3	26,
Moyenne	51,37		50,63		49,33		48,32		26,02			
Nombre de coups	17		22		25		31					
												
Limite de liquidité (WL%)				Limite de plasticité (WP%)				Indice de plasticité (IP)				
49,91				26,02				23,89				
Etabli par labrouki						Approuvé par 						
25, rue Bouterfa SMK Constantine DZ ☎ +213 31 733 169 📠 +213 550 471 092 ✉ lveton@yahoo.fr 🌐 www.facebook.com/lvbeton												

ANNEXES

 S.A.R.L LABORATOIRE VOIES & BETON ZEKKOUR Au capital social de 30 000 000.00 DA Agrément du ministère des travaux publics : de N° 113/2005 à N° 02/20 Agréments du ministère de l'habitat : de N° 01/398/369/2019 à N° 07/330/717/2017/R Autorisation du ministère du commerce : N° 03/2016			
FC-LAB 4-4	Ver: 00	Du 02/01/2021	Nbr de page :01
PROCES VERBAL ANALYSE GRANULOMETRIQUE "Par tamisage (NA 5232-2007)" "Par sédimentation (NA 5251-2009)"			
Réf PV:	SLVB/22/CO-28-SF/01-25/GR-03	Réf LAB:	25/22/SF/36
Page 1/1			
Projet: ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021) ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID		Client: DTP M'SILA	
Nature du materiau	ARGILE MARNEUSE	Provenance:	SC 03 / prof : (4,15-4,50)
Prélevé par	NA	Date prélevement:	NA
Détermination:	NA	Date D'essai:	18/05/2022
			
Etabli par OUCHENANE R 		Approuvé par 	
25, rue Bouterfa SMK Constantine DZ ☎ +213 31 733 169 📠 +213 550 471 092 ✉ lvbeton@yahoo.fr 🌐 www.facebook.com/vbzekkour			

ANNEXES



S.A.R.L LABORATOIRE VOIES & BETON ZEKKOUR

Au capital social de 30 000 000,00 DA
 Agrément du ministère des travaux publics : de N° 113/2005 à N° 02/20
 Agréments du ministère de l'habitat : de N° 01/503/000/2010 à N° 01/0999/0272/2020/03
 Autorisation du ministère du commerce : N° 02/2020



FC-LAB 4-26

Ver: 00

Du: 02/01/2021

Nbr de page : 01

PROCES VERBAL

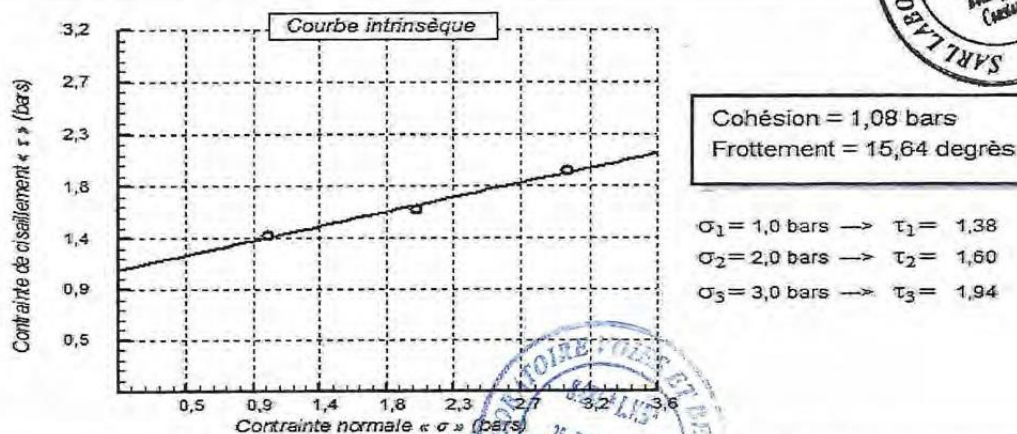
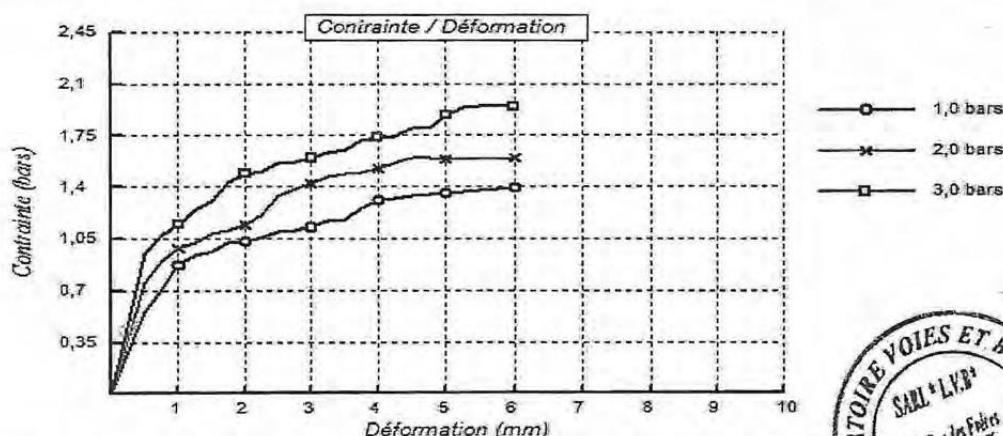
CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE "Cisaillement direct" (NA 16218-2006)

Réf PV	SLVB/22/CO-28-SF/01-25/CIS-07	Réf LAB	25/22/SF/36	Page 1/1
--------	-------------------------------	---------	-------------	----------

Client : DTP M'SILA N° Projet : XXX-22-025
 PROJET: ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021) ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN
 DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID

Sondage n° : 03
 Profondeur : 01,60- 01,80
 Nature : ARGILE MARNEUSE
 Date essais : 16/05/2022

Type d'essai : UU
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn



Etabli par

LABROUKI

Approuvé par

ANNEXES



S.A.R.L LABORATOIRE VOIES & BETON ZEKKOUR

Au capital social de 30 000 000,00 DA
 Agrément du ministère des travaux publics : de N° 113/2005 à N° 02/20
 Agréments du ministère de l'habitat : de N° 01/530/900/2010 à N° 01/040/0272/2020/03
 Autorisation du ministère du commerce : N° 05/2015



FC-LAB 4-26

Ver : 00

Du 02/01/2021

Nbr de page : 01

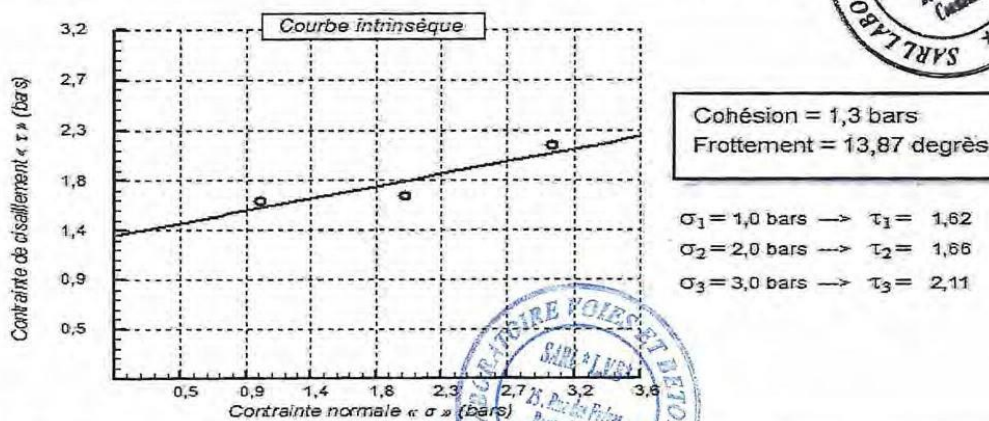
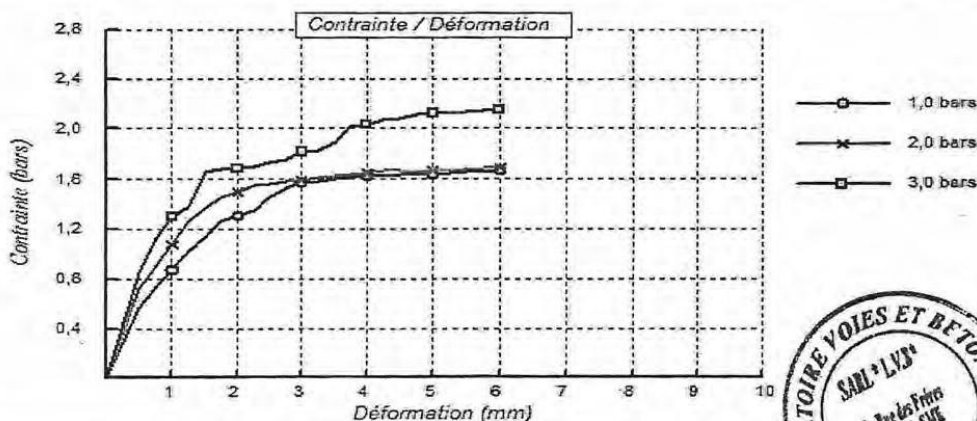
PROCES VERBAL

CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE "Cisaillement direct" (NA 16218-2006)

Réf PV	SLVB/22/CO-28-SF/01-25/CIS-08	Réf LAB	25/22/SF/36	Page 1/1
--------	-------------------------------	---------	-------------	----------

Client : DTP M'SILA N° Projet : XXX-22-025
 PROJET: ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021) ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE
 TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID

Sondage n° : 03 Type d'essai : UU
 Profondeur : 04, 15- 04,50 Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
 Nature : ARGILE MARNEUSE
 Date essais : 16/05/2022



Etabli par

LABROUKI

Approuvé par

ANNEXES



S.A.R.L LABORATOIRE VOIES & BETON ZEKKOUR

Au capital social de 30 000 000,00 DA
 Agrément du ministère des travaux publics : de N° 113/2005 à N° 02/20
 Agréments du ministère de l'habitat : de N° 01/000/900/2010 à N° 01/000/0272/2020/03
 Autorisation du ministère du commerce : N° 08/2015



FC-LAB 4-26

Ver : 00

Du 02/01/2021

Nbr de page : 01

PROCES VERBAL

CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE "Cisaillement direct" (NA 16218-2006)

Réf PV	SLVB/22/CO-28-SF/01-25/CIS-09	Réf LAB	25/22/SF/36	Page 1/1
--------	-------------------------------	---------	-------------	----------

Client : DTP M'SILA

N° Projet : XXX-22-025

PROJET: ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021) ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID

Sondage n° : 03

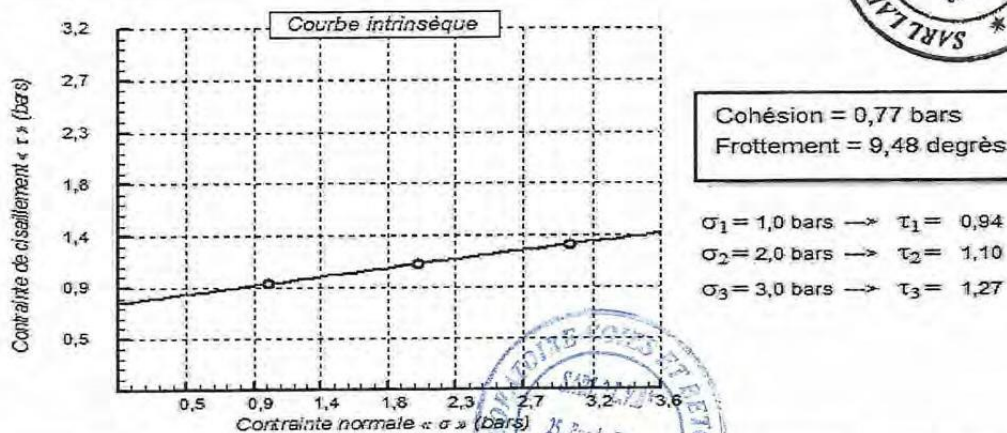
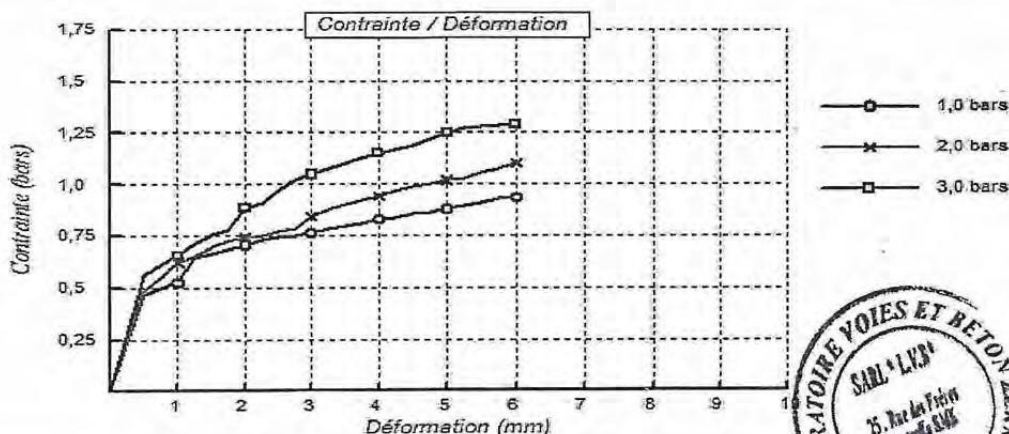
Type d'essai : UU

Profondeur : 06,00- 06,40

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

Nature : ARGILE MARNEUSE

Date essais : 16/05/2022



Cohésion = 0,77 bars
 Frottement = 9,48 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,94$
 $\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 1,10$
 $\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 1,27$

Etabli par

LABROUKI

Approuvé par

ANNEXES



S.A.R.L LABORATOIRE VOIES & BETON ZEKKOUR

Au capital social de 30 000 000,00 DA
 Agrément du ministère des travaux publics : de N° 113/2005 à N° 02/20
 Agréments du ministère de l'habitat : de N° 01/2004/303/2010 à N° 10/2001/0272/2010/03
 Autorisation du ministère du commerce : N° 01/2015



FC-LAB 4-25

Ver : 00

Du 02/01/2021

Nbr de page: 01

PROCES VERBAL

ESSAI OEDOMETRIQUE "Essai de compressibilité" (NF XP P94-090-1)

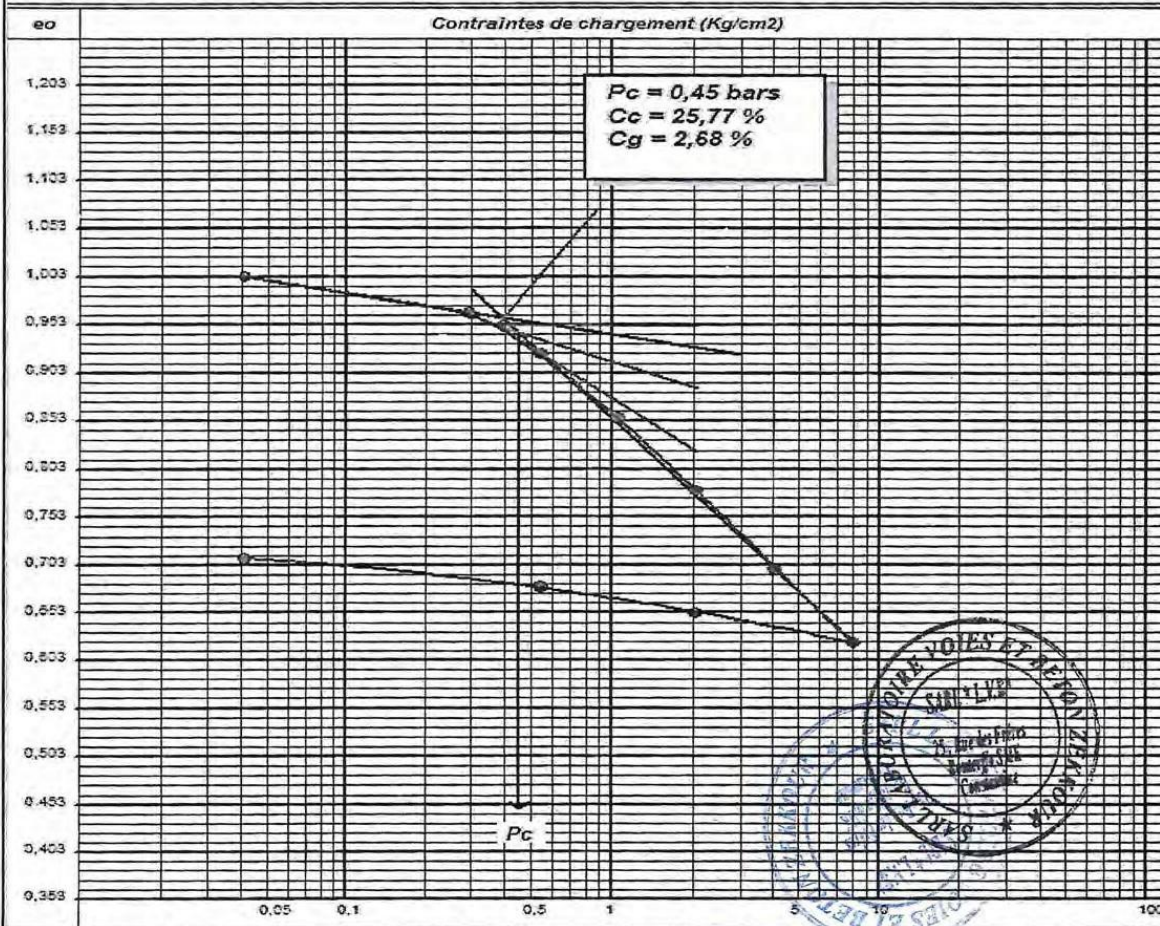
Réf PV SLVB/22/CO-28-SF/01-25/GEDO-03 Réf LAB 25/22/SF/36 Page 1/1

Client : DTP M° SILA

N° Projet : XXX-22-025

PROJET: ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021) ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN
 DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID

Sondage n° : 03
 Profondeur : 06,00- 06,40
 Nature : ARGILE MARNEUSE
 Date essais : 17/05/2022



Etabli par
 labrouki

Approuvé par