

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Saad Dahleb de Blida 1

Faculté de Technologie

Département de génie civil



PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour obtention du diplôme de Master en Génie Civil

OPTION : GÉOTECHNIQUE.

Thème :

**ETUDE DE STABILITE D'UNE PENTE AU NIVEAU DU
CONTOURNEMENT NORD DE LA VILLE DE MEDEA,
COMMUNE DE DRAA ESSAMAR ENTRE LE PK3+325 ET LE
PK3+400.**

- Présenté Par :

- MERAH ABDELHALIM
- YOUNSI ABDERAOUF

- Encadré Par :

- Dr SAIL YACINE

Promotion 2019/2020

Remerciement

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

Nous tenons à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de notre travail de fin d'étude et qui nous a aidées lors de la rédaction de ce mémoire.

Nous voudrions dans un premier temps remercier, notre directeur de mémoire Mr Sail Yacine, docteur de géotechnique à l'université de Saad Dahleb Blida 1, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Nous remercions également toute l'équipe de laboratoire de control technique de travaux publique CTPP, particulièrement monsieur Ismail Sekfali qui nous a idée à avoir tout type d'information pour que nous puissions accomplir notre mémoire.

Dans l'impossibilité de citer tous les noms, nos sincères remerciements vont à tous ceux et celles, qui de près ou de loin, ont permis par leurs conseils et leurs compétences la réalisation de ce mémoire.

Nous n'oserions oublier de remercier tout le corps professoral de département de génie civil d'université de Saad Dahleb Blida 1, pour le travail énorme qu'il effectue pour nous créer les conditions les plus favorables pour le déroulement de nos études.

Mes plus profonds remerciements vont à nos parents. Tout au long de notre cursus, ils nous ont toujours soutenu, encouragé et aidé. Ils ont su nous donner toutes les chances pour réussir. Qu'ils trouvent, dans la réalisation de ce travail, l'aboutissement de leurs efforts ainsi que l'expression de notre plus affectueuse gratitude.

Abstract

The phenomenon of landslides is considered permanent natural threats encountered in every country of the world because an important slip can cause human and material damages may cost billions of dinars with the persistence of their danger, the governments must pay much attention to these phenomenon therefor it needs to Use all means to detect unstable areas to find out the best solutions for protection or treatment.

Medea and its environs are a relatively mountainous area, so it has many slopes, and in turn, landslides are a common occurrence there, especially in the winter season.

In this project we were interested of studding a slice of 100m that situated in PK3+325 and the PK3+400, in the objective of determination the status and causes of the degradation, this slice contained almost 12 profiles with different sizes, so we verifier the most unfavorable therefore the others will be technically verified

We opened scrutinizing by having a general idea about landslides, which is illustrated in this chapter so we started from a simply technical definition of it passing by it classification, global causes, ways of detection, method of calculation, arriving to solutions and examples in Algeria and cross the world

By having a field testing, instead we mean Topographic survey, the dynamic penetration test and a survey equipped with a piezometer we had an idea about our soil stratification and groundwater level, so we concluded the existence of two layers, a layer of marl overlying a layer of marly clay in addition lab tests;

Physical tests and Mechanical tests, supported by a Homogeneity study for each parameter for the purpose of having real ground parameters.

We modeled the slope using SLIDE 6.0 software that works at the limit condition with similar exterior shape to the reality with an incline of 28° to 34° and 19.24m of height and the position of our survey carrots to define the roof of the second layer, in order to define the safety factor F_s which was inferior to 1.5 in static and 1.25 in dynamic, so the hill is unstable.

Modeling also take on consideration the long term with the total parameters and short term with effective parameters

A parametric study was caring out by analyzing the influence of the following parameters, namely: The cohesion, the friction angle, as well as the level of the water table

The study concluded that the most probable scenario is that this slide occurred in the middle of winter in the presence of precipitation causing an alteration of the mechanical characteristics of the marly and clay layer and a variation of the water table with an increasing risk in the presence of seismic activity.

And from there, the suggestion of solutions went from the simplest to the most complex taking into consideration availability in Algeria in terms of equipment, materials and even construction mastery; from a reprofiling, gabion wall, concrete wall, piles, concrete wall on piles until a backfill reinforced by a geotextile, in static and dynamic situation

In order to find the right solution with minimum dimensions we pass through a variation in dimensions and material quality.

We had two final solutions; concrete wall on piles with a series of piles upstream and backfill reinforced by a geotextile, the two solution pass through techno-economic analysis, we provided the backfill reinforced by geotextile at the slope foot's as adequate and economical solution for the stabilization of the region

Résumé

L'objectif de ce travail est d'étudier la stabilité d'un talus en déblais situé au niveau du contournement nord de la ville de Médéa entre PK 3+325 et le PK 3+400 reliant la RN01 à la RN18 toute en le confortant.

Pour atteindre cet objectif, nous avons adopté une démarche scientifique qui consiste à modéliser le problème en utilisant le logiciel Slide 6.0. La modélisation a clairement montré que le talus été instable avec la solution initiale adoptée sur site. Une étude paramétrique a été effectuée afin de remonter vers les causes probables de ce glissement. Plusieurs solutions de confortement ont été investiguées à savoir : le reprofilage, le gabionnage, murs de soutènements, lits sur pieux et remblai renforcé par nappes en géotextiles. Une étude technico-économique nous a permis de proposer la solution qui nous semble la plus optimale à savoir : le remblai renforcé par nappes en géotextiles.

Mots clés : Glissement de terrain, instabilité, talus en déblais, modélisation, confortement de talus.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة استقرار المنحدر الواقع على مستوى الطريق الشمالية التي تلتف حول مدينة مديية بين 325 + PK 3 و 400 + PK 3 الذي يربط الطريق الوطني رقم 01 ب الطريق الوطني رقم 18 من أجل تدعيمه..

لتحقيق هذا الهدف، اعتمدنا نهجًا علميًا لنمذجة المشكلة باستخدام برنامج Slide 6.0. أظهرت النمذجة بوضوح أن المنحدر كان غير مستقر مع الحل الأولي المعتمد في الموقع. أجريت دراسة بارامترية للتأكد من الأسباب المحتملة لهذا الانزلاق. تمت دراسة العديد من أنواع التدعيم، وهي: إعادة التشكيل، جدار حجري، الجدران الاستنادية، الأبرية على الركائز والردم المقوى بطبقات التكسية الأرضية. لقد مكنتنا دراسة تقنية اقتصادية من اقتراح الحل الذي يبدو لنا هو الأفضل، وهو: الردم المقوى بطبقات من التكسية الأرضية.

الكلمات المفتاحية: الانهيار الأرضي، عدم الاستقرار، منحدر، النمذجة، تقوية المنحدرات.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....	I
ABSTRACT.....	II
RESUMÉ.....	IV
ملخص.....	V
TABLE DESMATIÈRES.....	VI
LISTE DES FIGURES.....	XV
LISTE DES TABLEAUX.....	XIX

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Recherche Bibliographique

I. Généralité sur les mouvements de terrain

I.1. Introduction	3
I.2. Définitions des glissements de terrain	3
I.2.1. Phénoménologie	4
I.3. Classification des glissements de terrain	4
I.3.1. Classification selon le type de mouvement	7
I.3.1.1. Éboulement en chute de pierre	6
I.3.1.2. Basculement	8
I.3.1.3. Glissement	8
I.3.1.4. coulées	9
I.3.1.5. Fluage	10
I.3.2. Classification selon la profondeur de glissement	10
I.3.3. Classification selon la vitesse de glissement	11
I.4. Les Causes des glissements de terrain.....	11
I.4.1. Les causes extérieures	11
I.4.1.1. Source d'eau extérieure.....	11
I.4.1.2. Séismes	12
I.4.1.3. Travaux sur pente.....	12

I.4.2. Les causes intérieures.....	12
I.4.2.1. Résistance au cisaillement	12
I.5. La détection de glissement de terrain.....	13
I.5.1. Émissions acoustiques	13
I.5.2. Inclinomètre	13
I.5.3. Interférométrie	13
I.5.4. Laser	14
I.5.5. Piézométrie	14
I.5.6. Pressiométrie	14
I.6. Dynamique de mouvement et l'évolution de glissement.....	15
I.6.1. Pré-rupture	15
I.6.2 Rupture	15
I.6.3. Post-rupture	16
I.6.4. Réactivation	16
I.7. Les phases de glissements	16
I.7.1. Glissements de terrain actifs	17
I.7.2. Glissements de terrain réactivés	17
I.7.3. Glissements de terrain inactifs	17
I.8. Méthode de calcul d'instabilité des talus	17
I.8.1. Notion de coefficient de sécurité.....	18
I.8.2. Coefficient de sécurité en rupture plane.....	18
I.8.3. Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire.....	20
I.8.4. Méthode des tranches (circulaire ou quelconque)	20
I.8.5. Méthode de Fellenius (1927)	21
I.8.6. Méthode de BISHOP simplifiée (1954)	23
I.9. Techniques de stabilisation	25
I.9.1. Les terrassements	25
I.9.2. L'allègement en tête de glissement	25
I.9.3. La purge totale	25
I.9.4. La substitution partielle	25
I.9.5. Le chargement en pied	26
I.9.6. Les dispositifs de drainage	26
I.9.6.1. Drainage de surface	26
I.9.6.2. Drains subhorizontaux	26

I.9.6.3. Tranchées drainantes	26
I.9.6.4. Drainage profond	26
I.9.7. L'introduction d'éléments résistants	27
I.9.7.1. Enrochement	27
I.9.7.2. Gabions	27
I.9.7.3. Ouvrage rigide	27
I.9.7.4. Nappe en géosynthétique	27
I.10. Choix d'une technique	28
I.10.1. Caractérisation du site	28
I.10.2. Adaptation de la technique au glissement	28
I.10.3. Contrainte économique	31
I.11. Présentation des cas réel	31
I.11.1. à travers le monde	31
I.11.1.1 Le plus grand glissement de terrain d'Europe : la Clapière.....	31
I.11.1.2 Le glissement de terrain : à MUSSEAU, impasse Avalon	32
I.11.2. En Algérie	33
I.11.2.1. Le glissement de Tizi BEJAIA	33
I.11.2.2. Le tronçon de la RN80 localisé au PK (67+500) a Guelma	34
I.12. Conclusion	36

Chapitre II : Présentation du projet

II. PRESENTATION DU PROJET	37
II.1. Introduction	37
II.2. Localisation générale	37
II.2.1. Zone d'étude	38
II.3. Climat de la région	38
II.3.1. Diagramme climatique	39
II.4. Contexte géologique	40
II.4.1. Géologie régionale	40
II.4.2. Etude sismologique	40
II.4.3. Géologie locale	40
II.4.3.1. Le Néogène	40

II.4.3.2. Les formations crétacées	41
II.4.4. Sismicité	41
II.5. Présentation du site	42
II.5.1. Description du glissement	44
II.5.2 Causes probables du glissement	48
II.5.2.1. La nature du terrain	49
II.5.2.2. L'eau	49
II.5.2.3. La pente du talus	49
II.5.2.4. Absence de reboisement	49
II.5.2.5. L'action sismique	50
II.6. Conclusion	51

Chapitre III : Résultats de l'étude géotechnique

III.1 Introduction	52
III.2 Essais in situ	52
III.3 Essais de laboratoire	53
III.4. Objet et déroulement de l'étude	53
III.5. Interprétation de la reconnaissance in situ et essais en laboratoire	53
III.5.1. Essais in-situ	53
III.5.1.1. Les sondages carottés	54
III.5.1.2. Essais aux pénétromètres dynamiques	56
III.5.1.2.1. Principe de l'essai	56
III.5.1.2.2. Résultats des essais	56
III.5.1.2.3. Synthèse des résultats pénétrométriques	58
III.5.1.3. Régime hydraulique	58
III.5.2. Essais de laboratoire	59
III.5.2.1. Programme d'essais	59
III.5.2.2. Présentation des résultats et interprétation	60
A. La première couche : Couche d'argile marneuse	60
A.1. Essais physiques	60
A.1.1. Humidité	60
A.1.2. Limites d'Atterberg	60
A.1.3. Granulométrie	61

A.2. Essais mécaniques	62
A.2.1. Essai œdométrique	62
A.2.2. Essais à la boîte de Casagrande	62
A.2.3. Essais au triaxial	63
A.3. Homogénéité : Couche d'argile marneuse	63
A. Homogénéité des poids volumique : γ	63
1. poids volumique sec : γ_d	63
2. poids volumique humide : γ_h	64
B. Homogénéité Teneur en eaux : ω (%)	64
C. Homogénéité de degré de saturation : Sr (%)	65
D. Homogénéité des caractéristiques mécanique : \hat{C} ; $\hat{\phi}$	65
1. La Cohésion : \hat{C}	65
2. Angle de frottement : $\hat{\phi}$	66
F. Homogénéité des caractéristiques mécaniques nos drainés : C ; ϕ	66
A. Angle de frottement no drainé : ϕ_u	66
B. La cohésion no drainé : C_u	66
B. Deuxième Couche : couche marne dure	67
B.1. Essais physiques	67
B.1.1. Humidité	67
B.1.2. Limites d'Atterberg	68
B.1.3 Granulométrie	69
B.2. Essais mécaniques	71
1. Essai œdométrique	71
2. Essais à la boîte de Casagrande	71
B.3. Homogénéité : Couche de marne dure	72
A. Homogénéité des poids volumique : γ	72
1. poids volumique sec : γ_d	72
2. poids volumique humide : γ_h	73
3. Homogénéité Teneur en eaux : ω (%)	73
B. Homogénéité de degré de saturation : Sr (%)	74
C. Homogénéité des caractéristiques mécanique : \hat{C} ; $\hat{\phi}$	74
1. La Cohésion : \hat{C}	74

2. Angle de frottement : ϕ	75
D. Homogénéité des caractéristiques mécaniques non drainés : ϕ_u, C_u	75
a. Angle de frottement non drainé : ϕ_u	75
b. La Cohésion non drainé : C_u	76
III.6. CONCLUSION	77

Chapitre IV : Etude de stabilité du talus

IV.1. Introduction.....	78
IV.2. Présentation de logiciel SLIDE 6.0	78
IV.2.1. Les principales caractéristiques du « SLIDE »	79
IV.2.1.1 Les données et les résultats de « SLIDE »	79
IV.2.1.2. Les principales fonctionnalités de logiciel « SLIDE »	79
IV.2.1.3. Protocole de travail sur « SLIDE 6.0 »	80
IV.2.1.3.1. Prés-calcul	80
IV.2.1.3.2 Calcul	82
IV.2.1.3.3. Interprétation	83
IV.3. Calcul et vérification de la stabilité de talus	84
IV.3.1. Les Sollicitations internes et externes	84
IV.3.1.1. Régime hydraulique	84
IV.3.1.2. Caractéristiques sismiques considérées	84
IV.3.1.3. Charge d'exploitation	84
IV.3.2. Les caractéristiques de sol étudié	85
IV.3.2.1. Caractéristiques géotechniques du talus modélisé	85
IV.3.2.2. Caractéristiques géométriques du talus modélisé	86
IV.3.3. Facteur de sécurité du talus	87
IV.3.4. Les méthodes utilisées	87
IV.4. Procédure de calcul numérique	87
IV.5. Calcul de F_s à long terme, comportement drainé (CD)	88
IV.5.1. Méthode de Bishop	88
IV.5.2. Récapitulation des résultats de coefficient de sécurité à long terme	95
IV.5.3. Interprétation des résultats à long terme	95
IV.6. Calcul de F_s à court terme, comportement non drainé (UU)	96
IV.6.1. Méthode de Fellenius	96

IV.6.2. Récapitulation des résultats de coefficient de sécurité à court terme	103
IV.6.3. Interprétation des résultats à court terme	103
IV.7. Analyse des causes probables de rupture du talus	104
IV.7.1 Sous sollicitation statique	104
1. Couche d'argile marneuse	104
1.1. Influence de la cohésion	104
1.2. Influence de l'angle de frottement	105
2. Couche de Marne dure	105
2.1. Influence de la cohésion	105
2.2. Influence de l'angle de frottement	106
3. Les deux couches (argile marneuse + marne dure)	106
3.1. Influence de la cohésion	106
3.2. Influence de l'angle de frottement	107
4. Influence des fluctuations du niveau de la nappe	107
IV.7.2 Sous sollicitation dynamique	108
1. Couche d'argile marneuse	108
1.1. Influence de la cohésion	108
1.2. Influence de l'angle de frottement	108
2. Couche de Marne dure	109
2.1. Influence de la cohésion	109
2.2. Influence de l'angle de frottement	109
3. Les deux couches (argile marneuse + marne dure)	110
3.1. Influence de la cohésion	110
3.2. Influence de l'angle de frottement	110
4. Influence des fluctuations du niveau de la nappe	111
4.1. Interprétation des résultats	112
IV.7.3 Synthèse des résultats	112
IV.8. Synthèse	113

Chapitre V : Etude de confortement du talus

V. Etude du confortement de talus

V.1. Introduction	114
V.2. La chronologie des variantes	114

V.2.1. Reprofilage	115
V.2.1.1. La géométrie initiale (Premier reprofilage)	115
V.2.1.2. Le deuxième reprofilage	116
V.2.1.3 Synthèse	119
V.2.2. Confortement par gabions (pierres)	120
V.2.2.1. Premier mur en gabion	120
V.2.2.2. Deuxième mur en gabion	123
V.2.2.3. Synthèse	125
V.2.3. Confortement en béton armé	126
V.2.3.1 Mur en béton armé ancré dans le sol	126
V.2.3.2. Mur en béton armé plus une ligne de pieux en amont du mur	130
V.2.3.3. Mur en béton armé sur pieux plus une ligne de pieux en amont du mur	132
V.2.3.3.1. Etude stabilité statique du mur de soutènement	134
V.2.3.3.2. Etude paramétrique	138
V.2.3.3.2.1. Effet de l'espacement entre les pieux	138
1. Sous sollicitation statique	138
2. Sous sollicitation dynamique	139
V.2.3.3.2.2. Synthèse	139
V.2.3.4. Deux lignes des pieux	140
V.2.3.5. Synthèse	142
V.2.4. Confortement à l'aide de remblai	143
V.2.4.1. Deux remblais verticaux (au pied et en tête du talus)	143
V.2.4.2. Un remblai vertical au pied du talus plus une ligne de pieux en amont du remblai.....	147
V.2.4.3. Un remblai avec une paroi inclinée au pied du talus	150
V.2.4.4. Synthèse	153
V.3. Etude comparative	154
V.3.1. Etude estimative et quantitative	154
V.3.1.1. Première solution	154
V.3.1.2. deuxième solution	155
V.3.2. Comparaison technico-économique entre les deux solutions	156
V.3.2.1. Première solution : Mur de soutènement sur pieux avec une ligne de pieux en amont.....	156
V.3.2.2. Deuxième solution : Remblai renforcé par géotextiles	157
V.3.2.3. Synthèse	157
V.4. Conclusion	158

CONCLUSION GENERALE.....	159
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	161

LES ANNEXES

Annexe A : Liste des symboles.....	163
Annexe B : Coupes lithologiques des sondages carottés.....	165
Annexe C : Résultats des essais pénétrométriques dynamique.....	168
Annexe D : les photos de caisses des sondages carotté.....	178
Annexe E : Résultats de modélisation des phases bishop simplifié et Fellenius.....	182
Annexe F : Résultats de modélisation des variantes d'après bishop.....	190

Liste des figures

Chapitre I :

Figure 1.1 : Illustrations des différentes échelles des glissements de terrain.....	4
Figure 1.2 : Degré d'activité en fonction des vitesses de déplacements.....	5
Figure 1.3 : Éboulement on chute de pierre à hauteur du tunnel éponyme sur le RN26 reliant Bejaia à Sétif. [7].....	7
Figure 1.4 : basculement.....	8
Figure 1.5 : les plans de ruptures de glissement	8
Figure 1.6 : Coulée-glisement [6].....	9
Figure 1.7 : Le phénomène du fluage.....	10
Figure 1.8 : Différentes phases de l'activité d'un glissement de terrain.....	16
Figure 1.9 : Glissement plan : équilibre d'un bloc.....	19
Figure 1.10 : Equilibre d'une tranche de sol.....	21
Figure 1.11 : Équilibre d'une tranche de sol (Bishop simplifié).....	23
Figure 1.12 : Carte de localisation du glissement de la Clapière dans la vallée de la Tinée, Mercantour (Alpes-Maritimes).....	31
Figure 1.13 : les évolutions du glissement de la Clapière des années 1976 à 2002.....	32
Figure 1.14 : Le glissement de terrain à l'impasse Avalon Musseau.....	33
Figure 1.15 : Glissement de Tizi, quartier de Bejaia Basculement d'une habitation.....	33
Figure 1.16 : Localisation du point de glissement sur la RN80 Pk67+500.....	34
Figure 1.17 : Une vue d'ensemble de l'étendu du glissement.....	35
Figure 1.18 : La limitation du glissement sur la partie aval de la chaussée.....	35
Figure 1.19 : Photos représentant le glissement des débris d'un mur réalisé pour confortement.....	36

Chapitre II :

Figure II.1 : Situation géographique de Draâ Essamar (Source : Google Earth).....	38
Figure II.2 : Diagramme climatique. Source : Office National de la Météorologie (O.N.M).....	39
Figure II.3 : Carte de zonage sismique du territoire national (RPA 99 version 2003).....	42

Figure II.4 : Vue par satellite du site d'étude (Google Earth).....	43
Figure II.5 : Vue par satellite du site d'étude (Google Earth).....	43
Figure II.6 : Vue générale du glissement.....	44
Figure II.7 : Fissures ouvertes au cœur du talus de déblai, laissant les eaux s'infiltrer et développant, ainsi des pressions interstitielles nuisible à la stabilité générale (Escarpelement métrique au niveau amont du talus).....	45
Figure II.8 : Fissures et rupture d'une partie due au ruissellement des eaux pluviales au niveau du talus de déblai de la rive gauche (Escarpelement en tête de talus de déblai).....	45
Figure II.9 : Etat décomprimée des argiles caractérisant le talus de déblai.....	46
Figure II.10 : Accumulations des eaux pluviales au niveau de la chaussée.....	46
Figure II.11 : Apparition de ligne de glissement au niveau des talus de déblais.....	47
Figure II.12 : Absence de système de drainage en amont et en aval.....	47
Figure II.13 : Aucun signe d'instabilité apparent au niveau du talus de déblai de la rive droite.....	48

Chapitre III :

Figure III.1 : Plan d'implantation des essais in-situ effectuées.....	55
--	-----------

Chapitre IV :

Figure IV.1 : fenêtre des coordonnées (x ; y).....	80
Figure IV.2 : Tableau des coordonnées (x ; y).....	80
Figure IV.3 : Les étapes de définition des paramètres physiques et mécaniques.....	81
Figure IV.4 : Tableau des coordonnées (x ; y).....	81
Figure IV.5 : Les étapes d'insertion de la grille des centres des cercles.....	82
Figure IV.6 : Les étapes de lancement de calcul.....	82
Figure IV.7 : Les étapes suivis pour l'affichage des résultats.....	83
Figure IV.8 : choix entre mode d'affichage des résultats (Bishop/Fellenius).....	83
Figure IV.9 : La commande d'affichage des graphes personnalisés.....	83
Figure IV.10 : La géométrie du talus.....	86
Figure IV.11 : Stabilité du talus à long terme (phase 1).....	88

Figure IV.12 : Stabilité du talus à long terme (phase2).....	89
Figure IV.13 : Stabilité du talus à long terme (phase 3).....	90
Figure IV.14 : Stabilité du talus à long terme (phase 4).....	91
Figure IV.15 : Stabilité du talus à long terme (phase 5).....	92
Figure IV.16 : Stabilité du talus à long terme (phase 6).....	93
Figure IV.17 : Stabilité du talus à long terme (phase 7).....	94
Figure IV.18 : Stabilité du talus à court terme (phase 1).....	96
Figure IV.19 : Stabilité du talus à court terme (phase 2).....	97
Figure IV.20 : Stabilité du talus à court terme (phase 3).....	98
Figure IV.21 : Stabilité du talus à court terme (phase 4).....	99
Figure IV.22 : Stabilité du talus à court terme (phase 5).....	100
Figure IV.23 : Stabilité du talus à court terme (phase 6).....	101
Figure IV.24 : Stabilité du talus à court terme (phase 7).....	102
Figure IV.25 : Influence de la cohésion de la 1ère couche sur le facteur de sécurité.....	104
Figure IV.26 : Influence de l'angle de frottement de la 1 ^{ère} couche sur le facteur de sécurité.....	105
Figure IV.27 : Influence de la cohésion de la 2eme couche sur le facteur de sécurité.....	105
Figure IV.28 : Influence de l'angle de frottement de la 2eme couche sur le facteur de sécurité.....	106
Figure IV.29 : Influence de la cohésion des deux couches sur le facteur de sécurité.....	106
Figure IV.30 : Influence de l'angle de frottement des deux couches sur le facteur de sécurité.....	107
Figure IV.31 : Influence du niveau de la nappe sur le facteur de sécurité (cas statique).....	107
Figure IV.32 : Influence de la cohésion de la 1ère couche sur le facteur de sécurité.....	108
Figure IV.33 : Influence de l'angle de frottement de la 1 ^{ère} couche sur le facteur de sécurité.....	108

Figure IV.34 : Influence de la cohésion de la 2eme couche sur le facteur de sécurité.....	109
Figure IV.35 : Influence de l'angle de frottement de la 2eme couche sur le facteur de sécurité.....	109
Figure IV.36 : Influence de la cohésion des deux couches sur le facteur de sécurité.	110
Figure IV.37 : Influence de l'angle de frottement des deux couches sur le facteur de sécurité.....	110
Figure IV.38 : Influence du niveau de la nappe sur le facteur de sécurité (cas dynamique).....	111

Chapitre V :

Figure V.1 : Coefficient obtenu par géométrie initial.....	115
Figure V.2 : La nouvelle géométrie du talus.....	117
Figure V.3 : Coefficient du talus reprofilés.....	118
Figure V.4 : Le confortement de talus par gabionnage.....	121
Figure V.5 : Coefficient du talus conforté par 1 ^{er} mur en gabion.....	122
Figure V.6 : Le confortement de talus pour le deuxième mur en gabion.....	123
Figure V.7 : Coefficient du talus conforté par 1 ^{er} mur en gabion.....	124
Figure V.8 : Les dimensions du mur de soutènement.....	126
Figure V.9 : Le confortement de talus par un mur de soutènement.....	138
Figure V.10 : Coefficient du talus conforté par un mur de soutènement ancré dans le sol... 129	
Figure V.11 : Le confortement de talus par un mur de soutènement plus une ligne de pieux en amont.....	130
Figure V.12 : Coefficient du talus conforté par un mur de soutènement plus une ligne de pieux en amont.....	131
Figure V.13 : Le confortement de talus par un mur de soutènement sur pieux avec une ligne de pieux en amont.....	132
Figure V.14 : Coefficient du talus conforté par un mur de soutènement sur pieux avec une ligne de pieux en amont.....	133
Figure V.15 : Variation du facteur de sécurité avec l'espacement entre les pieux (cas statique).....	138

Figure V.16 : Variation du facteur de sécurité avec l'espacement entre les pieux (cas dynamique).....	139
Figure V.17 : Le confortement de talus par deux lignes de pieux.....	140
Figure V.18 : Coefficient du talus conforté par deux lignes de pieux.....	141
Figure V.19 : Les dimensions de remblai renforcé.....	143
Figure V.20 : Le confortement de talus par deux remblais renforcés en géotextile.....	145
Figure V.21 : Coefficient de talus conforté par deux remblais renforcés en géotextile.....	146
Figure V.22 : Les dimensions du remblai renforcé avec une ligne de pieux en amont de ce dernier.....	147
Figure V.23 : Le confortement du talus par remblai renforcé avec une ligne de pieux en amont de ce dernier.....	148
Figure V.24 : coefficient du talus conforté par remblai renforcé avec une ligne de pieux en amont de ce dernier.....	149
Figure V.25 : Les dimensions de remblai renforcé.....	150
Figure V.26 : Le confortement du talus par un remblai avec paroi inclinée renforcé en géotextile.....	151
Figure V.27 : Coefficient du talus conforté par un remblai avec paroi inclinée renforcé en géotextile.....	152

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau 1.1 : classification des glissements de terrain en fonction de leur vitesse de déplacement V_d (Cruden and Varnes, 1996) [5].....	6
Tableau 1.2 : Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (Office fédéral de L'environnement Division Prévention des dangers ; 2009) [1].....	10
Tableau 1.3 : Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement).....	11
Tableau 1.4 : Les techniques de stabilisation.....	30

Chapitre II :

Tableau II.1: Classification des zones Sismiques en territoire Algérien. (RPA 99 version 2003).....	41
--	-----------

Chapitre III :

Tableau III.1 : Tableau quantitatif des essais in-situ et au laboratoire, avec leur unités.....	53
Tableau III.2 : Résultats d'essai pénétromètre dynamique.....	57
Tableau III.3 : Résultats d'essai piézométrique.....	58
Tableau III.4 : Résultats des essais physiques (Teneur en eau, Densité sèche, Densité humide, Degré de saturation).....	60
Tableau III.5 : Résultats des essais physiques (limite de liquidité, Limite de plasticité, Indice de plasticité, Indice de consistance).....	60
Tableau III.6 : Résumé des résultats des essais physiques (tamisât des tamis inférieurs 2mm et 80 μ m).....	62
Tableau III.7 : Résultats d'essais œdométrique (Contrainte de Préconsolidation, Coefficient de Compressibilité, Indice de gonflement).....	62
Tableau III.8 : Résultats d'essai de cisaillement à la boîte (Cohésion, Angle de frottement).....	63
Tableau III.9 : Résultats Des essais triaxiaux de type UU (Cohésion, Angle de frottement).....	63
Tableau III.10 : Résultats des essais physiques (Teneur en eau, Densité sèche, Densité humide, Degré de saturation).....	67
Tableau III.11 : Résultats des essais physiques (limite de liquidité, Limite de plasticité, Indice de plasticité, Indice de consistance).....	68
Tableau III.12 : Résumé des résultats des essais physiques (tamisât des tamis inférieurs 2mm et 80 μ m).....	70
Tableau III.13 : Résultats d'essais œdométrique (Contrainte de Préconsolidation, Coefficient de Compressibilité, Indice de gonflement).....	71
Tableau III.14 : Résultats d'essai de cisaillement à la boîte (Cohésion, Angle de frottement) non drainé.....	71

Tableau III.15 : Résultats d'essai de cisaillement à la boîte (Cohésion, Angle de frottement) drainé.....	72
Tableau III.16 : Tableau récapitulatifs des paramètres physiques et mécaniques par couches.....	76

Chapitre IV :

Tableau IV.1 : Les données et les résultats du logiciel.....	79
Tableau IV.2 : Paramètres des caractéristiques géotechniques du sol (comportement drainé).....	85
Tableau IV.3 : Paramètres des caractéristiques géotechniques du sol (comportement non drainé).....	85
Tableau IV.4 : Coordonnées de la géométrie du talus.....	86
Tableau IV.5 : différentes phases réalisées dans la simulation à court et long terme.....	87
Tableau IV.6 : Récapitulatif des résultats des deux méthodes (à long terme).....	95
Tableau IV.7 : Récapitulatif des résultats des deux méthodes (à court terme).....	103

Chapitre V :

Tableau V.1 : Coordonnées de la géométrie du talus	116
Tableau V.2 : Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique	116
Tableau V.3 : Tableau des résultats du facteur de sécurité F_s	119
Tableau V.4 : Coordonnées de la géométrie du talus conforté par mur en gabion.....	120
Tableau V.5 : Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.....	121
Tableau V.6 : Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.....	123
Tableau V.7 : Tableau de résultats de facteur de sécurité F_s	125
Tableau V.8 : Coordonnées de la géométrie du talus.....	127
Tableau V.9 : Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.....	127

Tableau V.10 : Résultats de l'espacement entre les pieux sous sollicitation statique.....	138
Tableau V.11 : Résultats de l'espacement entre les pieux sous sollicitation dynamique...	139
Tableau V.12 : Tableau de résultats de facteur de sécurité F_s	142
Tableau V.13 : Coordonnées de la géométrie du talus.....	144
Tableau V.14 : Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.....	144
Tableau V.15 : Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.....	148
Tableau V.16 : Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.....	151
Tableau V.17 : Tableau de résultats de facteur de sécurité F_s	153
Tableau V.18 : Devis quantitatif et estimatif du renforcement par mur sur pieux avec une ligne de pieux en amont de mur.....	154
Tableau V.19 : Devis quantitatif et estimatif du renforcement par remblais.....	155
Tableau V.20 : Récapitulatif avantages et inconvénients de système de confortement.....	156
Tableau V.21 : Récapitulatif avantages et inconvénients de système de confortement.....	157
Tableau V.22 : Synthèse de l'analyse de la stabilité avant et après confortement.....	157

Introduction générale

Introduction générale

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels d'origine diverses, résultant de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol. De nombreux paramètres naturels ou anthropiques (géologie, hydrogéologie, urbanisation...etc) conditionnent l'apparition et le développement des mouvements de terrain.

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et en contraintes effectives à long terme.

Plusieurs méthodes de calcul existent pour étudier la stabilité d'un talus à savoir les méthodes théoriques telles que les méthodes d'équilibre limite (Fellenius, Bishops, Jambu...) implantés dans des logiciels tel que : Géoslope, Slide, Talren. Les méthodes numériques basées sur la méthode des éléments finis et la méthode des différences finis implantés dans des logiciels tels que Plaxis 2D.

Notre projet concerne l'étude de glissement d'un talus en déblai qui s'étale sur une distance de 100m situé sur la route contournant la ville de Médéa du côté Nord reliant la RN01 avec la RN18. L'objectif principal est d'identifier les causes probables de ce glissement et de proposer une solution de confortement intéressante sur les deux plans technique et économique. Pour atteindre cet objectif, nous avons organisé notre mémoire en cinq chapitres :

Le premier chapitre est une étude bibliographique comportant des généralités sur les mouvements de terrains, les méthodes de calculs du coefficient de sécurité, ainsi que les différentes techniques de stabilisation des talus.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du projet en question.

Le troisième chapitre comporte les résultats de l'étude géotechnique réalisée à partir de l'interprétation des essais in-situ et de laboratoire.

Le quatrième chapitre est dédié à l'étude de la stabilité du talus en modélisant le problème sur le logiciel Slide 6.0, en calculant le coefficient de sécurité à court terme et à long terme sous différents cas de charges. Une étude paramétrique a été menée dans ce chapitre visant à déterminer le scénario le plus probable qui a causé ce glissement.

Le cinquième chapitre présente les solutions de confortement qui ont été proposées ainsi qu'une étude comparative qui nous a permis de choisir la solution la plus optimale.

Chapitre I
Recherche
bibliographique

II. Généralité sur les mouvements de terrain

I.1. Introduction

Parmi les contraintes rencontrées dans le choix de terrain qui va servir comme assiette pour des constructions, on trouve les glissements de terrains qui sont à l'origine de la déstabilisation du sol et même les constructions avoisinantes, l'ignorance de ce phénomène naturel ou sa négligence peut causer des Pertes humaines et matérielles. Du fait de parler des pertes humaines ceci veut dire que c'est impardonnable qu'un ingénieur ignore ce phénomène naturel et c'est un crime de le négliger dans le choix du sol qui servira comme assiette pour les différentes constructions.

L'étude des glissements de terrain et la prévention sur les risques qu'ils peuvent causer relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

L'étude de ce phénomène nécessite une maîtrise en géotechnique afin de bien profiter des différents documents à savoir les cartes géologiques, les cartes topographiques, ainsi que les essais in-situ et les essais au laboratoire, en suivant bien sûr certaines consignes spécifiques aux études de glissement de terrains en vue de procéder à une étude détaillée de l'instabilité des talus.

I.2. Définitions des glissements de terrain

Les glissements de terrain sont des mouvements gravitaires dans les versants et les talus qu'on peut qualifier comme étant une cinématique commençant du sol vers le centre de la terre créant ainsi une surface de cisaillement (rupture), cette dernière peut être circulaire, tabulaire ou quelconque dans certains sols hétérogènes, dans la roche un arrachement de masse qui est causé par le cumul de plusieurs discontinuités.

La surface de rupture d'une manière générale, passera par les zones de terrain dont les caractéristiques sont les plus faibles. [1]

L'ampleur d'un glissement de terrain peut varier d'un simple bloc qui se détache d'une falaise à une vaste zone englobant des dizaines de kilomètres carrés [4].



Cas (1) : La Clapière, le plus grand glissement de terrain d'Europe (1100 m de long 750 m de haut, 50 millions m³), image [3]



Cas (2) : Glissement de terrain a rampe d'accès de la ville d'Azazga [5]

Figure 1.1 : Illustrations des différentes échelles des glissements de terrain

I.2.1. Phénoménologie

La modélisation et l'étude des glissements de terrain passent par l'établissement d'une classification. À ces fins, quelques exemples survenues auparavant sont étudiés afin de proposer des catégories de glissements et de déterminer certains facteurs d'influence.

I.3. Classification des glissements de terrain

Les classifications visant à décrire et à déterminer les différents processus de déstabilisation de pente sont nombreuses. Dès 1846, Collin [5], dans son ouvrage

« Recherches expérimentales sur les glissements spontanés des terrains argileux » différenciait deux types de mouvements :

- Les mouvements de fond (glissements profonds) ;
- Les mouvements superficiels

De nombreux auteurs, ont présentés plusieurs classifications des mouvements des terrains,

En faisant intervenir des critères tels que : nature du matériau ; cinématique du mouvement ; vitesse du mouvement ; morphologie et type de surface de rupture ; cause de la rupture ; l'âge de la rupture, etc.

Classification de Nemcok et al. (1972), [5] leurs classification est basées sur le caractère géo-mécanique des mouvements de pente et de leur vitesse, quatre (04) processus sont distingués : fluage ; glissement ; écoulement et écroulement. D'autre Classification avec Varnes (1978), [5] les types de mouvements de versant sont suivants : éboulements ; Glissements ; Extension latérale ; Ecoulement ; Complexes ; Echelle de vitesse.

La classification de Varnes, propose également une échelle de vitesse afin de caractériser le degré d'activité des différents mouvements (figure 1.1).

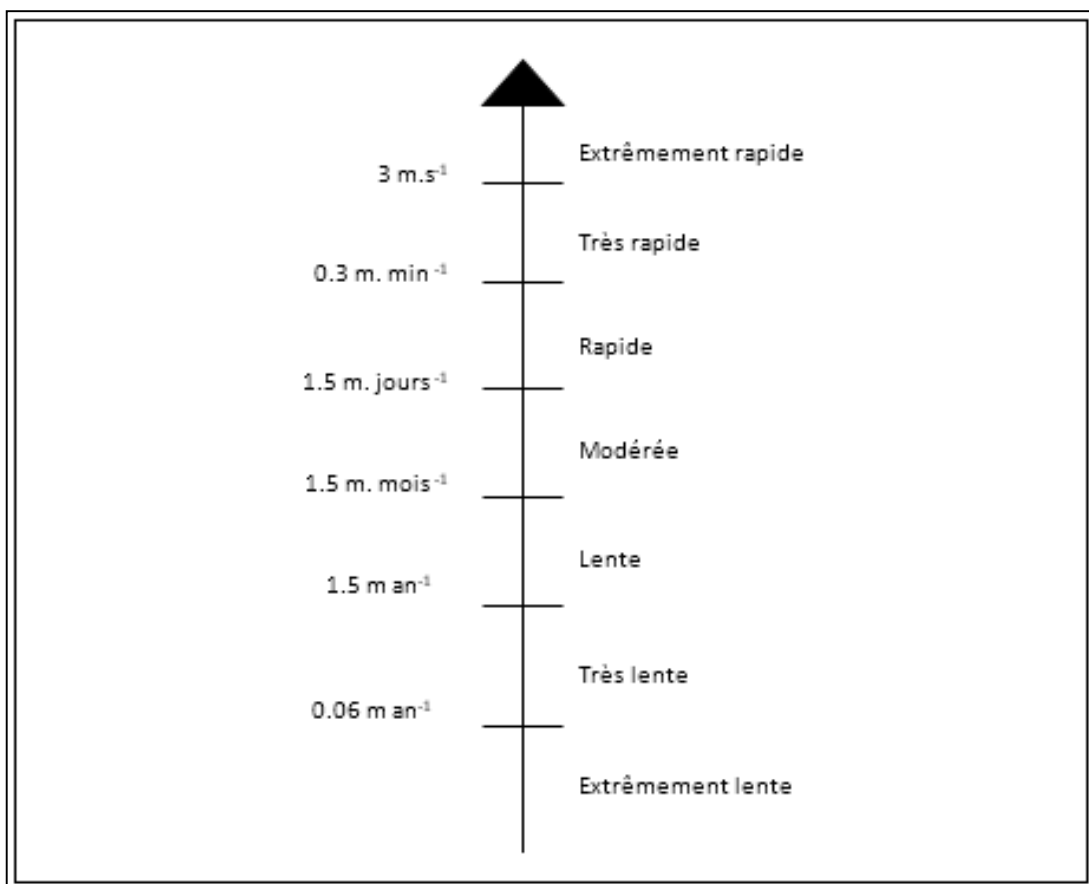


Figure 1.2 : Degré d'activité en fonction des vitesses de déplacements

Dans le même contexte des classifications cinématique. Le degré d'activité des différents mouvements peut également être classé à travers une échelle de vitesse de déplacement de la masse mise à contribution. L'intensité du glissement varie alors dans l'espace en allant de l'amont vers l'aval sur l'axe de déplacement du glissement de terrain. Ces paramètres peuvent être exprimés quantitativement, notamment en utilisant une fonction de distribution spatiale, ou en appliquant les classements d'intensité qualitatifs relatifs telles que lent, modéré et rapide, ou faible, modéré et élevé. Le tableau suivant établi par Cruden et Varnes en 1996, tente d'établir une échelle d'intensité des glissements de terrain en tenant compte de la vitesse de déplacement de la masse mise à contribution.

Tableau 1.1 : classification des glissements de terrain en fonction de leur vitesse de déplacement V_d (Cruden and Varnes, 1996) [5].

Vitesse	Description
$V_d < 16\text{mm/an}$	Extrêmement lent
$16 \text{ mm/an} < V_d < 1.6 \text{ m/an}$	Très lent
$1.6 \text{ m/an} < V_d < 13\text{m/mois}$	Lent
$13\text{m/mois} < V_d < 1.8\text{m/h}$	Modéré
$1.8\text{m/h} < V_d < 3\text{m/mn}$	Rapide
$3\text{m/mn} < V_d < 5\text{m/s}$	Très rapide
$V_d > 5\text{m/s}$	Extrêmement rapide

I.3.1. Classification selon le type de mouvement

On peut citer des différents mouvements de terrain comme : chute ou éboulement, basculement, glissement, coulées, fluage.

I.3.1.1.Éboulement en chute de pierre

La chute libre de pierres ou de sédiments se détachant d'un versant très abrupt, habituellement accompagnée de mouvements de rebondissement ou de roulement [6].



Figure 1.3 : Éboulement on chute de pierre à hauteur du tunnel éponyme sur le RN26 reliant Bejaia à Sétif. [7]

Les facteurs déclenchant peuvent être :

- les apports d'eau ;(la majorité des routes a chréa sont beaucoup de fois endommagé on hiver par ces chutes)
- les cycles gel-dégel ;
- l'érosion ;
- le sous-cavage ;
- les séismes.

I.3.1.2. Basculement

Un basculement est un mouvement de rotation vers l'aval autour d'un axe situé sous le centre de gravité de la masse en mouvement [8]

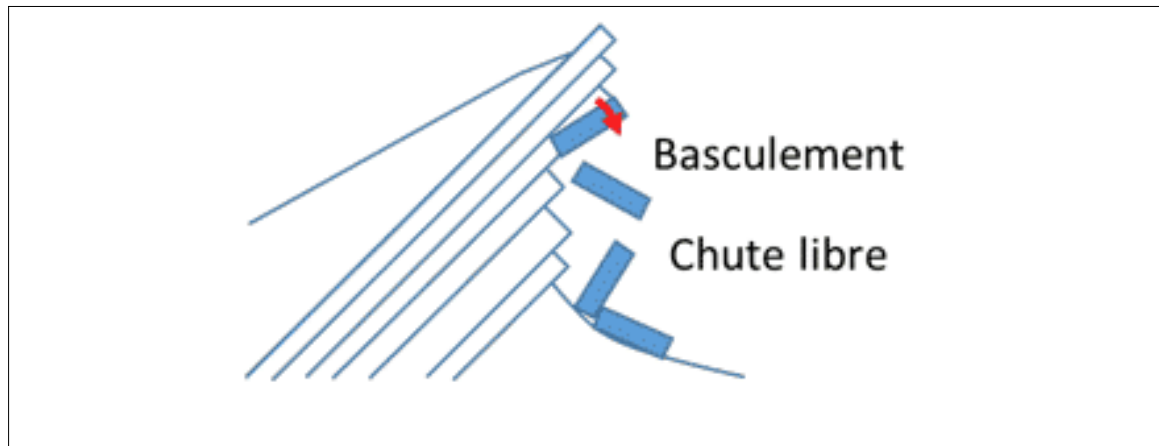


Figure 1.4 : basculement. [8]

I.3.1.3. Glissement

Il s'agit de déplacement relatif d'un volume du sol par rapport au reste du massif selon une surface de glissement plane, rotationnel simple, rotationnel complexe ou quelconque [12]

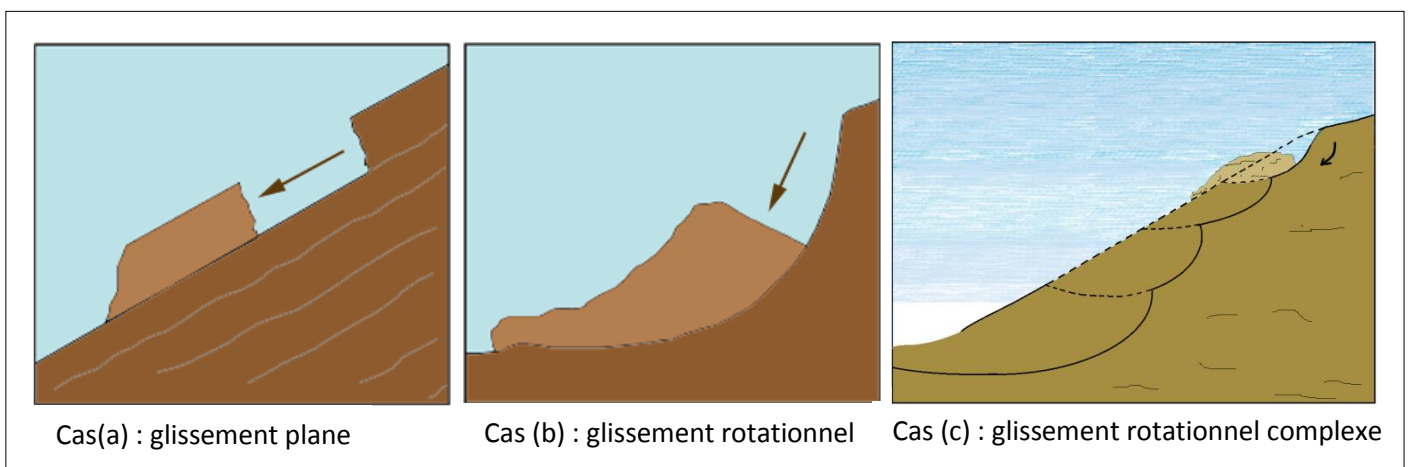


Figure 1.5 : les plans de ruptures de glissement.[12]

Lorsque le terrain ou le matériau de remblai est relativement homogène et isotrope, les surfaces de rupture probables sont les surfaces de rupture circulaires.

Pour les pentes dans des sols stratifiés, dont les propriétés de résistance ont des variations considérables, il convient d'accorder une attention particulière aux couches ayant les résistances les plus faibles. Cela peut nécessiter d'analyser des surfaces de rupture non circulaires [13]

- Le glissement plan ou la surface de glissement est plane (cas(a)). Il s'agit souvent de toit d'une couche de mauvaise résistance
- Le glissement rotationnel simple, ou la surface de glissement est de forme approximativement cylindrique (cas(b))
- Le glissement rotationnel complexe, qui se manifeste en général sous forme de surfaces multiples dues à des glissements en chaîne.
- Glissement quelconque : le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des cas précédents [9].

I.3.1.4.coulées

Le mouvement vers le bas de sédiments ou de pierres s'apparentant au mouvement de fluides [6].

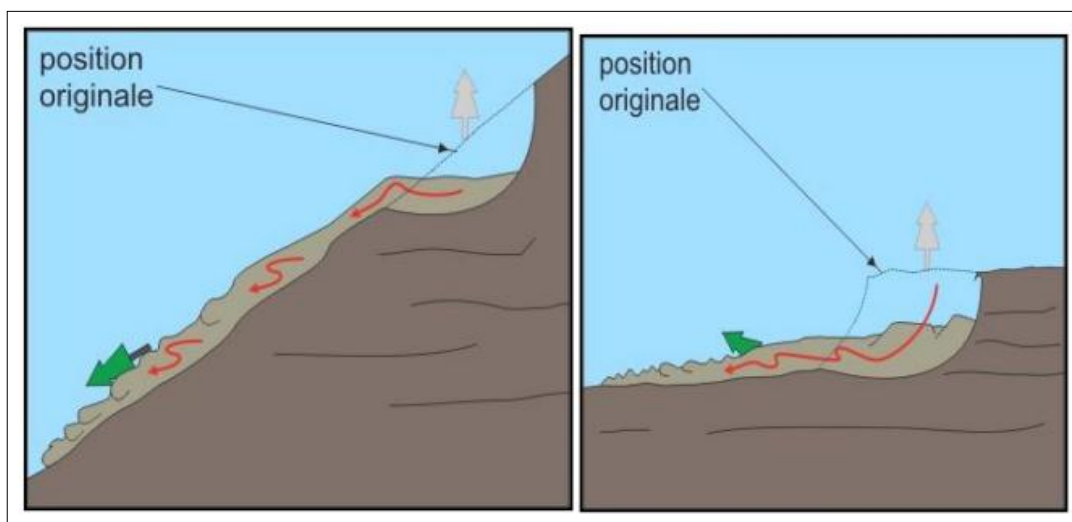


Figure 1.6 : Coulée-glisement [6]

I.3.1.5. Fluage [14]

Il se caractérise par des mouvements lents, et des vitesses faibles, dans ce cas, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. [14]

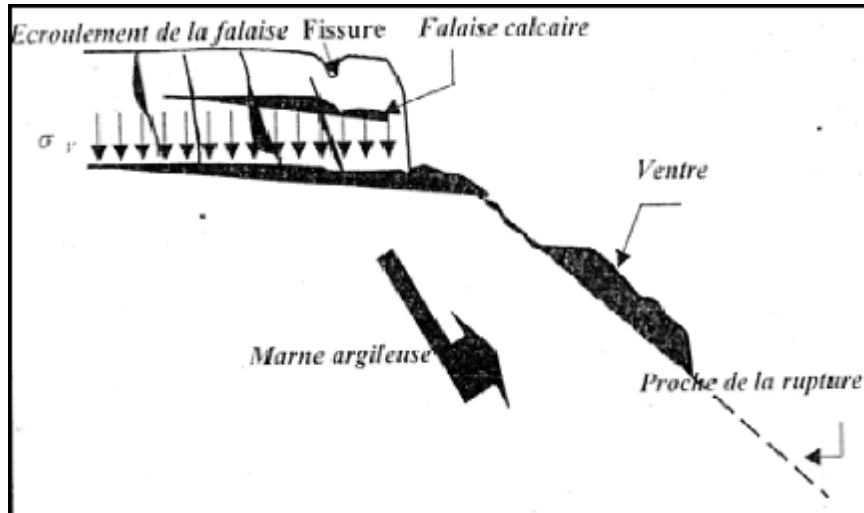


Figure 1.7 : Le phénomène du fluage. [14]

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements).

Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évolué vers une rupture.

I.3.2. Classification selon la profondeur de glissement

Le tableau suivant présente les différentes valeurs de Classification selon la profondeur de la surface de glissement [1]

Tableau 1.2 : Classification d’après la profondeur de la surface de glissement (Office fédéral de L’environnement Division Prévention des dangers ; 2009) [1]

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	<2m
Semi-profonde	2-10m
Profonde	10-30m
Très profonde	>30m

I.3.3. Classification selon la vitesse de glissement

Le tableau suivant présente les classifications selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme. [1]

Tableau 1.3 : Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement) [1]

Glissement	Vitesse de glissement
Sub-stabilité, très lent	0-2 cm/an
Peu actif, lent	2-10 cm/an
Actif (ou lent avec phases rapides)	>10 cm/an

I.4. Les Causes des glissements de terrain

On peut discrétiser ses causes d'instabilité par 2 grandes familles, extérieur comme l'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière, par les secousses d'un tremblement de terre, par la surcharge d'une construction, etc., D'autres causes sont considérées comme internes, telles que l'augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies, l'accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol, le développement de l'altération de la roche...etc.[2]

I.4.1. Les causes extérieures

I.4.1.1. Source d'eau extérieure

La structure anatomie de sol ou même les discontinuités profondes permis l'infiltration de l'eau des pluies et des neiges fondantes a certain point de faible caractéristiques peut se manifester d'une façon direct ou par un cumule

Cette infiltration alimente aussi les nappes d'eaux donc augmentation de la teneur en eau interne. [12]

I.4.1.2.Séismes

C'est l'augmentation de pression interstitielle au cours de la propagation des ondes de compression de séisme dans les sols peu compacts saturés donc l'eau ne parvient pas à s'échapper des sols, Plus la pression d'eau augmente dans les sols, plus la résistance mécanique des sols diminue et plus la rupture du versant est probable.[11]

Et même la force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même [12]

I.4.1.3.Travaux sur pente

Que ce soit une pente naturelle ou un remblai en pente, les terrassements ou les excavations dans ces versants peut provoquer une instabilité.

Pour les pentes dans des sols stratifiés, dont les propriétés de résistance ont des variations considérables, il convient d'accorder une attention particulière aux couches ayant les résistances les plus faibles. Cela peut nécessiter d'analyser des surfaces de rupture non circulaires. [12]

Lorsque le terrain ou le matériau de remblai est relativement homogène et isotrope, des surfaces de rupture circulaires peuvent normalement être adoptées.

I.4.2. Les causes intérieures

I.4.2.1 Résistance au cisaillement

Les facteurs qui causent une réduction de la résistance au cisaillement, tels que [12]

- La diminution de la cohésion de l'argile :

La cohésion n'est pas une caractéristique physique constante ; elle se modifie de nombreux facteurs :

- Les conditions atmosphériques : pluie abondante, période de sécheresse, gel/dégel
- Les modifications de régimes hydrauliques : infiltration d'eau, drainage, variation de la nappe phréatique
- L'augmentation des pressions interstitielles
- le gonflement des argiles par absorption de l'eau

I.5. La détection de glissement de terrain

La prévision de ce phénomène peut être d'un point de vue compétent par l'observation des fissures, affaissements, les caractéristiques de sol ou même la localisation de site sur la cartographie d'aléa par exemple

Si non par Techniques d'évaluation et de surveillance de l'évolution du mouvement des versants naturels [17]

On cite quelque techniques comme :

I.5.1.Émissions acoustiques

Il s'agit d'une méthode basée sur la détection en temps réel des émissions acoustiques générées par des mouvements de terrain. Elle consiste à disposer sur le site des capteurs appropriés (accéléromètres, géophones, hydrophones) permettant de capter et de reconnaître les signaux indiquant la mobilisation ou l'amorce d'un mouvement de terrain ou des fractures à l'intérieur du terrain et des amas de roches ainsi que les processus de déformation du sol ou de la roche. [17]

I.5.2.Inclinométrie

Cette technique permet la mesure et l'analyse de la rotation de la verticale profonde et superficielle des structures géologiques ou artificielles. Elle consiste à mesurer la distribution des déplacements horizontaux avec la profondeur dans le sol, en mesurant à l'aide d'un inclinomètre les rotations de la verticale d'un tube solidaire avec le sol et/ou les rotations de la verticalité des structures (à l'aide de clinomètres, pendules,...) [17]

I.5.3.Interférométrie

La méthode « interférométrie radar » est une technique d'auscultation qui permet la mesure des déplacements superficiels, elle est basée sur la comparaison de deux images radar d'un même site prisent depuis des angles de vue différents [17]

I.5.4.Laser

Le principe fondamental sur lequel se base cette méthode est le calcul du temps de vol (time-off-light) d'une impulsion laser générée par un émetteur, réfléchi par la surface frappée et captée par le récepteur installé à bord de l'instrument (le temps de vol est l'intervalle de temps qui s'écoule entre le temps d'émission et celui de retour) (INTERREG IIIA, 2006). Cette technique permet la détermination de la distance entre la station de mesure et le point relevé

La météorologie est une science qui étudie l'atmosphère et les phénomènes qui lui sont liés. Cette science s'applique dans la surveillance des pentes instables afin de permettre une corrélation entre la dynamique du mouvement et les facteurs déclenchant ou influant cette instabilité tels que : les hauteurs de précipitation aqueuses et neigeuses, températures, humidité, vitesse et direction du vent. [17]

I.5.5.Piézométrie

La piézométrie regroupe l'ensemble des techniques de surveillance utilisées pour la mesure et l'analyse de l'évolution et des fluctuations de la surface piézométrique dans le sous-sol et/ou des pressions dans les instruments liés directement aux variations du volume d'eau dans l'épaisseur du sol étudié. [17]

I.5.6.Pressiométrie

La méthode est basée sur la mesure des pressions totales exercées par le terrain ou des forces transmises par le terrain à une structure générique. [17]

I.6. Dynamique de mouvement et l'évolution de glissement

L'évolution de glissement des terrains en pente passe par des périodes [10] :

I.6.1. Pré-rupture

En phase de pré-rupture deux situations sont susceptibles d'être observées : la première correspond à une absence d'évolution mesurable de massif, la seconde à l'existence de mouvements de faible amplitude, qui induisent une diminution progressive de la résistance moyenne des terrains. [10] Ce phénomène est connu sous le nom de rupture progressive. Il a été décrit pour la première fois par Bjerrum 1967 :

- Fluage d'une zone d'extension limitée sous l'action des contraintes de cisaillement ;
- Rupture localisée dans les zones amenées à l'état plastique par les déformations ;
- Extension progressive de la rupture vers les zones voisines.

I.6.2 Rupture

La rupture, correspond à la période, généralement de courte durée, pendant laquelle le massif connaît des déplacements importants. Cette notion dépend du sens accordé au terme «déplacements importants » : les déformations admissibles d'un ouvrage porté par le massif en rupture peuvent, par exemple, permettre de la définir.

Au sens mécanique, une zone du massif de sol ou de roche est à la rupture lorsque l'état de contraintes atteint la résistance de pic.

Les vitesses de glissement atteintes lors de la rupture peuvent être très importantes et, en général, l'intervention pour stabiliser le massif a lieu après cette phase de mouvements très intenses.

Lorsque les mouvements sont déclenchés par des séismes, on observe en général des vitesses élevées plusieurs heures après le passage de l'onde sismique.

Dans le cas où la modification de l'état de contraintes dans le massif est brutale et non contrôlée (lors de terrassements, par exemple), le phénomène se caractérise généralement par des mouvements importants de la pente, qui peuvent atteindre, en quelques heures, plusieurs dizaines de mètres selon le matériau constitutif. Il s'agit d'une rupture généralisée. Les vitesses de mouvements iront par la suite en décroissant (en phase post-rupture) pour évoluer en fonction d'autres facteurs d'influence (hydrologie, géométrie). [10]

I.6.3. Post-rupture

La phase de post-rupture succède immédiatement à la phase de rupture.

Le cas de la post-rupture correspond au cas le plus couramment rencontré par le géotechnicien. En effet, très souvent, il est amené à intervenir après que les mouvements les plus importants se sont produits.

Les vitesses conditionnent les techniques de stabilisation réalisables : des drains ne pourront pas être installés dans un massif qui glisse de plusieurs dizaines de centimètres par mois. [10]

I.6.4. Réactivation

La réactivation désigne un mouvement qui se produit le long d'une surface de rupture créée lors de déplacements anciens et après qu'ils se sont arrêtés pendant une période de temps plus ou moins importante.

En l'absence de modifications géométriques, les réactivations de mouvements sont principalement liées à l'hydrologie du site. [10]

I.7. Les phases de glissements [14]

Les glissements de terrain se caractérisent par des phases d'activité variables : des périodes de vitesse de glissement plus élevée avec des phases de calme apparent. [14]

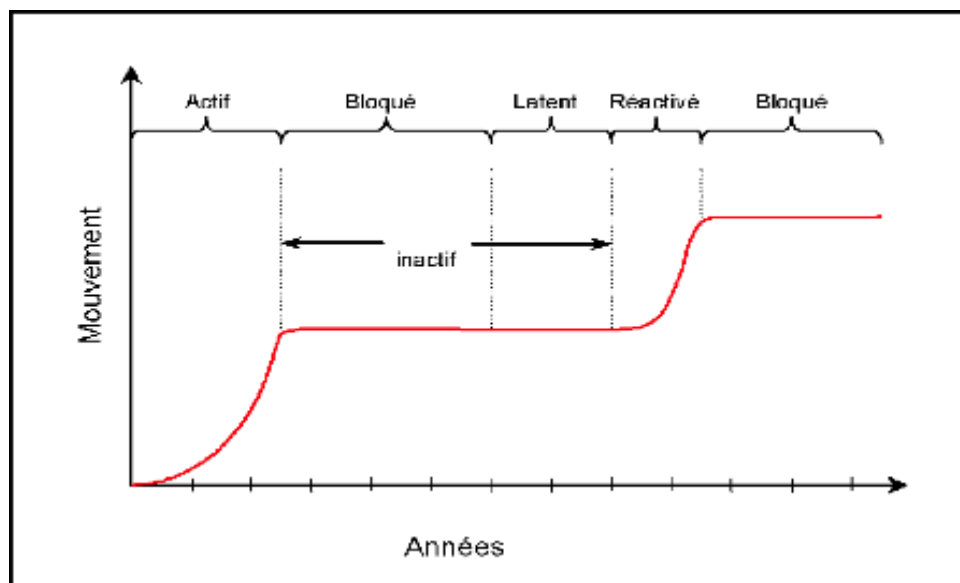


Figure 1.8 : Différentes phases de l'activité d'un glissement de terrain. [14]

I.7.1. Glissements de terrain actifs

Un glissement de terrain est considéré comme actif si un mouvement peut être constaté. Le déplacement peut être minime, les déformations de moins d'un millimètre étant toutefois difficilement détectables.

Les glissements actifs comprennent les glissements présentant des vitesses plus ou moins constantes à long terme tout comme les glissements avec des phases successives d'accélération. [14]

I.7.2. Glissements de terrain réactivés

Désigne les glissements de terrain qui quittent une phase inactive pour entrer dans une phase active. Habituellement, les glissements de terrain réactivés se déplacent le long d'une surface de glissement existante. [14]

I.7.3. Glissements de terrain inactifs

Désigne les glissements de terrain restés immobiles pendant plusieurs années. Ceux-ci se subdivisent en quatre catégories [14] :

- a. Glissements bloqués.
- b. Glissements latents.
- c. Glissements abandonnés.
- d. Glissements stabilisés.

I.8. Méthode de calcul d'instabilité des talus

Les méthodes de calcul se basent sur une idée générale de mouvement de terrain. [14]

- Soit on considère que nous avons deux parties qui se cisailent entre elles au niveau de toutes les particules ces dernières se déplacent de la même manière dans chaque partie.
- Soit par élément fini ; on divise le terrain suivant un maillage il faut choisir une loi de comportement idéal

I.8.1. Notion de coefficient de sécurité

En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité (local) est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol τ_{max} à la contrainte de cisaillement (τ) s'exerçant réellement sur la surface [15] :

$$F_{local} = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{\sigma' \times tg\varphi' + c'}{\tau}$$

- Si $F > 1$, il n'y a pas rupture ; si $F = 1$, il y a rupture locale.
- F diminue lorsque h_w augmente. Ceci explique que les glissements de terrain se produisent essentiellement en période pluvieuse.

I.8.2. Coefficient de sécurité en rupture plane

Pour un modèle de calcul c'est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure I-9 représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du bloc, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, UL l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base.

Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V = 0$ et que H et UL s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T , ainsi que le coefficient de sécurité $F = T_{max} / T$. [13]

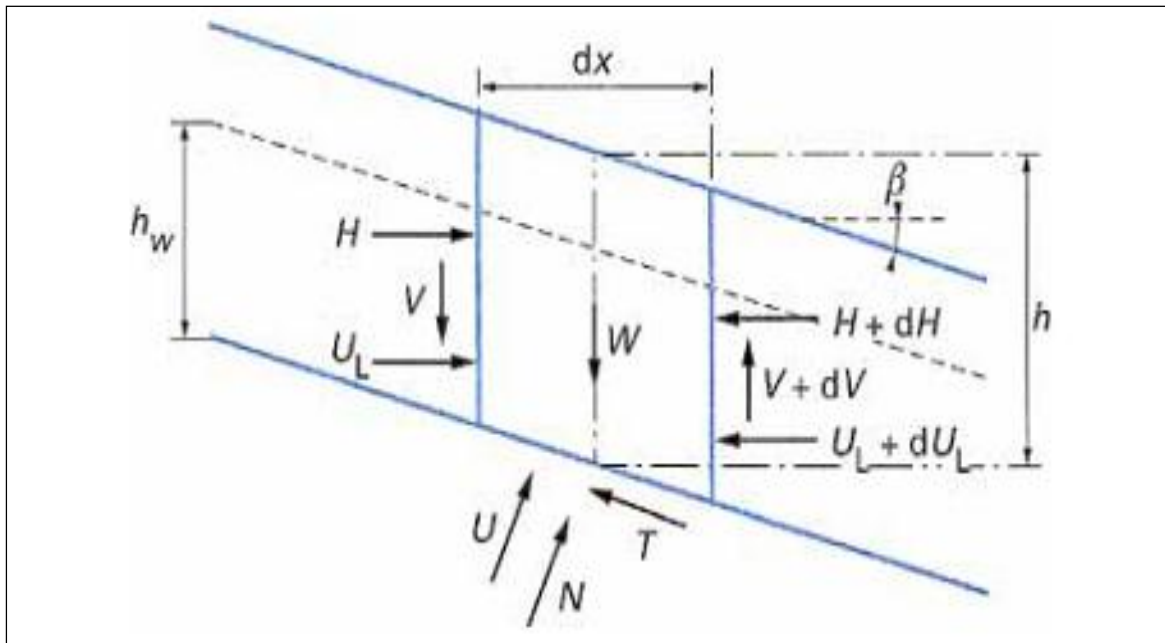


Figure 1.9 : Glissement plan : équilibre d'un bloc [13]

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit [15] :

$$T_{\max} = C' \frac{dx}{\cos \beta} + (N - U) \tan \varphi' \quad (\text{I.1})$$

On obtient l'expression suivante pour F :

$$F = \frac{2 c'}{\gamma \sin 2\beta} + \frac{(\gamma h - \gamma_w h_w) \tan \varphi'}{\gamma h \tan \beta} \quad (\text{I.2})$$

Selon le type de matériau et les conditions hydrauliques, cette expression se simplifie

➤ pour un matériau purement frottant :

- en l'absence d'eau : $F = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta}$

- lorsque la nappe affleure en surface ($h_w = h$) : $F = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta}$

➤ pour un matériau présentant un comportement purement cohérent :

$$F = \frac{2 C_u}{\gamma \sin 2\beta} \quad (\text{I.3})$$

I.8.3. Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire

La surface de rupture étant circulaire, la définition du coefficient de sécurité donnée au paragraphe 1.8.1 est équivalente à la suivante, les moments étant pris au centre du cercle de rupture :

$$F = \frac{M_{résistant}}{M_{moteur}}$$

I.8.4. Méthode des tranches (circulaire ou quelconque) [16]

On décompose la masse en mouvement en tranches verticales dont on étudie l'équilibre statique.

Équilibre de chaque tranche :

- Projection sur Ox : $d_H + N'.\sin\alpha - T'.\cos\alpha = 0$ *n équations*
- Projection sur Oy : $d_V + N'.\cos\alpha - T'.\sin\alpha = W$ *n équations*
- Moment global : $S[T'.R] = S[M(W_i)]$ *1 équation*

Coefficient de sécurité : $F = \frac{N'.\operatorname{tg}\varphi' + C'.ds}{T}$ *n équations*

Soit au total : $3n + 1$ équations

$4n - 1$ inconnues : $n-1$ fois H_i et V_i , n fois N'_i et T'_i , et F

Nécessité d'hypothèses complémentaires (différence entre les multiples méthodes de calcul : Bishop et Fellenuis) [11].

I.8.5. Méthode de Fellenius (1927) [10]

Dans cette méthode, on suppose que la surface de rupture potentielle est circulaire, on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse que les tranches sont indépendantes : $\mathbf{H}_i = \mathbf{V}_i = \mathbf{0}$ (figure I.9) [10].

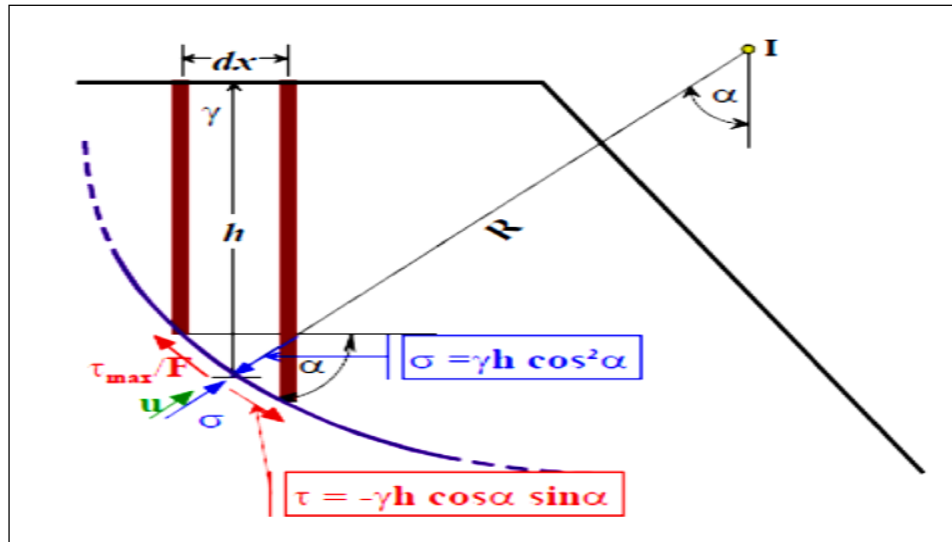


Figure 1.10 : Equilibre d'une tranche de sol [10].

Les équations de la statique ne sont donc pas respectées. Avec les mêmes notations que précédemment pour une tranche i , on obtient :

$$\sigma = \gamma \times h \times \cos 2\alpha \tag{I.5}$$

$$\tau = -\gamma \times h \times \cos \alpha \times \sin \alpha \tag{I.6}$$

Pour la tranche élémentaire, les contraintes se rapportant au même élément de surface

$$\tau = \frac{\tau_{max}}{F} \tag{I.7}$$

$$\tau_{max} = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi' + C' \tag{I.8}$$

Soit :

$$\frac{[(\gamma \times h \times \cos^2 \alpha) - u] \operatorname{tg} \varphi' + C'}{F} = -\gamma \times h \times \cos \alpha \times \sin \alpha \tag{I.9}$$

Pour une tranche élémentaire, on retrouve la même définition que pour le glissement plan. Pour l'ensemble des tranches, on écrit l'équation des moments par rapport au centre du cercle pour avoir un calcul simple.

$$\sum_1^n \frac{[(\gamma_i \times h_i \times \cos^2 \alpha_i) - u_i] \text{tg} \varphi'_i + C'_i \cdot ds_i}{F} \times R = \sum_1^n [(\gamma_i \times h_i \times \cos \alpha_i \times \sin \alpha_i) \cdot ds_i] \times R \quad (\text{I.10})$$

R est constant et F par hypothèse le même dans chaque tranche, d'où :

$$F = \frac{\sum_1^n [(\gamma_i \times h_i \cos^2 \alpha_i) - u_i] \text{tg} \varphi'_i + C'_i \cdot ds_i}{\sum_1^n [\gamma_i \times h_i \times \cos \alpha_i \times \sin \alpha_i] \cdot ds_i} \quad (\text{I.11})$$

Pratiquement, on ne découpera pas suivant des tranches infiniment petites (30 à 50 tranches maximum, généralement) et on fera le calcul à partir des poids de chaque tranche.

$$W_i = \gamma_i \times h_i \times dx_i \quad \text{Avec} \quad dx_i = ds_i \times \cos \alpha_i$$

D'où :

$$W_i = \gamma_i \times h_i \times \cos \alpha_i \times ds_i \quad \text{et en remplaçant } dx_i \text{ par } b_i \text{ (largeur d'une tranche)}$$

$$F = \frac{\sum_1^n \left(W_i \times \cos \alpha_i - \left(\frac{u_i \times b_i}{\cos \alpha_i} \right) \right) \text{tg} \varphi'_i + \frac{C'_i \times b_i}{\cos \alpha_i}}{\sum_1^n W_i \times \sin \alpha_i} \quad (\text{I.12})$$

I.8.6. Méthode de BISHOP simplifiée (1954) [10]

Dans cette méthode, on suppose également que la surface de rupture potentielle est circulaire ; on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse qu'il y a seulement une réaction horizontale entre les tranches : $V_i = 0$ et $H_i \neq 0$ [10].

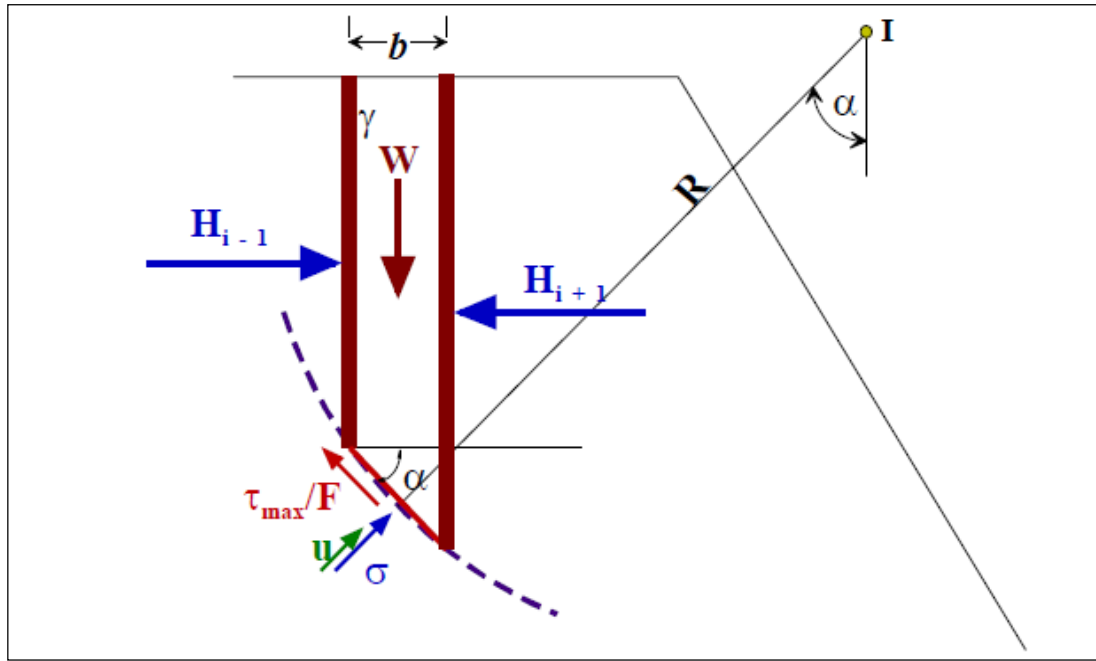


Figure 1.11 : Équilibre d'une tranche de sol (Bishop simplifié) [10].

En écrivant directement la projection sur l'axe vertical, avec :

$$\tau = \frac{(\sigma - u)tg\varphi'}{F} + \frac{C'}{F} \tag{I.13}$$

$$W = [(\sigma' + u)b] + \sigma' \times b \times tg\alpha \left(\frac{tg\varphi'}{F}\right) + \left(\frac{C'}{F} \times b \times tg\alpha\right) \tag{I.14}$$

D'où l'on tire la valeur de σ' que l'on reporte dans l'équation des moments par rapport au centre du cercle I, de l'ensemble des tranches.

$$\frac{1}{F} \sum_1^n [(\sigma'_i \times tg\varphi'_c) + C'] + \frac{b_i}{\cos \alpha_i} = \sum_i^n W_i \times \sin \alpha_i \times R \tag{I.15}$$

Tous calculs faits, on obtient l'expression implicite de F.

$$F = \frac{\sum_1^n [(W_i - (u_i \times b_i)tg\varphi'_i) + (c'_i \times b_i)]}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{tg\varphi'_i}{F}}}{\sum_1^n W_i \times \sin \alpha_i} \tag{I.16}$$

La valeur initiale du coefficient F_0 est obtenue, en général, par la méthode de Fellenius ; on opère ensuite par itérations successives jusqu'à la précision désirée.

Lorsqu'on choisit une méthode de calcul, il convient de tenir compte de ce qui suit :

- la stratification du sol ;
- l'occurrence et l'inclinaison des discontinuités ;
- les écoulements et la distribution des pressions interstitielles ;
- la stabilité à court terme et à long terme ;
- les déformations de fluage dues au cisaillement ;
- le type de rupture (surface circulaire ou non-circulaire ; éboulement ; écoulement) ;
- l'utilisation de méthodes numériques.

Remarque

Lorsqu'on analyse des pentes naturelles, on a généralement l'avantage à faire d'abord un calcul utilisant les valeurs des caractéristiques, afin d'avoir une idée du facteur de sécurité global avant de commencer un calcul selon la norme. Il convient de tenir compte des expériences concernant des cas comparables, y compris pour les méthodes de reconnaissance,

Lors de l'analyse de la stabilité générale du terrain, on doit prendre en compte tous les modes de rupture appropriés.

I.9. Techniques de stabilisation [18]

La protection contre le risque de glissement de terrain passe par l'étude du phénomène (nature de terrain, vitesse de déplacement, volume déplacé, facteur déclenchant), qui conduit à l'exécution de travaux de stabilisation. [18]

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

- les terrassements ;
- les dispositifs de drainage ;
- l'introduction d'éléments résistants.

I.9.1. Les terrassements

Ces techniques consistent à modifier la topographie du glissement afin de retrouver une situation d'équilibre. [18]

I.9.2. L'allègement en tête de glissement

Cela consiste à décharger la "tête du glissement". Ce déchargement entraîne une diminution de la masse et donc des forces motrices. Il est également possible d'augmenter la stabilité d'un terrain en réduisant sa pente. Cette solution est adaptée pour des talus non naturels ou de faible extension, mais généralement difficile à mettre en œuvre sur les versants naturels. [18]

I.9.3. La purge totale

Cela consiste à supprimer les matériaux glissés. C'est une solution seulement applicable aux glissements de taille modeste, de faible profondeur. [18]

I.9.4. La substitution partielle

Lorsque la purge totale n'est pas possible, la substitution se limite à des bêches, des contreforts, des masques ou des éperons qui, s'ils sont bien dimensionnés, peuvent suffire à la stabilisation. [18]

I.9.5. Le chargement en pied

Le chargement en pied consiste à construire un ouvrage de butée en pied de glissement afin d'équilibrer les forces motrices et de contenir les déplacements de la masse instable. Il est en général associé à du drainage. [18]

I.9.6. Les dispositifs de drainage

L'eau joue très souvent un rôle déterminant dans "le déclenchement" des glissements de terrain, que cela soit par son action mécanique, physico-chimique ou chimique. Les dispositifs de drainage ont pour rôle de réduire l'action de l'eau soit en évitant l'alimentation en eau du site, soit en expulsant l'eau présente dans le massif instable. [18]

I.9.6.1. Drainage de surface

Il s'agit de mettre en œuvre des moyens pour limiter les infiltrations dans les terrains en mouvements en collectant et en canalisant les eaux de surface (cunettes, caniveaux, fossés, etc.).[18]

I.9.6.2. Drains subhorizontaux

La technique consiste à réaliser de nombreux forages quasi horizontaux dans le glissement et pour y placer des drains (tubes en PVC ou en acier) ainsi qu'un dispositif de captage des eaux. C'est la technique utilisée lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou de profondeur de la nappe interdisent la réalisation de tranchées. [18]

I.9.6.3. Tranchées drainantes

Ce sont des ouvrages qui permettent de rabattre le niveau des nappes phréatiques diminuant ainsi les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture. [18]

I.9.6.4. Drainage profond

Il s'agit de collecter et d'évacuer les eaux à l'intérieur du massif et dans la masse instable. Cela permet de diminuer les pressions d'eau dans le massif, d'éviter les mises en charge brutales dans les discontinuités et d'abaisser le niveau de la nappe [18], il peut s'agir de :

- drains subhorizontaux ;
- drains siphons ;
- de galerie drainante ;
- de drains ou puits verticaux.

I.9.7. L'introduction d'éléments résistants

La mise en place d'éléments résistants n'influe pas directement sur la cause du mouvement mais sur ses conséquences.

Les éléments résistants (type ouvrages de soutènement, tirants, ancrages, rangées de pieux...) visent à réduire ou arrêter les déformations. Ces techniques sont intéressantes dans le cas où les techniques de stabilisation type terrassement ou drainage ne peuvent être techniquement ou économiquement mises en œuvre. [18]

I.9.7.1. Enrochement

Éperons drainants et enrochement en pied de glissement pour contrer l'avancée des matériaux sur la chaussée. [18]

I.9.7.2. Gabions

Mur de gabions (casiers remplis de pierre en grillage métallique) disposé en pied de glissement pour stopper son évolution vers la route [18]

I.9.7.3. Ouvrage rigide

Partie supérieure souple : mur de pierres emboîtées, partie inférieure rigide : mur en béton (pied du glissement) avec ancrages (masqués par le béton). [18]

I.9.7.4. Nappe en géosynthétique

Protection du talus à l'aide d'une nappe de géosynthétique fixée par des câbles et des ancrages (permet de limiter l'érosion par les circulations d'eau superficielles) et de béton projeté associé à des ancrages destinés à bloquer le mouvement du sol. Le long de la route un mur de soutènement empêche la progression des terrains sur la chaussée. [18]

➤ Systèmes d'ancrages

Les ancrages peuvent être de 2 types : soit passifs soit actifs. [18]

- un ancrage passif est constitué par une ou plusieurs armatures (barres d'acier) scellées dans le rocher, assurant la solidarisation d'un volume potentiellement instable avec le massif stable situé en arrière.
- les ancrages actifs sont constitués de barres ou câbles scellés en fond de trou au-delà de la zone instable et mis en tension (mesurée à l'aide d'un manomètre).
- Nappe de géotextile biodégradable et écran en rondins de bois entrecroisés
- En partie haute : nappe de géotextile biodégradable favorisant la revégétalisation. En partie inférieure écran réalisé en rondins de bois entrecroisés et remplissage de petits blocs.

I.10. Choix d'une technique

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte de :

- L'analyse des paramètres technique du site ;
- La connaissance des techniques de stabilisation ;
- Les impératifs technico-économiques ;

La méthode retenue devra être le fruit d'un compromis entre ces trois aspects. [18]

I.10.1. Caractérisation du site

L'analyse de stabilité, généralement basée sur un calcul d'équilibre limite, conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité tels que la géométrie, l'hydraulique, les caractéristiques mécaniques des terrains. Le résultat de ces calculs permet donc de classer les actions correspondantes (terrassement, drainage, soutènement et amélioration des efforts résistants) par ordre d'efficacité. Il convient d'orienter son choix, dès le départ, sur la base de ce classement. Evoquer trop tôt les problèmes de faisabilité, de coût, d'urgence, etc..., peut en effet conduire à éliminer une solution qui aurait pu être optimale [18]

I.10.2. Adaptation de la technique au glissement

Proposer un procédé de stabilisation suppose que l'on en maîtrise parfaitement les limites d'utilisation. Aussi doit-on s'interroger sur :

- L'adéquation entre l'action de confortement et la cause des désordres, d'une manière générale, et outre les limites évoquées précédemment, le fait de se demander si la confortation est à l'échelle du phénomène évitera de nombreuses déconvenues ;
- La pérennité de certaines techniques et les possibilités d'entretien ultérieur, cela peut être le cas de système drainants susceptibles d'être colmatés et pour lesquels un autre type de solution serait préférable ;
- La progressivité d'application des moyens : outre qu'il est toujours préférable d'accorder la priorité au drainage et au terrassement (dans la mesure où l'hydraulique et le chargement sont généralement les causes directes des mouvements), il est également souhaitable de graduer les remèdes en fonction des observations faites pendant le chantier, dans ce sens, on devra se réserver la possibilité de faire réaliser des travaux complémentaires ;

- La maîtrise des risques liés à certains types de travaux, ceci concerne la phase de chantier mais également la vie ultérieure du site dans la mesure où, à long terme, une stabilisation locale peut entraîner la réactivation d'autres mouvements, ce risque concerne principalement les drainages, dont l'exutoire peut réalimenter des terrains en profondeur ou en aval du site, et les travaux de terrassement dans les argiles surconsolidées. [18]

Le tableau I.4 présente les différentes techniques de stabilisation des glissements de terrain qui seront décrites en détail dans la suite du document.

Tableau 1.4 : Les techniques de stabilisation [10]

Techniques	Principe de stabilisation	Moyens techniques	Méthode de dimensionnement	Contraintes d'utilisation
Butée de pied	Rééquilibrage des masses	Remblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	- accès et emprises nécessaires - présence d'un horizon résistant à faible profondeur - assurer la stabilité en aval
Allègement en tête	Rééquilibrage des masses	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	- accès et emprises nécessaires - assurer la stabilité en amont
Purge totale	Le massif est stable après la purge	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	- s'applique à de petits volumes - protection de la surface mise à nu - assurer la stabilité en amont
Reprofilage	Adoucissement de la pente	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	- accès et emprise nécessaires - terrassements importants
Substitution totale	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques de matériau de substitution	- terrassements importants - ancrer sous la surface de rupture - travail par plots
Substitution partielle : bêche, contrefort, éperon.	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques de matériau initial et de celui de substitution	- ancrer sous la surface de rupture - travail par plots - gérer le drainage
Substitution en tête, matériau allégé	Diminution du moment moteur	Déblai, polystyrène matériau alvéolaire	Calcul de stabilité avec les caractéristiques de poids du matériau allégé	- terrassements réduits - protection du matériau allégé - gérer les circulations d'eau
Drainages	Limiter les pressions interstitielles	Cunettes, drains agricoles	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	- implique une surface supérieure à celle du glissement - entretien indispensable
Soutènements	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Ouvrages fixes Ouvrages souples	Mur fixes : calcul de la longueur de massif en butée, Mur souple : calcul de stabilité en tenant en compte de la résistance du mur	- ancrer l'ouvrage sous le niveau de la rupture - gérer la circulation des eaux derrière l'ouvrage
Tirants d'ancrage	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Torons, barres	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des tirants (F=1,5)	- problème des déplacements de sol (phases de chantier en service) - associer un bon drainage
Clous	Apporter un effort stabilisateur perpendiculaire à la surface de rupture	Barres, tubes, micro pieux	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des clous (F=1,5)	- technicité importante - estimation correcte des interactions sol/inclusions - associer un bon drainage
Pieux	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Pieux bétons, profilés palplanches	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des pieux (F=1,5)	- technicité importante - estimation correcte des interactions sol/inclusions - associer un bon drainage

I.10.3. Contrainte économique

Les conclusions des réflexions d'ordre technique doivent être mises en regard des impératifs des différentes parties concernées par la stabilisation. Le compromis recherché devra en effet tenir en compte :

- de considération économique : rapport « efficacité/coût », coût de l'entretien et de la maintenance du site après travaux, conditions locales relatives aux matériaux disponibles et à la qualification des entreprises ;
- des contraintes imposées aux autorités concernées : urgence des travaux, rapidité dans les effets recherchés, risques liés à des ouvrages, problèmes d'emprises ;
- d'autres considérations techniques : conditions météorologique prévisibles pendant le chantier, menace d'extension du phénomène, degré de stabilisation recherché. [10]

I.11. Présentation des cas réel

I.11.1. à travers le monde

I.11.1.1. Le plus grand glissement de terrain d'Europe : la Clapière

La comparaison des photographies prises entre 1952 et 2002 permet de suivre les modifications géomorphologiques de la surface du glissement. Il est situé sur un versant constitué de gneiss plus ou moins altéré.

La vitesse de déplacement du glissement a augmenté au cours de trois périodes. De 1952 à 1965, on a observé des déplacements de 40 cm par an. Puis cette vitesse est passée à 60 cm par an entre 1965 et 1975, et à 150 cm par an de 1975 à 1984. Enfin, dans les années quatre-vingts, le glissement a connu des pointes à 10 cm par jour. [19]

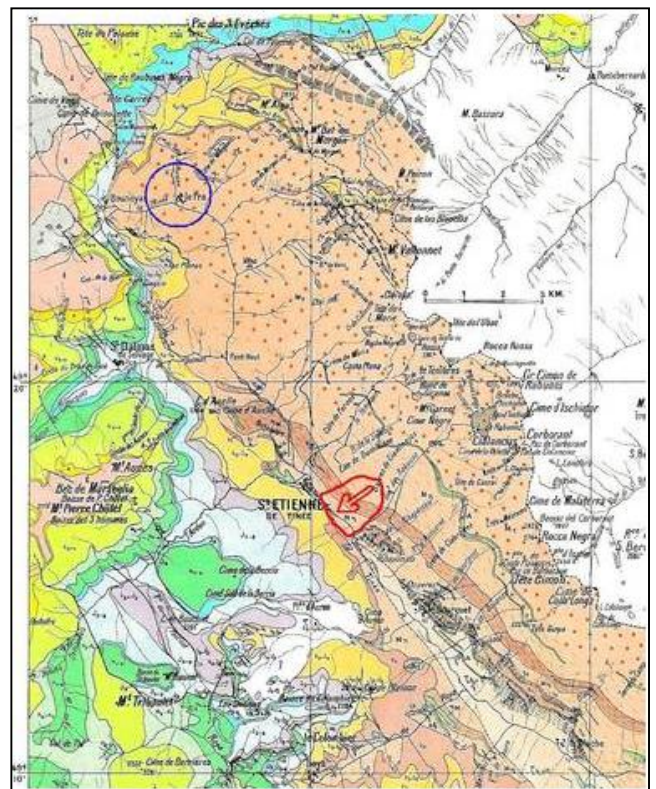


Figure 1.12 : Carte de localisation du glissement de la Clapière dans la vallée de la Tinée, Mercantour (Alpes-Maritimes). [19]

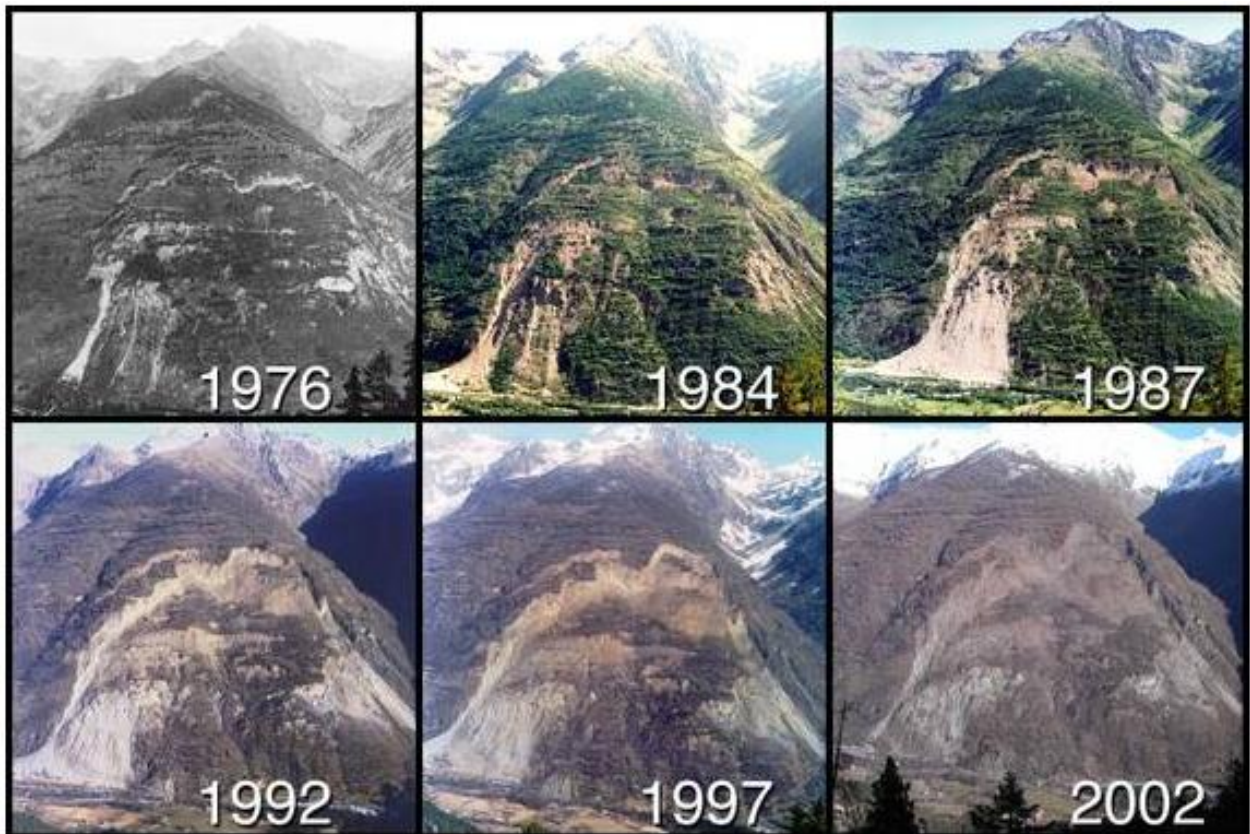


Figure 1.13 : les évolutions du glissement de la Clapière des années 1976 à 2002. [19]

➤ **Le glissement de terrain à MUSSEAU, impasse Avalon**

Le 17 novembre 2008, un phénomène spectaculaire survenu à l'impasse **Avalon Musseau** (Haut de Delmas). IL résulte de l'effet conjugué :

- D'une augmentation de surcharges sur un sol pas assez résistant.
- De circulation abondante d'eau dans le sol par infiltration d'eau due à des crues exceptionnelles.
- De l'effet d'un mouvement gravitaire.
- D'une diminution de la résistance et de la cohésion du sol.

Le glissement de terrain de l'impasse Avalon étant très localisé, il n'y a pas lieu d'évoquer l'hypothèse de séisme comme facteur indirect. [20]



Figure 1.14 : Le glissement de terrain à l'impasse Avalon Musseau [20]

I.11.2. En Algérie

I.11.2.1. Le glissement de Tizi BEJAIA

Situé sur le djebel Sidi Boudraham, le sol avec des pentes supérieures à 20% est composé d'éboulis de pente plaqué contre un substratum de compacité plus forte. Ces éboulis ont des caractéristiques mécaniques très médiocres. En outre des circulations d'eaux d'origines diverses ont été observées in-situ. [21]



Figure 1.15 : Glissement de Tizi, quartier de Bejaia Basculement d'une habitation [21]

I.11.2.2. Le tronçon de la RN80 localisé au PK (67+500) a Guelma [1]

Sur site en a constaté une absence de protection du pied de talus de remblai, amorce de glissement de talus de remblai entraînant un important affaissement en tête de remblai, présence de blocs sur les talus de déblai et remblai, ravinement profond dans le corps de remblai et le matériau de remblai comportant un fort pourcentage de blocs a permis aux eaux de ruissellent de s'infiltrer dans le corps de remblai en saturant à sa base le sol support argileux altéré. [1]



Figure 1.16 : Localisation du point de glissement sur la RN80 Pk67+500 [1]



Figure 1.17 : Une vue d'ensemble de l'étendu du glissement [1]



Figure 1.18 : La limitation du glissement sur la partie aval de la chaussée [1]



Figure 1.19 : Photos représentant le glissement des débris d'un mur réalisé pour confortement [1]

I.12. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté et défini le glissement de terrain, les types de glissements qu'on peut rencontrer, les différentes causes qui peuvent l'engendrer, les méthodes de calcul de ces phénomènes naturels, les différentes techniques de confortements des talus.

Nous avons cité des exemples qui sont attaché par des figures et des illustrations pour une bonne compréhension de ce danger.

Chapitre II

Présentation du projet

II. PRESENTATION DU PROJET

II.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter le projet de notre cas d'étude c'est-à-dire le glissement du terrain situé au niveau du contournement nord de la ville de Médéa dans la commune de Draâ Essamar qui se situe à 4 km à l'ouest de la ville de Médéa. Le glissement en question se trouve entre le PK3+325 et le PK3+400.

En premier lieu nous nous intéresserons au contexte géologique global de la région, son climat, ses caractéristiques sismiques et à la morphologie du site. Ensuite nous établissons une description détaillée des conditions et conséquences observées lors de la visite du site.

En se basant sur l'exploitation des informations recueillies, nous établissons un premier diagnostic de la situation dont le but de dégager les causes probables qui sont à l'origine de ce glissement.

II.2. Localisation générale

La Wilaya de Médéa est située dans le centre du pays au cœur de l'Atlas tellien. Elle est limitée par :

- La Wilaya du Blida au Nord ;
- La Wilaya de Djelfa au sud ;
- La Wilaya d'Aïn Defla et Tissemsilt à l'Ouest ;
- La Wilaya de M'Sila et Bouira à l'Est ;

La figure II.1 montre l'emplacement géographique de la commune de Draa Essamar, là où le glissement s'est survenu.

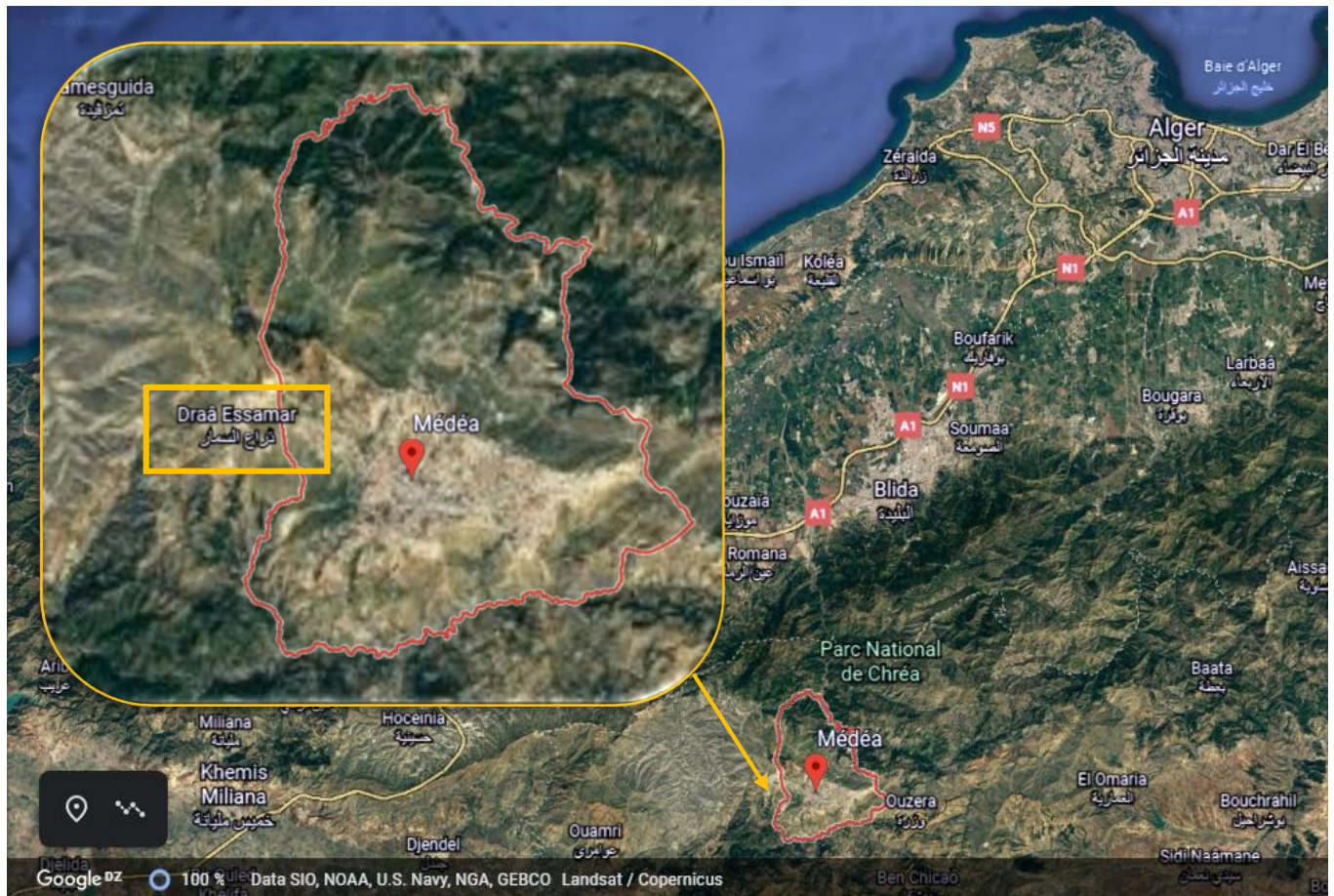


Figure II.1 : Situation géographique de Draâ Essamar (Source : Google Earth) [22]

II.2.1. Zone d'étude

Le territoire de la commune de Draâ Essamar est situé au sud-ouest de la wilaya de Médéa, à environ 4 km à l'ouest de la ville de Médéa, en zone montagneuse, à 806 m d'altitude. Le monastère de Tibhirine est situé à peu de distance de là, de l'autre côté du Djebel Nador

II.3. Climat de la région

Un climat modéré est présent à Draâ Essamar. L'été, à Draâ Essamar, les pluies sont moins importantes qu'elles ne le sont en hiver. D'après Köppen et Geiger, le climat y est classé Csa. Draâ Essamar affiche 14.4 °C de température en moyenne sur toute l'année. La moyenne des précipitations annuelles atteints 736 mm.

- **Diagramme climatique**

La Figure II.2 présente l'évolution des précipitations (histogrammes bleu) et de la température (Courbe rouge) en fonction des mois de l'année.

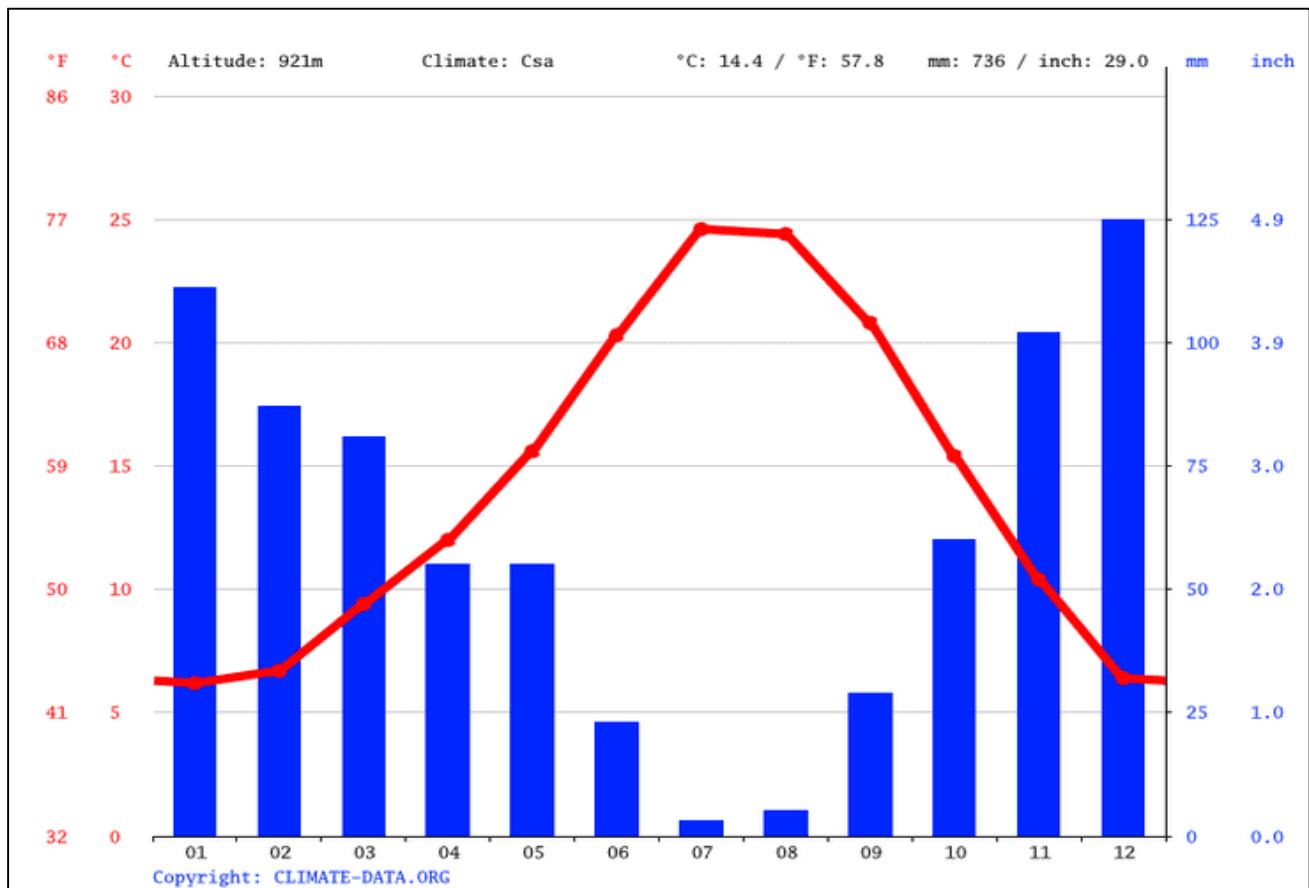


Figure II.2 : Diagramme climatique. **Source :** Office National de la Météorologie. [23]

-Les précipitations moyennes les plus faibles sont enregistrées en juillet avec 1 mm seulement. Les précipitations record sont enregistrées en Décembre. Elles sont de 125 mm en moyenne.

-Le mois de juillet est le plus chaud de l'année, Avec une température moyenne de 25 °C, le mois le plus froid de l'année est celui de Janvier avec une température moyenne de 6 °C.

II.4 : Contexte géologique

II.4.1. Géologie régionale

Après consultation de la feuille géologique de BLIDA au 1/200 000ème, il en ressort que la région de Médéa appartient à la chaîne montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du crétacé sont généralement développées dans sa partie nord et les dépôts du Cénozoïque dans sa partie sud. Les roches les plus anciennes de la région sont celles du Trias [24]

II.4.2. Etude sismologique

Du point de vue tectonique, Cette région occidentale de Médéa, correspond à une structure néogène plissée et fracturée où se compliquent des rides anticlinales. Cette tectonique laisse affleurer les assises crétacées et oligocènes et donne lieu, ainsi à trois zones synclinales, présentant sous des épaisseurs diverses, la série complète de l'étage helvétien.

Cette tectonique plio-quadernaire évolue dans les temps actuels par une sismicité connue de la région.

La région de Médéa appartient au domaine tellien et se compose des anticlinorium de Blida et de Tablat, qui correspondent à des massifs autochtones au Sud des quels se mettent en place les nappes telliennes. Les mouvements tectoniques enregistrés dans la région sont liés à l'orogénèse alpine, ils sont subdivisés en 3 types de déformations.

Les déformations tangentielles se manifestent par les déplacements de nappes de charriage.

Les déformations souples et cassantes se manifestent par des plis et des failles de directions différentes. [24]

II.4.3. Géologie locale

Sur l'échelle des temps géologique, la région est caractérisé par :

II.4.3.1. Le Néogène

Les dépôts néogènes sont représentés par les formations miocènes, avec :

- Des grès inférieurs, sableux friables, intercalés de poudingues principalement sur les bords du bassin de Médéa. Cette assise très variable d'épaisseur atteint jusqu'à 80 à 100 m. Ces grès intimement liés à l'assise argileuse sous-jacente, forment en quelques points

la base de l'étage Helvétien. Les assises détritiques sont des dépôts de comblement dont on peut suivre les variations brusques en des points très rapprochés.

- Les marnes argileuses de l'Helvétien inférieur
- Argiles rouges gypseuses, présentent le plus souvent l'aspect alluvionnaire et apparaissent dans l'anticlinal helvétien. [24]

II.4.3.2. Les formations crétacées

Les formations crétacées sont représentées par une assise puissante comprenant les dépôts du crétacé inférieurs à supérieurs

Il s'agit de formation du crétacé inférieur cartée (C⁵⁻⁴), représentées par des calcaires et marnes bacillaires à strates bien réglés. Cette formation calcaire apparaît dans les ravinements du plateau helvétien et dans les anticlinaux de la région. [24]

II.4. 4. Sismicité

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

Tableau II.1 : Classification des zones Sismiques en territoire Algérien.

(RPA 99 version 2003). [24]

N° zones	Intensité
Zone 0	sismicité négligeable
Zone I	sismicité faible
Zone II a et II b	sismicités moyenne
Zone III	forte sismicité

La figure (II.3) illustre la nouvelle carte de zonage sismique du territoire national. On remarque que la région de Médéa affecté par le glissement est située dans la zone II b, donc le coefficient d'accélération de zone A = 0.20g choisi en fonction de la zone sismique « sismicité moyenne » du groupe II a et de l'importance de l'ouvrage (ouvrage de grande importance). [24]

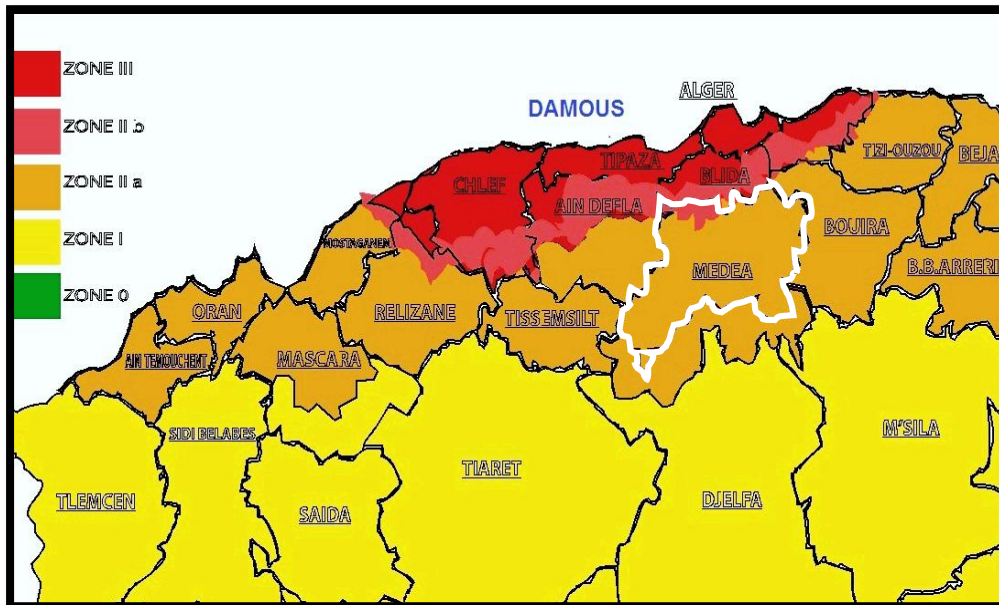


Figure II.3 : Carte de zonage sismique du territoire national (RPA 99 version 2003).

II.5. Présentation du site

Le glissement de talus de notre sujet d'étude, ayant affecté une section de chaussée (environ 100 mètres) de la route nationale reliant la RN°01 à la RN18 au niveau du tronçon allant du PK 3+325 au PK 3+400.



Figure II.4 : Vue par satellite du site d'étude (Google Earth) [22]

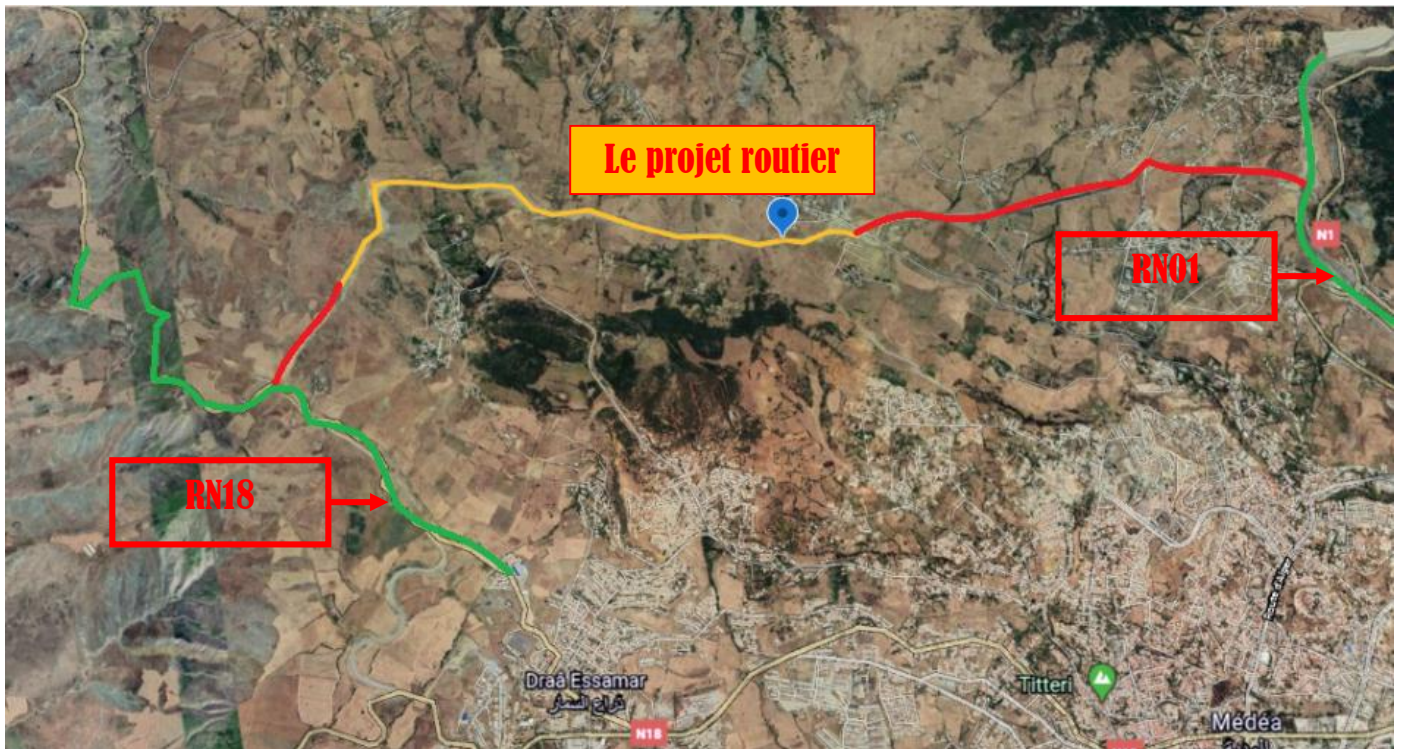


Figure II.5 : Vue par satellite du site d'étude (Google Earth) [22]

II.5.1. Description du glissement

Sur la base des visites effectuées au site étudié, les observations de terrain ont mis en évidence ce qui suit :

Le tracé de la route reliant la RN 01 à la RN 18 est constitué de profils en déblais sur un linéaire de 100m environ. Il a été constaté des dégradations persistantes au niveau des talus ; ceci dénote que le glissement est actif. Ces désordres se manifestent par :

- Fissures et rupture au niveau du talus de déblai de la rive gauche.
 - Apparition de lignes de glissement.
 - Hétérogénéité du sol constituant les couches supérieures.
 - Erosion interne des couches supérieures due au ruissellement des eaux pluviales au niveau du déblai.
 - Etat des argiles décomprimées, constituant le talus de déblai de la rive gauche.
 - Absence de système de drainage en amont et en aval du talus de déblai au niveau des deux rives.
- Les photos ci-dessous illustrent les observations relevées, notamment :
 - Présence de fissures au niveau du talus de déblai.
 - Absence d'un système de drainage des eaux pluviales en amont et en aval.



Figure II.6 : Vue générale du glissement. [24]

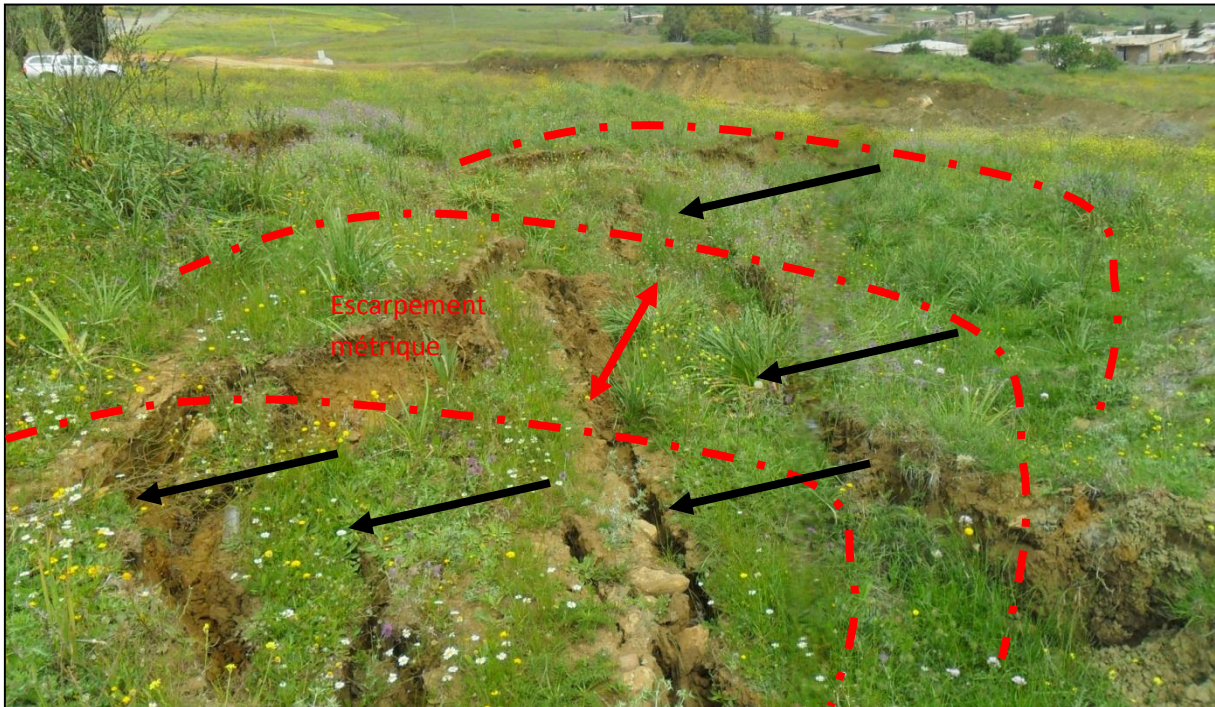


Figure II.7 : Fissures ouvertes au cœur du talus de déblai, laissant les eaux s'infiltrer et développant ainsi des pressions interstitielles nuisible à la stabilité générale (Escarpement métrique au niveau amont du talus). [24]



Figure II.8 : Fissures et rupture d'une partie due au ruissellement des eaux pluviales au niveau du talus de déblai de la rive gauche (Escarpement en tête de talus de déblai). [24]



Figure II.9 : Etat décomprimée des argiles caractérisant le talus de déblai. [24]



Figure II.10 : Accumulations des eaux pluviales au niveau de la chaussée. [24]



Figure II.11 : Apparition de ligne de glissement au niveau des talus de déblais. [24]



Figure II.12 : Absence de système de drainage en amont et en aval. [24]



Figure II.13 : Aucun signe d’instabilité apparent au niveau du talus de déblai de la rive droite. [24]

II.5.2.Causes probables du glissement

Le tracé de la route 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 qui coulent vers l’aval, favorisent les mouvements des sols supportant le tracé de la route. Les dégradations sont observées côté talus.

L’analyse et les observations de l’état des lieux montrent que les principales causes ayant engendré le glissement et qui continue d’aggraver le risque de glissement sont :

- La morphologie défavorable du versant sur lequel repose le déblai.
- L’altération des propriétés géotechniques des sols.
- L’infiltration des eaux provoquant des érosions internes et une saturation des argiles et marnes.
- Les pressions engendrés par l’écoulement des eaux et traversant les argiles et marnes.
- Accumulation des eaux au niveau de la chaussée.
- Présence de plusieurs sources en amont.
- Morphologie du terrain défavorable (pente et hauteur moyenne)
- Etat décomprimée des terrains en place constitué d’argile décomprimée très plastique.
- Absence de système de drainage superficiel et profond.
- Suppression de butée en aval du talus.
- Fissures et rupture du talus de déblai au niveau de la rive gauche.

Dans ce qui suit, nous allons détailler ces causes probables qui ont vraisemblablement engendré ce glissement à savoir :

II.5.2.1.La nature du terrain

Les sols les plus affectés sont ceux qui ont des caractéristiques mécaniques faibles (sol de consistance molle à plastique) et /ou sensibles aux variations d'humidité, il s'agit d'argile et marne altérée dans notre cas.

Les marnes altérées présentent une grande porosité liée à leur remaniement et perdent une grande partie de leur cohésion en présence d'eau.

II.5.2.2.L'eau

C'est le facteur le plus défavorable car il ramollit les sols et génère des pressions interstitielles (action de poussé dans le sens de la pente), cette eau peut provenir des pluies qui peuvent atteindre 736 mm par an (Draâ Essamar) est en absence d'un système d'évacuation des eaux pluviales, les formations argileuses et marneuses sont souvent altérées et érodées donc propices aux mouvements de terrain.

II.5.2.3.La pente du talus

C'est un paramètre important car plus la pente est grande plus le risque de glissement est grand, et pour ce talus nous avons une pente moyenne maximale de 26.4° et en pourcentage est de 52% en amont du talus déduite à partir du 12 profil en travers topographique réalisé sur Auto CAD.

II.5.2.4.Absence de reboisement

Les arbres jouent un rôle important dans la stabilisation vis-à-vis des glissements de terrains par rabattement du niveau de la nappe en absorbant de grandes quantités d'eau et en maintenant le sol en place à l'aide de leurs racines profondes. Les arbres trouvés au voisinage de site ont contribué à la stabilisation des talus. Par contre, l'absence de ces arbres dans notre côté a privé le talus de ce renforcement naturel.

II.5.2.5.L'action sismique

L'action sismique peut causer le déclenchement de nouveaux glissements ou la réactivation d'anciens glissements, les accélérations du sol engendrées par les séismes causent l'augmentation des pressions interstitielles dans les sols saturés.

II.6.Conclusion

Le glissement de terrain que nous allons étudier est situé dans une zone montagneuse entre le PK3+325 et le PK3+400 de la route qui relie la RN01 et la RN 18 dans la région Draâ Essamar (wilaya de Médéa).

Un diagnostic préliminaire a été établi sur la base des visites du site, du contexte géologique global de la région, son climat, ses caractéristiques sismiques et la morphologie du site. En se basant sur ces premières constatations, ce glissement est probablement causé par la présence d'eau pluvial et souterraines accentuée par l'absence de système d'évacuation et de reboisement, combinée avec la nature des formations de sol de faible portance (Argiles et marnes).

L'étude géotechnique va nous permettre d'enrichir et d'approfondir notre connaissance du site dans le but de mieux cerner les causes réelles de ce glissement et d'entreprendre l'étude des solutions convenables.

Chapitre III

Résultats de l'étude géotechnique

III.1 Introduction

Après détection d'un glissement de terrain, une compagnie de contrôle technique a lancé une prospection au site concerné ; pour déterminer les données du sol et connaître les causes probables qui ont engendrées le glissement.

Pour cela il faut passer par une classification du sol et une étude d'homogénéité des paramètres, pour attacher chaque couche par ces paramètres appropriés, afin de choisir la solution la mieux adéquate.

III.2 Essais in situ

Ils se résument en ce qui suit :

- Levé topographique à l'échelle 1/500 : il permet de relever tous les indices sur terrain et d'établir des profils servants de base de calcul de stabilité et dimensionnement des solutions de confortement. [24]
- Sondages carottés : ils permettent l'identification de la lithologie du terrain ainsi que l'échantillonnage nécessaire pour les essais au laboratoire tout en permettant la confirmation des résultats des sondages pénétrométriques.

Leurs nombres dépendent de la superficie de la masse en mouvement, et seront au minimum de deux, un en amont et un en aval au cœur de la masse en mouvement.

Un sondage doit être équipé d'un piézomètre afin de suivre la fluctuation du niveau d'eau souterraine dans le temps. [24]

- Pénétromètres dynamiques poussés au refus : qui ont pour objectifs l'estimation de la résistance du sol en fonction de la profondeur et la détection du toit du substratum servant de fondation pour l'ouvrage de confortement, ces sondages sont distribués de manière à cerner l'ensemble du terrain affecté par le glissement [24]

III.3 Essais de laboratoire

A partir des sondages carottés, des échantillons seront prélevés pour des essais de laboratoire dans le but d'étudier les caractéristiques physique et mécaniques.

Du fait que la zone est en mouvement, la considération des caractéristiques des sols comme paramètres de calcul est primordial (essais mécaniques de type non drainés a la boite de cisaillement et drainés au triaxial) et nécessaire pour le calcul de stabilité.

La consistance des essais in situ programmés ainsi que les essais de laboratoire est donnée dans le tableau ci-dessous, l'implantation des essais in situ est mentionnée sur le plan d'implantation. (Figure III.1) [24]

Tableau III.1 : Tableau quantitatif des essais in-situ et au laboratoire, avec leur unités. [24]

Essai in situ	Unité	Quantité
Sondage carotté	ml	1 x 30 et 1x10
Essai au pénétromètre dynamique	U	10
Piézomètre	U	01
Essai en laboratoire		
Essai physique	F	01
Essai mécanique		

III.4. Objet et déroulement de l'étude

Le présent rapport a pour objectif de déterminer :

- La succession lithologique.
- Les caractéristiques mécaniques des sols recoupés servant de base de calcul pour la solution de confortement du talus glissé.

III.5. Interprétation de la reconnaissance in situ et essais en laboratoire

III.5.1. Essais in-situ

S'agissant d'une étude géotechnique du sol, notre mission s'inscrit dans le cadre de la classification géotechnique des missions au sens de la norme NF94-500.

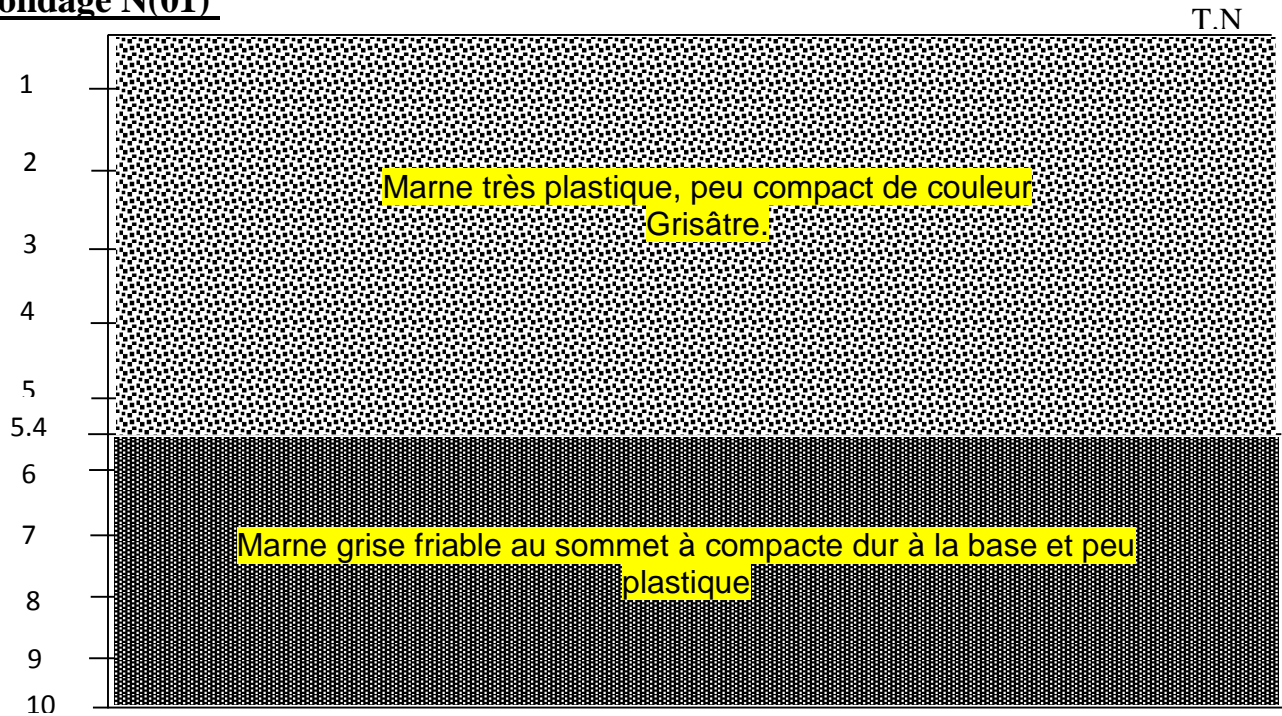
Pour la reconnaissance in situ, il a été utilisé une machine sondeuse travaillant en rotation, il a été programmé et réalisé deux sondages carottés de 30 et 15m de profondeur chacun.

Aussi un pénétromètre dynamique de type lourd a été mobilisé sur site, des essais de pénétration dynamique sont réalisés et poussés jusqu'au refus. [24]

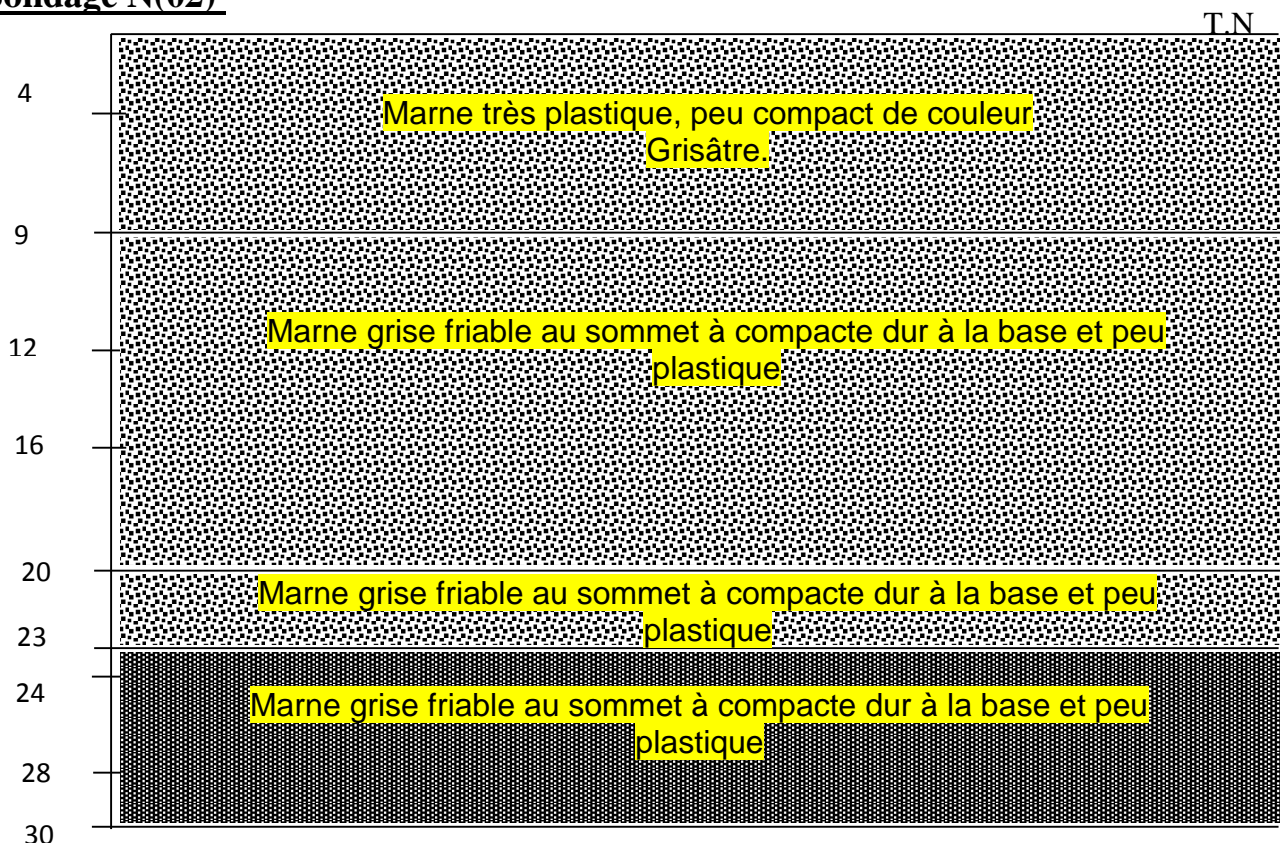
III.5.1.1. Les sondages carottés

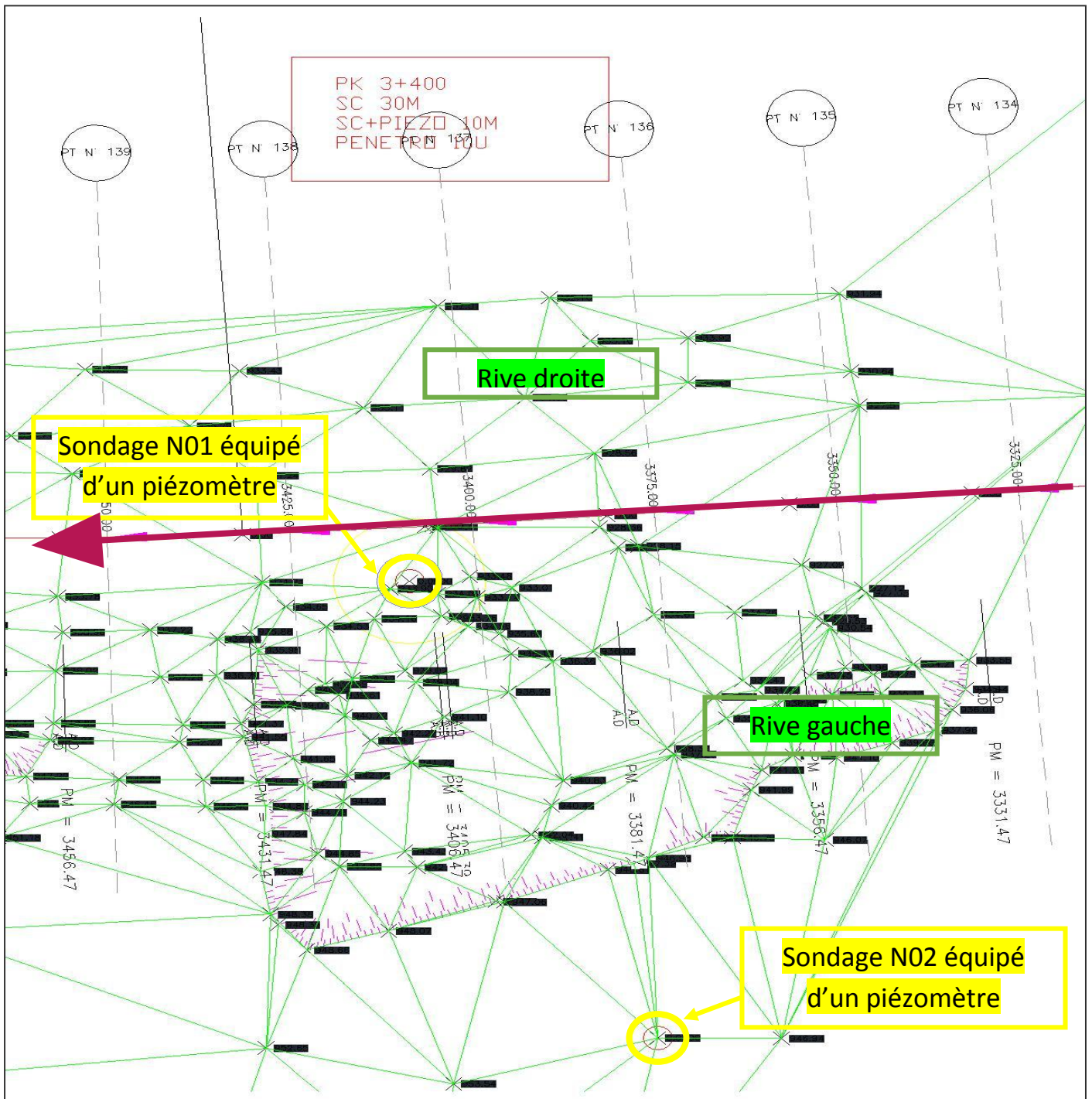
L'examen des coupes de sondages réalisés au niveau du PK 3+400 (Voir annexe B), a permis de tirer la succession lithologique suivante :

Sondage N(01)



Sondage N(02)





-Figure III.1 : Plan d'implantation des essais in-situ effectués. [25]

❖ Synthèse de la lithologie

Les deux sondages carottés montrent que le sous-sol du site est essentiellement composé de marne dur compacte grisâtre coiffé d'argile marneuse lâche et sensible à l'eau. [24]

III.5.1.2. Essais aux pénétromètres dynamiques

III.5.1.2.1. Principe de l'essai

L'essai de pénétration dynamique est un test qui donne une indication qualitative sur la résistance du sol, il consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage un train de tiges muni d'une pointe conique à l'aide d'un marteau tombant en chute libre appelé «mouton », pour une énergie de battage constante, on compte le nombre de coups de mouton N nécessaires pour obtenir un enfoncement de 20 centimètres. La formule des Hollandais donnée ci-dessous permet de convertir le nombre de coups obtenu en résistance dynamique à la pénétration de la pointe. [24]

$$Rd = \frac{M^2 H}{A e (M + P)}$$

Avec :

M = masse du mouton.

H = hauteur de chute du mouton.

e = refus (pénétration moyenne par coup).

A = section de la pointe du pénétromètre dynamique.

P = poids des tiges.

III.5.1.2.2. Résultats des essais

Les résultats des essais de pénétration obtenus sont représentés par des pénétrogrammes qui montrent la variation de la résistance de pointe (Rd) en fonction de la profondeur. Ces essais nous permettent de détecter la moindre anomalie ou changement brutal dans la consistance des couches du sous-sol, et d'évaluer la portance du sol support.

Les paramètres mesurés en cours d'enfoncement sont l'effort de pointe. [24]

Le tableau suivant donne les valeurs de la résistance de pointe minimale (Rd min) par tranche de sol de même résistance. [24]

Tableau III.2 : Résultats d'essai pénétromètre dynamique. [24]

Essai N°	Profondeur (m)	Résistance de pointe moyenne (bars)	Nature du sol
PD 1	0 – 4	20 à 60	Argile décomprimée
	4 – 7.4	>100	Marne compacte
PD 2	0 – 1.5	20 à 60	Argile décomprimée
	1.5 – 3	60 à 100	Marne tendre
	3 – 12.2	>100	Marne compacte
PD 3	0 – 1.5	20 à 40	Argile décomprimée
	1.5 – 4	60 à 80	Marne tendre
	>4	>100	Marne compacte
PD 4	0 – 4.5	20 à 40	Argile décomprimée
	>4.5	>200	Marne compacte
PD 5	0 – 1.4	20 à 80	Argile décomprimée
	>1.5	>120	Marne compacte
PD 6	0.0 – 3	20 à 60	Argile décomprimée
	3 – 4	60 a100	Marne tendre
	>4	>100	Marne compacte
PD 7	0 – 1.5	20 à 60	Argile décomprimée
	1.5 – 3	60 à 100	Marne tendre
	>3	>100	Marne compacte
PD 8	0 – 1.5	20 a100	Argile décomprimée
	>1.5	>100	Marne compacte
PD 9	0 – 0.8	20 à 100	Argile décomprimée
	>0.8	>120	Marne compacte
PD 10	0 – 1.5	20 à 80	Argile décomprimée
	1.5 – 3	80 à 120	Marne tendre
	>3	>120	Marne compacte

III.5.1.2.3. Synthèse des résultats pénétrométriques

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

Les courbes obtenues montrent une variation de la résistance du sol, traduites par des pénétrogrammes en dents de scie jusqu'à 3m de profondeur.

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

- Argile décomprimée en tête de talus (0 à 4.5m) : résistance de 20 à 80bars.
- Marne tendre à dur en pied de talus (> 1.5m) : résistance supérieure à 60 à 100bars.

L'allure des pénétrogrammes en forme de dents de scie met en évidence le caractère argilo-Sablo graveleuse de la formation traversée. [24] (**Voir annexe C**)

III.5.1.3. Régime hydraulique

Le rôle de l'eau est déterminant dans la stabilité des massifs, son action se traduit par des poussées d'écoulement et des pressions interstitielles qui réduisent la résistance au cisaillement du sol. La pluviométrie est assez forte dans la région avec des épisodes neigeux. [24]

L'essai piézométrique nous a donné les résultats ci-dessous :

Tableau III.3 : Résultats d'essai piézométrique. [24]

Sondage n°	SC2
Date de lecture	07/03/2019
Niveau (m)	2

Le niveau de la nappe phréatique mesuré en mois de Mars se situe à 2m à partir du niveau du terrain naturel. [24]

III.5.2. Essais de laboratoire

III.5.2.1. Programme d'essais

Les échantillons intacts récupérés des sondages carottés ont été soumis aux essais de laboratoire conforme aux normes en vigueur et qui sont [24] :

✓ Essais physiques :

- Mesure des teneurs en eau naturelle et de saturation
- Mesure du degré de saturation
- Mesure des densités
- Analyses granulométriques
- Limites d'Atterberg

✓ Essais mécaniques :

- Essai de compressibilité à l'œdomètre
- Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande de type CD
- Essais de cisaillement au triaxial UU

III.5.2.2. Présentation des résultats et interprétation

A. La première couche : Couche d'argile marneuse.

A.1. Essais physiques

A.1.1. Humidité

ω_{nat} : Teneur en eau naturelle ω_{sat} : Teneur en eau de saturation γ_d : Poids volumique sèche γ_h : Poids volumique humide S_r : Degré de saturation

Tableau III.4 : Résultats des essais physiques (Teneur en eau, Poids volumique sèche, Poids volumique humide, Degré de saturation) [24]

SC N°	Profondeur (m)	ω (nat) (%)	γ_d (kPa)	γ_h (kPa)	S_r (%)	Interprétation
SC 02	2.3-2.7	21.74	16.5	20	92	Sol détrempe.
	6.4-6.8	18.46	17.5	20.6	91	Sol détrempe.
	8.5-9	19.1	17.3	20.5	92	Sol détrempe.

Les Poids volumiques sèches sont de 16.5 à 17.5 kPa, un degré de saturation entre 91 à 92% et les teneurs en eau naturelle sont de l'ordre de 18.46 à 21.74%. Ces matériaux sont compacts, détrempe. [24]

A.1.2. Limites d'Atterberg

WL : limite de liquidité WP : Limite de plasticité Ip : Indice de plasticité
Ic : Indice de consistance

Tableau III.5 : Résultats des essais physiques (limite de liquidité, Limite de plasticité, Indice de plasticité, Indice de consistance) [24]

SC N°	Profondeur (m)	WL (%)	WP (%)	Ip (%)	Ic(%)	Interprétation des résultats
SC 02	2.3-2.7	54.2	26.79	27.41	1.18	Sol argileux, très plastique, dure.
	6.4-6.8	63.6	29.67	33.93	1.33	Sol argileux, très plastique, dure.

Les limites d'Atterberg mesurées présentent des teneurs en eau de limite de liquidité de 18.46 à 21.74 % et des indices de plasticité de 27.41 à 33.93 %. [24]

Selon la classification géotechnique USCS, ces matériaux appartiennent à la famille des sols fins à savoir des **argiles très plastiques (At)**.

N.B : Présence d'un pourcentage de carbonate ($CaCO_3$), dont $CaCO_3 = 17.6\%$ c'est-à-dire que cette couche est de l'argile marneuse.

A.1.3. Granulométrie

$\% < 2\text{mm}$: Pourcentage des passants inférieurs à 2 mm.

$\% < 80 \mu$: Pourcentage des passants inférieurs à 80 μm .

Les résultats qui permettent la classification des sols sont analysés comme suit :

- SC02

- profondeur [2.3 – 2.7] m :

Le tamisât ($80\mu\text{m}$)% = $85\% < 0.08\text{mm}$

$100\% - 85\% = 15\%$

Donc : il y a 15% des éléments qui sont $> 0.08 \rightarrow$ sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

On a : $WL=54.2\%$ et $Wp=26.79\%$ et $Ip= WL - WP =27.41\% \rightarrow$ Argile très plastique

- profondeur [6.4 – 6.8] m :

Le tamisât ($80\mu\text{m}$)% = $100\% < 0.08\text{mm}$

$100\% - 100\% = 0\%$

Donc : il y a 0% des éléments qui sont $> 0.08 \rightarrow$ sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

On a : $WL=63.6\%$ et $Wp=29.67\%$ et $Ip= WL - WP =33.93\% \rightarrow$ Argile très plastique

Tableau III.6 : Résumé des résultats des essais physiques (tamisât des tamis inférieurs 2mm et 80 μm) [24]

SC N°	Profondeur (m)	$\% < 2 \text{ mm}$	$\% < 80 \mu$	Classification selon L.C.P.C
SC N°02	2.3-2.7	90	85	Sol fin
	6.4-6.8	76	100	Sol fin

A.2. Essais mécaniques

A.2.1. Essai œdométrique

Un essai de compressibilité à l'œdomètre a été réalisé, les résultats obtenus sont comme suit [24] :

Tableau III.7 : Résultats d'essais œdométrique (Contrainte de Préconsolidation, Coefficient de Compressibilité, Indice de gonflement) [24]

Sondage	Contrainte de Préconsolidation σ_c (kPa)	Coefficient de Compressibilité C_c	Indice de gonflement C_g
SC 02 (2.3-2.7)	27.8	0.168	0.045
SC 02 (6.4-6.8)	40.9	0.151	0.082

Il s'agit d'une formation moyennement compressible et non gonflante. [24]

A.2.2. Essais à la boîte de Casagrande

Des essais de cisaillement (saturé) rapides réalisés à la boîte de Casagrande à donner les paramètres de résistance suivants [24] :

Des essais de type drainé ont été réalisés : CD

Tableau III.8 : Résultats d'essai de cisaillement à la boîte (Cohésion, Angle de frottement) [24]

Sondage	Cohésion C (kPa)	Angle de frottement $\varphi(^{\circ})$
SC 02 (2.8-3.2)	26.68	24
SC 02 (6.4-6.8)	28.05	10

A.2.3. Essais au triaxial

- Des essais triaxiaux de type UU ont été réalisés [24] :

Tableau III.9 : Résultats Des essais triaxiaux de type UU (Cohésion, Angle de frottement) [24]

Sondage	Cohésion C (kPa)	Angle de frottement ϕ (°)
SC 02 (8.5-9)	26	5.89

A.3. Homogénéité : Couche d'argile marneuse

A. Homogénéité des poids volumique γ

1. poids volumique sec γ_d

Premier profondeur [0,5 ; 9] m : premier couche (Argile Marneuse lâche très plastique de couleur brunâtre [24])

- On a trois profondeurs de sondage dans cet intervalle ; [2,3 ; 2,7] m, [2,8 ; 3,2] m et [6,4 ; 6,8] m et [8,5 ; 9] m

Seulement [2,3 ; 2,7] m et [6,4 ; 6,8] m et [8,5 ; 9] m qui présentent des données

$$- \bar{\gamma}_d = \frac{\sum \gamma_d}{N} = \frac{1,65+1,75+1,73}{3} = 1,71 \text{ t/m}^3$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(1,65-1,71)^2+(1,75-1,71)^2+(1,73-1,71)^2}{3}} = 0,04 \text{ t/m}^3$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}} = \frac{0,04}{1,71} = 0,0234 \times 100 = 2,34\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $\gamma_d=1,71 \text{ t/m}^3$

→ $\gamma_d=17 \text{ kPa}$

2. poids volumique humide γ_h

Premier profondeur [0,5 ; 9] m : premier couche (Argile Marneuse lâche très plastique de couleur brunâtre [24])

- On a trois profondeurs de sondage dans cet intervalle ; [2,3 ; 2,7] m, [2,8 ; 3,2] m et [6,4 ; 6,8] m et [8,5 ; 9] m

Seulement [2,3 ; 2,7] m et [6,4 ; 6,8] m et [8,5 ; 9] m qui présentent des données

$$\begin{aligned} - \bar{\gamma}_h &= \frac{\sum \gamma_h}{N} = \frac{2+2,06+2,09}{3} = 2,05 \text{ t/m}^3 \\ - SD &= \sqrt{\frac{(2-2,05)^2+(2,06-2,05)^2+(2,09-2,05)^2}{3}} = 0,04 \text{ t/m}^3 \\ - COV &= \frac{SD}{\bar{\gamma}_h} = \frac{0,04}{2,05} = 0,0195 \times 100 = 1,95\% < 10\% \end{aligned}$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $\gamma_h = 2,05 \text{ t/m}^3$

→ $\gamma_h = 20,5 \text{ kPa}$

B. Homogénéité Teneur en eaux ω (%)

Premier profondeur [0,5 ; 9] m : premier couche (Argile Marneuse lâche très plastique de couleur brunâtre [24])

- On a trois profondeurs de sondage dans cet intervalle ; [2,3 ; 2,7] m, [2,8 ; 3,2] m et [6,4 ; 6,8] m et [8,5 ; 9] m
- Seulement [2,3 ; 2,7] m et [6,4 ; 6,8] m et [8,5 ; 9] m qui présentent des données

$$\begin{aligned} - \bar{\omega} &= \frac{\sum \omega}{N} = \frac{21,74+18,46+19,1}{3} = 19,77 \% \\ - SD &= \sqrt{\frac{(21,74-19,77)^2+(18,46-19,77)^2+(19,1-19,77)^2}{2}} = 2,02 \% \\ - COV &= \frac{SD}{\bar{\omega}} = \frac{2,02}{19,77} = 0,1022 \times 100 = 10,22\% > 10\% \end{aligned}$$

Donc : le sol n'est pas homogène, alors on prend la valeur la plus petit : $\omega = 18,46 \%$

C. Homogénéité de degré de saturation S_r (%)

Premier profondeur [0,5 ; 9] m : premier couche (Argile Marneuse lâche très plastique de couleur brunâtre [24])

- On a trois profondeurs de sondage dans cet intervalle ; [2,3 ; 2,7] m, [2,8 ; 3,2] m et [6,4 ; 6,8] m et [8,5 ; 9] m
- Seulement [2,3 ; 2,7] m et [6,4 ; 6,8] m et [8,5 ; 9] m qui présentent des données

$$- \bar{S}_r = \frac{\sum S_r}{N} = \frac{92+91+92}{3} = 91,67 \%$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(92-91,67)^2+(91-91,67)^2+(92-91,67)^2}{3}} = 0,47 \%$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{S}_r} = \frac{0,47}{91,67} = 0,0051 \times 100 = 0,51\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $S_r = 91,5 \%$

D. Homogénéité des caractéristiques mécanique \hat{C} ; $\hat{\phi}$

1. La Cohésion \hat{C}

Premier profondeur [0,5 ; 9] m : premier couche (Argile Marneuse lâche très plastique de couleur brunâtre [24])

- On a trois profondeurs de sondage dans cet intervalle ; [2,3 ; 2,7] m, [2,8 ; 3,2] m et [6,4 ; 6,8] m
- Seulement [2,3 ; 2,7] m et [6,4 ; 6,8] m est présentent des données

$$- \bar{\hat{C}} = \frac{\sum \hat{C}}{N} = \frac{26,68+28,05}{2} = 27,365 \text{ kPa}$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(26,68-27,365)^2+(28,05-27,365)^2}{2}} = 0,685 \text{ kPa}$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{\hat{C}}} = 0,025 \times 100 = 2,5\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $C' = 27.37 \text{ kPa}$

2. Angle de frottement ϕ

Premier profondeur [0,5 ; 9] m : premier couche (Argile Marneuse lâche très plastique de couleur brunâtre [24])

- On a trois profondeurs de sondage dans cet intervalle ; [2,3 ; 2,7] m, [2,8 ; 3,2] m et [6,4 ; 6,8] m
Seulement [2,3 ; 2,7] m et [6,4 ; 6,8] m est présentent des données

$$\begin{aligned} - \bar{\phi} &= \frac{\sum \phi}{N} = \frac{0,24+0,1}{2} = 0,17^\circ \\ - SD &= \sqrt{\frac{(0,24-0,17)^2+(0,1-0,17)^2}{2}} = 0,07^\circ \\ - COV &= \frac{SD}{\bar{\phi}} = \frac{0,07}{0,17} = 0,41 \times 100 = 41,18\% > 10\% \end{aligned}$$

Donc : le sol n'est pas homogène, alors on prend la valeur la plus petit : $\phi' = 10^\circ$

F. Homogénéité des caractéristiques mécaniques nos drainés C ; ϕ

A. Angle de frottement no drainé ϕ_u

La Profondeur [8,5 ; 9] m :

Nous avons une seule valeur dans cette couche qui corresponde à la profondeur [8,5 ; 9] m

Donc : $\phi_u = 5.89^\circ$

B. La Cohésion no drainé C_u

La Profondeur [8,5 ; 9] m :

Nous avons une seule valeur dans cette couche qui corresponde à la profondeur [8,5 ; 9] m

Donc : $C_u = 26$ kPa

B. Deuxième Couche : couche marne dure.**B.1. Essais physiques****B.1.1. Humidité**

ω_{nat} : Teneur en eau naturelle ω_{sat} : Teneur en eau de saturation γ_d : Poids volumique sèche γ_h : Poids volumique humide S_r : Degré de saturation

Tableau III.10 : Résultats des essais physiques (Teneur en eau, Poids volumique sèche, Poids volumique humide, Degré de saturation) [24]

SC N°	Profondeur (m)	ω_{nat} (%)	γ_d (kPa)	γ_h (kPa)	S_r (%)	Interprétation
SC 01	2-2.5	25.24	15.7	19.6	94	Sol détrempe.
	5.4-5.8	21.61	16.7	20.3	94	Sol détrempe.
	6-6.5	24.59	16.4	20.4	100	Sol saturé.
	9.2-9.8	22.61	16.3	19.8	93	Sol détrempe.
SC 02	11.4-11.9	25.96	15.4	19.2	93	Sol détrempe.
	14.4-14.8	17.96	17.9	21.1	95	Sol détrempe.
	18-18.4	18.56	17.5	20.6	93	Sol détrempe.
	29.1-29.6	21.05	16.9	20.4	95	Sol détrempe.

Les Poids volumiques sèches sont de 15.7 à 17.9 kPa, un degré de saturation entre 93 à 100% et les teneurs en eau naturelle varient de 17.96 à 25.24%. Ces matériaux sont compacts, saturés à détrempe.

B.1.2. Limites d'Atterberg

WL : limite de liquidité WP : Limite de plasticité Ip : Indice de plasticité Ic : Indice de consistance

Tableau III.11 : Résultats des essais physiques (limite de liquidité, Limite de plasticité, Indice de plasticité, Indice de consistance) [24]

SC N°	Profondeur (m)	WL (%)	WP(%)	Ip (%)	Ic(%)	Interprétation des résultats
SC 01	2-2.5	66	30.36	35.6	1.14	Sol argileux, très plastique, dure.
	5.4-5.8	67.6	30.75	36.85	1.24	Sol argileux, très plastique, dure.
	6-6.5	64.4	29.81	34.63	1.15	Sol argileux, très plastique, dure.
	9.2-9.8	69.1	31.3	-	-	Sol argileux, très plastique, dure.
SC 02	11.4-11.9	55.33	27.17	28.16	1.04	Sol argileux, très plastique, dure.
	14.4-14.8	60.6	28.73	31.87	1.34	Sol argileux, très plastique, dure.
	29.1-29.6	59.3	28.25	31.04	1.23	Sol argileux, très plastique, dure.

Les limites d'Atterberg mesurées présentent des teneurs en eau de limite de liquidité variant de 55.33 à 69.1 % et des indices de plasticité qui varient de 28.16 à 36.85 %.

Selon la classification géotechnique USCS, ces matériaux appartiennent à la famille des sols fins à savoir des **argiles très plastiques (At)**.

N.B : Présence d'un pourcentage de carbonate (CaCO_3), dont $\text{CaCO}_3 = 47\%$ c'est-à-dire que cette couche est de la marne.

B.1.3 Granulométrie

➤ Légende

$\% < 2\text{mm}$: Pourcentage des passants inférieurs à 2 mm.

$\% < 80\ \mu$: Pourcentage des passants inférieurs à 80 μ .

Les résultats qui permettent la classification des sols sont analysés comme suit :

Sondage carotté 01

À l'aide de l'abaque de Casagrande, **on a** :

- profondeur [2 ; 2,5] m :

Le tamisât (80 μ m)% = 100% < 0.08mm

Donc : il y a 0% des éléments qui sont > 0.08 → sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

On a : WL=66% et Wp=30.36, Ip= WL –WP =35.64% → Argile très plastique

- profondeur [5.4 - 5.8] m :

Le tamisât (80 μ m)% = 100% < 0.08mm

Donc : il y a 0% des éléments qui sont > 0.08 → sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

On a : WL=67.6% et Wp=30.75, Ip= WL –WP =36.85% → limons très plastique

- profondeur [6.0 – 6.9] m :

Le tamisât (80 μ m)% = 88% < 0.08mm

100% – 88% = 12%

Donc : il y a 12% des éléments qui sont > 0.08 → sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

On a : WL=64.4% et Wp=29.81% et Ip= WL –WP =34.59% → Argile très plastique

- profondeur [9.2 – 9.8] m :

Le tamisât (80 μ m)% = 94% < 0.08mm

100% – 94% = 6%

Donc : il y a 6% des éléments qui sont > 0.08 → sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

On a : WL=69.1% et Wp=31.3% et Ip= WL –WP =37.8% → Argile très plastique

Sondage carotté 02

- profondeur [11.4 - 11.9] m :

Le tamisât (80µm)% = 68% < 0.08mm

Donc : il y a 0% des éléments qui sont > 0.08 → sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

On a : WL=67.6% et Wp=30.75, Ip= WL -WP =36.85% → limons très plastique

- profondeur [14.4 – 14.8] m :

Le tamisât (80µm)% = 97% < 0.08mm → 100% – 97% = 3%

Donc : il y a 3% des éléments qui sont > 0.08 → sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

On a : WL=60.6% et Wp=28.73% et Ip= WL -WP =31.87% → Argile très plastique

- profondeur [29.1 – 29.6] m :

Le tamisât (80µm)% = 95% < 0.08mm

100% – 95% = 5%

Donc : il y a 3% des éléments qui sont > 0.08 → sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

On a : WL=59.3% et Wp=28.25% et Ip= WL -WP =31.05% → Argile très plastique

Tableau III.12 : Résumé des résultats des essais physiques (tamisât des tamis inférieurs 2mm et 80 µm) [24]

SC N°	Profondeur (m)	% < 2 mm	% < 80 µ	Classification selon L.C.P.C
SC01	2-2.5	70	100	Sol fin
	5.4-5.8	68	100	Sol fin
	6-6.5	68	88	Sol fin
	9.2-9.8	68	94	Sol fin
SC 02	11.4-11.9	90	68	Sol fin
	14.4-14.9	75	97	Sol fin
	29.1-29.6	70	95	Sol fin

B.2. Essais mécaniques

1. Essai œdométrique

Un essai de compressibilité à l'œdomètre a été réalisé, les résultats obtenus sont comme suit :

Tableau III.13 : Résultats d'essais œdométrique (Contrainte de Préconsolidation, Coefficient de Compressibilité, Indice de gonflement) [24]

Sondage	Contrainte de Préconsolidation σ_c (bar)	Coefficient de Compressibilité C_c	Indice de gonflement C_g
SC 01 (2-2.5)	1.74	0.18	0.063
SC 01 (6-6.5)	2.82	0.194	0.079
SC 02 (14.4-14.8)	4.87	0.145	0.046

Il s'agit d'une formation moyennement compressible et gonflante.

2. Essais à la boîte de Casagrande

Des essais de cisaillement (saturé) rapides réalisés à la boîte de Casagrande ont donné les paramètres de résistance suivants :

1. Non drainé UU

Tableau III.14 : Résultats d'essai de cisaillement à la boîte (Cohésion, Angle de frottement) non drainé [24]

Sondage	Cohésion C_u (kPa)	Angle de frottement ϕ_u (°)
SC 01 (2-2.5)	58	10.65
SC 01 (9.2-9.8)	53	3.88
SC 02 (11.4-11.9)	30	6.48
SC 02 (29.1-29.6)	67	4.32

2. Drainé CD

Tableau III.15 : Résultats d'essai de cisaillement à la boîte (Cohésion, Angle de frottement) drainé [24]

Sondage	Cohésion C' (kPa)	Angle de frottement φ' (°)
SC 01 (2-2.5)	25.62	22
SC 01 (5.4-5.8)	20.14	5
SC 01 (6-6.5)	22.8	13
SC 01 (9.2-9.8)	24.14	8
SC 02 (11.4-11.9)	24.61	14
SC 02 (14.4-14.9)	25.5	20
SC 02 (29.1-29.6)	20.88	0

B.3. Homogénéité : Couche de marne dure :

A. Homogénéité des poids volumique γ

1. poids volumique sec γ_d

- On a neuf profondeurs de sondage dans cette couche ; [2 ; 2,5] m, [5,4 ; 5,8] m et [6 ; 6,5] m et [9,2 ; 9,8] m du premier sondage, et [11,4 ; 11,9] m et [14,4 ; 14,8] m et [18 ; 18,4] m et [29,1 ; 29,6] m du deuxième sondage.

$$- \bar{\gamma}_d = \frac{\sum \gamma_d}{N} = \frac{1.57+1.67+1.64+1.63+1.54+1.79+1.75+1.69}{8} = 1.66 \text{ t/m}^3$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(1.57-1.66)^2+(1.67-1.66)^2+(1.64-1.66)^2+(1.63-1.66)^2+(1.54-1.66)^2+(1.79-1.66)^2+(1.75-1.66)^2+(1.69-1.66)^2}{8}} = 0.079 \text{ t/m}^3$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}} = \frac{0.079}{1.66} = 0.0476 \times 100 = 4.76\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $\gamma_d=1,66 \text{ t/m}^3$

→ $\gamma_d=16,6 \text{ kPa}$

2. poids volumique humide γ_h

On a neuf profondeurs de sondage dans cette couche ; [2 ; 2,5] m, [5,4 ; 5,8] m et [6 ; 6,5] m et [9,2 ; 9,8] m du premier sondage, et [11,4 ; 11,9] m et [14,4 ; 14,8] m et [18 ; 18,4] m et [29,1 ; 29,6] m du deuxième sondage.

$$- \bar{\gamma}_h = \frac{\sum \gamma_h}{N} = \frac{1.96+2.03+2.04+1.98+1.92+2.11+2.06+2.04}{8} = 2.018 \text{ t/m}^3$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(1.96-2.018)^2+(2.03-2.018)^2+(2.04-2.018)^2+(1.98-2.018)^2+(1.92-2.018)^2+(2.11-2.018)^2+(2.06-2.018)^2+(2.04-2.018)^2}{8}}$$

$$- SD = 0.057 \text{ t/m}^3$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}} = \frac{0.057}{2.018} = 0.0282 \times 100 = 2.82\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $\gamma_h=2,018 \text{ t/m}^3$

→ $\gamma_h=20,18 \text{ kPa}$

3. Homogénéité Teneur en eaux ω (%)

On a neuf profondeurs de sondage dans cette couche ; [2 ; 2,5] m, [5,4 ; 5,8] m et [6 ; 6,5] m et [9,2 ; 9,8] m du premier sondage, et [11,4 ; 11,9] m et [14,4 ; 14,8] m et [18 ; 18,4] m et [29,1 ; 29,6] m du deuxième sondage.

$$- \bar{\omega} = \frac{\sum \omega}{N} = \frac{25.24+21.61+24.59+22.64+25.96+17.96+18.56+21.05}{8} = 22.20 \%$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(25.24-22.2)^2+(21.61-22.2)^2+(24.59-22.2)^2+(22.64-22.2)^2+(25.96-22.2)^2+(17.96-22.2)^2+(18.56-22.2)^2+(21.05-22.2)^2}{8}} = 2.788\%$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{\omega}} = \frac{2.788}{22.2} = 0.1256 \times 100 = 12.56\% < 10\%$$

Donc : le sol est hétérogène donc on prend la valeur la plus petit : $\omega = 17,96 \%$

B. Homogénéité de degré de saturation S_r (%)

On a neuf profondeurs de sondage dans cette couche ; [2 ; 2,5] m, [5,4 ; 5,8] m et [6 ; 6,5] m et [9,2 ; 9,8] m du premier sondage, et [11,4 ; 11,9] m et [14,4 ; 14,8] m et [18 ; 18,4] m et [29,1 ; 29,6] m du deuxième sondage.

$$\begin{aligned}
 - \bar{S_r} &= \frac{\sum S_r}{N} = \frac{94+94+100+93+93+95+93+95}{8} = 94,63 \% \\
 - SD &= \sqrt{\frac{(94-94,63)^2+(94-94,63)^2+(100-94,63)^2+(93-94,63)^2}{8} + \frac{(93-94,63)^2+(95-94,63)^2+(93-94,63)^2+(95-94,63)^2}{8}} = 2,18 \% \\
 - COV &= \frac{SD}{\bar{S_r}} = \frac{2,18}{94,63} = 0,0230 \times 100 = 2,30\% < 10\%
 \end{aligned}$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $S_r = 94,63\%$

C. Homogénéité des caractéristiques mécanique \bar{C} ; ϕ

1. La Cohésion \bar{C}

On a sept profondeurs de sondage dans cette couche ; [2 ; 2,5] m, [5,4 ; 5,8] m et [6 ; 6,5] m et [9,2 ; 9,8] m du premier sondage, et [11,4 ; 11,9] m et [14,4 ; 14,8] m et [29,1 ; 29,6] m du deuxième sondage.

$$\begin{aligned}
 - \bar{C} &= \frac{\sum \hat{C}}{N} = \frac{25,62+20,14+22,8+24,14+24,61+25,5+20,88}{7} = 23,38 \text{ kPa} \\
 - SD &= \sqrt{\frac{(25,62-23,38)^2+(20,14-23,38)^2+(22,8-23,38)^2+(24,14-23,38)^2+(24,61-23,38)^2}{7} + \frac{(25,5-23,38)^2+(20,88-23,38)^2}{7}} = 2,024 \\
 - SD &= 2,024 \text{ kPa} \\
 - COV &= \frac{SD}{\bar{C}} = 0,0866 \times 100 = 8,66\% < 10\%
 \end{aligned}$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne :

$$\bar{C} = 23,38 \text{ kPa}$$

2. Angle de frottement $\bar{\phi}$

On a six profondeurs de sondage dans cette couche ; [2 ; 2,5] m, [5,4 ; 5,8] m et [6 ; 6,5] m et [9,2 ; 9,8] m du premier sondage, et [11,4 ; 11,9] m et [14,4 ; 14,8] m du deuxième sondage.

$$\begin{aligned}
 - \bar{\phi} &= \frac{\sum \phi}{N} = \frac{22+5+13+8+14+20}{6} = 13,6^\circ \\
 - SD &= \sqrt{\frac{(22-13,6)^2+(5-13,6)^2+(13-13,6)^2+(8-13,6)^2+(14-13,6)^2+(20-13,6)^2}{6}} = 2,17^\circ \\
 - COV &= \frac{SD}{\bar{\phi}} = \frac{2,17}{13,6} = 0,159 \times 100 = 15,9 > 10\%
 \end{aligned}$$

Donc : le sol est hétérogène, alors on prend la valeur la plus petit : $\phi' = 5^\circ$

D. Homogénéité des caractéristiques mécaniques non drainés ϕ_u, C_u **a. Angle de frottement non drainé ϕ_u**

On a quatre profondeurs de sondage dans cette couche ; [2 ; 2,5] m, et [9,2 ; 9,8] m du premier sondage, et [11,4 ; 11,9] m et [29,1 ; 29,6] m du deuxième sondage.

$$\begin{aligned}
 - \bar{\phi}_u &= \frac{\sum \phi_u}{N} = \frac{10,65+3,88+6,48+4,32}{4} = 6,33^\circ \\
 - SD &= \sqrt{\frac{(10,65-6,33)^2+(3,88-6,33)^2+(6,48-6,33)^2+(4,32-6,33)^2}{4}} = 2,679^\circ \\
 - COV &= \frac{SD}{\bar{\phi}_u} = 0,42 \times 100 = 42 \% > 10\%
 \end{aligned}$$

Donc : le sol est hétérogène donc on prend la valeur la plus petit : $\phi_u = 3,88^\circ$

b. La Cohésion no drainé C_u

On a quatre profondeurs de sondage dans cette couche ; [2 ; 2,5] m, et [9,2 ; 9,8] m du premier sondage, et [11,4 ; 11,9] m et [29,1 ; 29,6] m du deuxième sondage.

$$\begin{aligned}
 - \bar{C}_u &= \frac{\sum C_u}{N} = \frac{0,58+0,53+0,30+0,67}{4} = 0,52 \text{ bar} \\
 - SD &= \sqrt{\frac{(0,58-0,52)^2+(0,53-0,52)^2+(0,30-0,52)^2+(0,67-0,52)^2}{4}} = 0,1366 \text{ bar} \\
 - COV &= \frac{SD}{\bar{C}_u} = 0,2626 \times 100 = 26,26\% > 10\%
 \end{aligned}$$

Donc : le sol est hétérogène donc on prend la valeur la plus petite : $C_u = 0,3 \text{ bar}$

→ $C_u = 30 \text{ kPa}$

Tableau III.16 : Tableau récapitulatifs des paramètres physiques et mécaniques par couches.

Les Paramètres	γ_d (kPa)	γ_h (kPa)	γ' (kPa)	ω (%)	Sr (%)	ϕ (°)	\hat{C} (kPa)	ϕ_u (°)	C_u (kPa)
1^{ère} couche : Couche d'argile marneuse	17	20.5	10.7	18.46	91.5	10	27.37	5.89	26
2^{ème} couche : Couche de marne dure	16.6	20.18	10.45	17.96	94.33	5	23.38	3.88	30

Remarque

Les données présentées au niveau du chapitre 03 et avec lesquelles nous avons travaillés dans notre projet sont issus du rapport géotechnique établis par laboratoire du CTPP suite à des essais réalisé à leur niveau ou sur site

En ce qui nous concerne nous avons pris directement ces résultats du laboratoire comme données pour notre projet du faite le rapport géotechnique est un document officiel

III.6. CONCLUSION

En se basant sur les résultats de la campagne d'essais géotechniques réalisés au laboratoire et in-situ, nous avons pu définir la lithologie du sol ainsi que les paramètres physiques et mécaniques de chaque couche. Ceci va nous permettre par la suite de modéliser le problème pour mieux comprendre les causes du glissement et de proposer ainsi une solution de confortement adéquate.

Pour notre cas les essais in-situ effectués sont le pénétromètre dynamique et les sondages carottés qui ont montré que le sol est composé de deux couches à savoir un substratum marneux gris surmonté par une couche d'argile marneuse.

L'essai piézométrique effectué nous a montré que la nappe phréatique est à 2m de profondeur.

Les essais du laboratoire à savoir, essais d'identification, mécaniques et chimiques, ont montré que les deux couches présentent des résistances faibles qui sont approuvées par les résultats des essais in-situ et qui présentent aussi des caractéristiques mécaniques faibles.

En résumant ces résultats nous avons :

- Une couche argileuse qui surmonte un substratum marneux gris.
- Niveau de la nappe phréatique à -2m de profondeur en période estivale.
- Des résistances faibles, des densités faibles, et des caractéristiques mécaniques faibles.

On conclue que le risque du glissement est très favorable dans ce cas.

Chapitre IV

Etude de stabilité du talus

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons utiliser le logiciel SLIDE pour modéliser le talus avec différents cas de charge en déterminant le facteur de sécurité et les cercles de glissement les plus probables. Une étude paramétrique sera menée dans le but de remonter vers le scénario le plus probable qui a causé l'instabilité du talus.

IV.2. Présentation de logiciel SLIDE 6.0

Slide 6.0 est un logiciel d'analyse de la stabilité des pentes basé sur des différentes méthodes tel que les méthodes d'équilibre limites et les méthodes des éléments finis.

Aussi il se dispose d'une analyse des infiltrations d'eau souterraine par éléments finis, un rabattement rapide, une analyse de sensibilité et probabiliste et une conception de support. Tous les types de sols et de talus rocheux, remblais, barrages en terre et murs de soutènement ; ouvrages renforcés par tirants précontraints, clous, pieux et micropieux, géotextiles, géogrilles, terre armée et bandes de renforcement peuvent être analysés.

IV.2.1. Les principales caractéristiques du « SLIDE »

IV.2.1.1. Les données et les résultats de « Slide »

Les données nécessaires à saisir et les résultats livrés par le logiciel sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Les données et les résultats du logiciel.

Données fournies au logiciel	Résultats livrés par logiciel
<ul style="list-style-type: none"> - La méthode de calcul. - Les paramètres géotechniques de chaque couche γ(KN/m³), c (KN/m²), φ(°). - Les surcharges si nécessaire - Géométrie du talus. - La grille des centres de ruptures. - Le niveau de la nappe phréatique. - le type de confortement et ce après l'analyse de stabilité. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le facteur de sécurité avant et après le confortement. - Les cercles de ruptures. - Les sollicitations sur les tranches. - La résistance au cisaillement en fonction de la longueur du talus.

IV.2.1.2. Les principales fonctionnalités de logiciel « SLIDE »

- Les fonctionnalités incluent :
 - Recherche de surface de glissement critique circulaire ou non circulaire.
 - Les méthodes d'analyse incluent Bishop, Fellenius ; Janbu, Spencer, GLE.
 - Plus de 17 modèles différents de résistance des matériaux pour la roche et le sol y compris Mohr-Coulomb anisotropes et non linéaires et Generalized Hoek-Brown et autres modèles de résistance.
 - Eaux souterraines - surfaces piézo, facteurs Ru, pore grilles de pression ou analyse des eaux souterraines en régime permanent.
 - Fissure de tension (sèche ou remplie d'eau).
 - Chargement externe - linéaire, distribué ou sismique.
 - Support - clous de sol, embrasses, géotextiles, pieux. Zones de résistance infinie (exclusion de surface de glissement)
 - Afficher une ou toutes les surfaces générées par la recherche.
- Les résultats d'analyse détaillés peuvent être tracés pour surfaces de glissement individuelles.

IV.2.1.3. Protocole de travail sur « SLIDE 6.0 »

Pour n'importe quel projet qu'on veut le modéliser, nous devons suivre les étapes exigées par logiciel. Les étapes de modélisation avec SLIDE 6.0 peuvent être distinguées en trois parties telles que l'étape prés-calcul, étape de calcul ainsi que l'étape d'interprétation.

IV.2.1.3.1. Prés-calcul

L'étape prés-calcul consiste à définir la géométrie de sol en question ainsi que les paramètres appropriés pour chaque couche constituante de ce dernier, et d'imposer les conditions intérieure et extérieure tel que le séisme et les différentes charges ainsi que les conditions hydraulique.

- **la géométrie**

- Pour la définition de la géométrie de sol étudié on peut écrire les coordonnées (x ; y) dans la fenêtre « Enter vertex » pour définir le profil de talus.

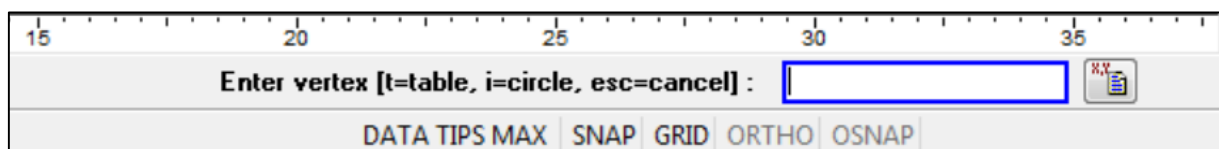



Figure IV.1 : fenêtre des coordonnées (x ; y).

- Comme on peut entrer les coordonnées d'une façon plus efficace par utilisation du tableau des coordonnées en cliquant sur 

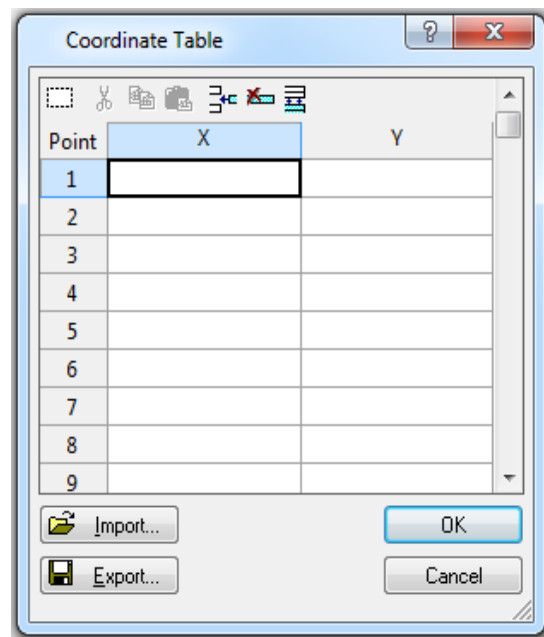


Figure IV.2 : Tableau des coordonnées (x ; y).

- **Définition des propriétés des couches**

A ce niveau nous devons rentrer le nom de chaque couche ainsi que leurs paramètres tels que les paramètres physique et mécanique ainsi que la loi de comportement.

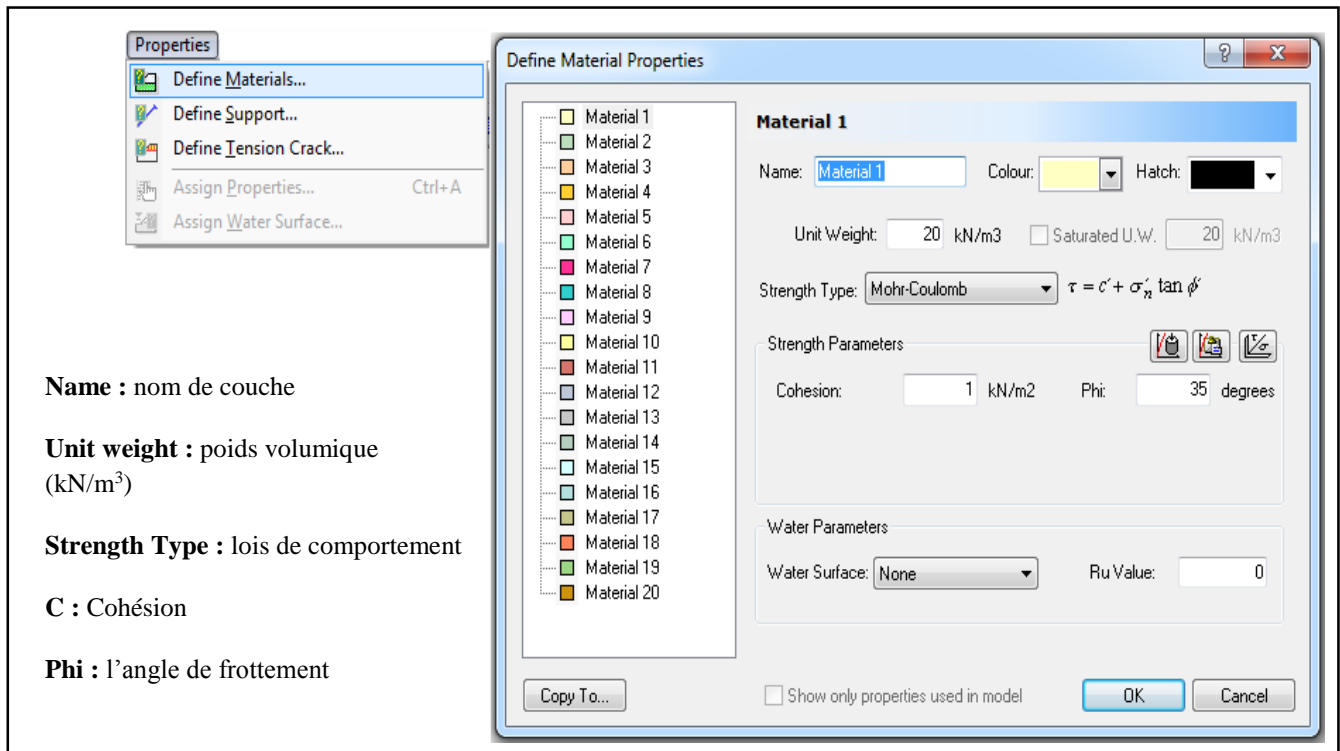




Figure IV.3 : Les étapes de définition des paramètres physiques et mécaniques.

- **Conditions hydraulique**

Dans cette étape on ajoute le niveau de la nappe phréatique en appuyant sur l'icône . Comme on peut entrer les coordonnées d'une façon plus efficace par d'utilisation du tableau des cordonnés en cliquant sur 

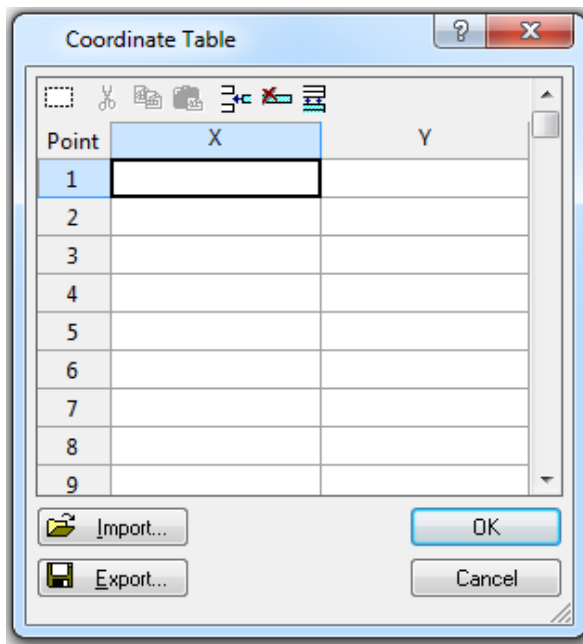


Figure IV.4 : Tableau des cordonnées (x ; y).

IV.2.1.3.2.Calcul

Après avoir définie la géométrie de sol étudiant et d'attribuer tous les paramètres nécessaires au couches, on lance un calcul qui sert à définir le coefficient de sécurité le plus faible ainsi que le cercle de glissement qui lui convient.

- Pour lancé le calcul on doit choisir en premier une grille des centre des cercles qui vont être analysé, on peut laisser le choix au logiciel pour déterminer les dimensions de la grille comme on peut le faire manuellement.

Les étapes suivantes nous montrent la procédure du choix de grille :

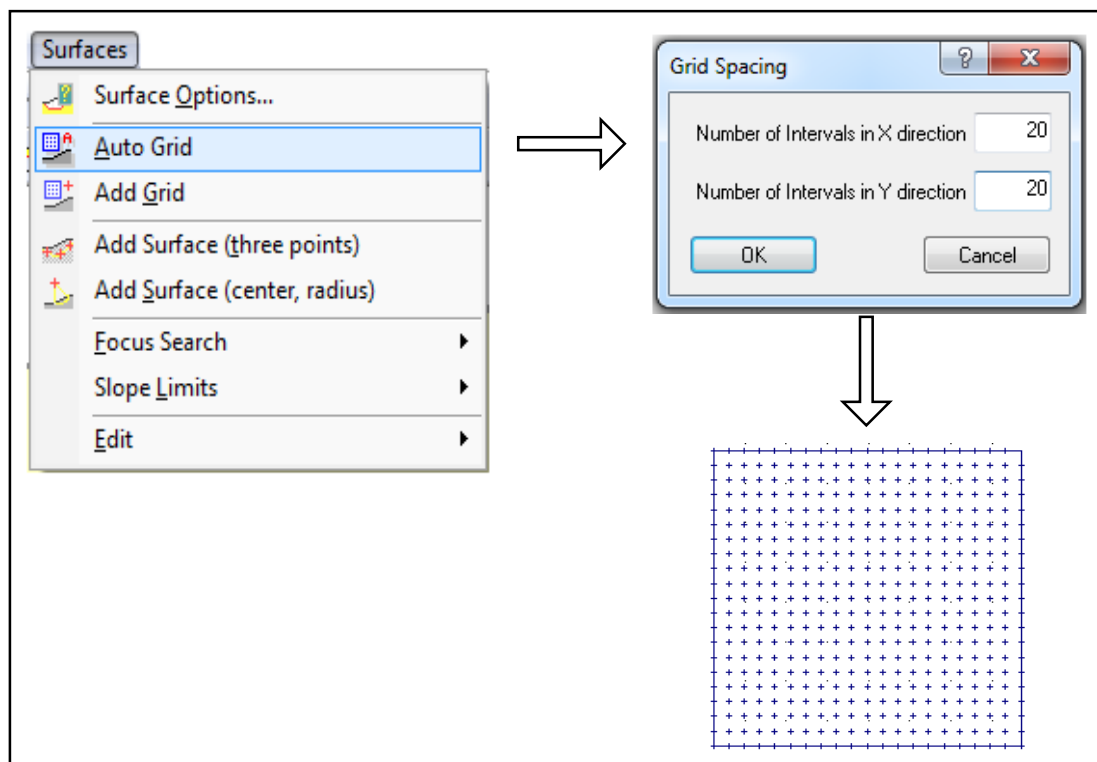


Figure IV.5 : Les étapes d'insertion de la grille des centres des cercles.

- Après définition de grille on peut lancer le calcul on appuyant sur :

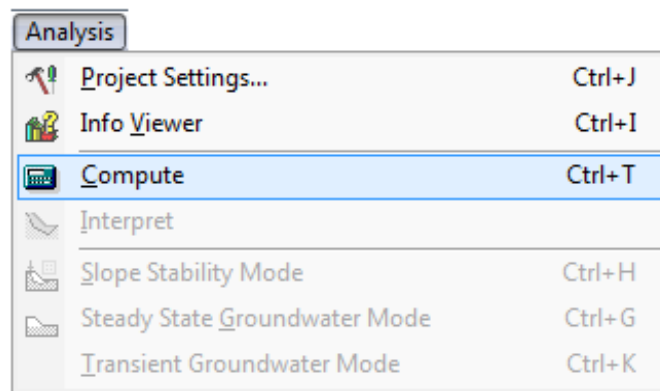


Figure IV.6 : Les étapes de lancement de calcul.

IV.2.1.3.3. Interprétation

Cette phase nous permet d'extraire tous types de résultats qui vont nous aider d'imaginer un scénario probable de glissement survenu, pour passer au résultat on suit les étapes suivantes :

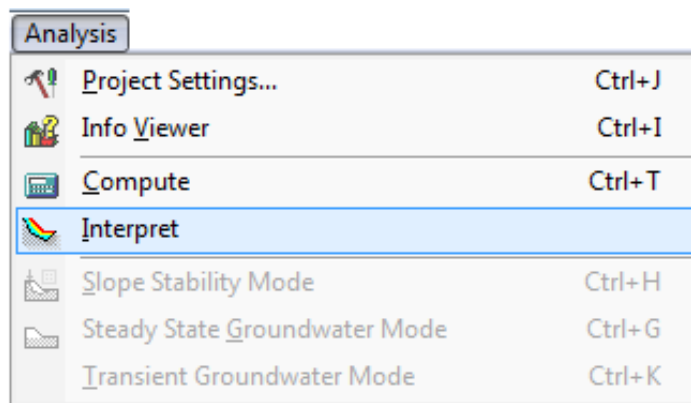


Figure IV.7 : Les étapes suivis pour l'affichage des résultats.

- A ce niveau une fenêtre va apparaitre qui illustre les cercles de glissements et F_s minimum calculé par (Fellenius/bishop) et on peut toujours pivoter entre bishop et Fellenius par :

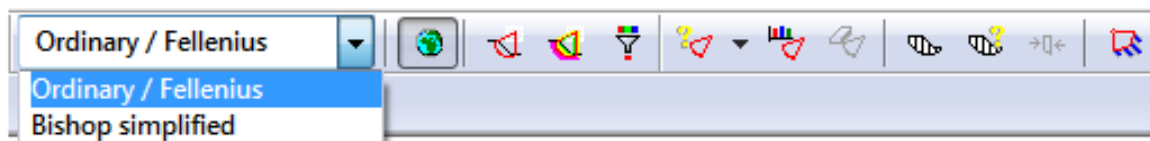


Figure IV.8 : choix entre mode d'affichage des résultats (Bishop/Fellenius).

Et pour plus d'informations, on clique sur le cercle qui apparait par le bouton droit et on choisit :

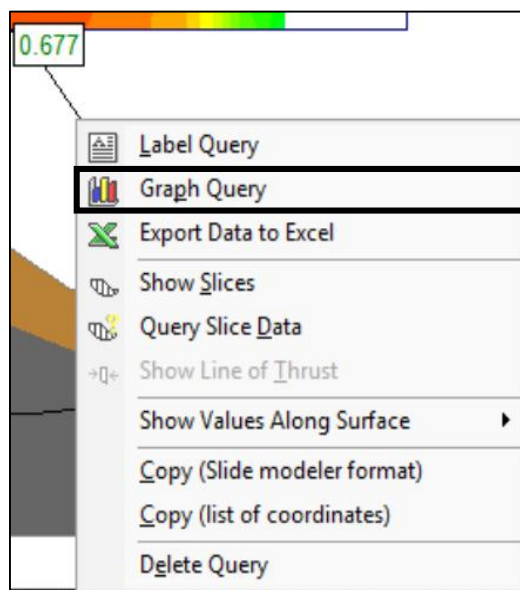


Figure IV.9 : La commande d'affichage des graphes personnalisés.

IV.3.Calcul et vérification de la stabilité de talus

IV.3.1. Les Sollicitations internes et externes

IV.3.1.1.Régime hydraulique

L'eau joue un rôle capital dans la stabilité des talus, il influence les paramètres mécaniques de sols ce qui influence la résistance au cisaillement ainsi que le facteur de sécurité par l'augmentation de la pression interstitiel et la poussée d'écoulement due à son propre mouvement.

IV.3.1.2.Caractéristiques sismiques considérées

Le coefficient (A) est le coefficient d'accélération de zone (tableau II.1, RPA 99) en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté par le glissement. D'après le règlement (RPA99 V.2003), la zone étudiée est classée comme **zone II, (groupe1IB)** et l'ouvrage peut être classé comme un ouvrage de grande importance. Pour notre cas, nous avons pris en considération dans nos calculs de stabilité une accélération de (A = 0,2g).

- ❖ $\sigma_h = 0,5 (0,2) = 0,1$ (%)
- ❖ $\sigma_v = 0.3 K_h = 0,3 (0,1) = 0.03$ (%)

IV.3.1.3.Charge d'exploitation

La charge d'exploitation, que nous avons pris en considération est de l'ordre de Q=20 kPa (surcharge répartie) commettant une charge maximale.

IV.3.2. Les caractéristiques de sol étudié

IV.3.2.1. Caractéristiques géotechniques du talus modélisé

Les paramètres géotechniques considérés dans les calculs issus des essais de laboratoire sont récapitulés dans les tableaux IV.2 et IV.3.

Tableau IV.2. Paramètres des caractéristiques géotechniques du sol (comportement drainé).

Matériaux	Caractéristiques physiques, mécaniques		
	Poids volumique γ' (kN / m ³)	Cohésion C (kPa)	Angle de frottement φ (°)
Argile marneuse	10.7	27.37	10
Marne dure	10.45	23.38	5

Tableau IV.3. Paramètres des caractéristiques géotechniques du sol (comportement non drainé).

Matériaux	Caractéristiques physiques, mécaniques		
	Poids volumique γ_h (kN / m ³)	Cohésion C (kPa)	Angle de frottement φ (°)
Argile marneuse	20.5	26	5.89
Marne dure	20.18	30	3.88

IV.3.2.2. Caractéristiques géométriques du talus modélisé

Tableau IV.4 : Coordonnées de la géométrie du talus.

Profil	N° point	X(m)	Y(m)
	1	0	-5
	2	57.49	-5
	3	57.49	7.26
	4	57.49	9.26
	5	55.49	9.26
	6	47.69	9.06
	7	45.49	8.96
	8	43.03	8.96
	9	35.53	13
	10	32.53	12.88
	11	25.03	17.88
	12	22.03	17.76
	13	14.53	22.76
	14	11.53	22.64
	15	4.03	27.64
	16	0	28.2
17	0	18.15	

-Le profil à analyser est représenté par la figure suivante :

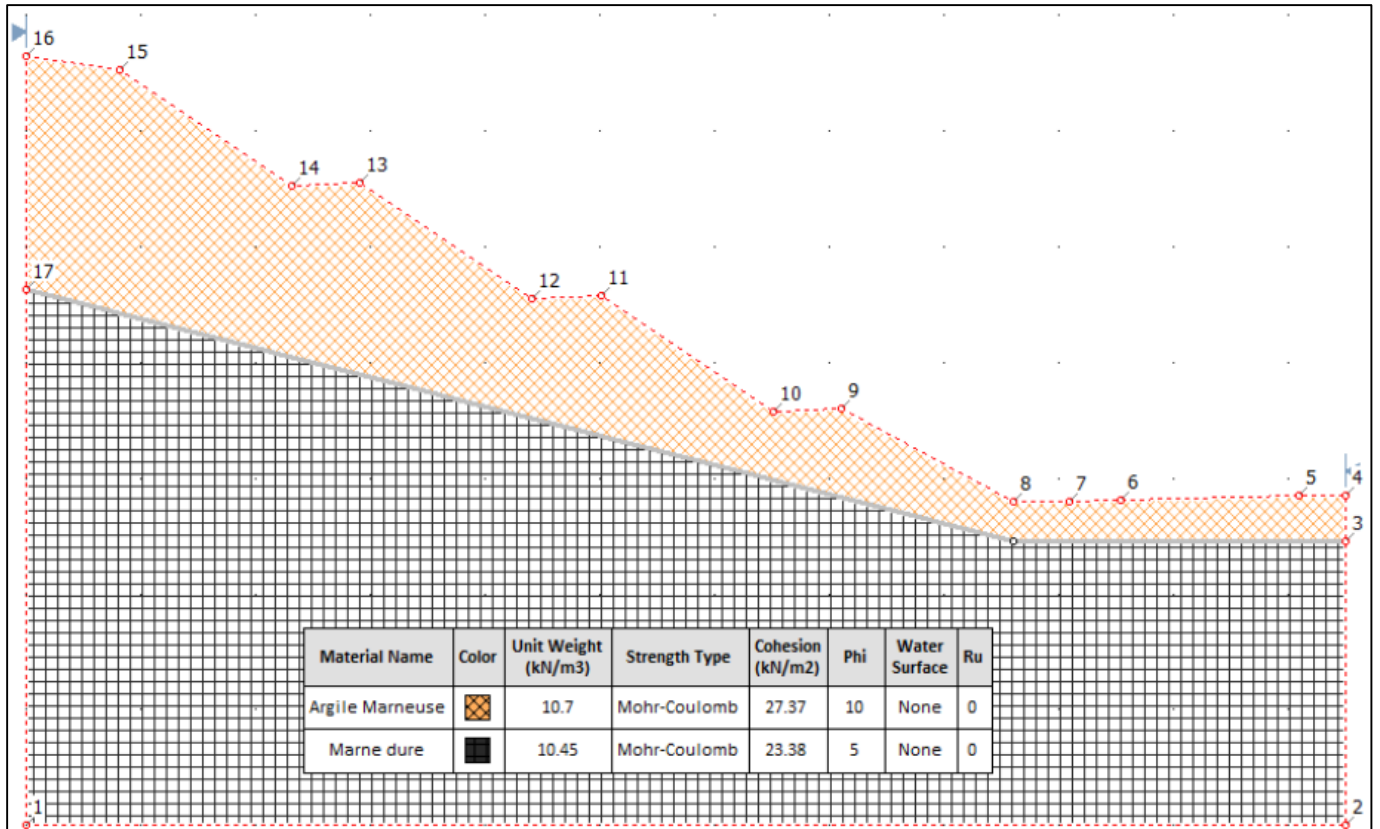


Figure IV.10 : La géométrie du talus.

IV.3.3. Facteur de sécurité du talus

Un talus est dit stable quand le facteur de sécurité est admissible, dans le cas d'une étude statique des talus le coefficient doit être supérieur ou égal à 1,5 et on cas d'étude dynamique le facteur est dit admissible quand il est supérieur ou égal à 1,25.

IV.3.4. Les méthodes utilisées

Dans notre cas d'étude nous allons utiliser les deux méthodes d'équilibre limites les plus utilisés dans le calcul à savoir Bishop et Fellenius.

IV.4. Procédure de calcul numérique

L'analyse du problème est réalisée suivant trois états, et plusieurs variantes des charges pour les trois états, jouant sur la présence ou l'absence de la nappe et la présence permanente des surcharges roulantes ainsi l'effort sismique pour le calcul informatisé suivant le tableau ci-dessous :

Tableau IV.5 : différentes phases réalisées dans la simulation à court et long terme.

Les Phases	Etat du talus
Phase 1	Etat initial
Phase 2	Etat initial + nappe
Phase 3	Etat initial + charge
Phase 4	Etat initial + séisme
Phase 5	Etat initial + nappe + séisme
Phase 6	Etat initial + nappe + charge
Phase 7	Etat initial + nappe + charge + séisme

IV.5. Calcul de F_s à long terme, comportement drainé (CD)

IV.5.1.Méthode de Bishop

▪ Phase 1

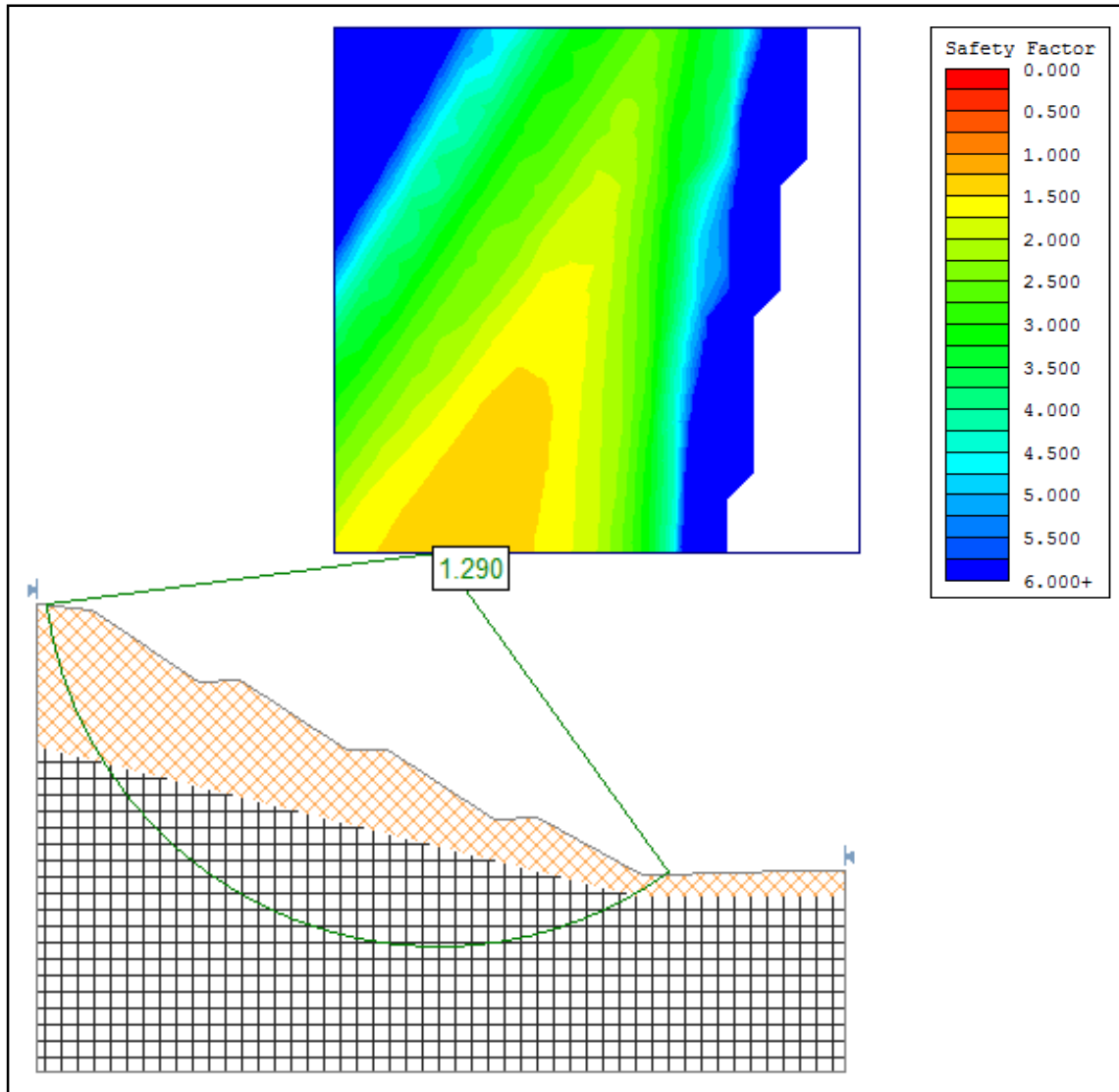


Figure IV.11 : Stabilité du talus à long terme (phase 1).

-Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 1.29$

✓ Phase 2

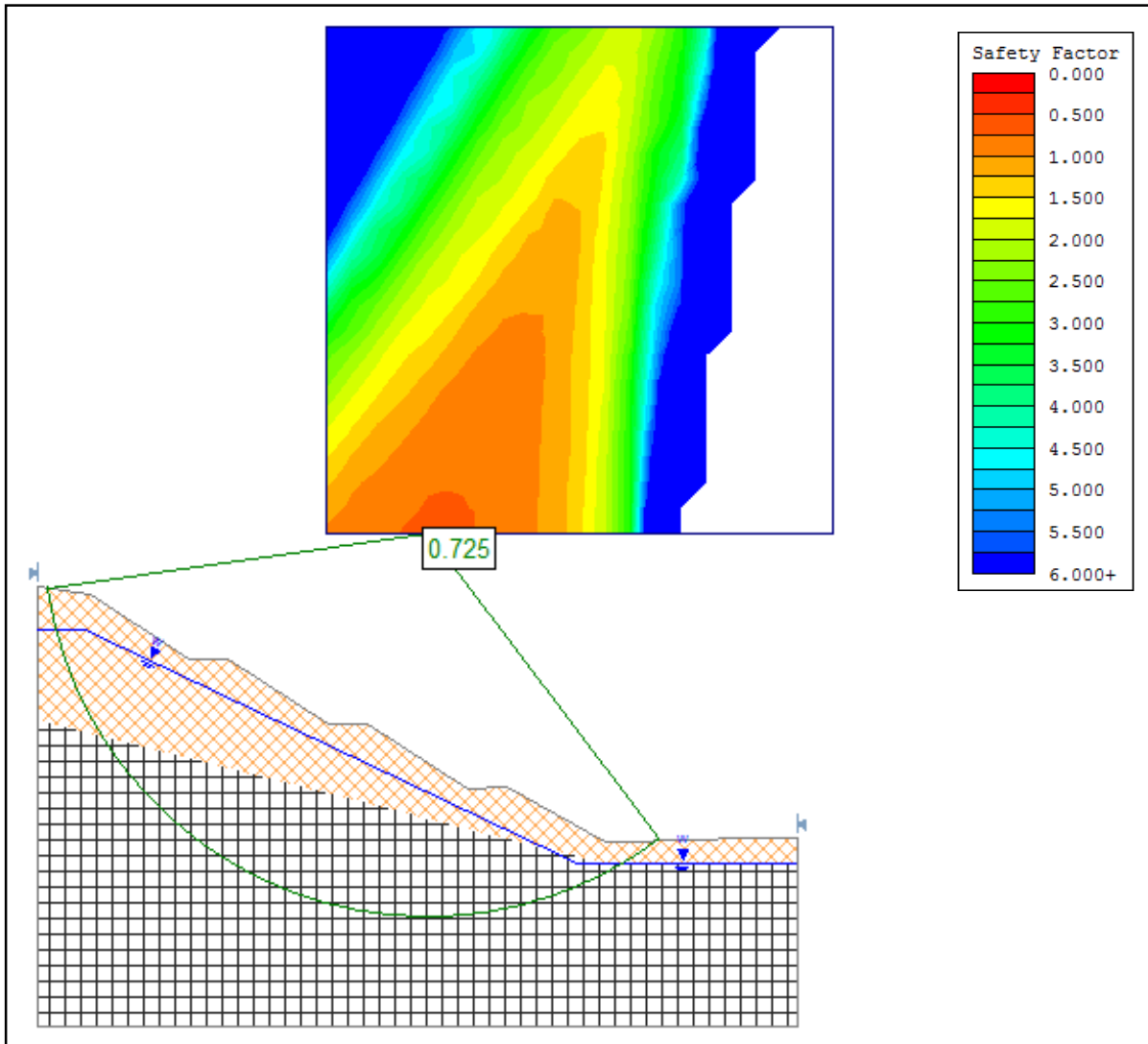


Figure IV.12 : Stabilité du talus à long terme (phase 2).

- Le résultat obtenu par le logiciel est **Fs = 0.725**

La présence d'une nappe en surface a une influence directe sur la stabilité de terrain surtout en saison pluviale (chute du facteur de sécurité de 43% environs par rapport à l'état initial).

▪ Phase 3

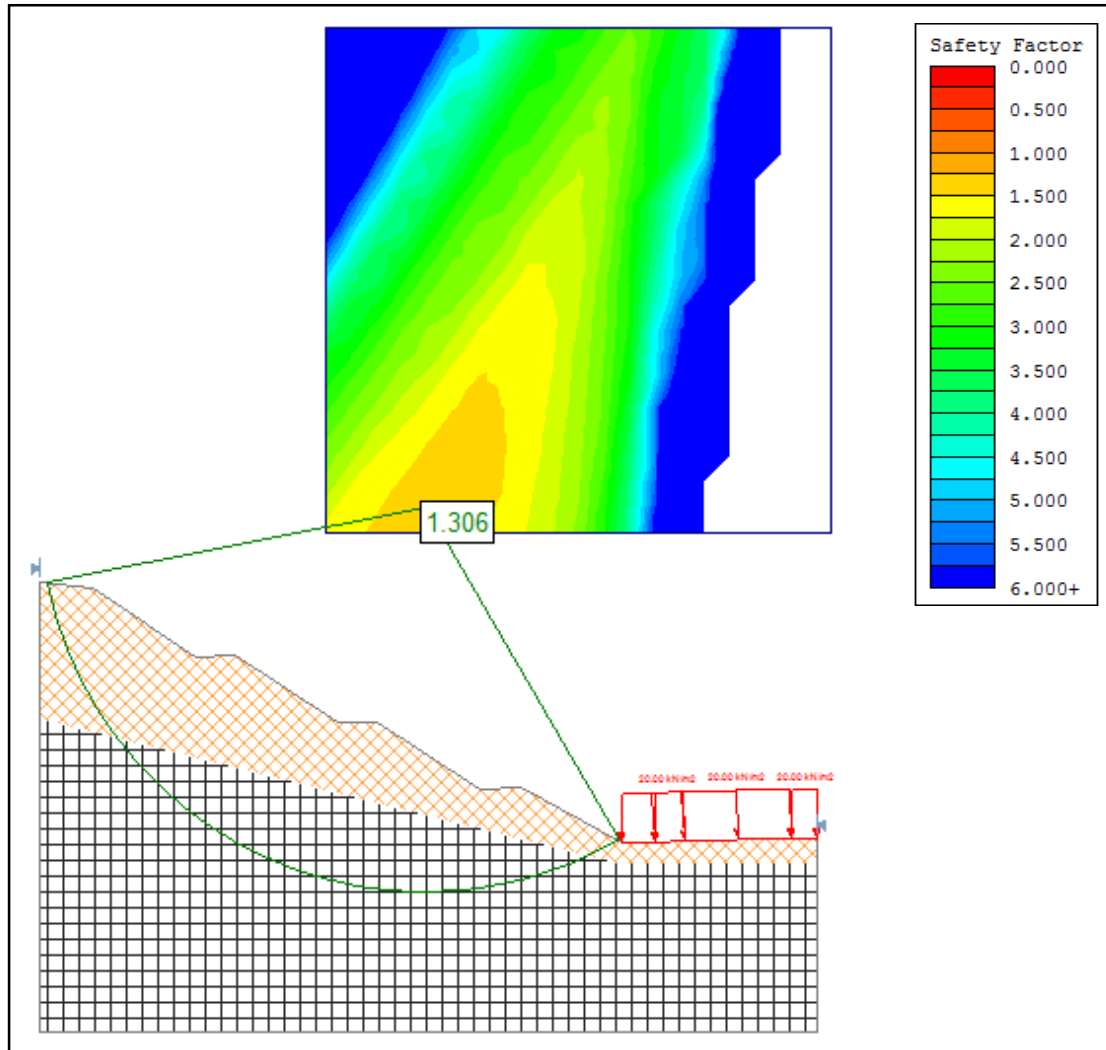


Figure IV.13 : Stabilité du talus à long terme (phase 3).

-Le résultat obtenu par le logiciel est **Fs = 1.306**

La présence de la charge est légèrement favorable, car elle a augmenté le facteur de sécurité de 1.2 % environ par rapport à l'état initial, mais on tient à préciser que la charge utilisée dans la simulation est statique alors qu'en réalité la charge roulante est dynamique.

▪ Phase 4

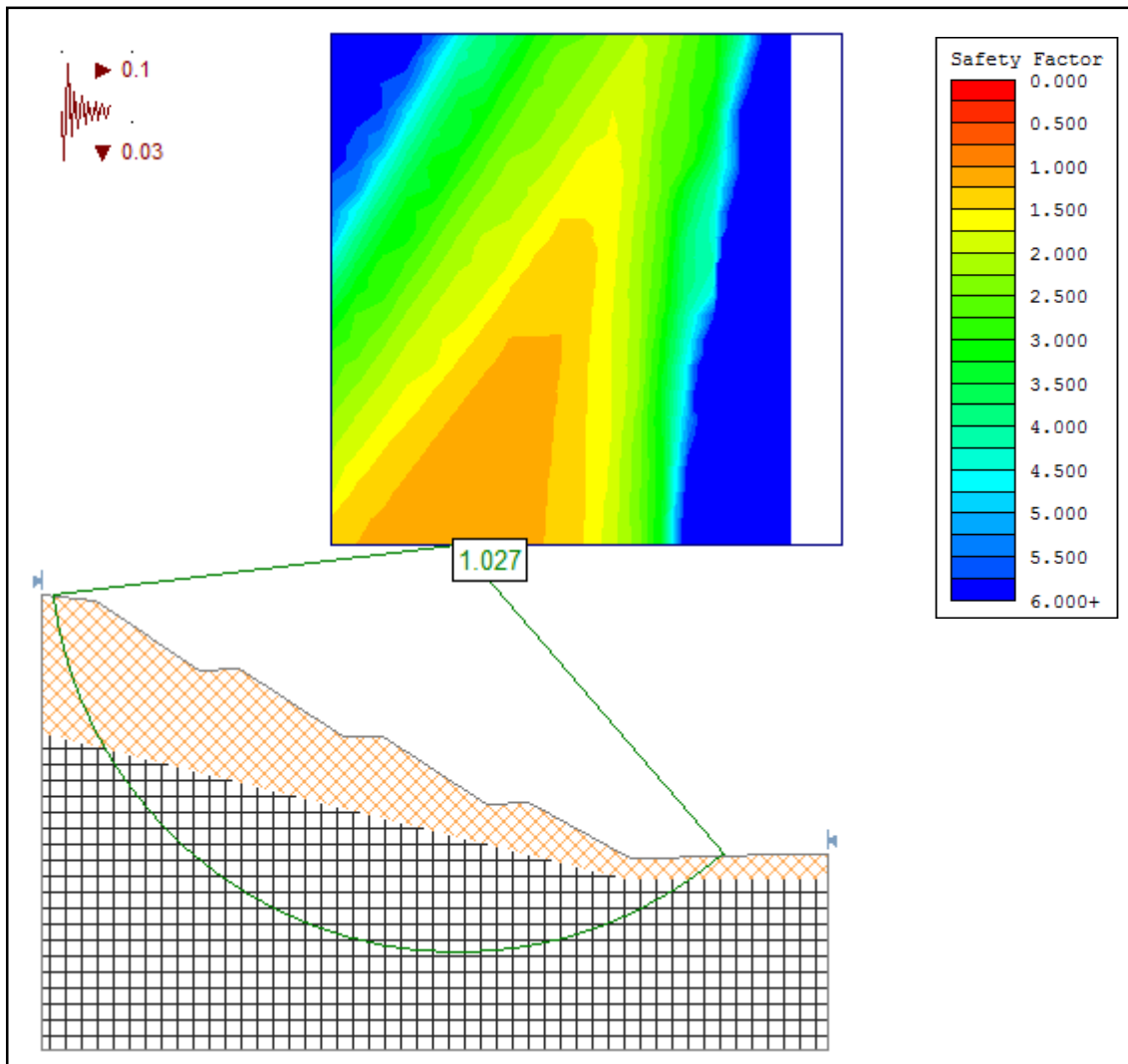


Figure IV.14 : Stabilité du talus à long terme (phase 4).

-Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 1.027$

La présence du séisme est défavorable, car le facteur de sécurité a chuté de 20% environ par rapport à l'état initial.

▪ Phase 5

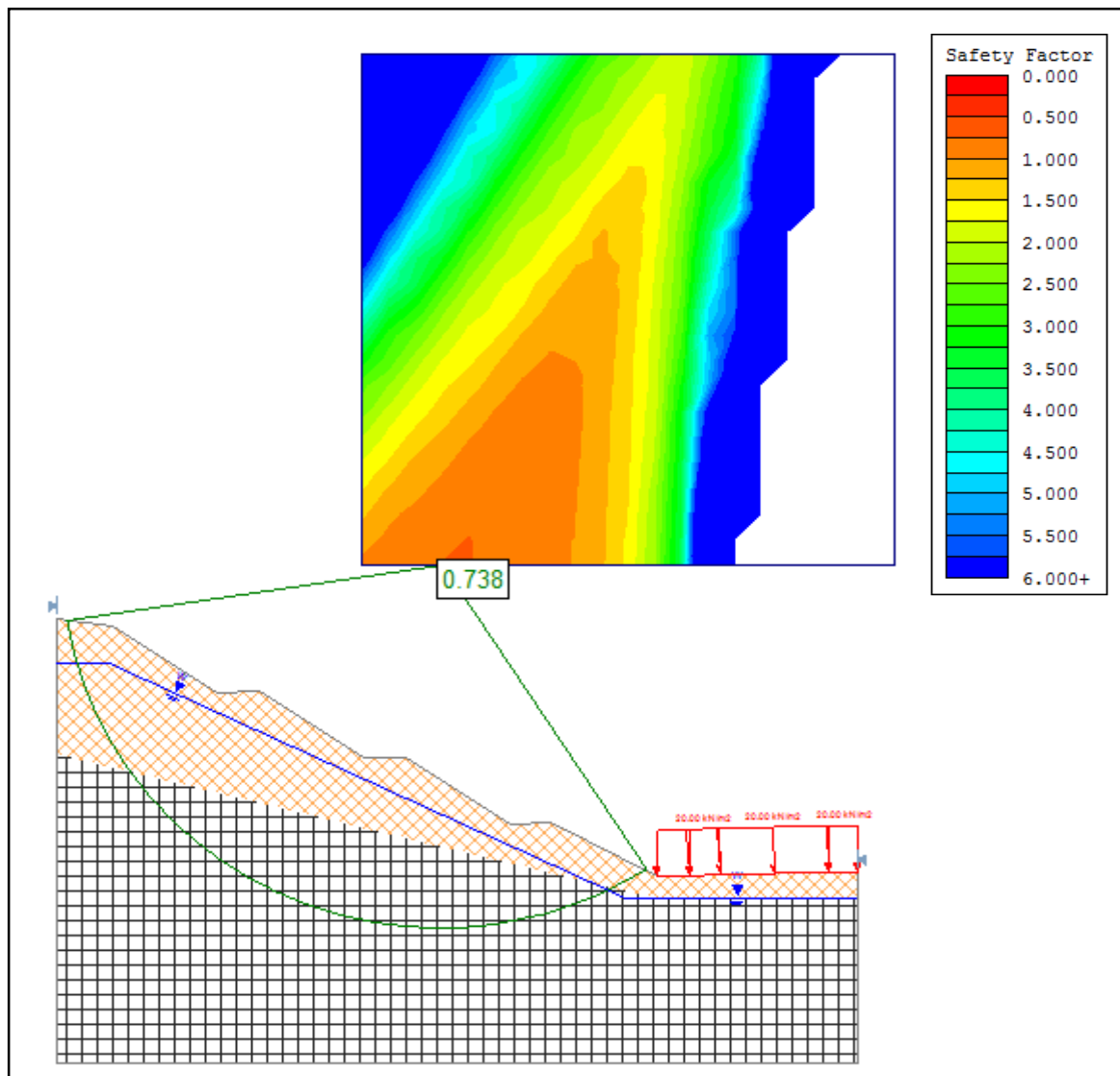


Figure IV.15 : Stabilité du talus à long terme (phase 5).

-Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 0.738$

La présence d'une charge combinée avec une nappe en surface est légèrement favorable.

▪ Phase 6

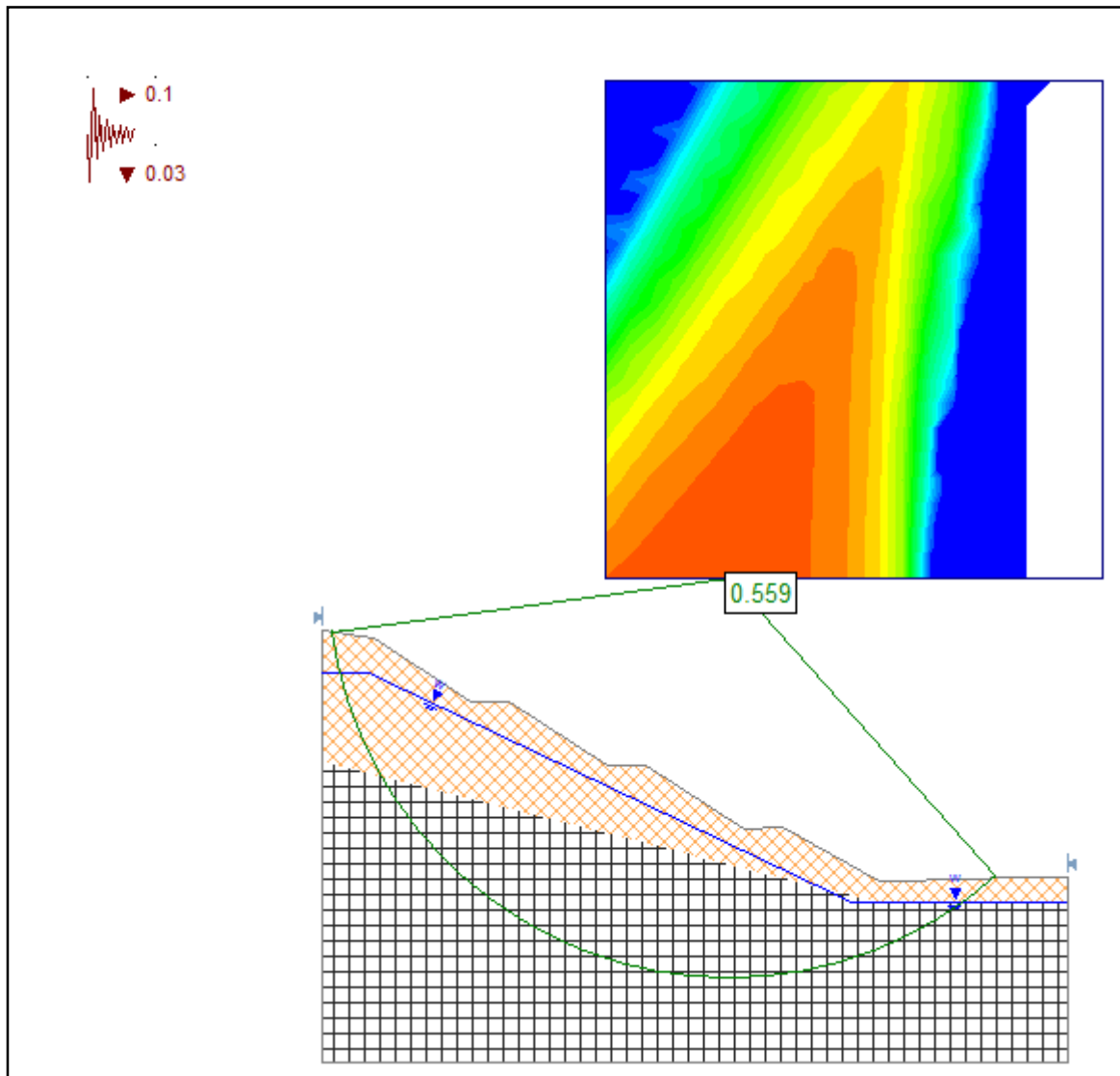


Figure IV.16 : Stabilité du talus à long terme (phase 6).

-Le résultat obtenu par le logiciel est **Fs = 0.559**

On obtient la valeur minimale de Fs en présence de ces deux facteurs au même temps (nappe + séisme) avec une baisse de 57 % environ c'est la situation la plus défavorable pour le calcul à long terme.

- Phase 7

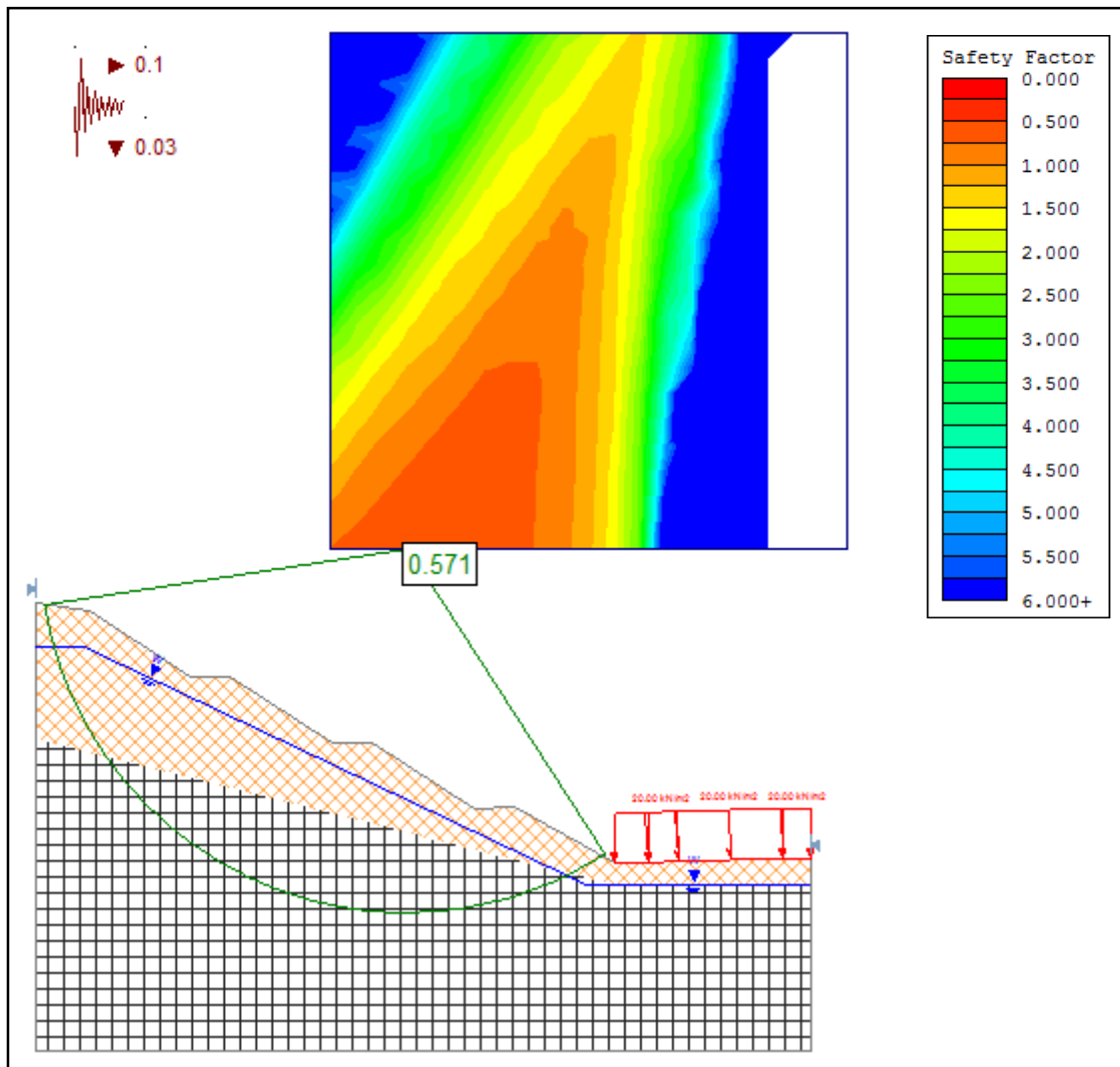


Figure IV.17 : Stabilité du talus à long terme (phase 7).

-Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 0.571$

C'est le cas où tous les facteurs sont présents par contre la surcharge est toujours favorable même au cas dynamique (séisme)

Les autres profils de calcul de stabilité par la méthode de Fellenius sont joints en annexes E.

IV.5.2.Récapitulation des résultats de coefficient de sécurité à long terme

Tableau IV.6 : Récapitulatif des résultats des deux méthodes (à long terme).

Les variantes	Méthodes de calcul	
	Bishop	Fellenius
Etat initial	1.29	1.25
Etat initial + nappe	0.725	0.718
Etat initial + charge	1.306	1.273
Etat initial + Séisme	1.027	0.994
Etat initial + nappe +charge	0.715	0.718
Etat initial + nappe + séisme	0.559	0.554
Etat initial +charge +nappe + séisme	0.571	0.571

IV.5.3.Interprétation des résultats à long terme

Les résultats montrent que l'écart entre les deux méthodes de calcul Bishop et Fellenius est très faible (environ 3 %), mais la méthode de Fellenius fournit des valeurs faibles par rapport à celle de Bishop, par conséquent nous allons adopter dans la suite du travail les valeurs les plus défavorables calculés avec la méthode de Fellenius.

L'analyse de l'ensemble des résultats montre qu'il y a un seul facteur qui favorise très légèrement la stabilité du talus (1.2%) et c'est bien la charge qui est située en pied du talus, engendrant une butée stabilisante.

Par ailleurs d'autres facteurs sont défavorables à la stabilité du talus :

- Le séisme diminue très notablement le facteur de sécurité de 20 % environ.
- La nappe aussi fait diminuer notablement le facteur de sécurité de 43% environ.

En récapitulant les facteurs de l'instabilité de notre site, nous avons trouvé que la présence de la nappe phréatique et les sollicitations sismiques sont les deux facteurs menaçant la stabilité, par contre le chargement en butée est un facteur stabilisateur.

IV.6. Calcul de F_s à court terme, comportement non drainé (UU)

IV.6.1.Méthode de Fellenius

▪ Phase 1

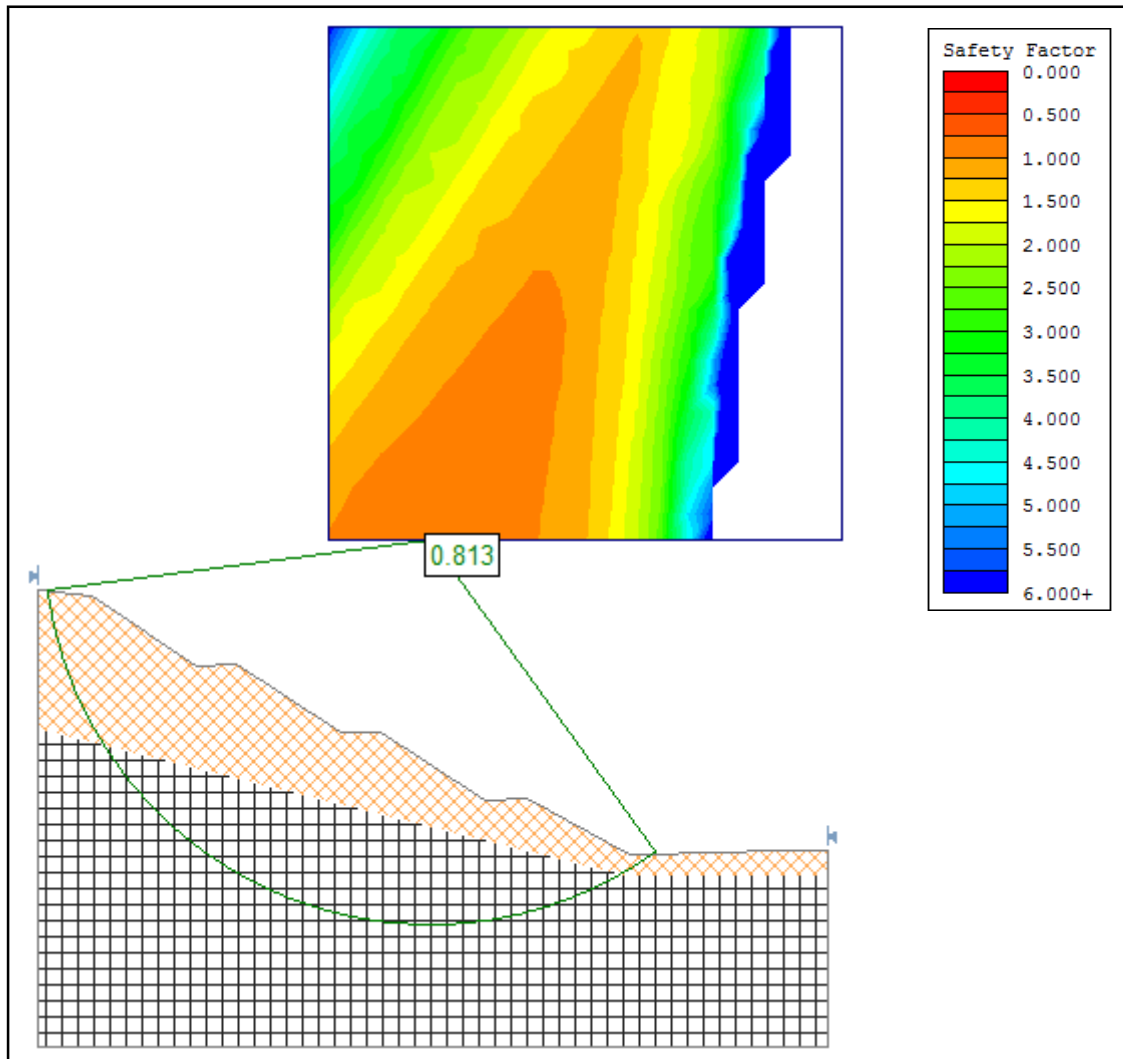


Figure IV.18 : Stabilité du talus à court terme (phase 1).

-Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 0.813$

À l'état initial, le facteur de sécurité nous indique que le terrain est instable sous l'effet de son poids propre.

▪ Phase 2

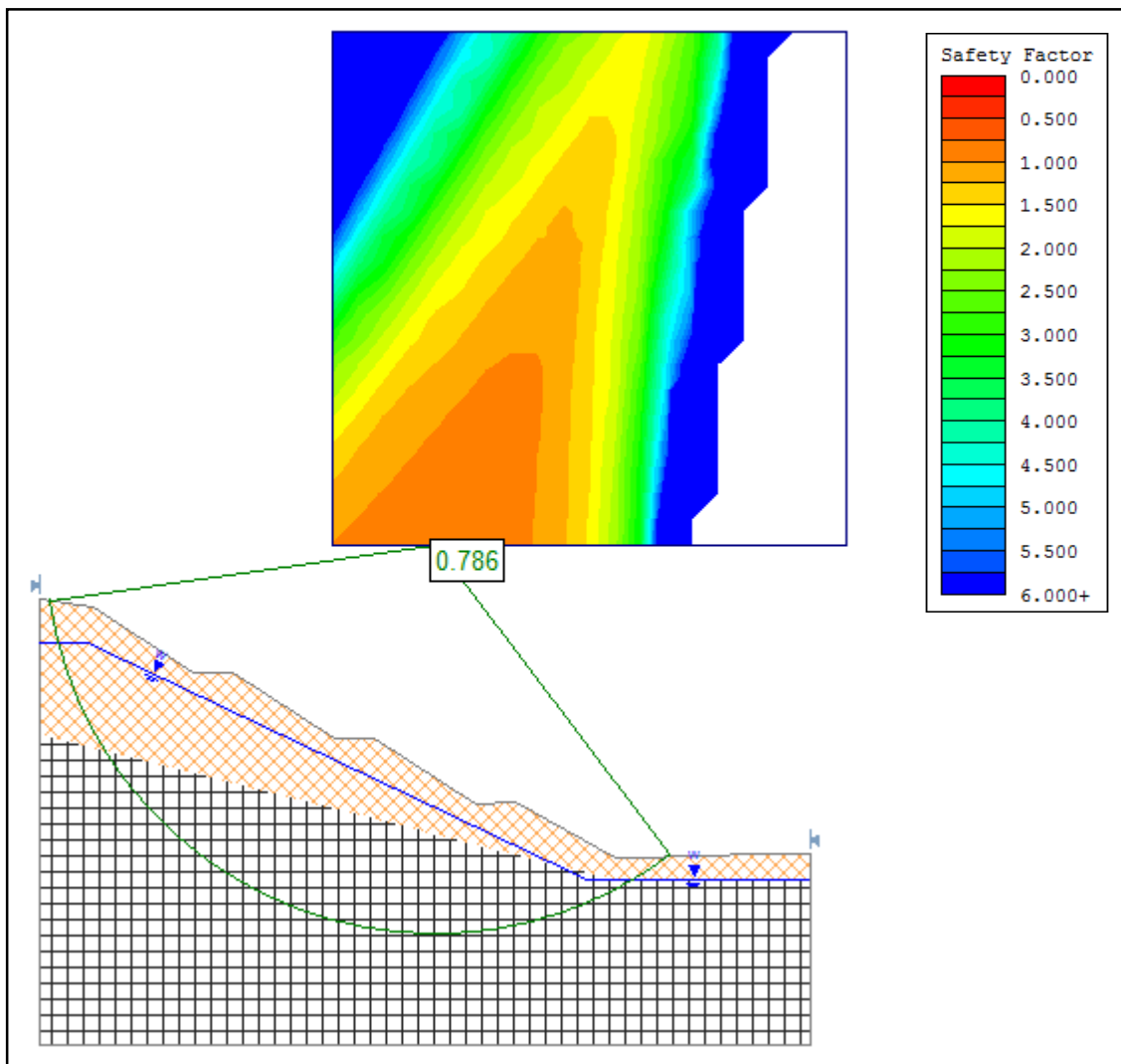


Figure IV.19 : Stabilité du talus à court terme (phase 2).

-Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 0.786$

En présence d'une nappe en surface, on remarque que le facteur de sécurité continue à chuter (de 3% environ).

▪ Phase 3

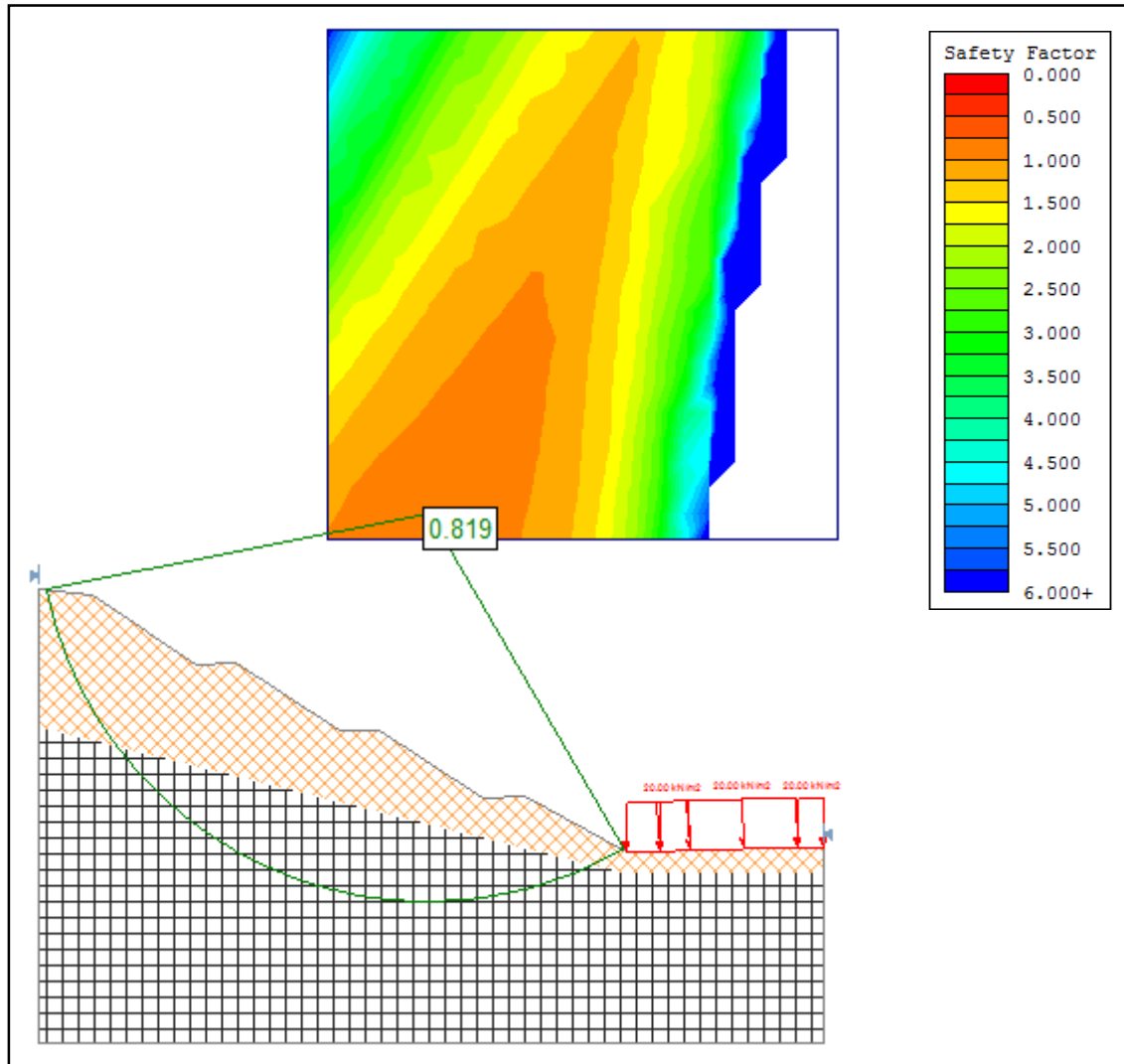


Figure IV.20 : Stabilité du talus à court terme (phase 3).

-Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 0.819$

La présence de la charge est légèrement favorable, car elle a augmenté le facteur de sécurité de 1 % environ par rapport à l'état initial, mais on tient à préciser que la charge utilisée dans la simulation est statique alors qu'en réalité la charge roulante est dynamique.

▪ Phase 4

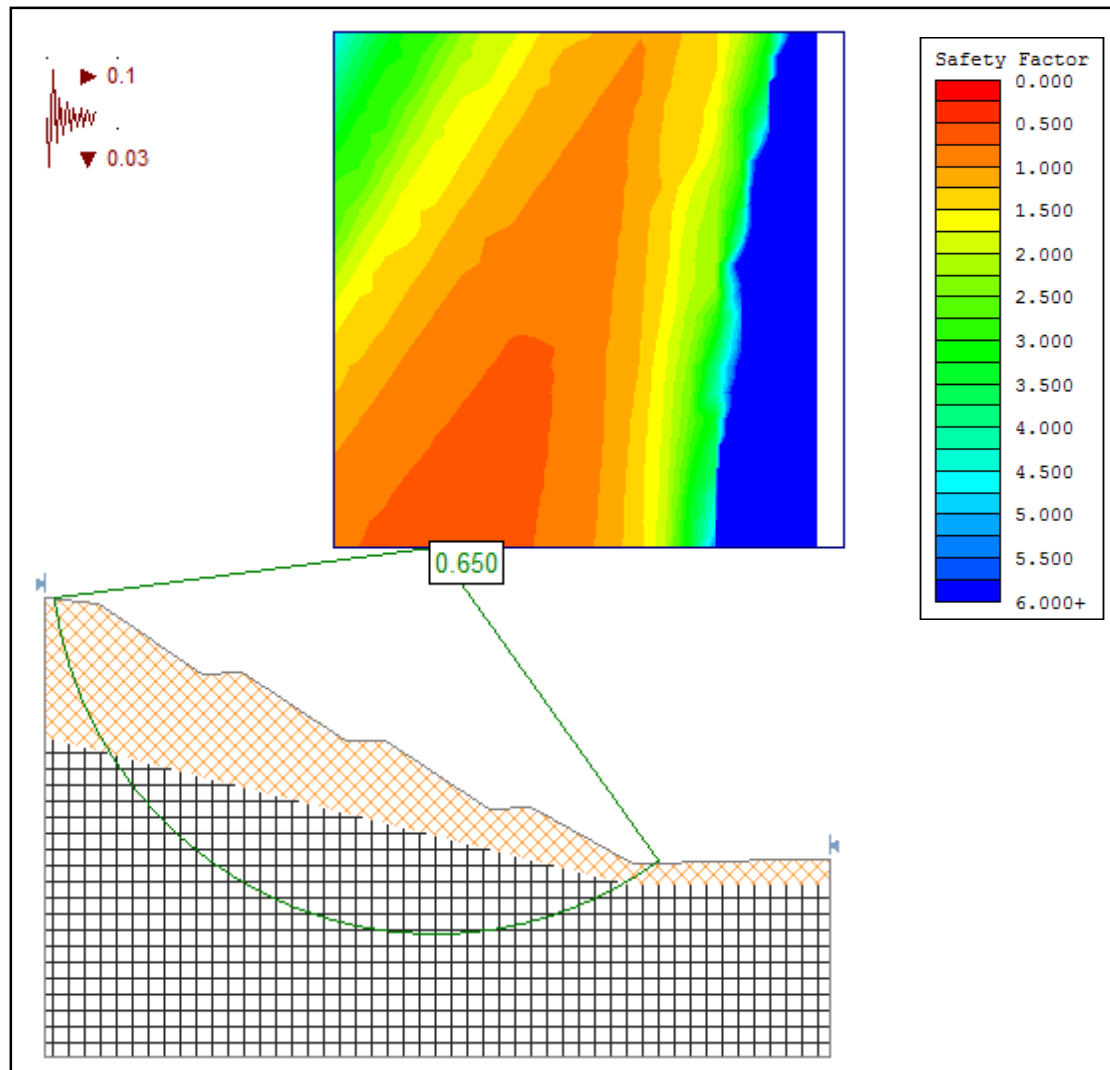


Figure IV.21 : Stabilité du talus à court terme (phase 4).

-Le résultat obtenu par le logiciel est **Fs = 0.65**

En présence du séisme, on remarque que le facteur de sécurité continue à chuter (20 % environ).

▪ Phase 5

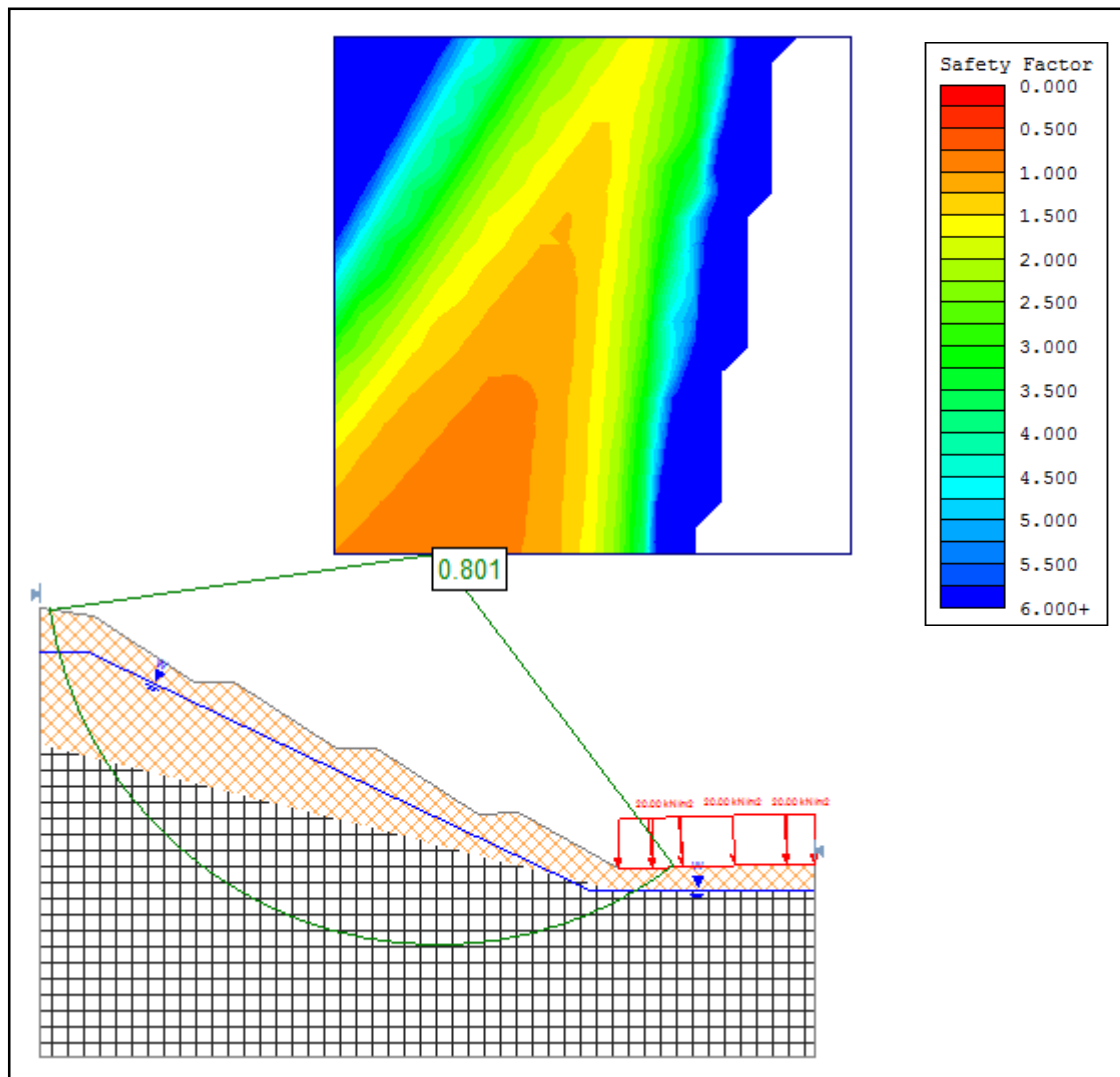


Figure IV.22 : Stabilité du talus à court terme (phase 5).

-Le résultat obtenu par le logiciel est **Fs = 0.801**

Nous remarquons que La charge n'influe pas sur l'instabilité du talus à court terme.

✓ Phase 6

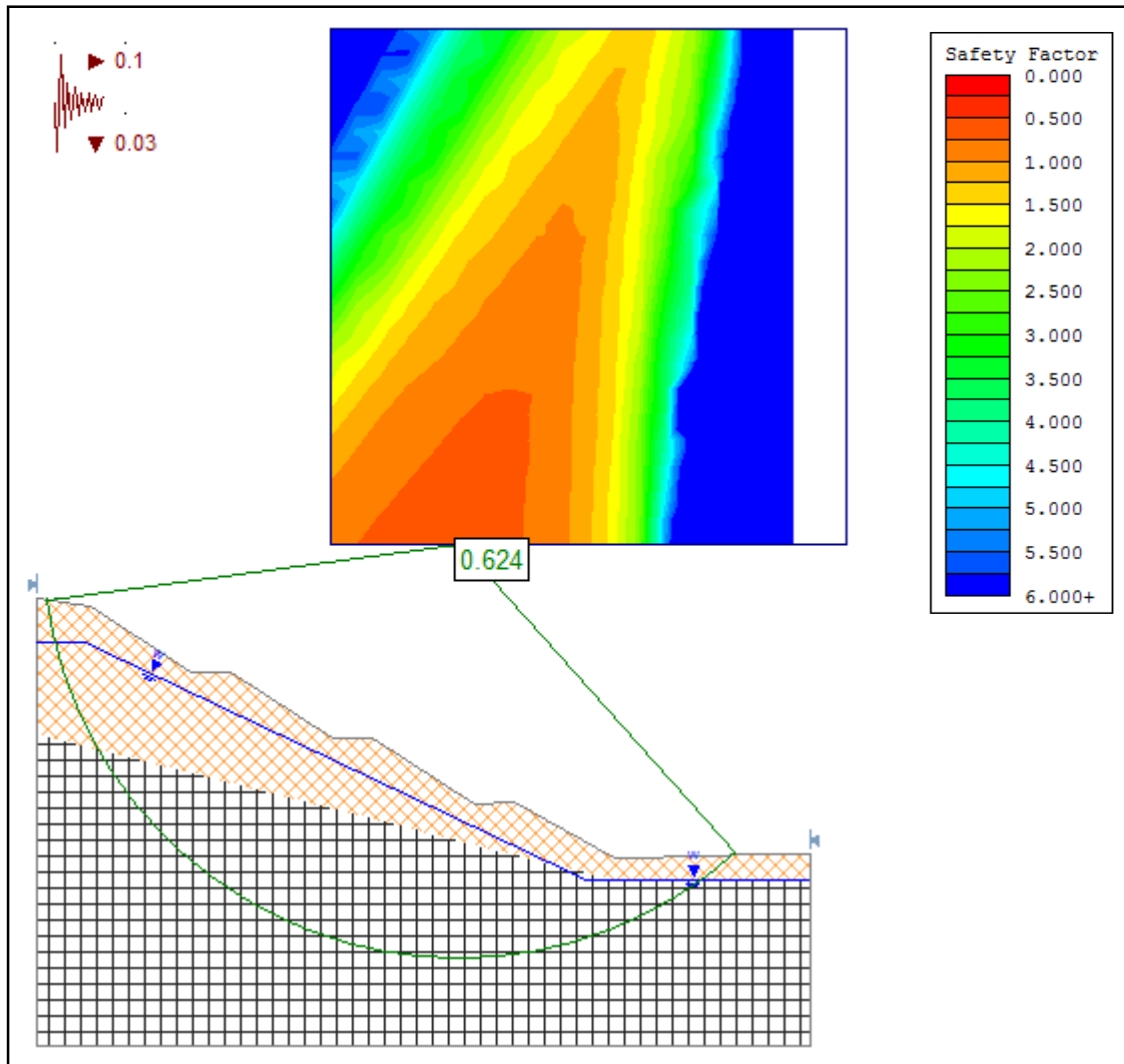


Figure IV.23 : Stabilité du talus à court terme (phase 6).

-Le résultat obtenu par le logiciel est **Fs = 0.624**

On obtient la valeur minimale de Fs en présence de ces deux facteurs au même temps (nappe + séisme) avec une baisse de 23 % environ c'est la situation la plus défavorable pour le calcul à court terme.

✓ Phase 7

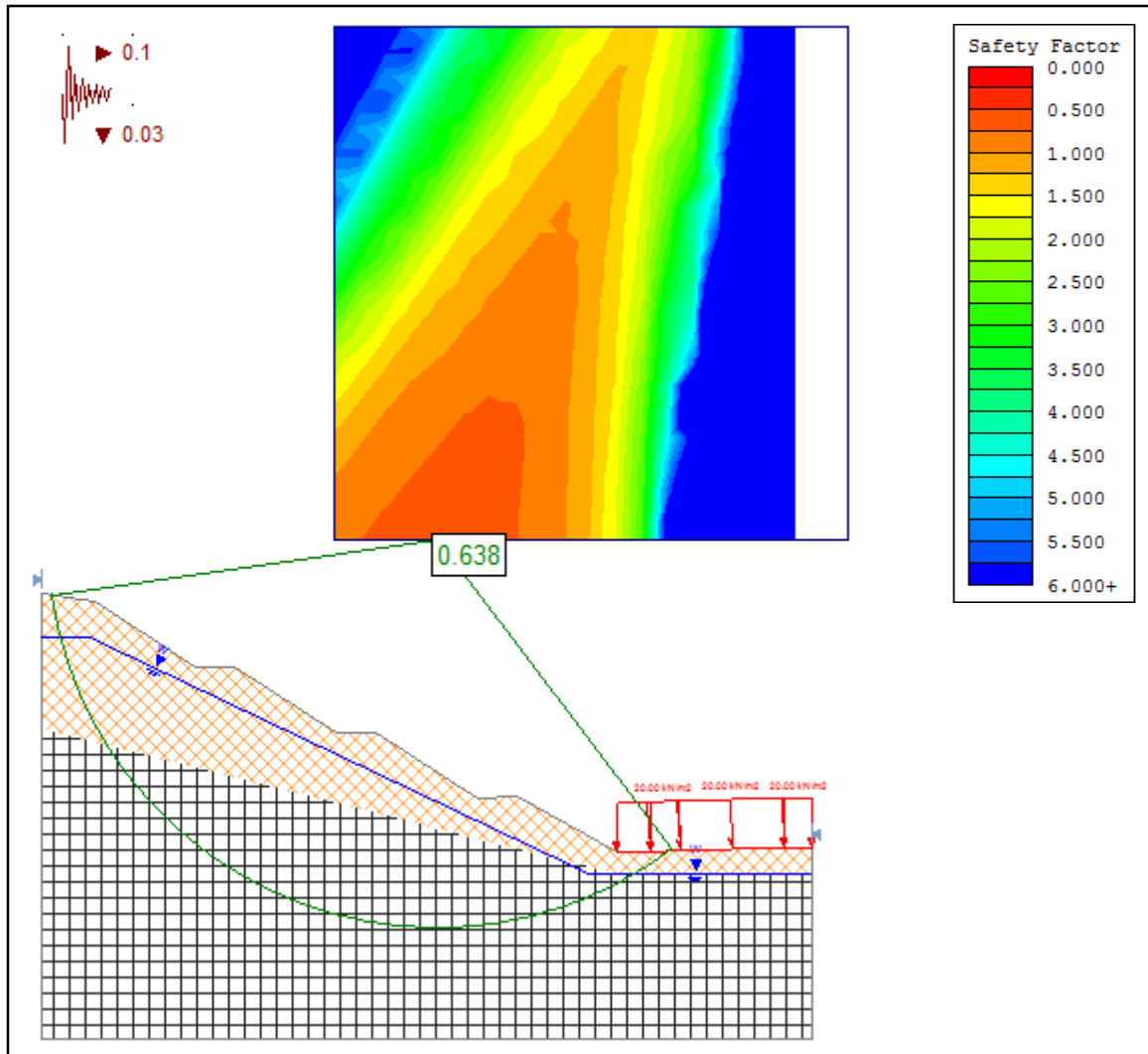


Figure IV.24 : Stabilité du talus à court terme (phase 7).

-Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 0.638$

C'est le cas où tous les facteurs sont présents par contre la surcharge est toujours favorable même au cas dynamique (séisme)

Les autres profils de calcul de stabilité par la méthode de bishop sont joints en annexes E.

IV.6.2. Récapitulation des résultats de coefficient de sécurité à court terme

Tableau IV.7. Récapitulatif des résultats des deux méthodes (à court terme).

Les variantes	Méthodes de calcul	
	Bishop	Fellenius
Etat initial	0.851	0.813
Etat initial + nappe	0.793	0.786
Etat initial + charge	0.852	0.819
Etat initial + Séisme	0.680	0.650
Etat initial + nappe +charge	0.808	0.801
Etat initial + nappe + séisme	0.633	0.624
Etat initial +charge +nappe + séisme	0.645	0.638

IV.6.3. Interprétation des résultats à court terme

L'analyse de l'ensemble des résultats montre qu'il y a deux facteurs défavorables à la stabilité du talus :

- Le séisme diminue très notablement le facteur de sécurité de 20 % environ.
- La nappe aussi fait diminuer légèrement le facteur de sécurité de 3 % environ.
- La charge est toujours légèrement favorable de 1% environ, elle joue le rôle d'une butée en pied de talus.

En récapitulant les facteurs de l'instabilité de notre site, nous avons trouvé que talus est instable à l'état initial, sous l'effet de son poids propre. La présence de la nappe phréatique et les sollicitations sismiques sont aussi les deux facteurs qui menacent sa stabilité.

En revanche, le chargement en pied du talus augmente légèrement la stabilité du talus.

IV.7. Analyse des causes probables de rupture du talus

L'étude paramétrique consiste à varier les caractéristiques géotechniques du sol indépendamment à savoir la cohésion c , l'angle de frottement ϕ ainsi que le niveau de la nappe phréatique dans des conditions statique et dynamique afin de vérifier la sensibilité du coefficient de sécurité par rapport aux résultats des calculs.

L'influence de chacun des paramètres considérés est investiguée ci-après, les résultats étant présentés sous forme de courbes représentant l'évolution du coefficient de sécurité en fonction du paramètre considéré.

IV.7.1 Sous sollicitation statique

1. Couche d'argile marneuse

1.1. Influence de la cohésion

D'après la figure IV.25, La variation de la cohésion du sol a clairement une influence sur le coefficient de sécurité F_s . Une variation de 20 kPa, fait varier le coefficient de sécurité de 0.2 (Figure IV.11), avec une évolution quasi linéaire.

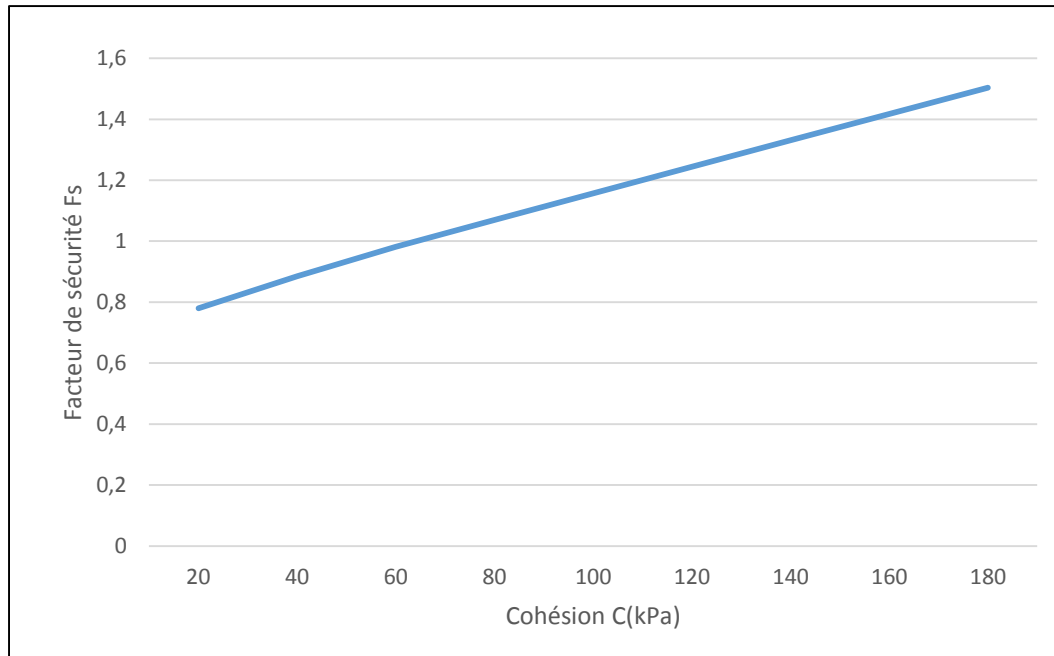


Figure IV.25 : Influence de la cohésion de la 1ère couche sur le facteur de sécurité.

1.2. Influence de l'angle de frottement

De même pour l'angle de frottement interne ϕ , sa chute est défavorable à la stabilité du talus. Une variation de 5° fait varier le coefficient de sécurité de 0.01 (Figure IV.12).

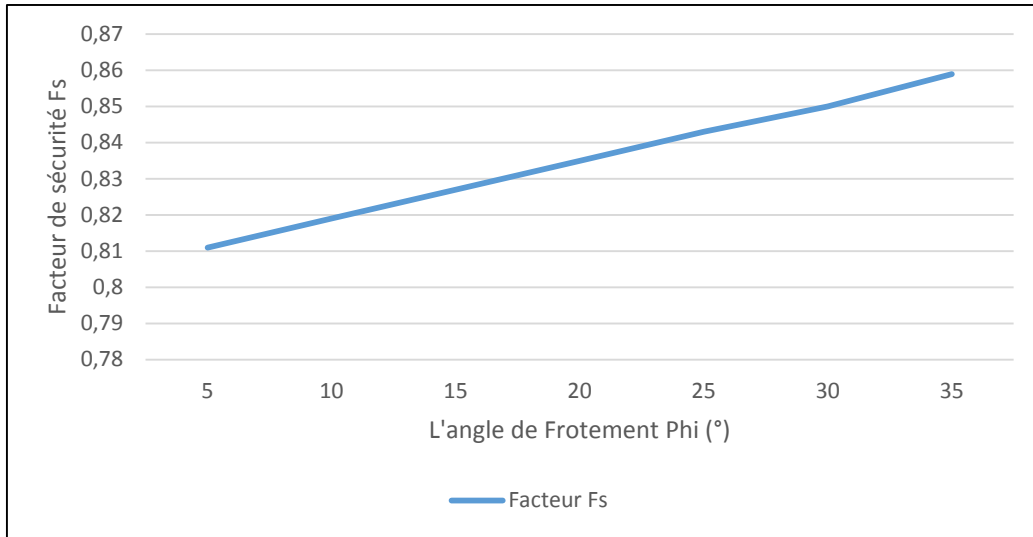


Figure IV.26 : Influence de l'angle de frottement de la 1^{ère} couche sur le facteur de sécurité.

On remarque que la stabilité du talus est pilotée en grande partie par la cohésion.

2. Couche de Marne dure

2.1. Influence de la cohésion

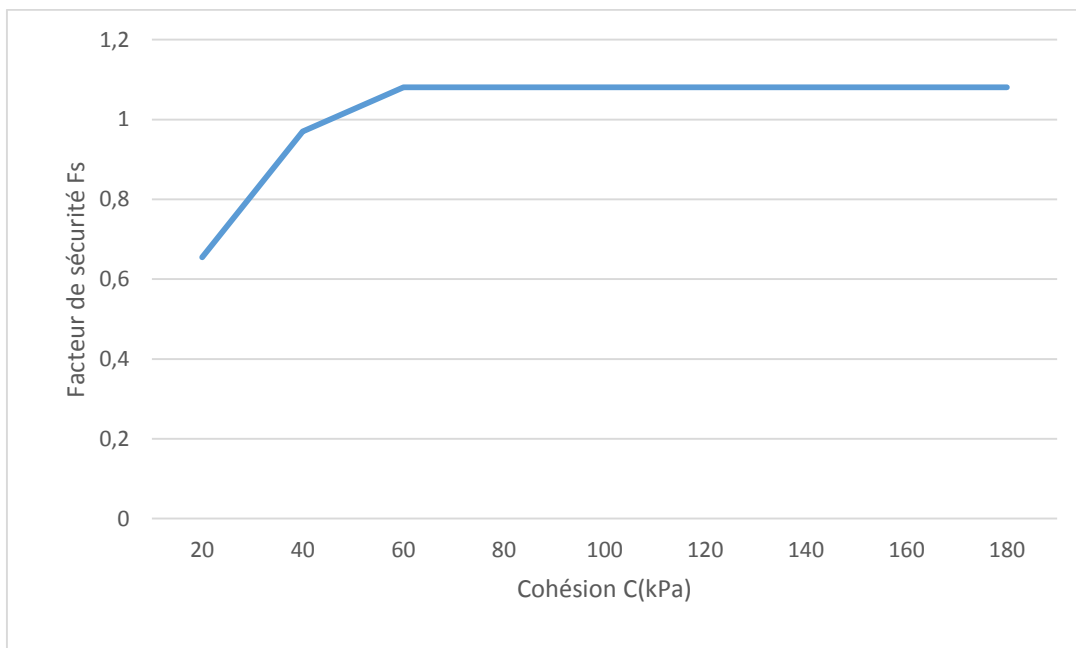


Figure IV.27 : Influence de la cohésion de la 2^{ème} couche sur le facteur de sécurité.

2.2. Influence de l'angle de frottement

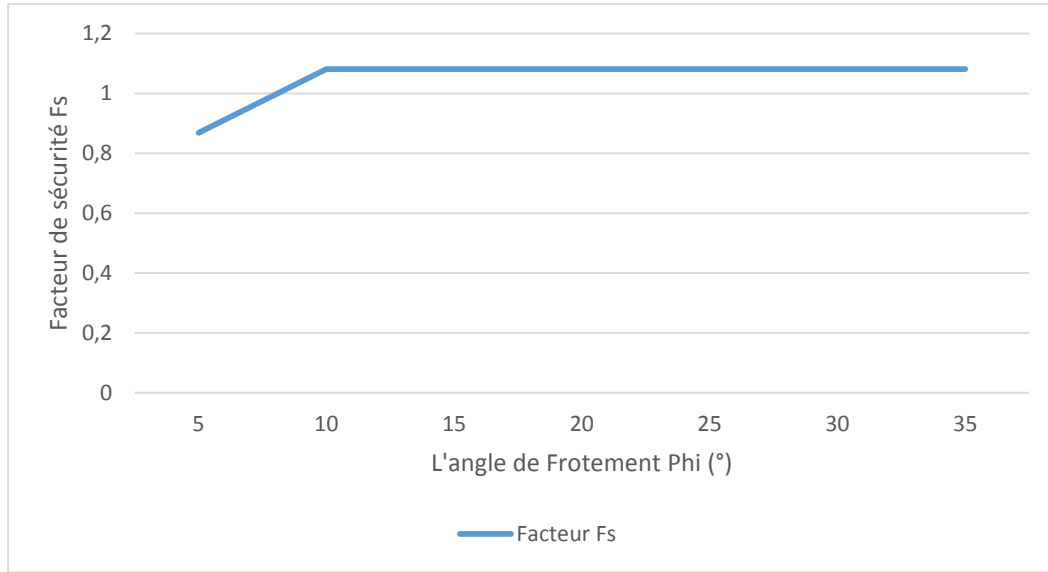


Figure IV.28 : Influence de l'angle de frottement de la 2^{ème} couche sur le facteur de sécurité.

3. Les deux couches (argile marneuse + marne dure)

3.1. Influence de la cohésion

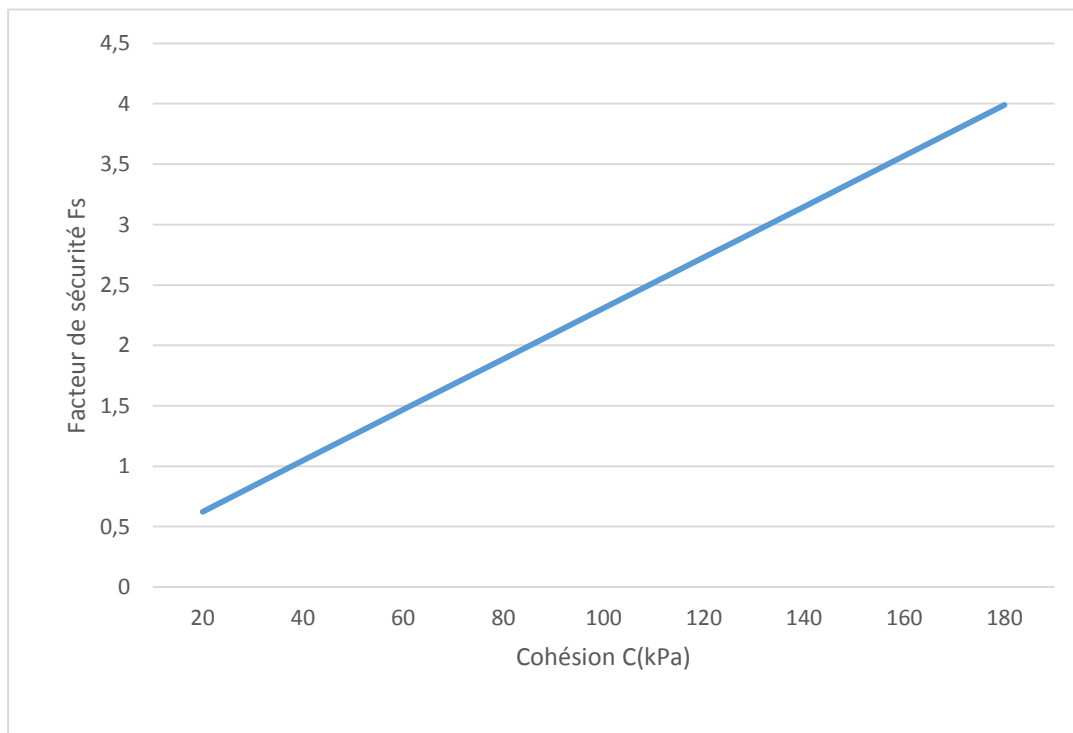


Figure IV.29 : Influence de la cohésion des deux couches sur le facteur de sécurité.

3.2. Influence de l'angle de frottement

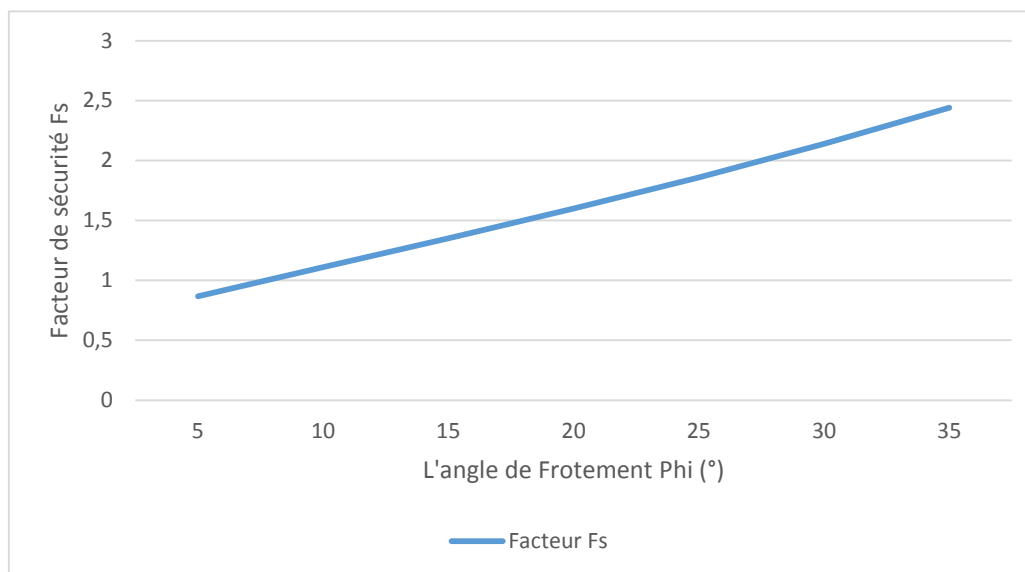


Figure IV.30 : Influence de l'angle de frottement des deux couches sur le facteur de sécurité.

4. Influence des fluctuations du niveau de la nappe

Les fluctuations du niveau de la nappe entre les 02 états [sec ($h_w = 0$) et totalement saturé ($h_w = 28$ m)] ont pour effet de diminuer le coefficient de sécurité de 1.4 à 0.75 (Figure IV.13), ce qui représente une diminution de (46.6 %).

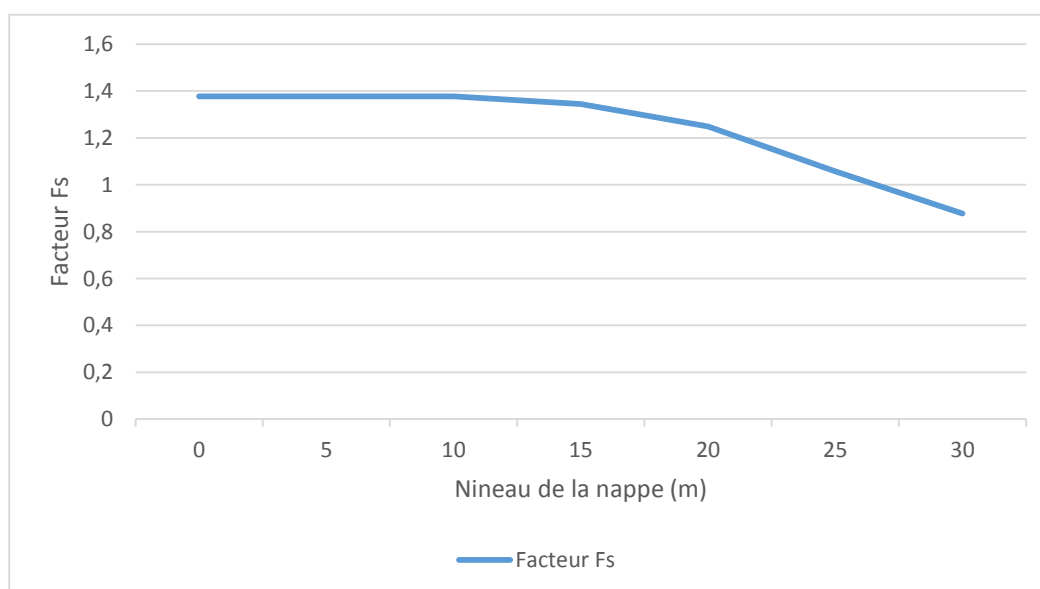


Figure IV.31 : Influence du niveau de la nappe sur le facteur de sécurité (cas statique)

IV.7.2 Sous sollicitation dynamique

1. Couche d'argile marneuse

1.1. Influence de la cohésion

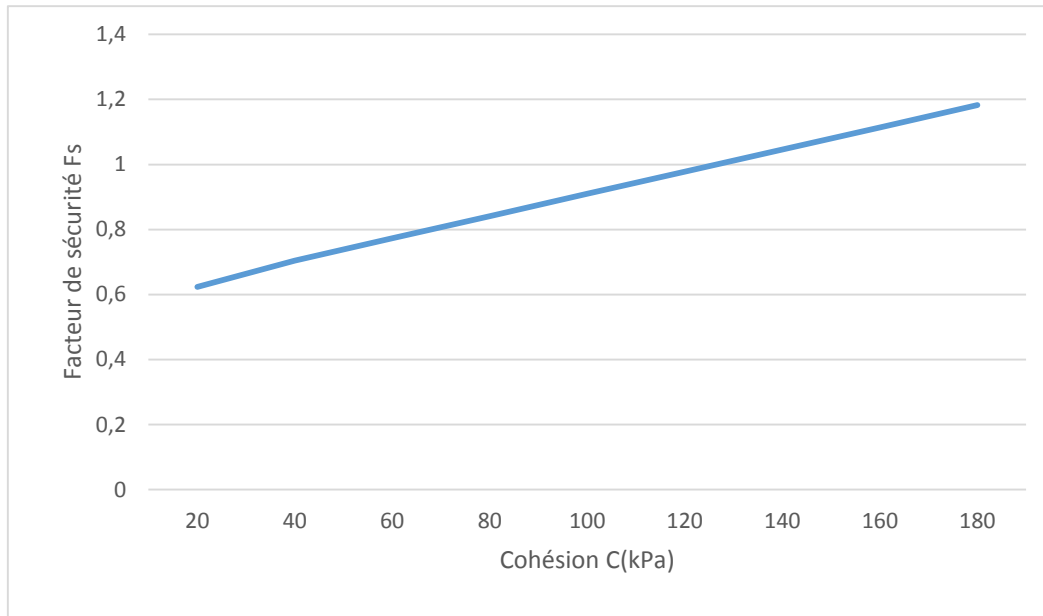


Figure IV.32 : Influence de la cohésion de la 1^{ère} couche sur le facteur de sécurité.

1.2. Influence de l'angle de frottement

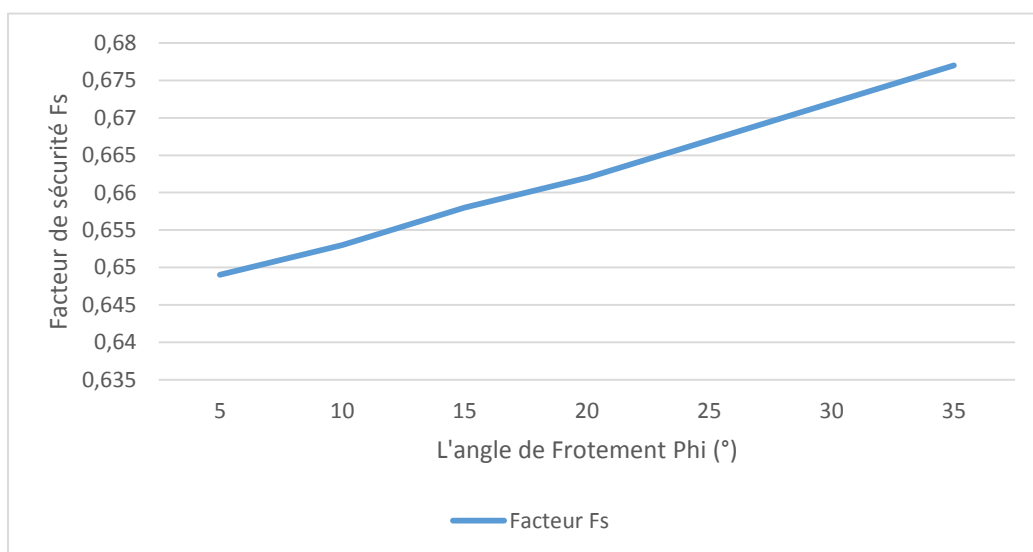


Figure IV.33 : Influence de l'angle de frottement de la 1^{ère} couche sur le facteur de sécurité.

2. Couche de Marne dure

2.1. Influence de la cohésion

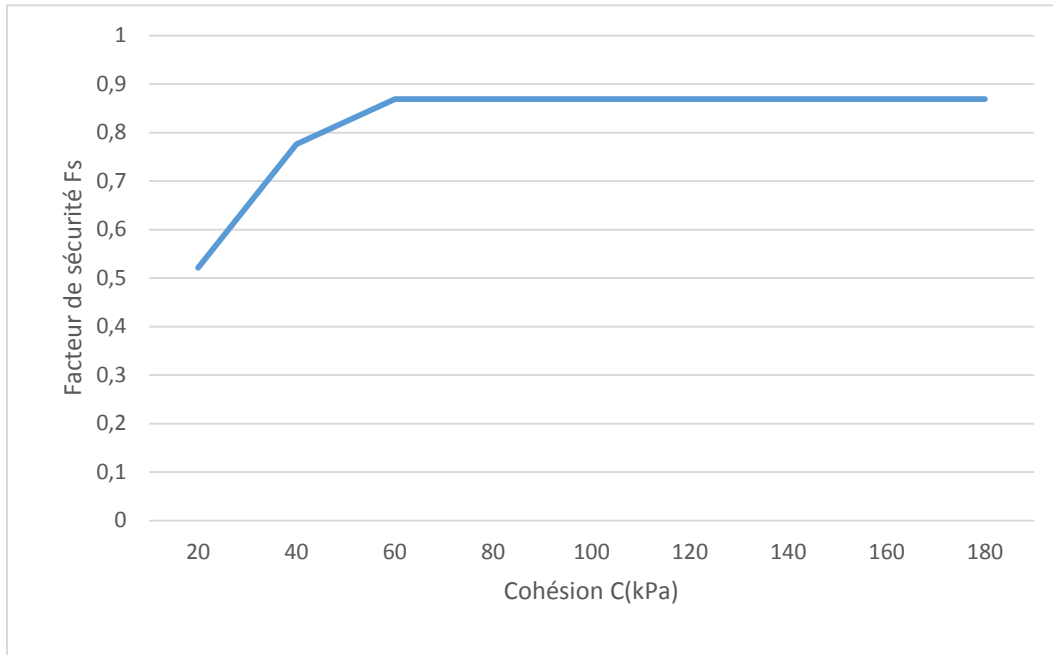


Figure IV.34 : Influence de la cohésion de la 2eme couche sur le facteur de sécurité.

2.2. Influence de l'angle de frottement

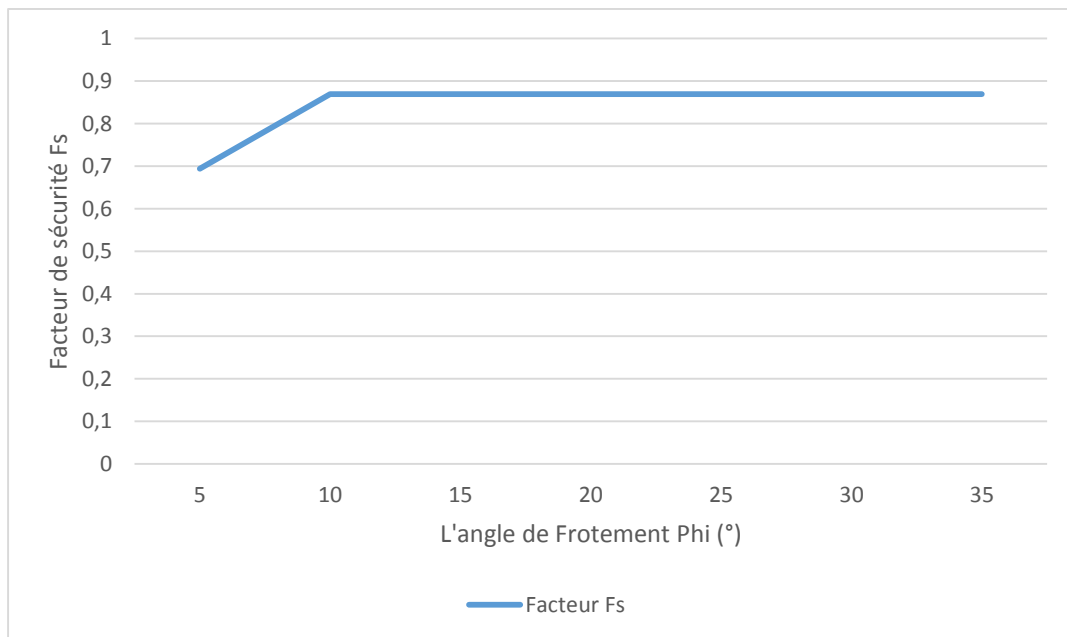


Figure IV.35 : Influence de l'angle de frottement de la 2eme couche sur le facteur de sécurité.

3. Les deux couches (argile marneuse + marne dure)

3.1. Influence de la cohésion

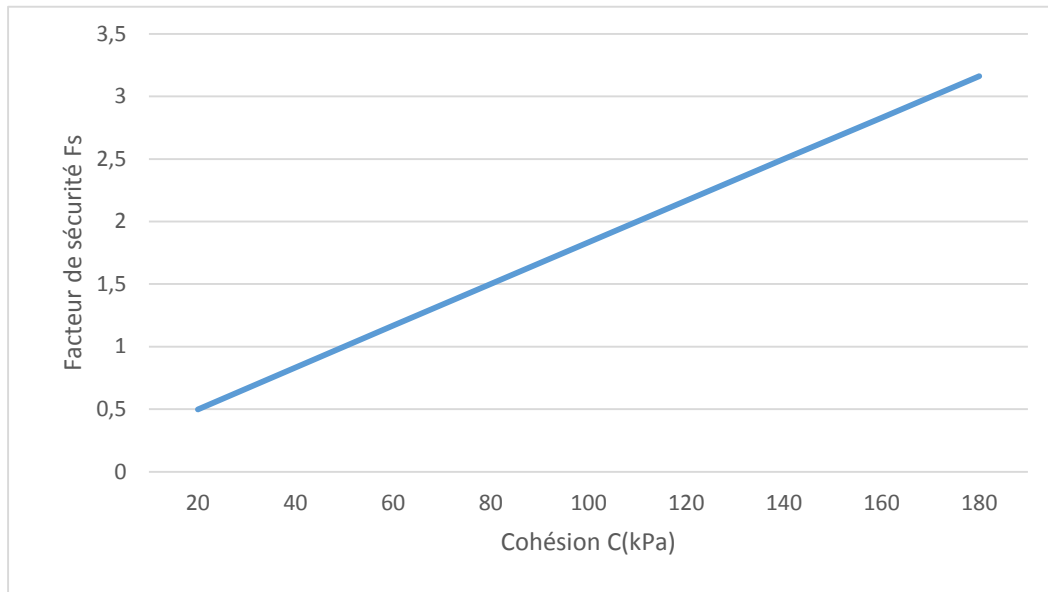


Figure IV.36 : Influence de la cohésion des deux couches sur le facteur de sécurité.

3.2. Influence de l'angle de frottement

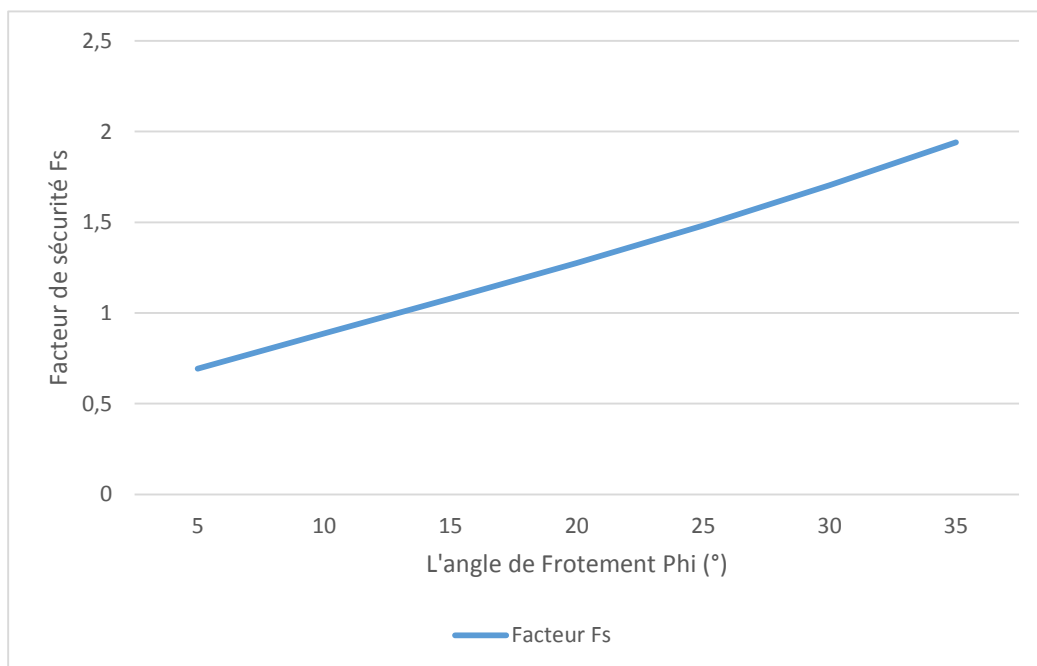


Figure IV.37 : Influence de l'angle de frottement des deux couches sur le facteur de sécurité.

4. Influence des fluctuations du niveau de la nappe

Les fluctuations du niveau de la nappe sous sollicitation dynamique entre les 02 états [sec ($h_w=0$) et totalement saturé ($h_w=28$ m)] ont pour effet de diminuer le coefficient de sécurité de 1.1 à 0.6 (Figure IV.14), ce qui représente une diminution de (45.4 %).

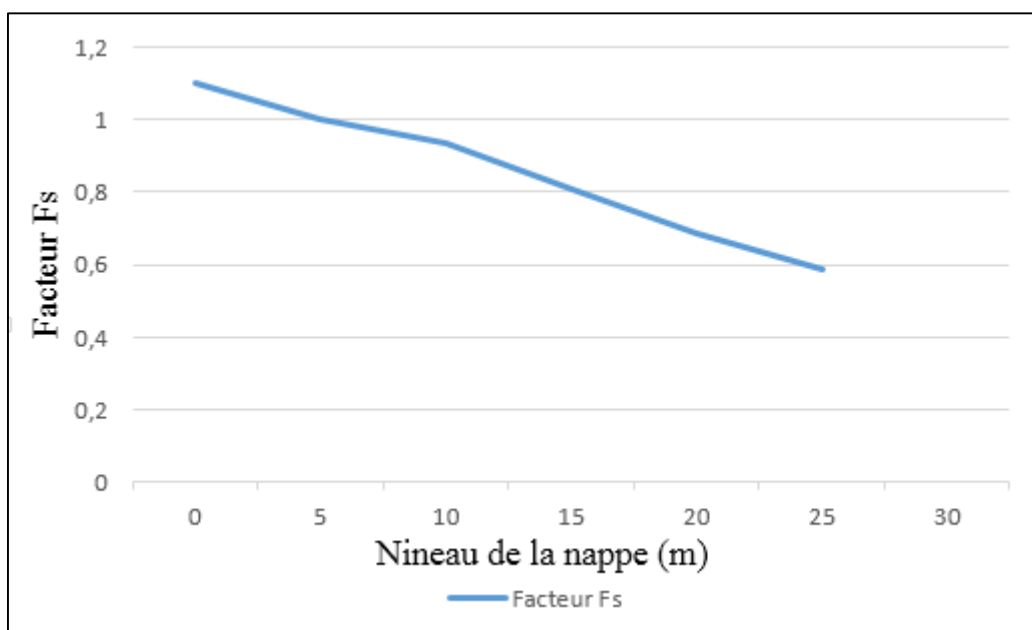


Figure IV.38 : Influence du niveau de la nappe sur le facteur de sécurité (cas dynamique).

4.1. Interprétation des résultats

- Concernant les sollicitations statiques on constate que l'augmentation de l'un des deux facteurs (cohésion ou d'angle de frottement) au niveau de la 1^{ère} couche améliore le coefficient de sécurité F_s , par contre leurs augmentations au niveau de la 2^{ème} couche améliore le coefficient de sécurité F_s au début mais il se stabilisera par la suite car le cercle de glissement ne passe plus par la 2^{ème} couche.
Et pour les deux couches à la fois l'augmentation de F_s est proportionnelle à l'augmentation de l'un des deux facteurs où des deux à la fois.
- pour le cas sismique les augmentations se manifestent de la même façon que la statique mais Moins sévère.

IV.7.3. Synthèse des résultats

L'augmentation des deux paramètres (c et φ) est plus importante dans la 1^{ère} couche que dans la 2^{ème} couche mais leurs augmentations est plus intéressante dans les deux couches simultanément.

IV.8. Conclusion

En se basant sur l'ensemble des résultats de l'étude paramétrique réalisée à travers les simulations précédentes, nous pouvons dresser les conclusions suivantes :

- la stabilité à court terme est plus défavorable par rapport à la stabilité à long terme.
- la charge influe légèrement et positivement sur la stabilité du talus.
- la présence de séisme et de la nappe ou la présence de l'un des deux diminue notablement le coefficient de sécurité.
- la diminution de l'angle de frottement, et de la cohésion influe proportionnellement sur la diminution du coefficient de sécurité.

L'analyse nous permet de dresser les paramètres les plus prépondérants qui ont une influence sur la stabilité du talus selon l'ordre suivant :

- La cohésion
- L'angle de frottement interne
- Le séisme
- le niveau de la nappe
- la valeur de la charge

Le scénario le plus probable est que ce glissement s'est produit en plein hiver en présence des précipitations engendrant une altération des caractéristiques mécaniques de la couche marneuse et argileuse et une variation du niveau de la nappe. La stabilité sera encore plus menacée en présence d'une activité sismique.

Chapitre V

Etude de confortement du talus

V. Etude du confortement de talus

V.1. Introduction

Les résultats obtenus dans le chapitre précédent relèvent que le terrain est instable dans toutes les phases étudiées, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement sur toute la longueur du tronçon routier.

Les confortements des talus au glissement sont des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

Il existe plusieurs solutions de confortement, le choix de la méthode du confortement est fixé en tenant compte des caractéristiques et de l'état de chaque site tel que le type de sol et les conditions hydrologiques.

V.2. La chronologie des variantes

Pour le traitement du glissement de terrain qui se situe au niveau du contournement nord de la ville de Médéa dans la commune de Draâ Essamar entre le PK3+325 et le PK3+400, nous allons suivre un enchaînement progressif dans le choix du confortement toute en cherchant la solution la plus fiable et la plus économique.

- L'ordre des solutions suivies dans la modélisation est :
 1. Confortement par reprofilage.
 2. Confortement par gabions.
 3. Confortement en béton armé :
 - a. Mur en béton armé ancré dans le sol.
 - b. Mur en béton armé plus une ligne de pieux en amont du mur.
 - c. Mur en béton armé sur pieux plus une ligne de pieux en amont du mur.
 - d. Deux lignes de pieux.
 4. Confortement à l'aide de remblai renforcé par géotextile :
 - a. Deux remblais verticaux (au pied et en tête du talus).
 - b. Un remblai vertical au pied du talus plus une ligne de pieux en amont du remblai.
 - c. Un remblai de parois incliné au pied du talus.

V.2.1. Reprofilage

Nous avons procédé à un deuxième reprofilage dont la géométrie est moins raide que la géométrie initiale (premier reprofilage).

Cette géométrie initiale (premier reprofilage) a été adoptée au préalable sur site mais a subi une instabilité.

V.2.1.1. La géométrie initiale : (Premier reprofilage)

- Le résultat de Fellenius de la géométrie initiale est comme suit :

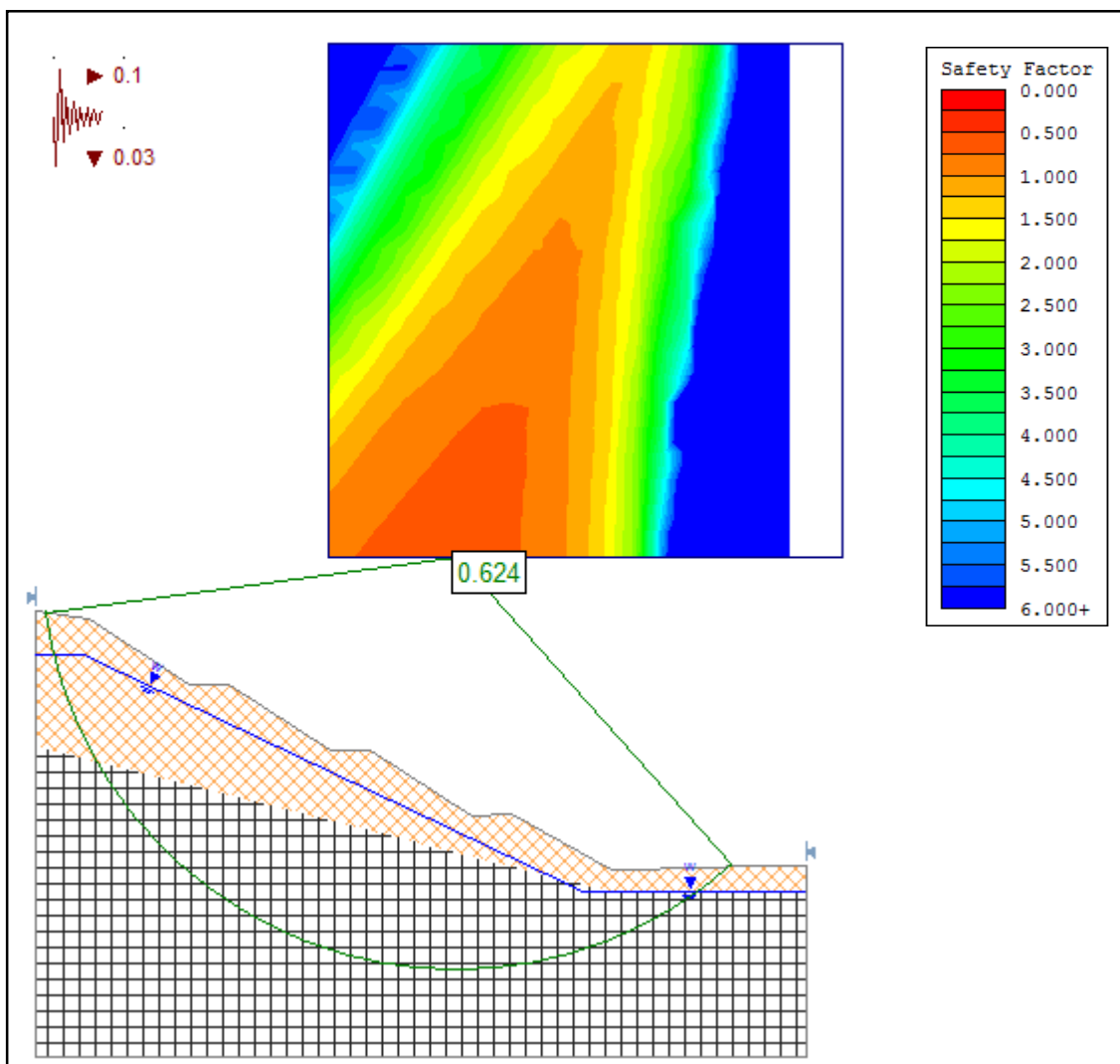


Figure V.1 : Coefficient obtenu par géométrie initial.

- le résultat obtenu par le logiciel est de **Fs=0.624**

Le facteur obtenu nous montre qu'il y a une grande instabilité de la géométrie initiale.

V.2.1.2. Le deuxième reprofilage

Le deuxième reprofilage que nous avons élaboré présente une pente moins raide que la pente de la géométrie initiale qui été de l'ordre de 24° alors que la pente du deuxième reprofilage est de l'ordre de 19.26° .

Les coordonnées des points de la nouvelle géométrie ainsi que les coordonnées de la table de la nappe sont insérées dans les tableaux suivants :

Tableau V.1 : Coordonnées de la géométrie du talus.

	X(m)	Y(m)
1	0	-5
2	57.49	-5
3	57.49	7.26
4	57.49	9.26
5	55.49	9.26
6	47.69	9.06
7	45.49	8.96
8	43.03	8.96
9	34.53	12
10	32.53	11.88
11	24.03	15.88
12	22.03	15.76
13	13.53	19.76
14	11.53	19.64
15	2.03	24
16	0	24
17	0	18.15

Tableau V.2 : Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.

	X(m)	Y(m)
1	0	21.905
2	2.641	21.905
3	40.926	7.26
4	57.49	7.26

- Le profil de talus après le deuxième reprofilage que nous avons élaboré est illustré dans la figure suivante :

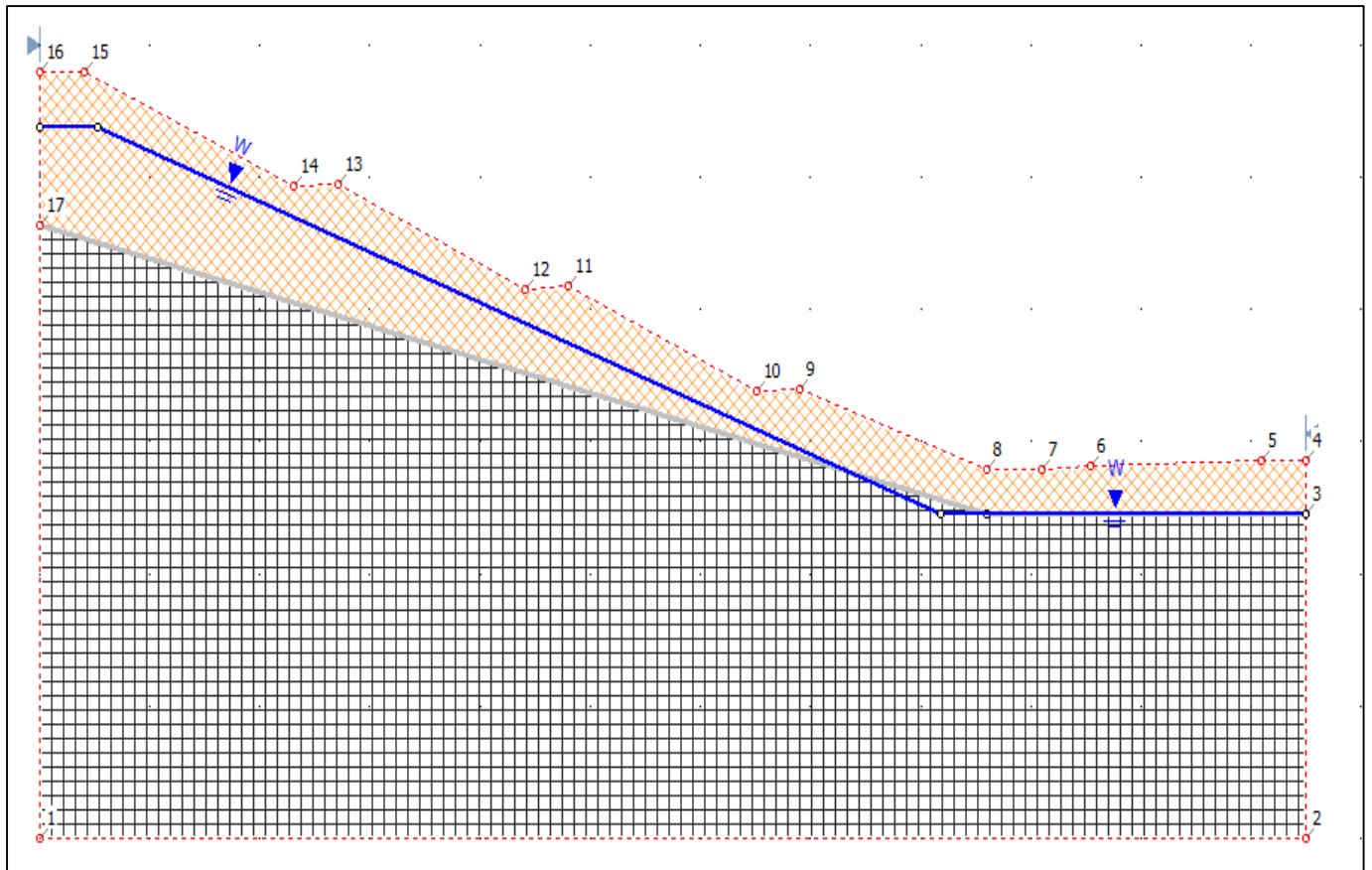


Figure V.2 : La nouvelle géométrie du talus.

- Le résultat obtenu d'après Fellenius pour ce profil est illustré dans la figure suivante :

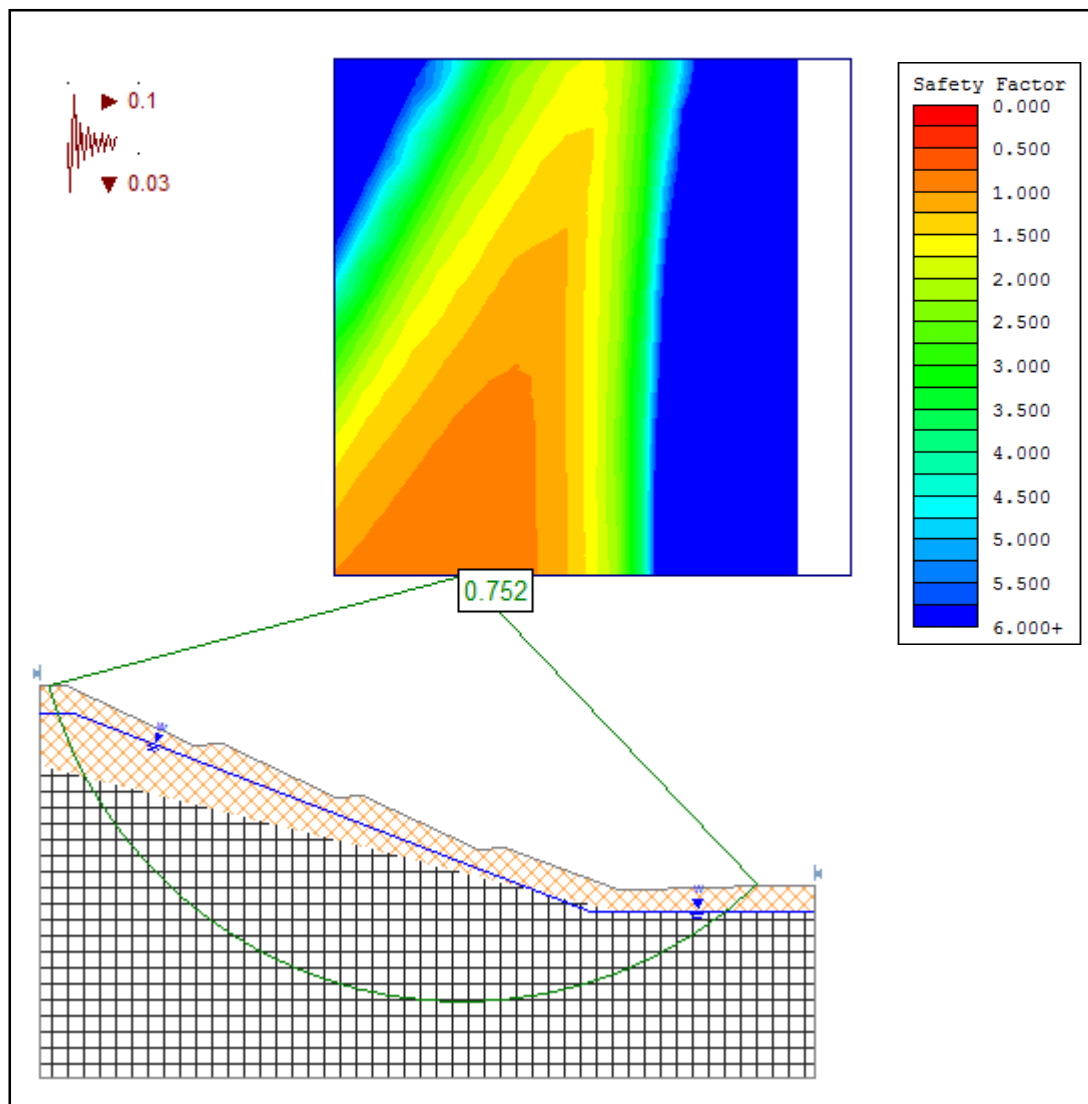


Figure V.3 : Coefficient du talus reprofilés.

-Le résultat obtenu par le logiciel est **Fs = 0.752**

Le facteur de sécurité obtenu a augmenté de 20.5% par rapport à celui de la géométrie initiale mais nous sommes toujours dans l'instabilité.

L'autre profil de calcul de stabilité par la méthode de bishop est joint en annexes F.

V.2.1.3. Synthèse

Les résultats obtenus par les deux méthodes (Bishop et Fellenius) dans les deux cas précédents sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Tableau des résultats du facteur de sécurité Fs.

Les variantes	Méthodes de calcul	
	Bishop	Fellenius
La géométrie initiale	0.633	0.624
La géométrie après deuxième reprofilage	0.769	0.752

D'après les résultats obtenus on constate que les deux confortements de talus reprofilés sont instables, donc l'opération de reprofilage n'est pas fiable pour le talus en question.

V.2.2. Confortement par gabions (pierres)

V.2.2.1. Premier mur en gabion

Le confortement du sol par un mur en gabion consiste à remplir des paniers métalliques avec des pierres, ces dernières doivent être conformes aux normes universelles de même pour les paniers métalliques (NF P 94-325-1).

L'ensemble des paniers formant le mur doivent se comporter comme un seul bloc tout en gardant une certaine flexibilité.

Le mur à adopter a pour dimensions 6 m de hauteur et 7.5 m de largeur à la base sur une longueur de 100 m avec une forme transversale en escaliers.

- Les caractéristiques du mur sont les suivantes :

- Angle de frottement : $\varphi = 40^\circ$
- Densité : $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion : nulle

Le mur en gabion a pour but de travailler en butée au pied du talus tout en profitant de sa caractéristique drainante afin de diminuer les pressions interstitielles.

Les coordonnées des points de la géométrie ainsi que les coordonnées de la table de la nappe sont insérées dans les tableaux suivants :

Tableau V.4 : Coordonnées de la géométrie du talus conforté par mur en gabion.

	X(m)	Y(m)
1	0	-5
2	57.49	-5
3	57.49	7.26
4	57.49	9.26
5	55.49	9.26
6	47.69	9.06
7	45.49	8.96
8	43.03	8.96
9	43.03	9.144
10	41.53	9.144
11	41.53	10.144
12	40.03	10.144
13	40.03	11.144
14	38.5276	11.144
15	38.5276	12.144

16	37.03	12.144
17	37.03	13.144
18	35.53	13.144
19	35.53	13
20	32.53	12.88
21	25.03	17.88
22	22.03	17.76
23	14.53	22.76
24	11.53	22.64
25	4.03	27.64
26	0	28.2
27	0	18.15

Tableau V.5 : Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.

	X(m)	Y(m)
1	0	25.6354
2	3.807	24.934
3	27.52	12.861
4	35.508	7.046
5	43.074	7.046
6	57.49	7.26

Le profil du confortement par gabionnage que nous avons réalisé est illustré dans la figure suivante :

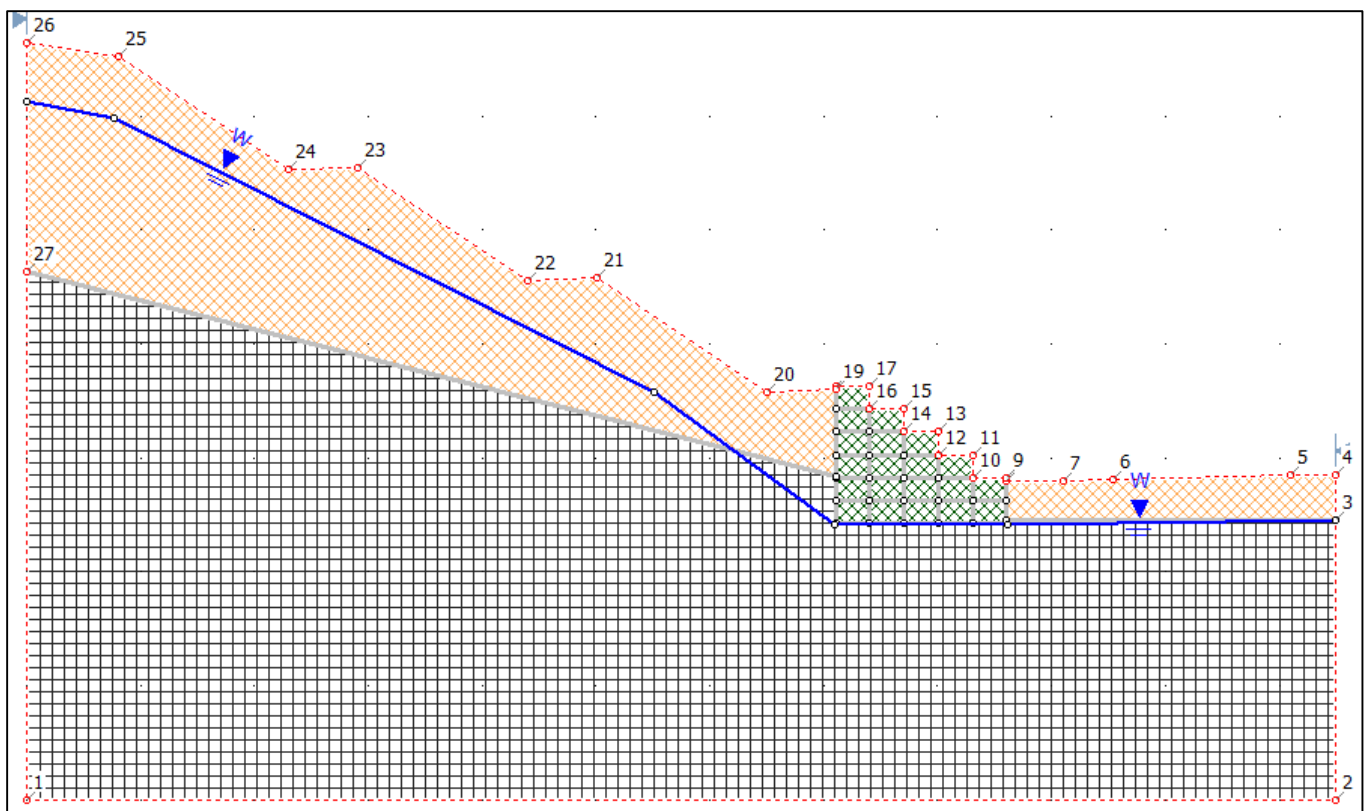


Figure V.4 : Le confortement de talus par gabionnage.

- Le résultat obtenu d'après Fellenius pour ce profil est illustré dans la figure suivante :

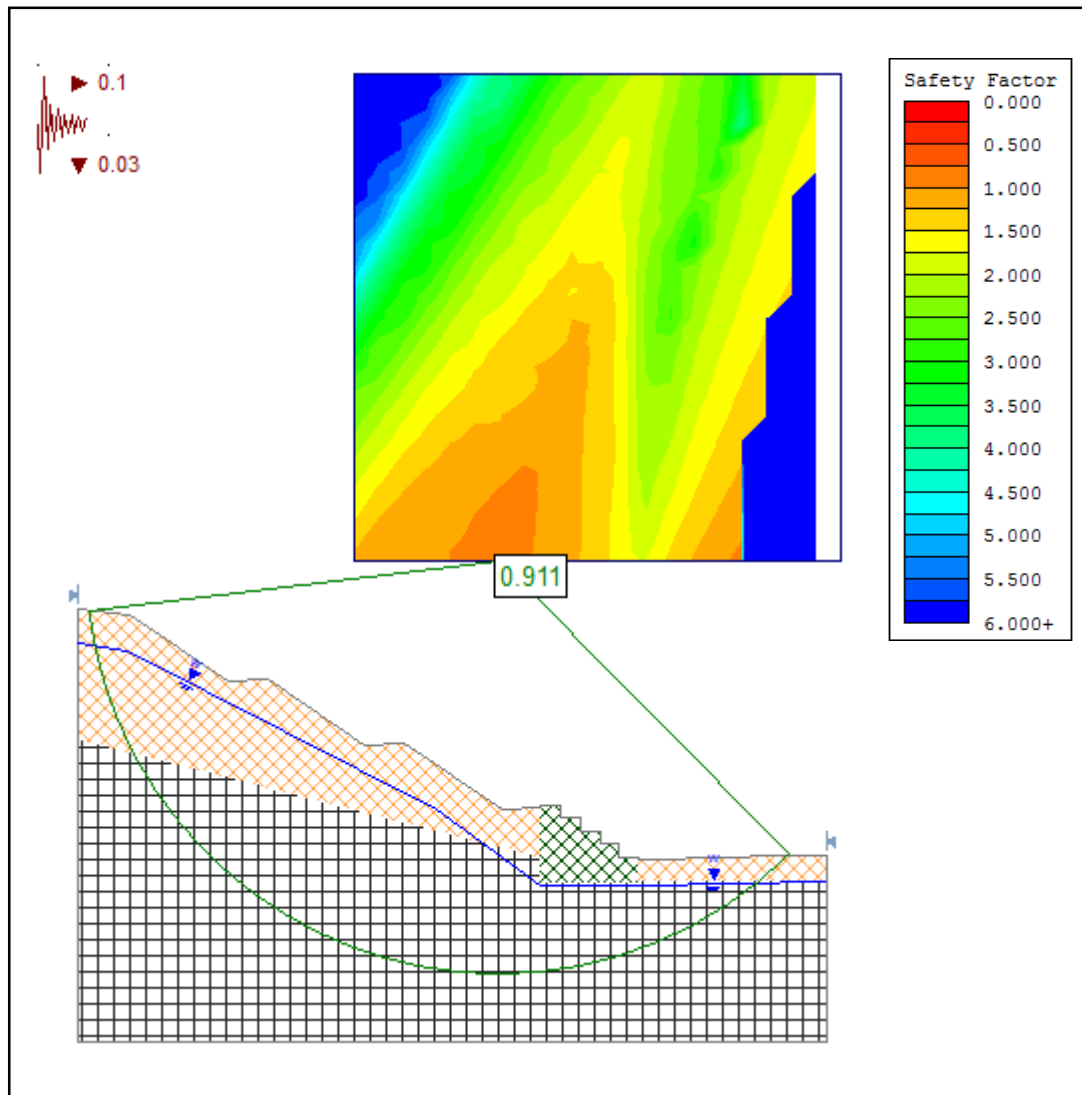


Figure V.5 : Stabilité du talus conforté par 1^{er} mur en gabion.

-Le résultat obtenu par le logiciel est **Fs = 0.911**

Le facteur de sécurité obtenu a augmenté de 46 % par rapport à celui de la géométrie initiale mais nous sommes toujours dans l'instabilité.

V.2.2.2. Deuxième mur en gabion

L'instabilité du premier mur nous a conduit à ancrer le mur plus profondément afin d'avoir plus de butée et plus de drainage.

Les coordonnées des points de la table de la nappe sont insérées dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.

	X(m)	Y(M)
1	0	24.905
2	3.641	24.905
3	29.465	11.334
4	35.524	5.041
5	43.025	5.041
6	57.49	7.26

Le profil du confortement pour le deuxième mur en gabion que nous avons élaboré est illustré dans la figure suivante :

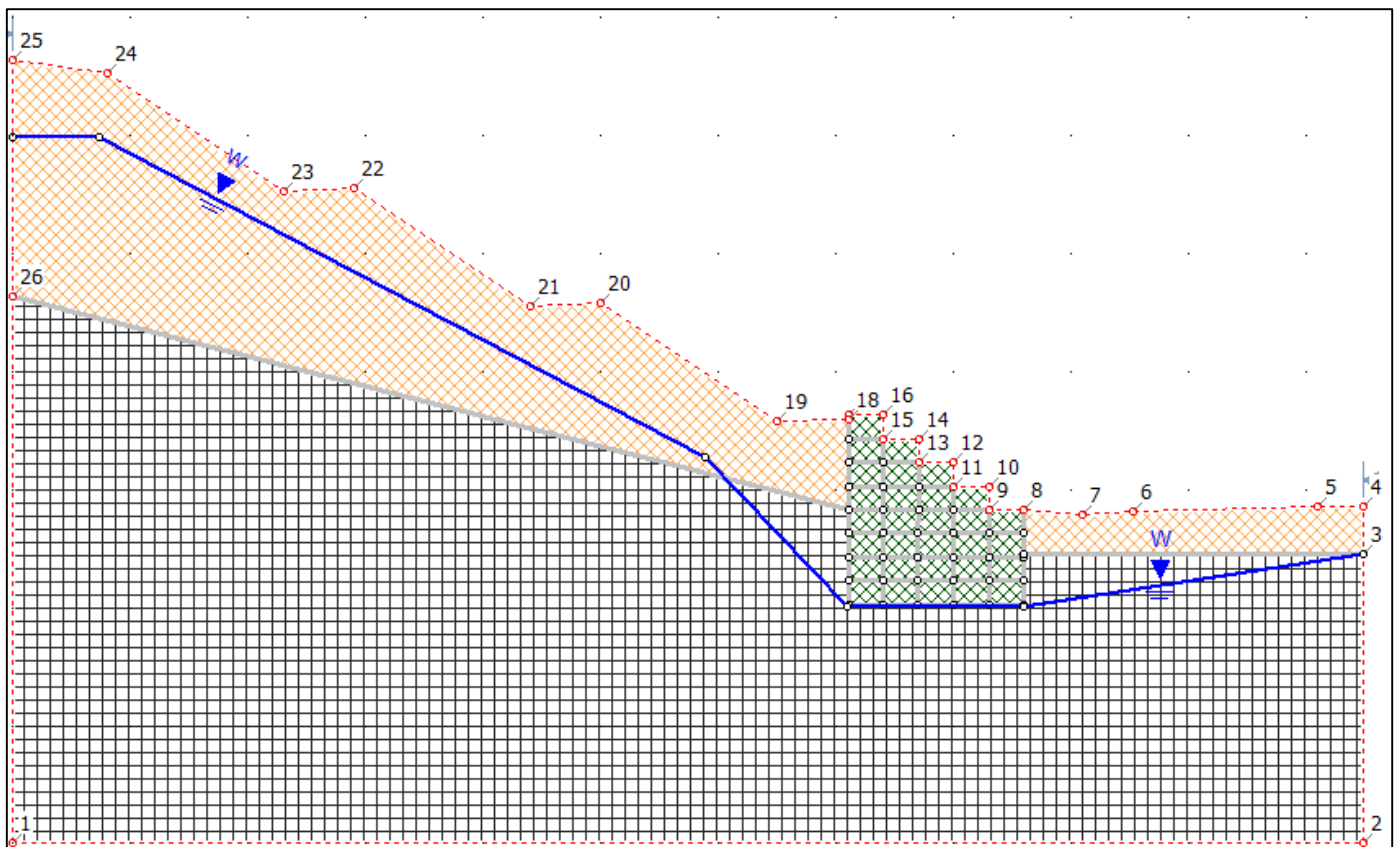


Figure V.6 : Le confortement de talus pour le deuxième mur en gabion.

- Le résultat obtenu d'après Fellenius pour ce profil est illustré dans la figure suivante :

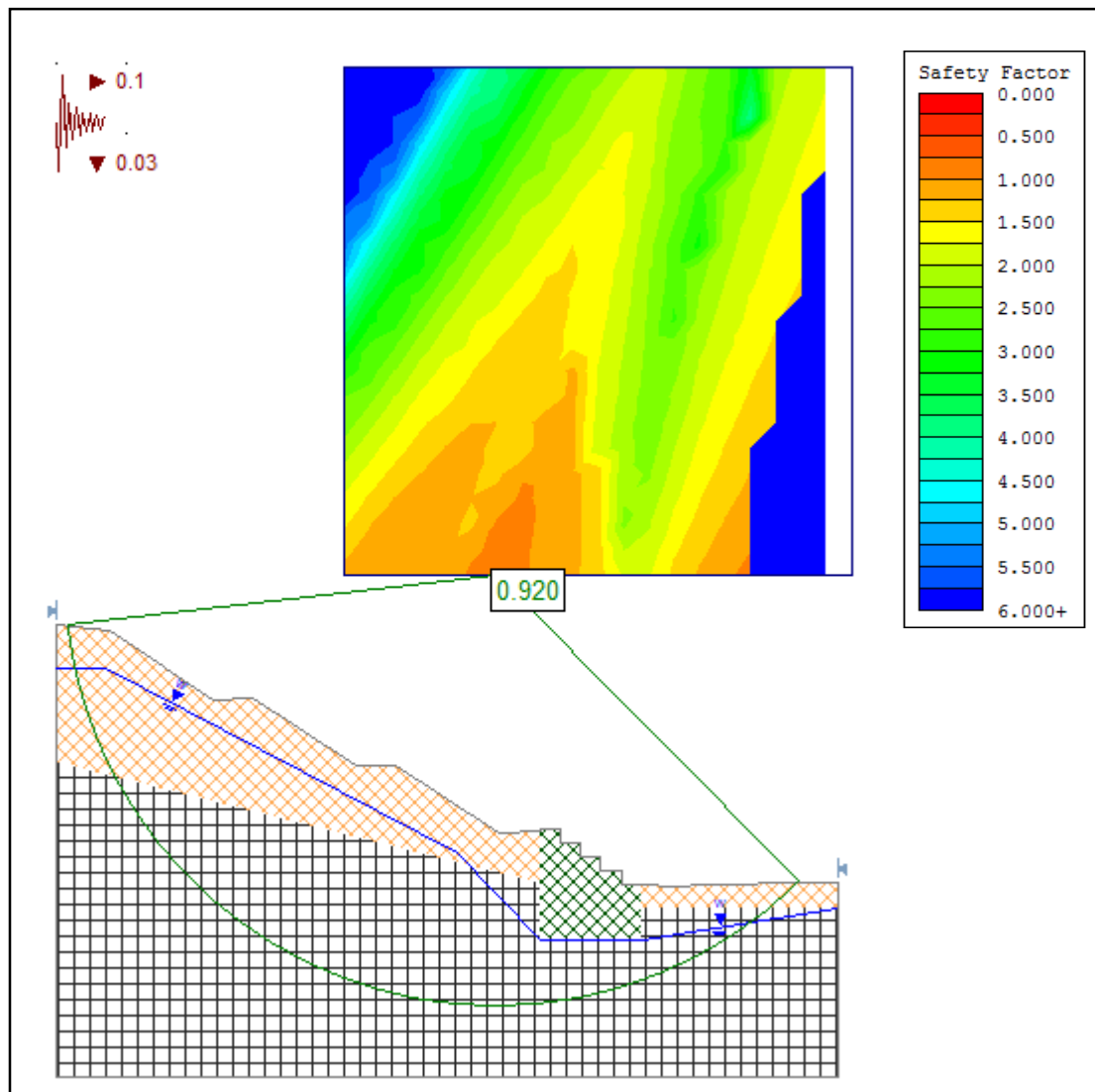


Figure V.7 : Stabilité du talus conforté par 1^{er} mur en gabion.

-Le résultat obtenu par le logiciel est **Fs = 0.920**

Le facteur de sécurité obtenu a augmenté de 1 % par rapport à celui du mur précédent mais nous sommes toujours dans l'instabilité.

L'autre profil de calcul de stabilité par la méthode de bishop est joint en annexes F.

V.2.2.3. Synthèse

Les résultats obtenus par les deux méthodes Bishop et Fellenius pour les deux cas précédents sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Tableau de résultats de facteur de sécurité Fs.

Les variantes	Méthodes de calcul	
	Bishop	Fellenius
Le premier mur en gabion	0.899	0.911
Le deuxième mur en gabion	0.904	0.920

D'après les résultats obtenus on constate que les deux confortements de talus par mur en gabion sont instables, donc l'opération de gabionnage n'est pas fiable pour le talus en question.

Remarque

Vu l'instabilité des talus après la modélisation des deux types de confortement (reprofilage, gabionnage), nous avons constaté que le glissement en question est un glissement profond car le cercle de glissement pour les deux solutions est au niveau de la deuxième couche.

Nous avons décidé d'adopter une solution en profondeur qui va nous permettre de stabiliser le talus.

V.2.3. Confortement en béton armé

V.2.3.1. Mur en béton armé ancré dans le sol

A ce niveau on cherche à construire un mur de soutènement en béton armé avec des dimensions importantes pour qu'il atteigne le cercle de glissement le plus défavorable obtenue dans la géométrie initiale, ce mur a pour but de supporter le talus.

Pour diminuer les pressions interstitielles nous avons réalisé une tranchée derrière le mur, cette dernière est remplie essentiellement avec du remblai qui se caractérise par :

- Angle de frottement : $\varphi = 36^\circ$
 - Densité : $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$
 - Cohésion : 5 kPa
- Les dimensions du mur de soutènement sont illustrées dans le schéma suivant :

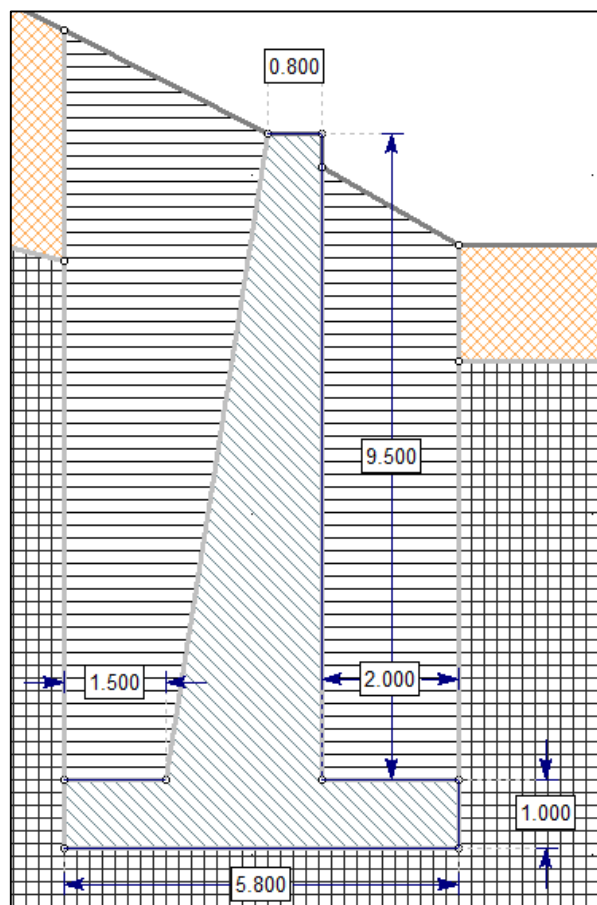


Figure V.8 : Les dimensions du mur de soutènement.

Les coordonnées des points de la géométrie ainsi que les coordonnées de la table de la nappe sont insérées dans les tableaux suivants :

Tableau V.8 : Coordonnées de la géométrie du talus.

	X(m)	Y(m)
1	0	-5
2	57.49	-5
3	57.49	7.26
4	57.49	9.26
5	55.49	9.26
6	47.69	9.06
7	45.49	8.96
8	43.03	8.96
9	41.03	10.098
10	41.03	10.551
11	40.23	10.551
12	37.23	12.1142
13	35.53	13
14	32.53	12.88
15	25.03	17.88
16	22.03	17.76
17	14.53	22.76
18	11.53	22.64
19	4.03	27.64
20	0	28.2
21	0	18.15

Tableau V.9 : Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.

	X(m)	Y(m)
1	0	24.905
2	3.641	24.905
3	32.311	10.438
4	36.976	-0.457
5	43.609	-0.457
6	57.49	5

Le profil de confortement par le mur de soutènement que nous avons réalisé est illustré dans la figure suivante :

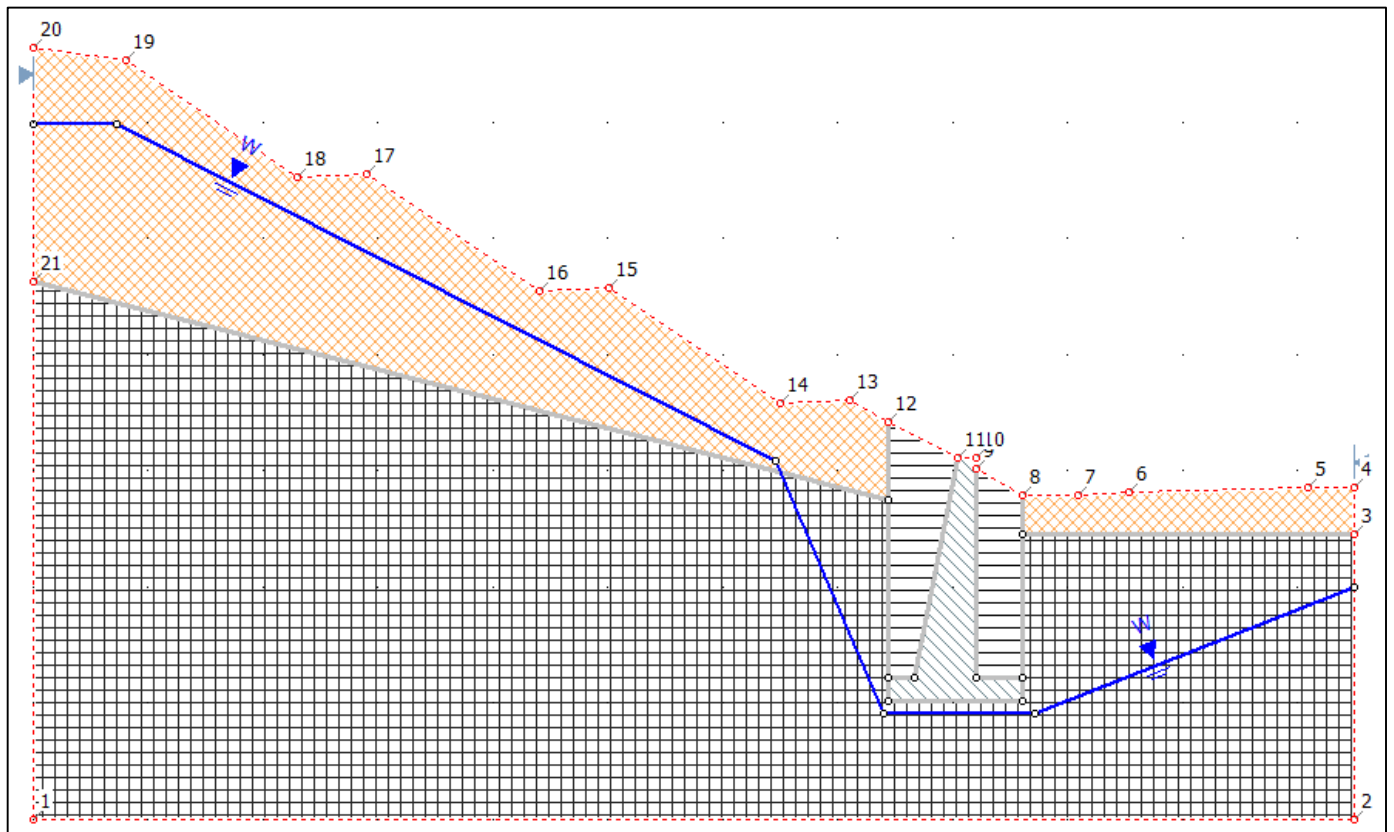


Figure V.9 : Le confortement de talus par un mur de soutènement.

- Le résultat obtenu d'après Fellenius pour ce profil est illustré dans la figure suivante :

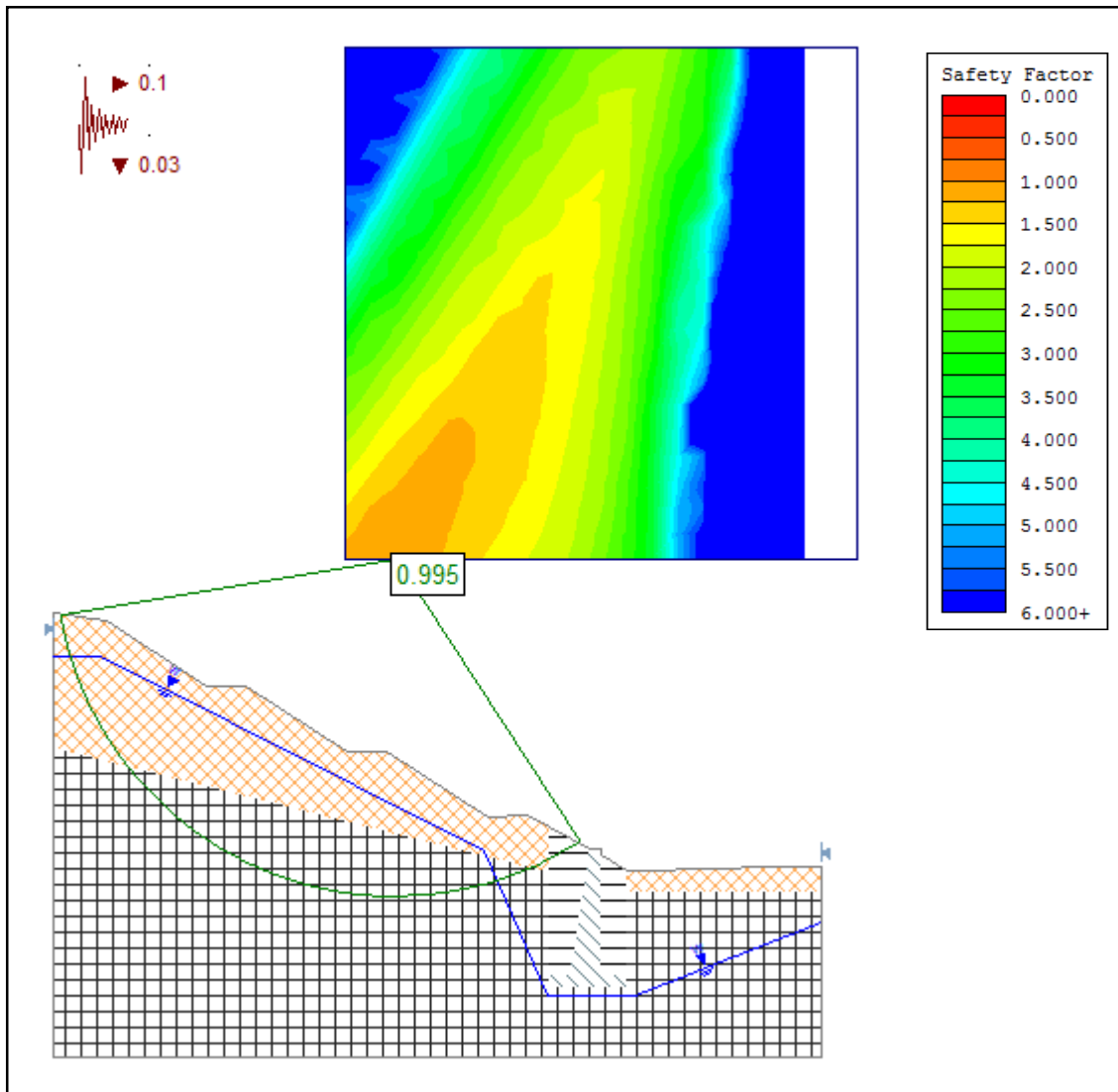


Figure V.10 : Stabilité du talus conforté par un mur de soutènement ancré dans le sol.

-Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 0.995$

Le facteur de sécurité obtenu a augmenté de 60 % par rapport à celui de la géométrie initiale mais nous sommes toujours dans l'instabilité.

On constate que le pied du nouveau cercle de glissement à changer de position il est en amont du mur de soutènement, ceci veut dire qu'il suffit de stabiliser la masse de terre qui correspond à ce cercle de glissement avec un moyen de confortement supplémentaire pour stabiliser l'ensemble du terrain.

V.2.3.2. Mur en béton armé plus une ligne de pieux en amont du mur

Du moment que le mur de soutènement ne peut pas stabiliser le talus à lui seul alors nous avons ajouté une ligne de pieux en amont du mur de soutènement entre les banquettes (16-15) et (14-13).

Les pieux adoptés ont pour dimensions ; 12 m de longueur avec un espacement entre axe de 5 m sur une distance de 100 m.

Le profil de confortement par le mur de soutènement plus une ligne de pieux en amont que nous avons élaboré est illustré dans la figure suivante :

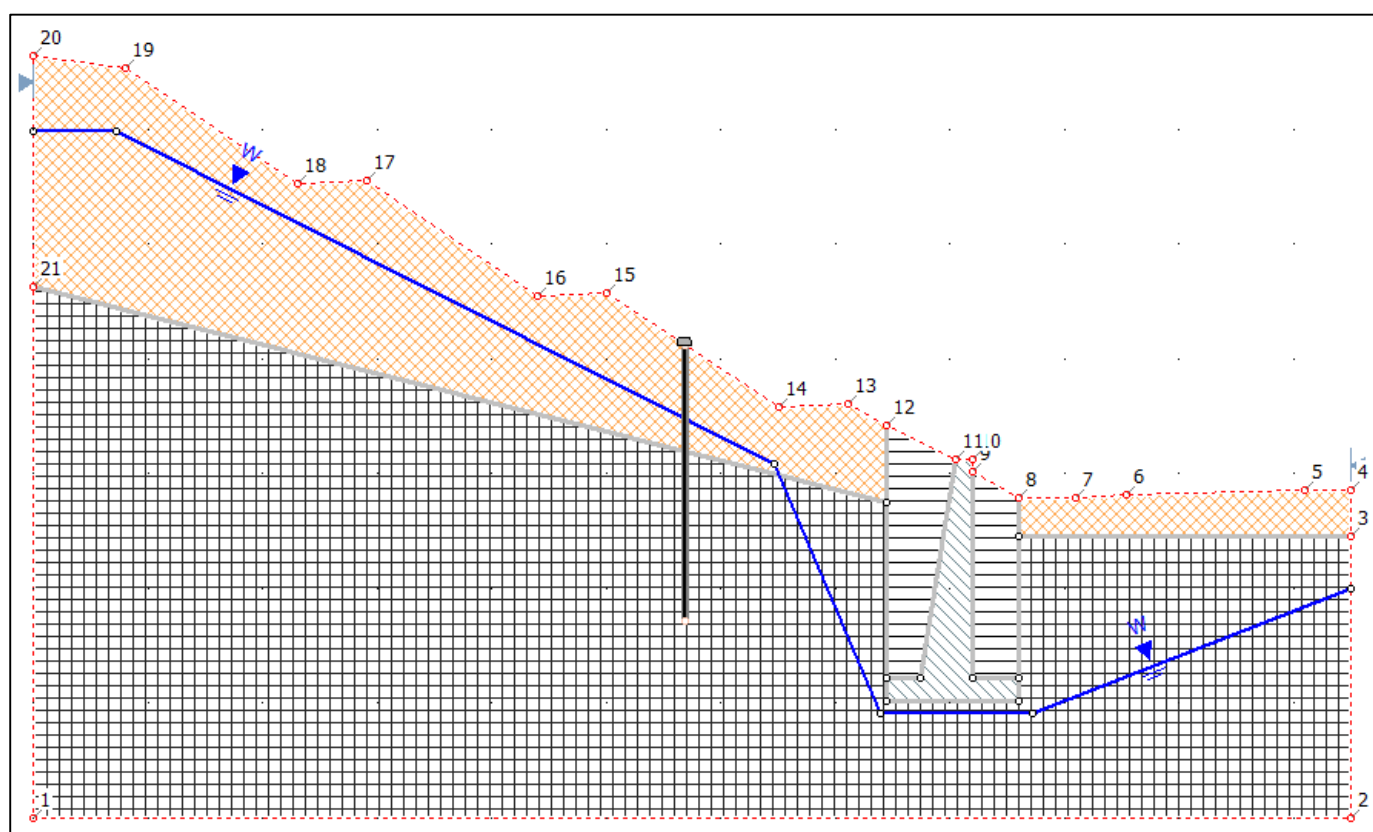


Figure V.11 : Le confortement de talus par un mur de soutènement plus une ligne de pieux en amont.

- Le résultat obtenu d'après Fellenius pour ce profil est illustré dans la figure suivante :

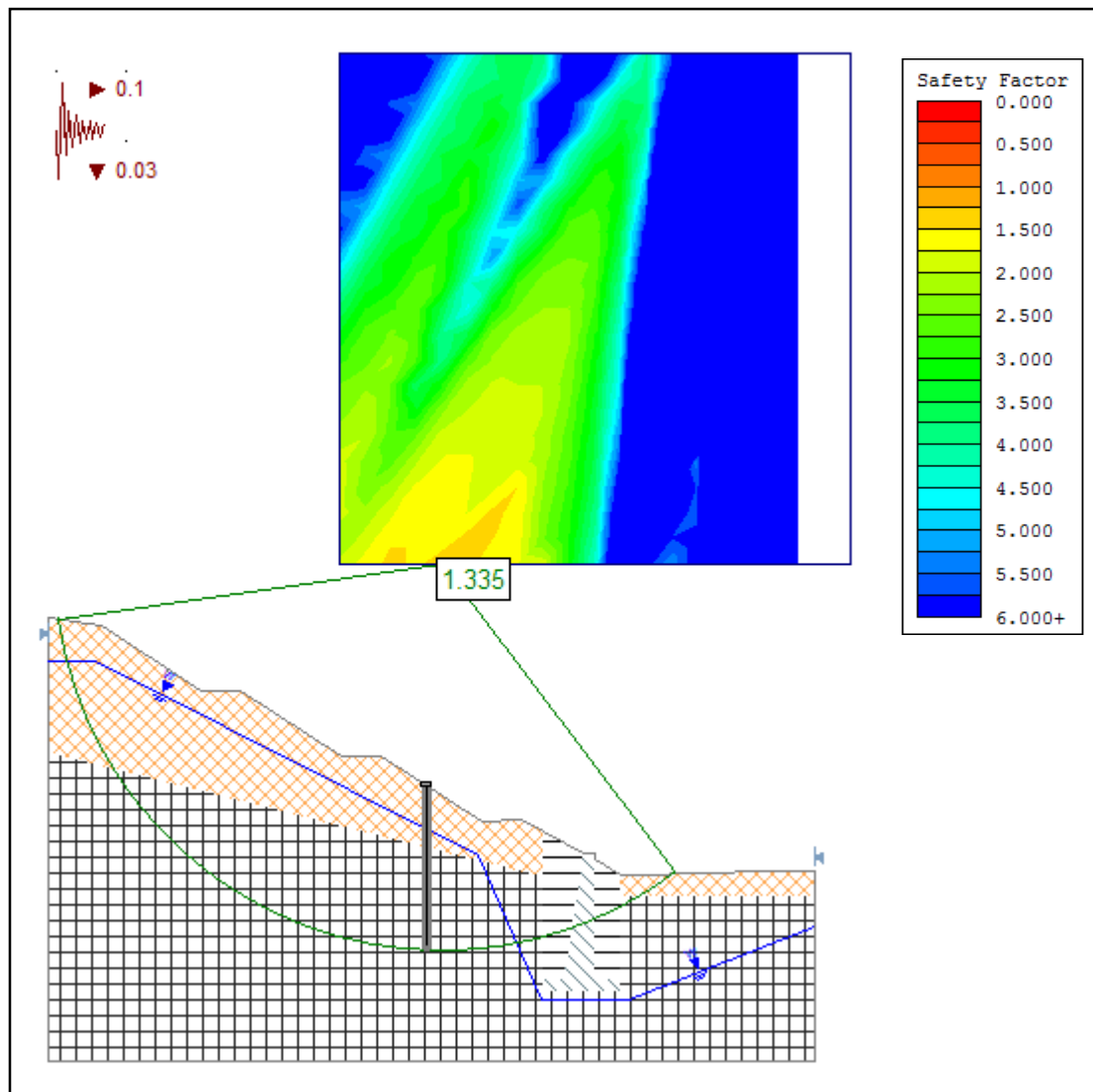


Figure V.12 : Stabilité du talus conforté par un mur de soutènement plus une ligne de pieux en amont.

-Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 1.335$

Le facteur de sécurité obtenu après avoir ajouté une ligne de pieux est égal à $F_s=1.335 > 1.25$, donc le talus est stable.

Cette solution nous a donné un coefficient de sécurité supérieur à 1.25, ceci veut dire que la stabilité du talus est vérifiée ; mais techniquement parlant il nous semble inconcevable d'ancrer un mur dans le sol sur une grande profondeur donc on passe à une solution meilleure tel que un mur de soutènement sur pieux.

V.2.3.3. Mur en béton armé sur pieux plus une ligne de pieux en amont du mur

Le mur de soutènement dans ce cas a pour la largeur de la base une dimension de 3m et pour la hauteur du parement une dimension de 5m, la base du mur et une ligne de pieux de 8m de longueur avec un espacement entre axe de 3 m sur une distance de 100 m.

Une série de pieux de 11m de longueur qui se situe en amont du mur avec un espacement entre axe de 3 m sur une distance de 100 m.

Le profil de confortement par le mur de soutènement sur pieux plus une ligne de pieux en amont du mur que nous avons élaboré est illustré dans la figure suivante :

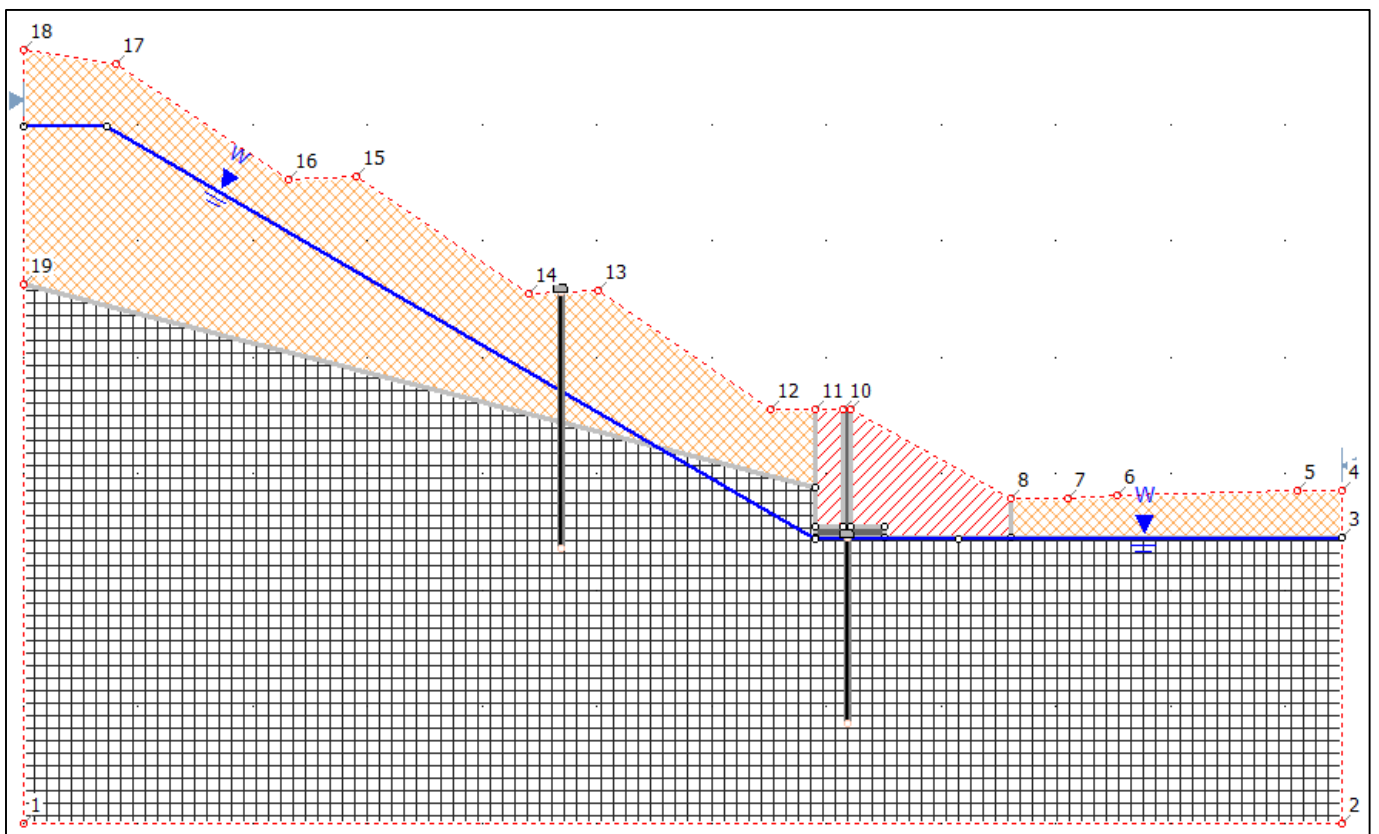


Figure V.13 : Le confortement de talus par un mur de soutènement sur pieux avec une ligne de pieux en amont.

- Le résultat obtenu d'après Fellenius pour ce profil est illustré dans la figure suivante :

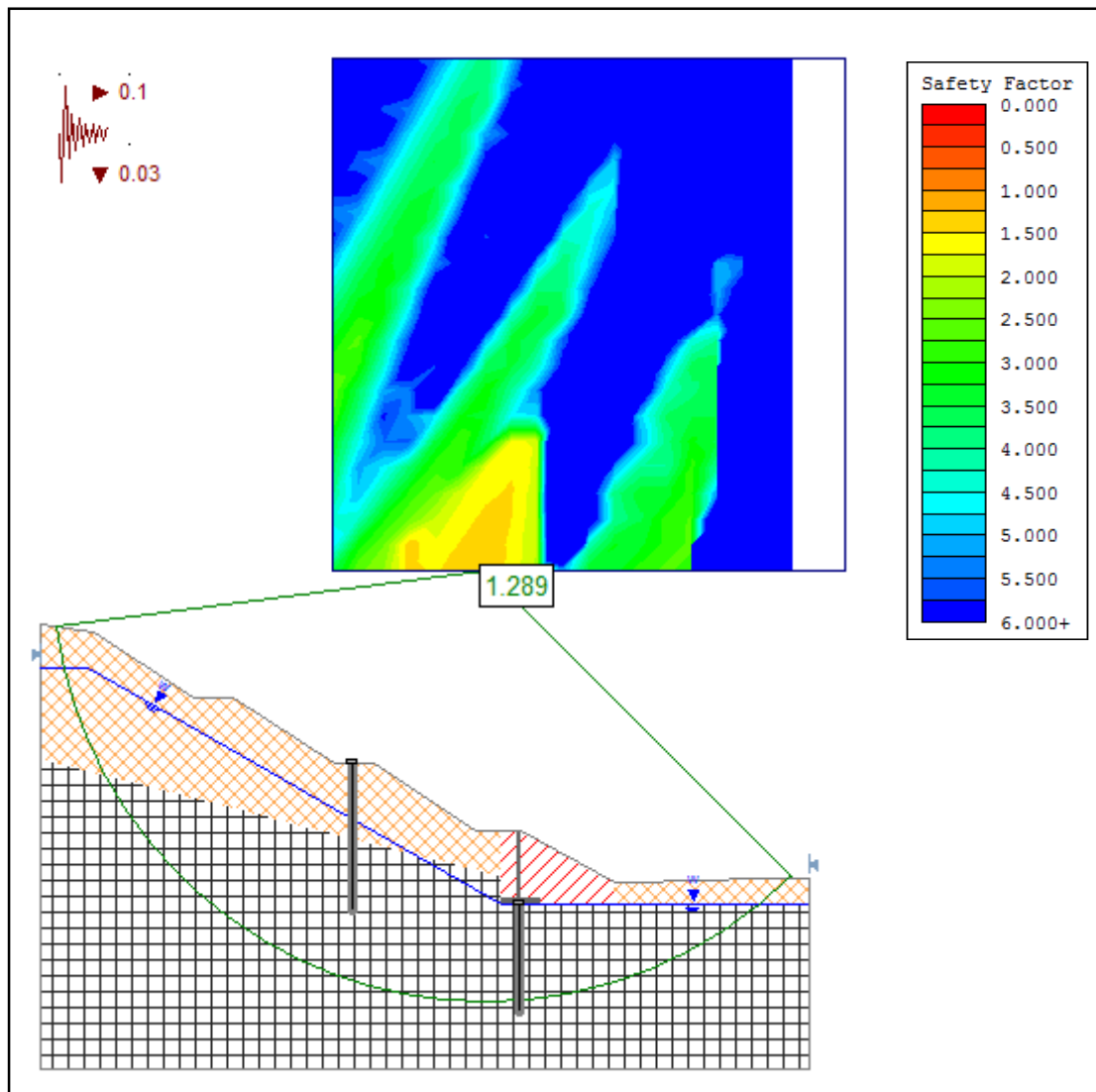


Figure V.14 : Stabilité du talus conforté par un mur de soutènement sur pieux avec une ligne de pieux en amont.

-Le résultat obtenu par le logiciel est **Fs = 1.289**

Le facteur de sécurité obtenu après que nous avons adopté cette solution est égal à **Fs=1.289** > **1.25**, donc le talus est stable.

N.B : l'autre profil de calcul de stabilité par la méthode de bishop est joint en annexes F.

V.2.3.3.1. Etude stabilité statique du mur de soutènement

A. Effet du poids de mur

- **A** : épaisseur de parement du mur
- **H** : hauteur de parement du mur
- **B** : largeur de la base du mur
- **C** : épaisseur de la base de mur

A.1. Calcul du poids de mur

$$W = 25 \times [(H \times A) + (B \times C)]$$

$$W = 25 \times [(5 \times 0.3) + (3 \times 0.5)] \quad \Rightarrow \quad W = 75 \text{ KN/ml}$$

A.2. Calcul du centre de gravité par rapport à un axe vertical

$$X_G = [(C \times B) \times (B/2)] + [(H \times A) \times (L + A/2)]$$

$$X_G = [(3 \times 0.5) \times (3/2)] + [(5 \times 0.3) \times [(1.5 + (0.3/2))] \quad \Rightarrow \quad X_G = 1.6 \text{ m}$$

B. Effet du poids de mur

- F_a^y : l'effet du poids de sol
- F_a^{cd} : l'effet de la cohésion directe
- F_a^{ci} : l'effet de la cohésion indirecte
- δ : l'angle d'inclinaison de la force appliqué

B.1. Calcul de l'effet du poids de sol F_a^y

$$F_a^y = 0.5 \times K_{a1}^y \times \gamma \times h_1^2$$

$$F_a^y = 0.5 \times 0.238 \times 22 \times (5)^2 \quad \Rightarrow \quad F_a^y = 65.45 \text{ kN/ml}$$

$$\delta = \frac{2}{3} \times \varphi \rightarrow \delta = \frac{2}{3} \times 36 \rightarrow \delta = 24, \text{ s'applique a } \frac{h_1}{3} = 1.67$$

B.2. Calcul de l'effet de la cohésion directe F_a^{cd}

$$F_a^{cd} = \left(\frac{C}{\tan \varphi} \right) \times h_2$$

$$F_a^{cd} = \left(\frac{5}{\tan 36} \right) \times 5 \quad \Rightarrow \quad F_a^{cd} = 34.41 \text{ kN/ml}$$

$$\delta = \frac{2}{3} \times \varphi \rightarrow \delta = \frac{2}{3} \times 36 \rightarrow \delta = 24, \text{ s'applique a } \frac{h_2}{2} = 2.5$$

B.3. Calcul de l'effet de la cohésion indirecte F_a^{ci}

$$F_a^{ci} = K_a^q \times \left(\frac{C}{\tan \varphi}\right) \times h_2$$

Avec :

$$K_a^q = \frac{\cos \delta - \sin \varphi \cdot \cos \Delta 2}{\cos \alpha + \sin \varphi \cdot \cos \Delta 1} e^{(-2\psi \operatorname{tg} \varphi)}$$

On a :

$$\alpha = 0^\circ \quad \varphi = 36^\circ \quad \delta = 24^\circ$$

D'où :

$$\sin \Delta 1 = \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} = 0 \qquad \Delta 1 = 0^\circ$$

$$\sin \Delta 2 = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} = \frac{\sin 24}{\sin 36} = 0,692 \qquad \Delta 2 = 43.79^\circ$$

$$\psi = \frac{\pi}{2} - \frac{\pi}{2} + \frac{\Delta 1 + \Delta 2 + \alpha - \delta}{2} \qquad \psi = 0,17 \text{Rad}$$

$$K_a^q = \frac{\cos 24 - \sin 36 \cdot \cos 43.79}{\cos 0 + \sin 36 \cdot \cos 0} e^{(-2(0,17) \operatorname{tg} 0.63)} \qquad K_a^q = 0,24$$

$$F_a^{ci} = 0.24 \times \left(\frac{5}{\tan 36}\right) \times 5 \quad \Rightarrow \quad F_a^{ci} = 8.26 \text{ kN/ml}$$

$$\delta = \frac{2}{3} \times \varphi \rightarrow \delta = \frac{2}{3} \times 36 \rightarrow \delta = 24, \text{ s'applique a } \frac{H}{2} = 2.5$$

C. Calcul de la résultante des forces R :

C.1. Calcul de la composante de la résultante des forces R_x

$$R_x = -(F_a^y + F_a^{ci}) \times \cos \delta + F_a^{cd}$$

$$R_x = -(65.45 + 8.26) \times \cos 24 + 34.41 \quad \Rightarrow \quad R_x = -32.93 \text{ kN/ml}$$

C.2. Calcul de la composante de la résultante des forces R_y

$$R_y = -(F_a^y + F_a^{ci}) \times \sin \delta - W$$

$$R_y = -(65.45 + 8.26) \times \sin 24 - 75 \quad \Rightarrow \quad R_y = -104.61 \text{ kN/ml}$$

C.3. Calcul de la résultante des forces R

$$R = \sqrt{R_x^2 + R_y^2}$$

$$R = \sqrt{32.93^2 + 104.61^2} \quad \Rightarrow \quad R = 109.67 \text{ kN/ml}$$

• **L'inclinaison de résultante des forces θ**

$$\text{tg } \theta = \frac{R_x}{R_y} \quad \Rightarrow \quad \theta = \text{arctg} \left(\frac{R_x}{R_y} \right)$$

$$\theta = \text{arctg} \left(\frac{32.93}{104.61} \right) \quad \Rightarrow \quad \theta = 17.47^\circ$$

• **Calcul des moments des forces par rapport à un axe vertical X**

$$\sum M/O = 0$$

$$R_y \times X = F_a^y \times \sin \delta_1 \times (L + A) + F_a^{ci} \times \sin \delta \times (L + A) - F_a^y \times \cos \delta_1 \times \left(C + \frac{h_1}{3} \right) - F_a^{ci} \times \cos \delta \times \left(C + \frac{h_2}{2} \right) + F_a^{cd} \times \left(C + \frac{h_2}{2} \right) + W \times \left(L + \frac{A}{2} \right)$$

$$R_y \times X = 65.45 \times \sin 24 \times 1.8 + 8.26 \times \sin 24 \times 1.8 - 65.45 \times \cos 24 \times 2.17 - 8.26 \times \cos 24 \times 3 + 34.41 \times 3 + 75 \times 1.6$$

$$X = \frac{128.56}{R_y} \quad \Rightarrow \quad X = \frac{128.56}{104.61} \quad \Rightarrow \quad X = 1.23 \text{ m}$$

D. L'excentré de résultante des forces e

$$e = |X - XG| \quad \Rightarrow \quad e = |1.23 - 1.6| \quad \Rightarrow \quad e = |-0.37| = 0.37$$

E. Vérifier la stabilité au renversement

$$|e| \leq \frac{B}{6} \quad \Rightarrow \quad e \leq \frac{3}{6} \quad \Rightarrow \quad 0.37 < 0.5 \quad \text{condition vérifier}$$

F. Calcul de coefficient de sécurité

$$\frac{\sum M/\text{stabilite}}{\sum M/\text{renversement}} \geq 1.5$$

$$\sum M/\text{stabilite} = F_a^\gamma \times \sin \delta_1 \times (L + A) + F_a^{ci} \times \sin \delta \times (L + A) + F_a^{cd} \times \left(C + \frac{h_2}{2} \right) + W \times \left(L + \frac{A}{2} \right)$$

$$\sum M/\text{stabilite} = 65.45 \times \sin 24 \times 1.8 + 8.26 \times \sin 24 \times 1.8 + 34.41 \times 3 + 75 \times 1.6$$

$$\Leftrightarrow \sum M/\text{stabilite} = 277.19 \text{ kN.ml}$$

$$\sum M/\text{renversement} = F_{a1}^\gamma \times \cos \delta_1 \times \left(C + \frac{h_1}{3} \right) + F_a^{ci} \times \cos \delta \times \left(C + \frac{h_2}{2} \right)$$

$$\sum M/\text{renversement} = 65.45 \times \cos 24 \times 2.17 + 8.26 \times \cos 24 \times 3$$

$$\Leftrightarrow \sum M/\text{renversement} = 152.39 \text{ kN.ml}$$

$$\frac{\sum M/\text{stabilite}}{\sum M/\text{renversement}} \geq 1.5 \Leftrightarrow \frac{277.19}{152.39} \geq 1.5 \Leftrightarrow 1.82 \geq 1.5 \quad \text{Vérifier}$$

V.2.3.3.2. Etude paramétrique

V.2.3.3.2.1. Effet de l'espacement entre les pieux

1. Sous sollicitation statique

Tableau V.10 : Résultats de l'espacement entre les pieux sous sollicitation statique.

Espacement (m)	Fs
3	1.728
5	1.540
7	1.414
9	1.352
11	1.315
13	1.291
15	1.274
16	1.267
19	1.251
23	1.237
29	1.223
35	1.214
45	1.205

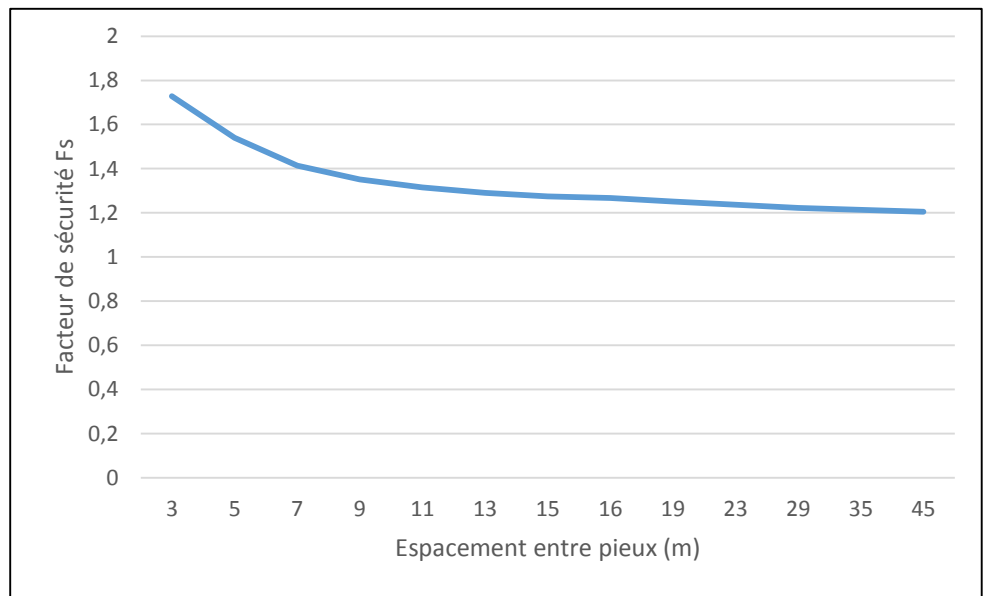


Figure V.15 : Variation du facteur de sécurité avec l'espacement entre les pieux (cas statique).

2. Sous sollicitation dynamique

Tableau V.11 : Résultats de l'espacement entre les pieux sous sollicitation dynamique.

Espacement (m)	Fs
3	1.289
5	1.097
7	1.031
9	0.998
11	0.978
13	0.964
15	0.955
16	0.951
19	0.942
23	0.934
29	0.926
35	0.921
45	0.915

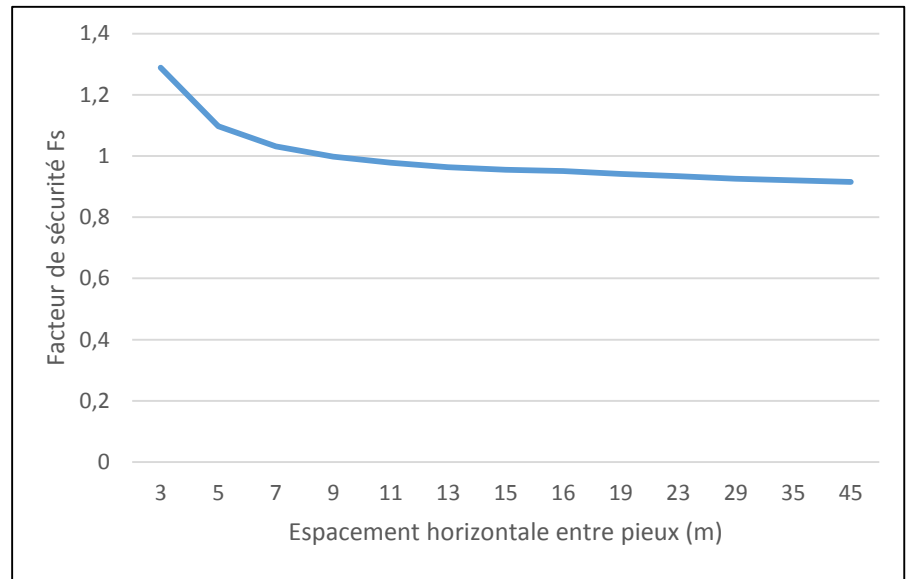


Figure V.16 : Variation du facteur de sécurité avec l'espacement entre les pieux (cas dynamique).

V.2.3.3.2.2.Synthèse

-On remarque d'après ces deux graphes que le coefficient de sécurité est inversement proportionnel à la croissance de l'espacement entre les pieux .plus l'espace entre axes des pieux est petit (tout en respectant la distance entre axe minimale) plus la stabilité est assurée.

Remarque

Dans la chronologie des solutions et au niveau des solutions en béton armé nous avons opté en premier lieu pour un confortement par mur en B.A ancré dans le sol en deuxième lieu pour un confortement par le mur en question plus une ligne de pieux ensuite on a mis en place un confortement mixte mur en B.A sur une fondation en pieux plus une ligne de pieux en amont du mur, et enfin on s'est dit pourquoi pas un confortement par deux lignes de pieux uniquement dans deux niveaux différents.

V.2.3.4. Deux lignes des pieux

Dans cette phase on a opté pour deux lignes de pieux de différentes longueurs, l'une de 17 m située entre les deux banquettes (9-10) et (11-12) et l'autre de 8 m au pied du talus avec un espacement entre axe de 1.5 m pour les deux lignes de pieux sur une distance de 100 m.

Le profil de confortement par deux lignes de pieux que nous avons élaboré est illustré dans la figure suivante :

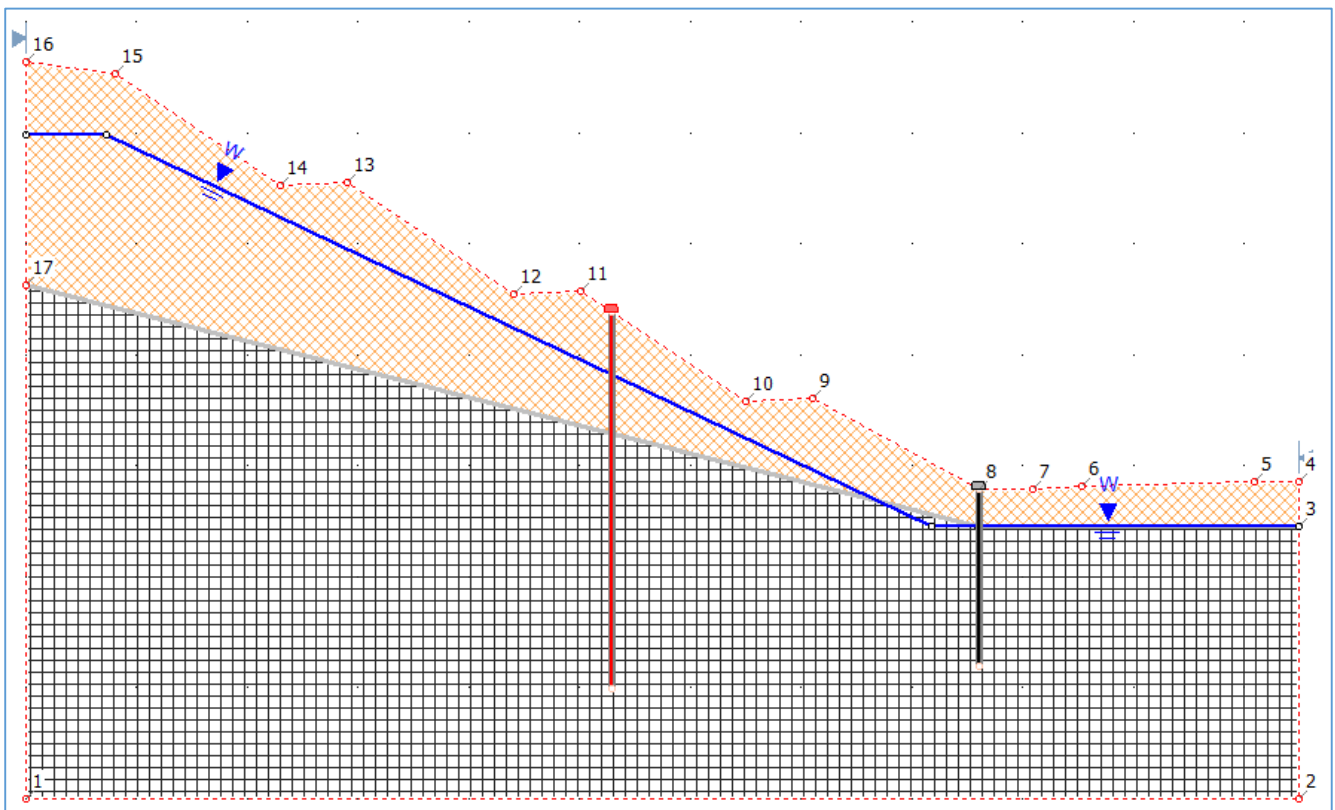


Figure V.17 : Le confortement de talus par deux lignes de pieux.

- Le résultat obtenu d'après Fellenius pour ce profil est illustré dans la figure suivante :

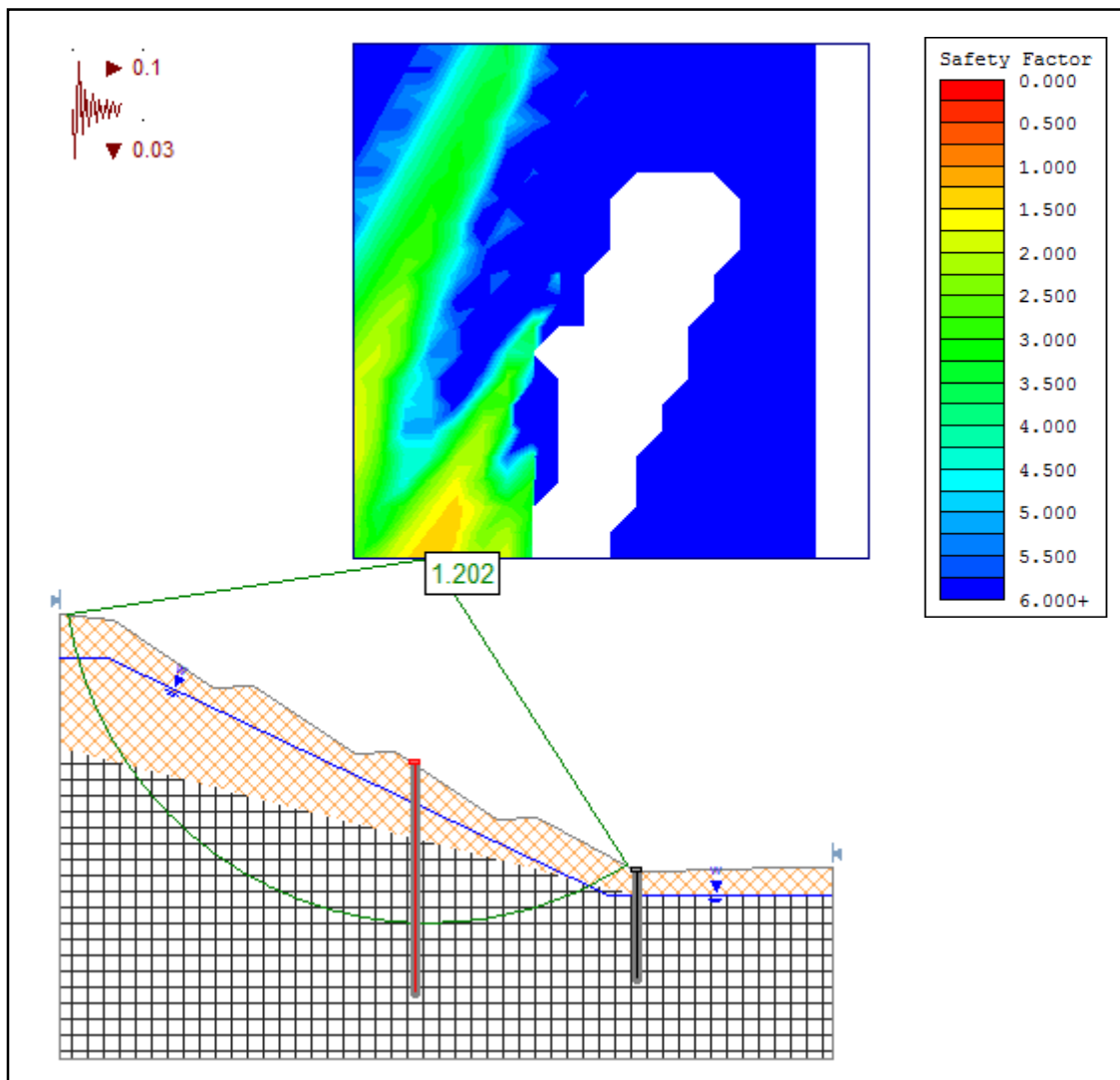


Figure V.18 : Stabilité du talus conforté par deux lignes de pieux.

-Le résultat obtenu par le logiciel est **Fs = 1.202**

Le facteur de sécurité obtenu après que nous avons adopté cette solution est égal à **Fs=1.202** < **1.25**, donc le talus est instable.

L'autre profil de calcul de stabilité par la méthode de bishop est joint en annexes F.

V.2.3.5. Synthèse

Les résultats obtenus par les deux méthodes Bishop et Fellenius dans les deux cas précédents sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Tableau de résultats de facteur de sécurité Fs.

Les variantes	Méthodes de calcul	
	Bishop	Fellenius
Le mur de soutènement seul	1.012	0.995
Le mur de soutènement avec une ligne de pieux en amont	1.444	1.335
Le mur de soutènement sur pieux avec une ligne de pieux en amont	1.295	1.289
Série de deux lignes de pieux.	1.202	1.242

D'après les résultats obtenus on constate que les deux confortements de talus par mur de soutènement de paroi inclinée avec une ligne de pieux en amont du mur ainsi que par mur sur pieux plus une ligne de pieux en amont du mur sont stables.

Remarque :

Après la modélisation des quatre types de confortement des talus précédents, nous recommandons le mur sur pieux avec une ligne de pieux en amont du mur comme une première solution pour ce glissement.

Pour des raisons économiques tout en restant dans l'efficacité et la stabilité on passe à un autre type de confortement qui est les Remblais.

V.2.4. Confortement à l'aide de remblai

V.2.4.1. Deux remblais verticaux (au pied et en tête du talus)

Cette solution nous a été proposée par l'ingénieur responsable du projet au niveau du CTPP du faite que c'est l'une des solutions envisagée à leur niveau.

La solution consiste à adopter deux remblais de même dimensions renforcés par géotextiles, l'un au pied du talus et l'autre en tête.

Le remblai a les caractéristiques suivantes :

- Angle de frottement : $\varphi = 36^\circ$
- Densité : $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$
- Cohésion : 5 kPa

-Les dimensions des deux remblais renforcés par géotextiles sont illustrées dans le schéma suivant :

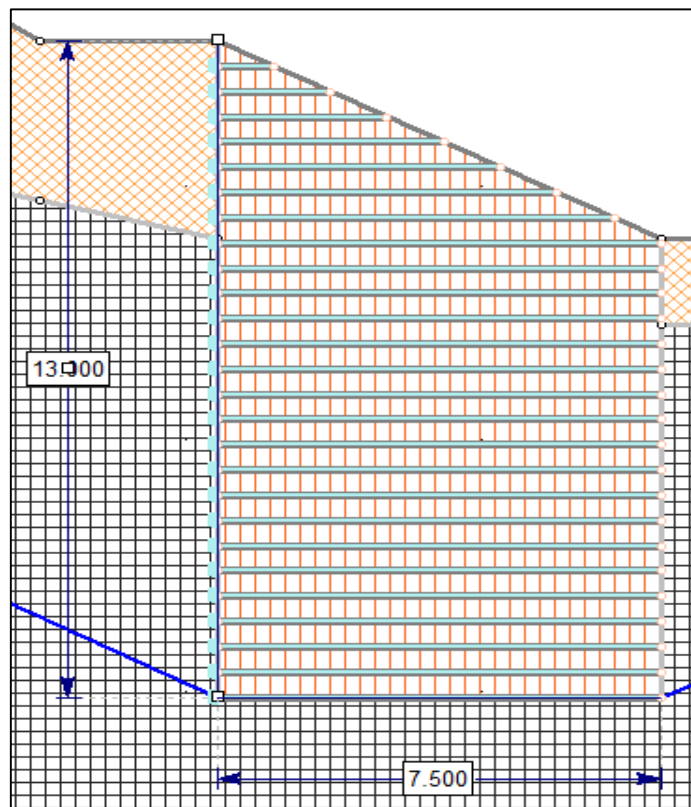


Figure V.19 : Les dimensions de remblai renforcé.

Les coordonnées des points de la géométrie ainsi que les coordonnées de la table de la nappe sont insérées dans les tableaux suivants :

Tableau V.13 : Coordonnées de la géométrie du talus.

	X(m)	Y(m)
1	4.03	25.6974
2	0	25.6974
3	0	18.15
4	0	-5
5	57.49	-5
6	57.49	7.26
7	57.49	9.26
8	55.49	9.26
9	47.69	9.06
10	45.49	8.96
11	43.03	8.96
12	35.53	12.88
13	32.53	12.88
14	25.03	17.88
15	22.03	17.76
16	14.53	22.76
17	11.53	22.695

Tableau V.14 : Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.

	X(m)	Y(m)
1	0	13.3968
2	4.03	12.6974
3	11.53	12.6974
4	35.53	-0.12
5	43.03	-0.12
6	51.205	4.047
7	57.49	7.26

Le profil de confortement par deux remblais renforcés par géotextile que nous avons élaboré est illustré dans la figure suivante :

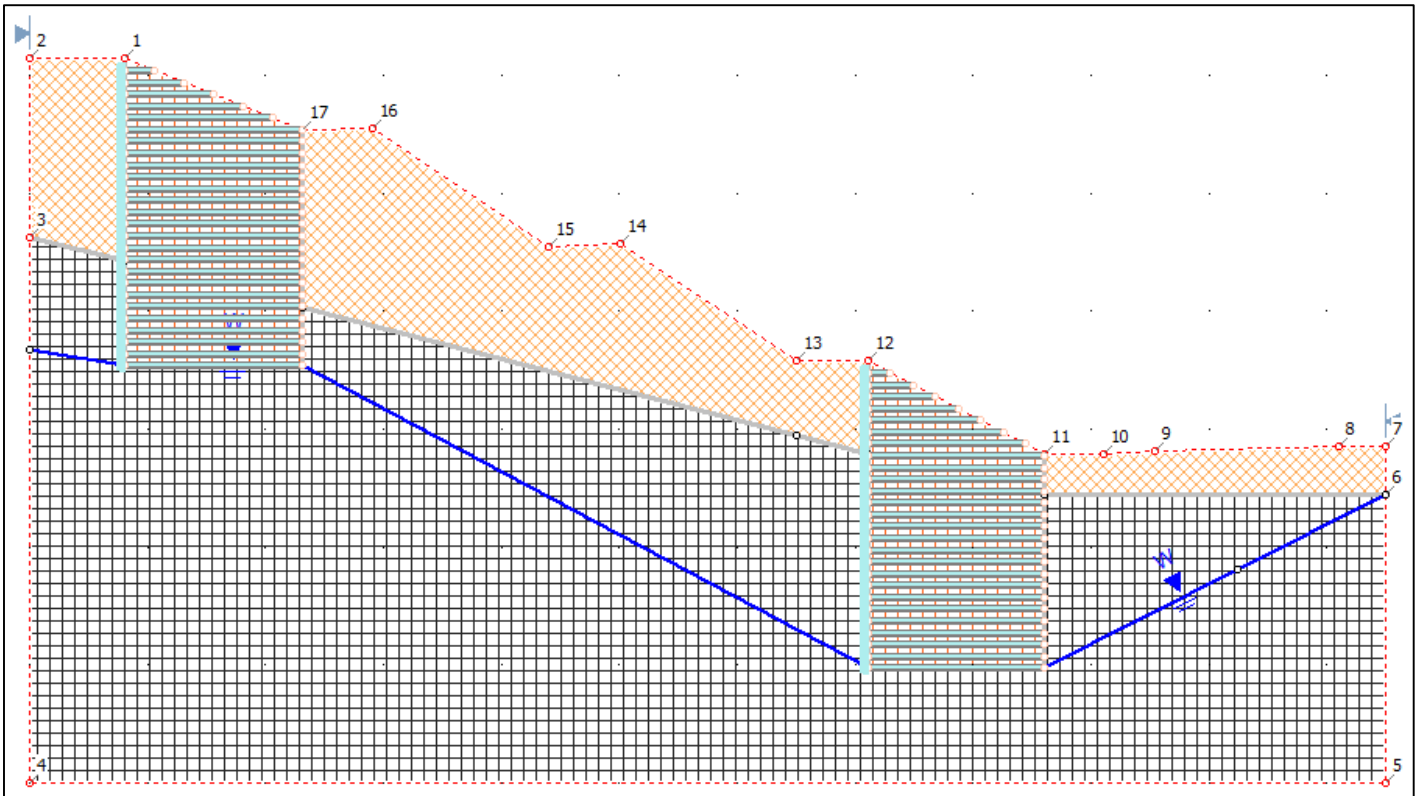


Figure V.20 : Le confortement de talus par deux remblais renforcés en géotextile.

- Le résultat obtenu d'après Fellenius pour ce profil est illustré dans la figure suivante :

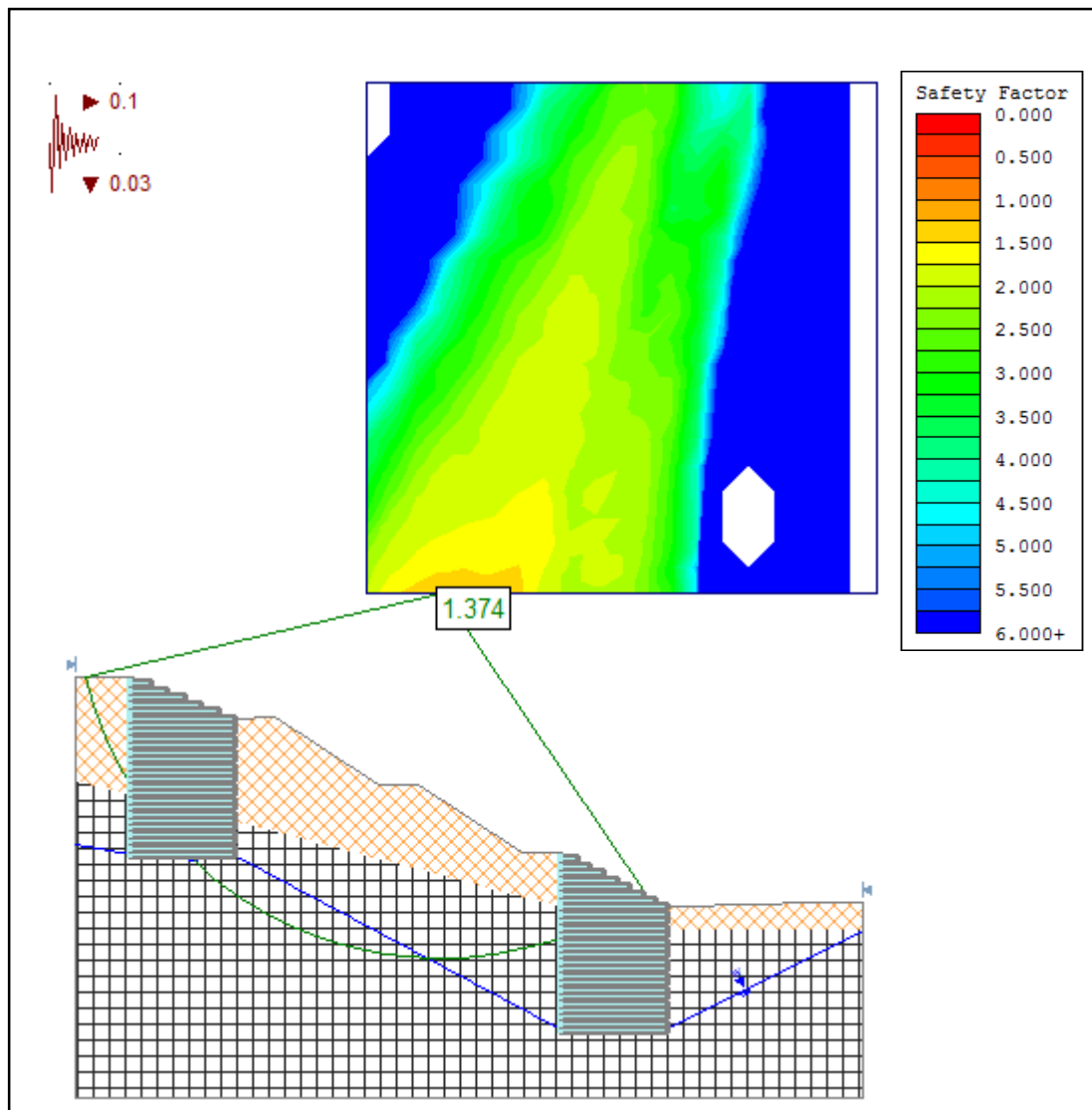


Figure V.21 : Stabilité de talus conforté par deux remblais renforcés en géotextile.

-Le résultat obtenu par le logiciel est **Fs = 1.374**

Le facteur de sécurité obtenu est **supérieur à 1.25** donc le talus est stable.

La solution qui nous a été proposée par l'ingénieur responsable du projet est fiable mais du point de vue économique elle n'est pas fameuse c'est pour cela que nous avons cherché d'autres solutions meilleures alors nous avons élaboré un remblai moins volumineux au pied avec une ligne de pieux en amont de ce dernier.

V.2.4.2. Un remblai vertical au pied du talus plus une ligne de pieux en amont du remblai

A ce niveau le remblai renforcé par géotextile que nous avons mis en place a pour largeur une dimension de 5.5 m et pour hauteur une dimension de 11.5 m avec une ligne de pieux de 13 m de longueur avec un espacement entre axe de 5 m et elle est étalée sur une distance de 100 m.

- Les dimensions des deux remblais renforcés par géotextiles sont illustrées dans le schéma suivant :

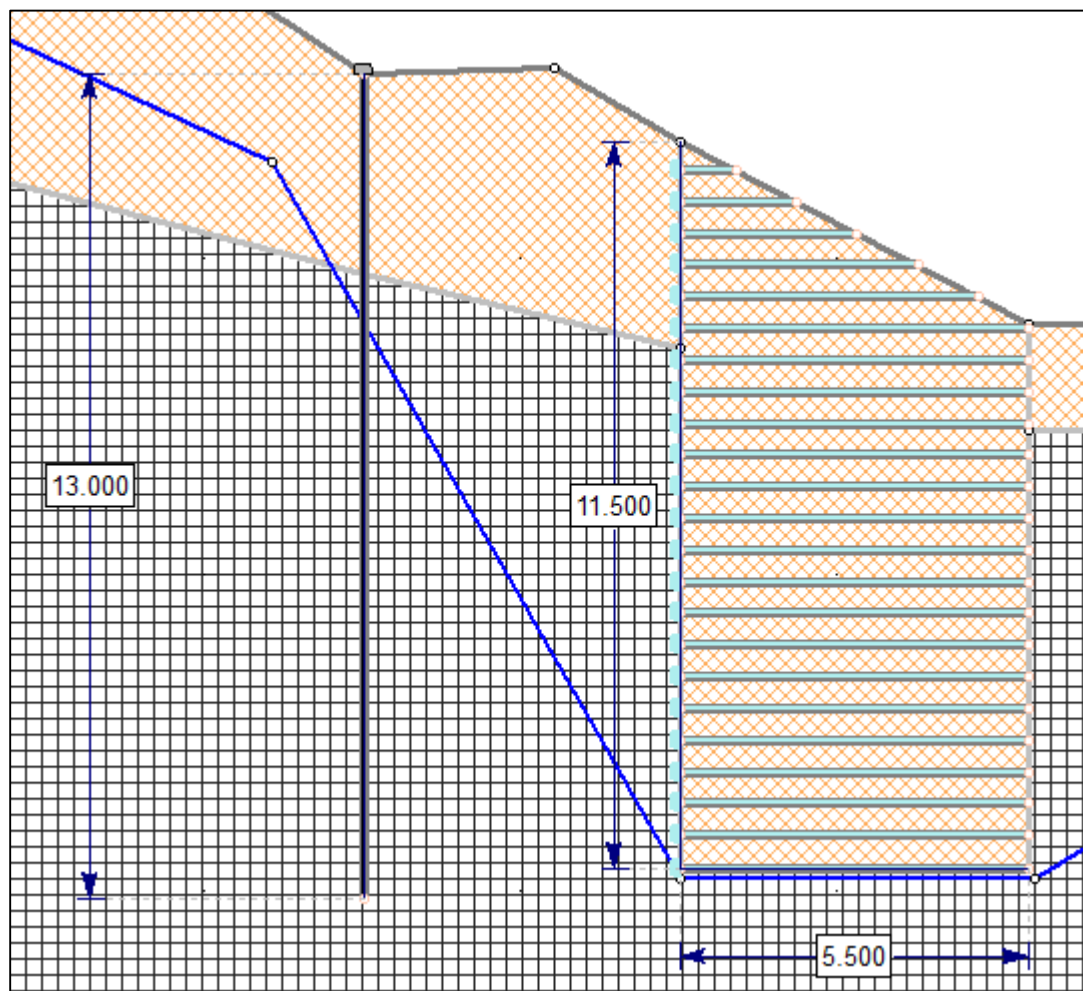


Figure V.22 : Les dimensions du remblai renforcé avec une ligne de pieux en amont de ce dernier.

- Les coordonnées de la table de la nappe sont insérées dans les tableaux suivants :

Tableau V.15 : Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.

	X(m)	Y(m)
1	0	24.086
2	4.058	24.086
3	31.085	11.493
4	37.508	0.18
5	43.104	0.18
6	51.5	5.275
7	57.49	7.26

Le profil de confortement par un remblai renforcé par géotextile que nous avons mis en place est illustré dans la figure suivante :

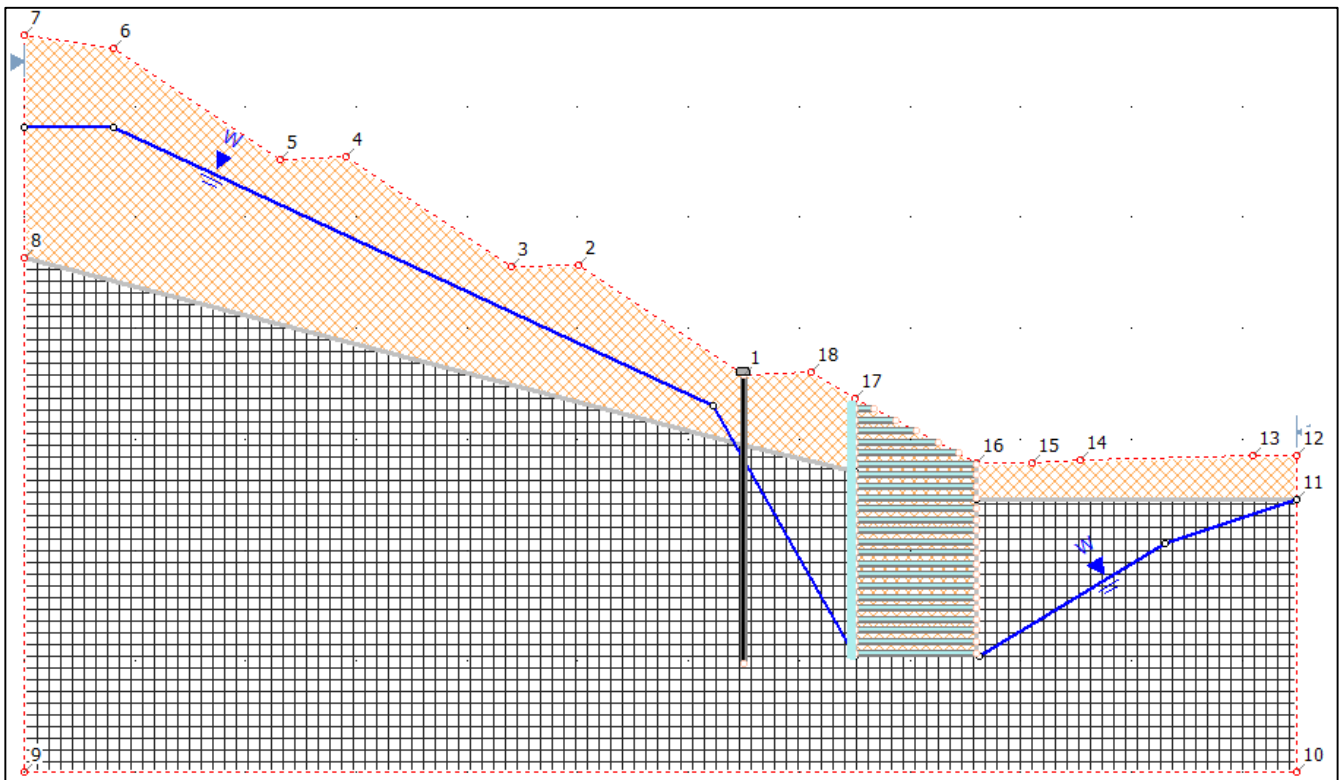


Figure V.23 : Le confortement du talus par remblai renforcé avec une ligne de pieux en amont de ce dernier.

- Le résultat obtenu pour ce profil d'après Fellenius est illustré dans la figure suivante :

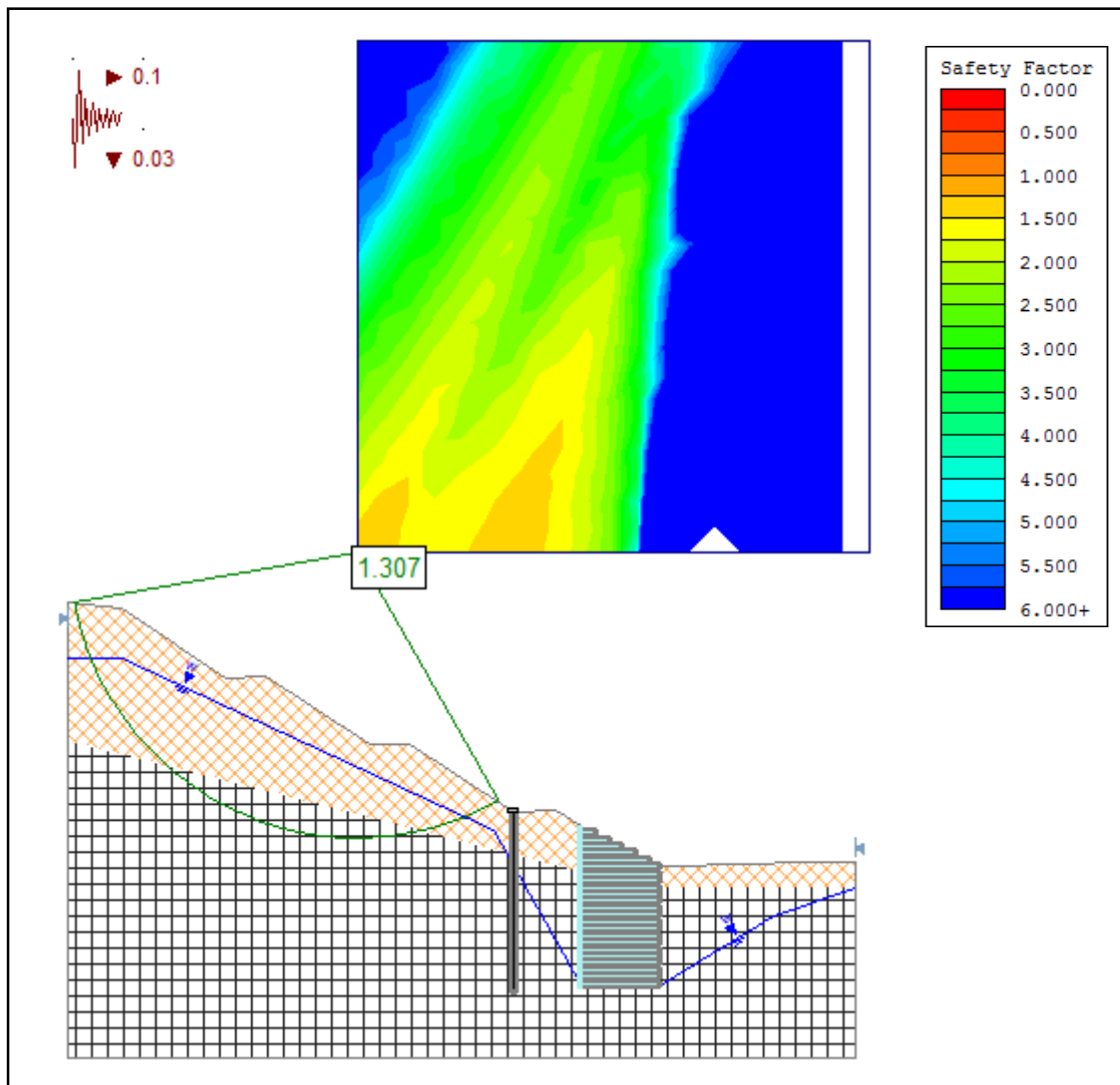


Figure V.24 : Stabilité du talus conforté par remblai renforcé avec une ligne de pieux en amont de ce dernier.

-Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 1.307$

Le facteur de sécurité obtenu pour cette solution est supérieur à **1.25**, donc le talus est stable.

La différence entre cette solution et la précédente c'est que nous avons évité les travaux en tête du talus qui présente au préalable beaucoup de danger du fait qu'il est déjà instable et nous avons aussi réduit le volume du déblai au pied du talus c'est-à-dire nous avons conservé plus de butée par rapport à la précédente.

V.2.4.3. Un remblai avec une paroi inclinée au pied du talus

Afin d'éviter les accidents éventuels lors des travaux de terrassement qui vont nous permettre de réaliser des parois verticale dans le but d'entamer les travaux de remblai surtout dans un sol instable comme dans notre cas nous avons envisagé de réaliser un confortement du talus uniquement par un remblai avec une paroi inclinée.

-Les dimensions du remblai renforcé par géotextiles sont illustrées dans le schéma suivant :

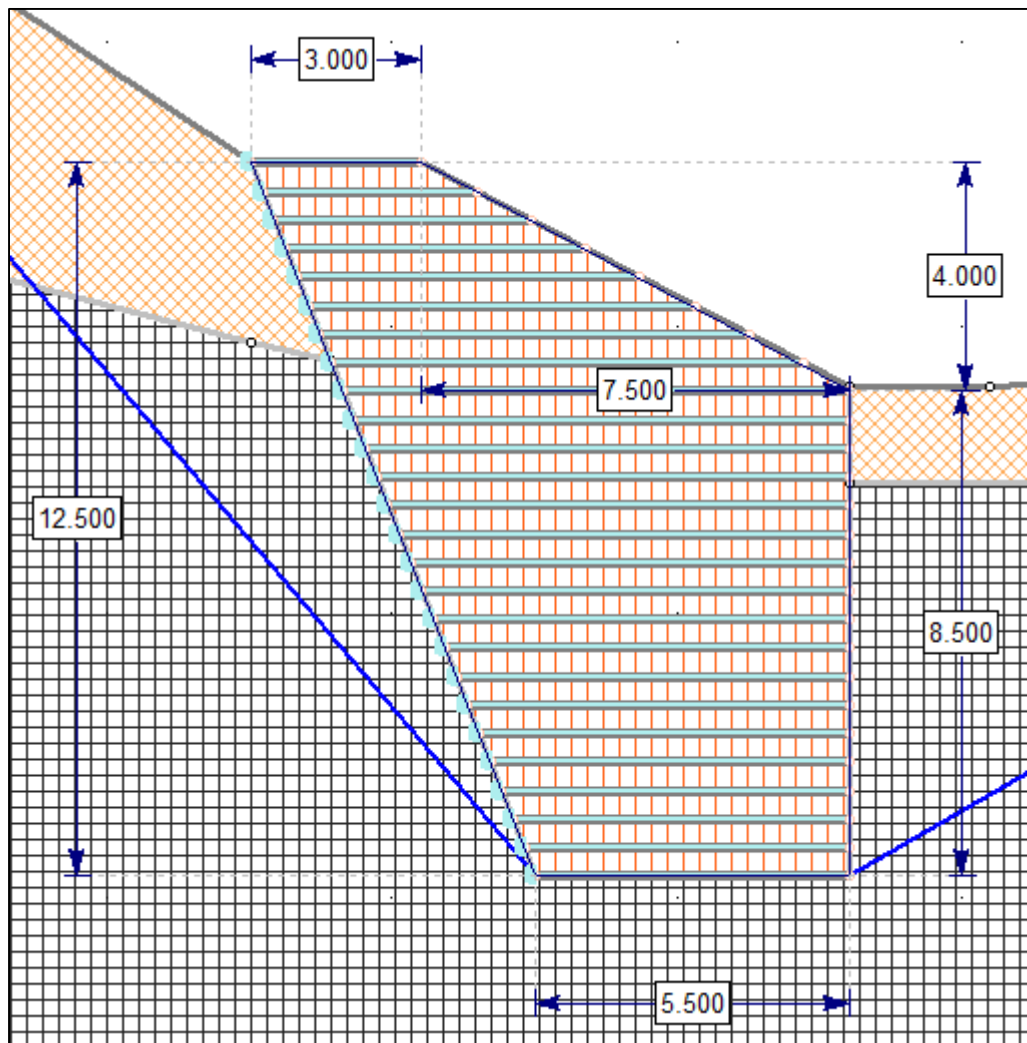


Figure V.25 : Les dimensions de remblai renforcé.

Tableau V.16 : Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.

	X(m)	Y(m)
1	0	24.905
2	3.641	24.905
3	27.215	12.471
4	37.53	0.38
5	43.03	0.38
6	51.5	5.275
7	57.49	7.26

Le profil de confortement par un remblai renforcé par géotextile que nous avons procédé est illustré dans la figure suivante :

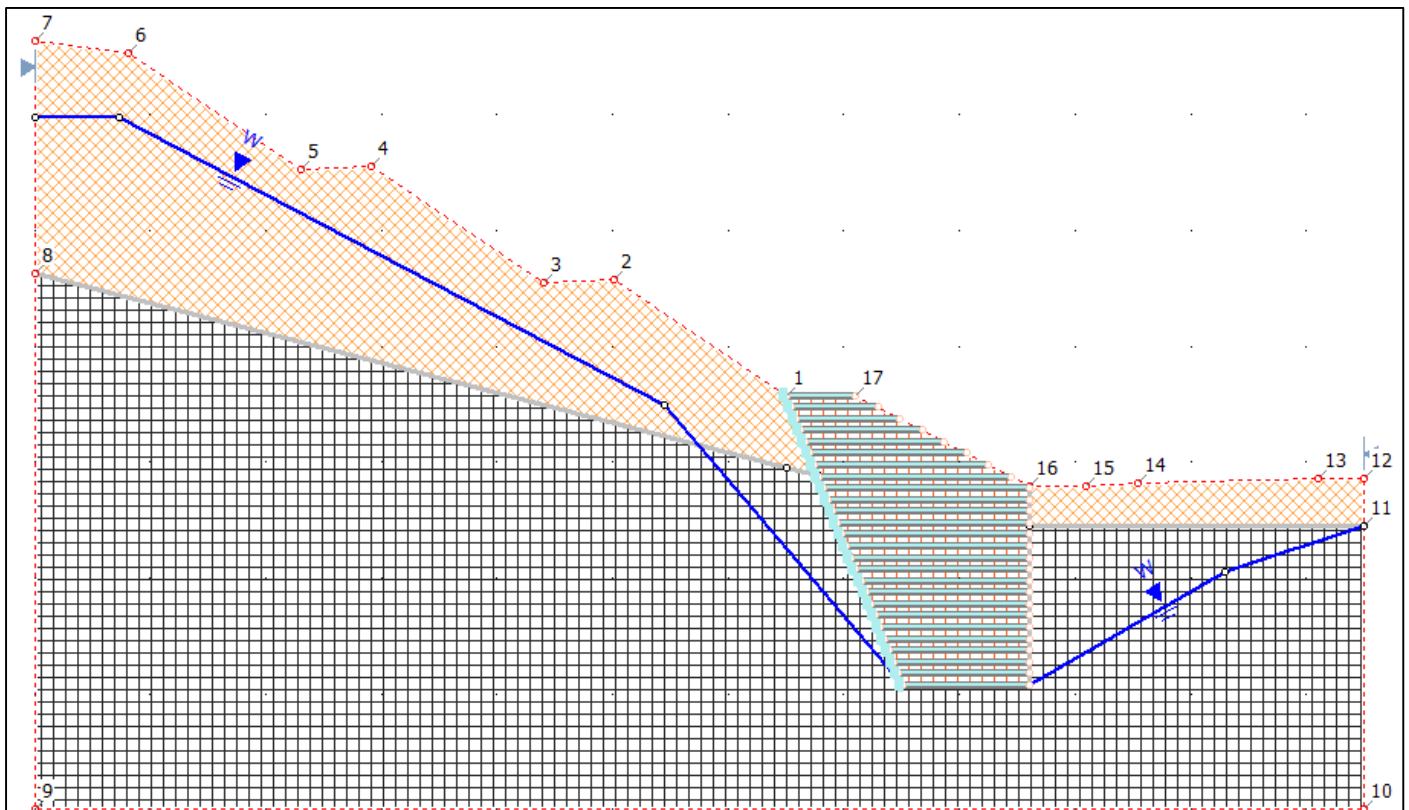


Figure V.26 : Le confortement du talus par un remblai avec paroi inclinée renforcé en géotextile.

- Le résultat obtenu d'après Fellenius pour ce profil est illustré dans la figure suivante :

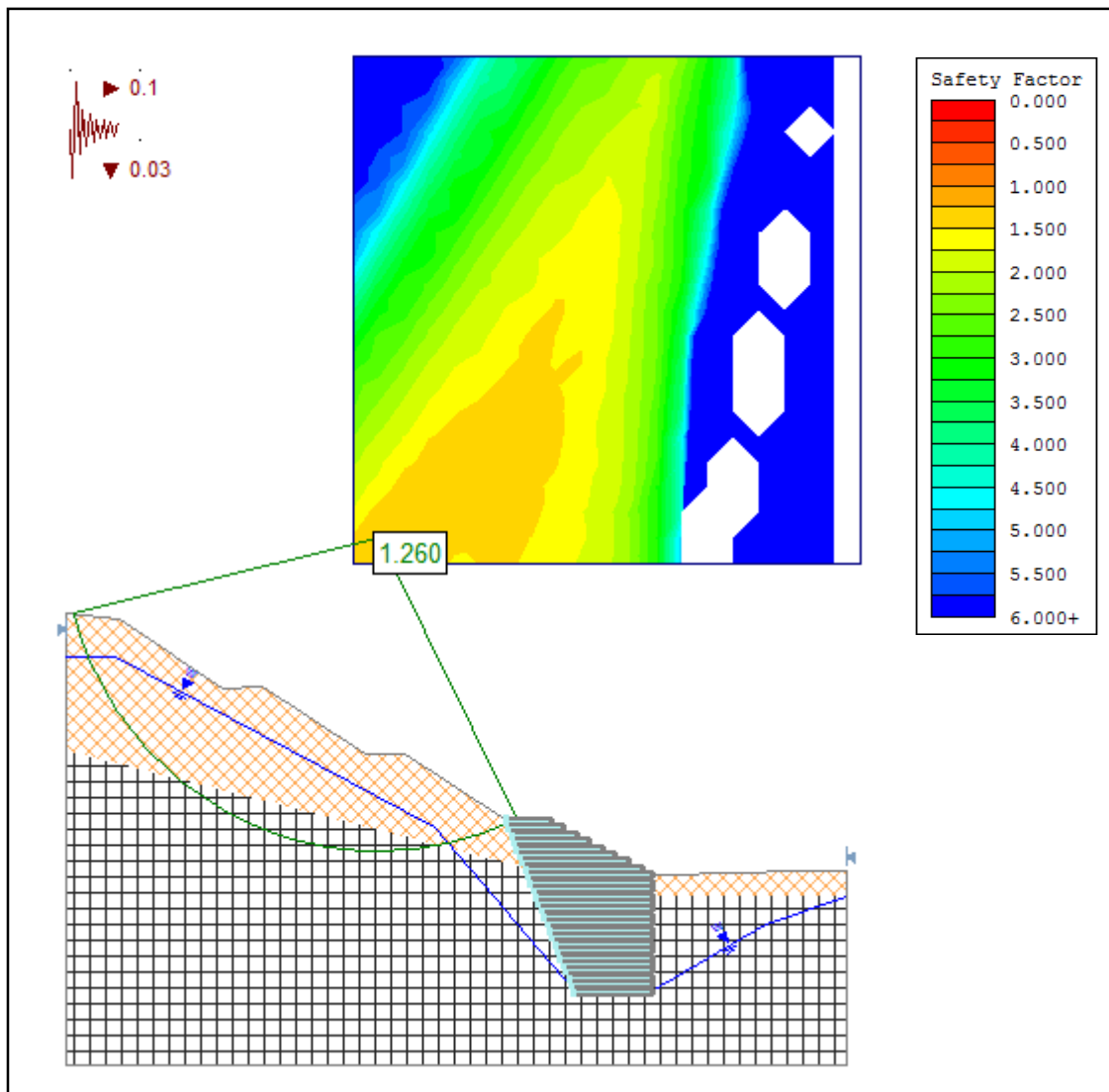


Figure V.27 : Stabilité du talus conforté par un remblai avec paroi inclinée renforcé en géotextile.

-Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 1.26$

Le facteur de sécurité obtenu est supérieur à **1.25** donc le talus est stable.

Dans ce cas précis on constate que le coefficient de sécurité est presque à la limite ($F_s = 1.26$) cela veut dire que le remblai est bien dimensionné et il est stable alors on recommande cette variante comme une deuxième solution.

N.B : l'autre profil de calcul de stabilité par la méthode de bishop est joint en annexes F.

V.2.4.4.Synthèse

Les résultats obtenus par les deux méthodes Bishop et Fellenius pour les deux cas précédents sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.17 : Tableau de résultats de facteur de sécurité Fs.

Les variantes	Méthodes de calcul	
	Bishop	Fellenius
Deux remblais verticaux (au pied et en tête du talus).	1.554	1.374
Un remblai vertical au pied du talus plus une ligne de pieux en amont du remblai.	1.341	1.307
Un remblai avec une paroi inclinée au pied du talus.	1.293	1.26

D'après les résultats obtenus on constate que les trois confortements de talus sont stables, donc le confortement de talus par remblai est très fiable pour le terrain en question.

Remarque

Après la modélisation des trois types de confortement de talus précédents, on constate qu'en passant d'une solution à une autre le coefficient de sécurité approche de la limite de sécurité qui est 1.25, ceci veut dire que nous nous rapprochant de plus en plus au confortement limite (le plus économique).

Donc nous recommandons le confortement par remblai avec une paroi inclinée au pied du talus comme deuxième solution.

V.3.Etude comparative

V.3.1. Etude estimative et quantitative

V.3.1.1. Première solution

Tableau V.18 : Devis quantitatif et estimatif du renforcement par mur sur pieux avec une ligne de pieux en amont de mur.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total
1. Pieux					
1	Terrassement en terrain meuble à l'engin mécanique ou manuellement pour préparation de la plateforme d'assise du mur de soutènement et étalage des terres en déblais	m ³	3345	400,00	1.338.000,00
2	Evacuation des terres excédentaires à la décharge publique sur un rayon n'excédant pas 13 km.	m ³	4014	350,00	1.404.900,00
3	Rideau palplanche récupérable + accessoires + mise en place	m ²	500	7.075,00	3.537.500,00
4	Fourrage de forme circulaire de diamètre de 500mm	ml	627	10000,00	6.270.000,00
5	Réalisation des pieux en béton armé de diamètre 500mm	ml	627	45000,00	28.215.000,00
				Prix total=40.765.400,00DA	
2. Le mur de soutènement					
1	Béton pour Mur soutènement	m ³	300	25.000,00	7.500.000,00
2	Remblaiement en matériaux granitaire	m ³	3045	1.800,00	5.481.000,00
				Prix total=12.981.000,00DA	
Mur de soutènement sur pieux avec une ligne en amont de mur				Prix total=53.746.400,00DA	

- Le devis quantitatif estimatif arrête à la somme de : **cinquante-trois millions sept cent quarante-six mille quatre cent dinars Algériens.**

V.3.1.2. deuxième solution

Tableau V.19 : Devis quantitatif et estimatif du renforcement par remblais.

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix unitaire	Montant
1 ère solution : confortement par remblai de paroi incliné renforcé par géotextiles					
01	Terrassement en terrain meuble	m ³	8500	400,00	3.400.000,00
02	Evacuation des déblais a la décharge publique	m ³	10200	350,00	3.570.000,00
03	Rideau palplanche récupérable + accessoires + mise en place	m ²	1350	7.075,00	9.551.250,00
04	Remblaiement en matériaux granitaire	m ³	10200	1.800,00	18.360.000,00
05	Fourniture et mise en place de géotextile	m ²	17500	600,00	10.500.000,00
				Prix total= 45.381.250,00DA	

- Le devis quantitatif estimatif arrête à la somme de : **quarante-cinq millions trois cent quatre-vingt et un mille deux cent cinquante dinars Algériens.**

V.3.2. Comparaison technico-économique entre les deux solutions

V.3.2.1. Première solution : Mur de soutènement sur pieux avec une ligne de pieux en amont.

Tableau V.20 : Récapitulatif avantages et inconvénients de système de confortement

Système de confortement		Avantages	Inconvénients
1. Première solution : Mur de soutènement sur pieux avec une ligne de pieux en amont	A. Pieux moulés (coulés en place dans le forage)	<ul style="list-style-type: none"> • hauteurs et dimensions importantes possibles ; • facile à réaliser et simplicité de la méthode, • Possibilité de traverser des bancs durs. • Adaptation facile de la longueur. • très performante car une durée de vie illimitée et sans entretien • réalisation pendant la phase de terrassement donc inclus dans le planning • possibilité de fixation sur les têtes de pieux des ouvrages et aménagements (barrières de sécurité, rampes d'accès, bacs à fleurs...) • réalisation des pieux avec du matériel de forage de faible encombrement 	<ul style="list-style-type: none"> • qualité du béton (des particules du sol peuvent se mélanger à la composition du béton, ce qui le rendra de moins bonne qualité) ; • ferrailage sur toute la hauteur parfois impossible (selon la technique employée) ; • temps important d'attente avant de poursuivre la construction. • Réalisation demandant un personnel spécialisé et un matériel bien adapté aux opérations de forage et de bétonnage. • Risque de remaniement du sol autour du pieu. • Malpropreté fréquente du chantier.
	B. Mur de soutènement.	<ul style="list-style-type: none"> • Il solidifie les fondations à risque et les rend plus sécuritaires ; • Choix écologique et 100% recyclable ; • Durable dans tous les environnements ; • Toujours produit localement ; • Faible coût d'entretien ; • Résiste au feu, au vent et à l'eau ; Résiste à la rouille et à la pourriture. 	<ul style="list-style-type: none"> • Drainage à prévoir • Cout élevé. • Exécutions complexe et difficile. • Terrassement important. • La maintenance est nécessaire pour le système de drainage (barbacane).

V.3.2.2. Deuxième solution : Remblai renforcé par géotextiles.

Tableau V.21 : Récapitulatif avantages et inconvénients de système de confortement

Système de confortement	Avantages	Inconvénients
<p>2. Deuxième solution : Remblai renforcé par géotextiles</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Exécution facile avec assistance de technicien maîtrisant les exigences de la mise en œuvre ; • Utilisation des matériaux locaux ; • Représente une grande souplesse du massif renforcé ; • Le coût de réalisation moyennement raisonnable, dépend de la quantité et des exigences spécifiques du géogrille utilisé. • Constructions naturelles et écologiques ; • Résistance à des charges importantes ; • Fiabilité au long terme ; • Flexibilité dans le choix du parement ; • Adoptée à toutes les hauteurs. 	<ul style="list-style-type: none"> • Dérangement de la circulation de la route pendant l'exécution des travaux ; • Les nappes de géogrille présentent une mauvaise résistance à la compression.

V.3.2.3. Synthèse

Tableau V.22 : Synthèse de l'analyse de la stabilité avant et après confortement.

Solutions de confortement	Fs		Le gain de sécurité(%)	Coût approximatif (DA)
	Avant confortement	après confortement		
Renforcement par mur de soutènement sur pieux avec une ligne de pieux en amont de mur	0.559	1.289	3.9	45.381.250,00DA
Renforcement par remblai renforcé par géotextiles	0.559	1.260	1	53.746.400,00DA

V.4. Conclusion

Ce chapitre constitue la phase finale de notre travail dans lequel nous avons cherché les solutions possibles pour conforter le talus instable de notre projet.

Pour atteindre cet objectif, nous avons établi une chronologie des solutions possibles en commençant par la plus simple que ce soit du point de vue réalisation ou du point de vue coût qui est le reprofilage ensuite on est passé aux gabions puis le béton armé et pour en finir le remblai renforcé par géotextiles.

Nous avons établi une étude comparative qui nous a permis de choisir la meilleure solution qui nous semble la plus optimale.

Le coefficient de sécurité F_s de la géométrie initiale montre que le talus est instable sans aucune mesure de confortement que ce soit en situation statique ou sous sollicitation sismique avec une valeur de F_s qui varie entre 0.624 et 0.718.

Les deux solutions choisies pour l'étude comparative (Mur de soutènement + pieux et remblais renforcé par géotextiles) vérifient la stabilité dans les deux cas : statique et en pseudo-statiques (sismiques) avec un coefficient de sécurité F_s variant de 1.289 à 1.295 pour la première solution et variant de 1.26 à 1.293 pour la deuxième solution.

Les deux solutions suscitées auparavant assurent deux rôles essentiels à la fois ; le premier c'est qu'elles jouent le rôle de butée stabilisante et le deuxième c'est qu'elles jouent le rôle de drain qui diminue les pressions interstitielles dans le talus.

L'étude techno-économique nous a permis de recommander le remblai renforcé par géotextiles comme solution la plus fiable solution pour stabiliser le talus en question.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce travail avait comme objectif d'étudier la stabilité du talus en déblais situé au niveau du contournement nord de la ville de Médéa entre PK 3+325 et le PK 3+400 reliant la RN01 à la RN18. L'objectif principal était d'identifier les causes probables de ce glissement et de proposer une solution de confortement intéressante sur les deux plans technique et économique. Pour atteindre cet objectif, nous avons suivi une démarche scientifique basée sur la modélisation du problème en utilisant le logiciel Slide 6.0.

Le talus en question est composé de quatre banquettes inclinés de 28° à 34° et possédant une hauteur de 19,24m avec un sol qui se compose de deux couches : une couche d'argile marneuse surmontant une couche de marne dure avec une nappe détectée à 2m de profondeur.

Le talus à l'état initial sans aucune mesure de confortement était instable avec un coefficient de sécurité largement inférieur au seuil admissible qui est de 1.5 en statique et de 1.25 en dynamique. Le coefficient de sécurité varie selon le cas de charge entre 0.71 et 1.29 pour le cas statique et entre 0.57 et 1.02 pour le cas dynamique.

Une étude paramétrique a été effectuée en analysant l'influence des paramètres suivants à savoir : La cohésion, l'angle de frottement, ainsi que le niveau de la nappe phréatique. L'étude a permis de conclure que le scénario le plus probable est que ce glissement s'est produit en plein hiver en présence des précipitations engendrant une altération des caractéristiques mécaniques de la couche marneuse et argileuse et une variation du niveau de la nappe avec un risque croissant en présence de l'activité sismique.

Plusieurs solutions de confortements ont été investiguées et notamment : le reprofilage, le gabionnage, murs de soutènements, lits sur pieux et remblai renforcé par nappes en géotextiles.

La solution de reprofilage a fournie des valeurs de F_s inférieur au seuil admissible. Le gabionnage a également fournie des valeurs faibles de F_s bien inférieur au seuil admissible ce qui s'explique par la position du cercle de glissement qui est profonde. La solution en murs de soutènement seul n'est pas envisageable car le F_s est inférieur au seuil admissible. La solution d'un mur de soutènement combiné avec deux lits de pieux nous a fourni un F_s supérieur au seuil admissible donc cette solution est envisageable. La variante avec deux lits de pieux n'a pas vérifiée la stabilité.

La solution en remblai renforcé par nappes en géotextiles a été investigué avec plusieurs variantes et notamment celle proposée par le CTTP, ainsi que deux variantes que nous avons proposées nous-mêmes (remblai renforcé par nappes en géotextiles + lit de pieux et remblai incliné renforcé par nappes en géotextiles au pied du talus). Les trois variantes ont fournies un Fs supérieur au seuil admissible mais nous avons retenus le remblai incliné renforcé par nappes en géotextiles au pied du talus qui nous semble le plus intéressant sur le plan technique et économique.

L'étude comparative entre les deux solutions retenues à savoir : murs de soutènement combinés avec lits de pieux et remblai incliné renforcé par nappes en géotextiles au pied du talus, nous a permis de trancher sur le choix suivant :

Le talus peut être renforcé avec la solution la plus intéressante sur les deux plans technique et économique à savoir : un remblai incliné renforcé par nappes en géotextiles au pied du talus.

Pour terminer nous souhaitons vivement que notre modeste travail servira comme support pour les futurs ingénieurs du faite que c'est un projet existant sur terrain et d'actualité qui va se concrétiser prochainement sous la tutelle du CTTP (contrôle technique des travaux publics).

REFERENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Bali Omar - Boukeras Abderrahmane. (Juillet 2018). Etudes Géotechnique De Glissements De Terrain a Mascara.
- [2]. SLIMI.A. (2008). Mouvements de terrains et ravinements dans le bassin supérieur de l'Oued Djemaa (versant sud du Djurdjura, Algérie). Mémoire pour obtenir le diplôme de doctorat. Université Paris XII Val-de-Marne
- [3] Clément DESODT – Julien LAUNAY Hélène HORSIN MOLINARO, Les glissements de terrain, modélisation et prévision, Edité le 02/05/2017.
- [4] L'institution de santé publique Québec (Ressources naturelles Canada, 2009b) lien (www.inspq.qc.ca/pdf/publications/1240_PropoIndicPrecipNonHivernales.pdf)
- [5] www.algerie-eco.com/2019/01/23/affaissement-route-azazga-letrhb-haddad-apporte-explications/
- [6] J. M. Aylsworth. Le sol bouge –glissement de terrain au Canada. Commission géologique du Canada. Ressources naturelles Canada.
- [7] www.algerie360.com/drame-daokas-reunion-durgence-chez-kadi-demain/
- [8] L'Encyclopédie de l'environnement est publiée par l'Association des Encyclopédies de l'Environnement et de l'Énergie (www.a3e.fr), contractuellement liée à l'université Grenoble Alpes et à Grenoble INP, et parrainée par l'Académie des sciences. Lien : https://www.encyclopedie-environnement.org/sol/glissement-eboulement-rocheux-fatalite/#2_Les_bascullements
- [9] Nigri Saïd - Bekhakhcha Oussama - Reouaigia Kamel. (Juin 2015). Etude du traitement d'un glissement de terrain sur la RN80 Pk67+500 Wilaya de Guelma pour obtention le diplôme de Master
- [10] Nacera Hadjimi .Etude d'un glissement de terrain survenu sur la RN65 AU PK 22+000 près de la ville de Damous.Tipaza.
- [11] encyclopédie environnement (séismes -glissements-terrain) Lien : https://www.encyclopedie-environnement.org/sol/seismes-glissements-terrain/#4_Coment_explique-t-on_ces_instabilites
- [12] Ali Bouafia .Conception et Calcul des ouvrages géotechnique : fondation, soutènement et talus (cours et problemes résolus)
- [13] Eurocode 7 Lien : pentes-tunnels.eu/didact/didactpente/pente/dossier/Resume_Eurocode7/
- [14] Youcef Lien. Analyse et modélisation d'un glissement de terrain Cas de Sidi Beni Messous Alger.
- [15] Jean-Louis DURVILLE et Gilles SÈVE .stabilité en terrain meuble page 5
- [16] Cnam –Paris –Géotechnique C. Plumelle, chapitre 7 (version du 25/03/03).
- [17] DJERBAL Lynda .Analyse des mécanismes de déformation et de la rupture progressive du versant instable d'Ain El Hammam.
- [18] observatoire régional risques-paca.fr .stabilisation-glissements-terrain.
- [19] [le plus grand glissement de terrain d'Europe « la Clapière » .www.savoirs.essonne.fr](http://www.savoirs.essonne.fr)

[20] Jean-Mick Des hommes Claude Prépetit .RAPPORT SUR LE GLISSEMENT DE TERRAIN A MUSSEAU, IMPASSE AVALON

[21] Melle. BENKECHKACHE Imene .INVESTIGATION DE LA DEGRADATION DU CADRE BATI SOUS L'EFFET DU GLISSEMENT DE TERRAIN CAS DE CONSTANTINE.

[22] Google Earth

[23] Site officiel de l'office national de métrologie O.N.M

[24] Rapport géotechniques

[25] Levé topographique sous forme fichier AutoCAD

Les Annexes

ANNEXES

Annexe A : Liste des symboles.

Annexe B : Coupes lithologiques des sondages carottés.

Annexe C : Résultats des essais pénétrométriques dynamique.

Annexe D : les photos de caisses des sondages carotté.

Annexe E : Résultats de modélisation des phases bishop simplifié et Fellenius.

Annexe F : Résultats de modélisation des variantes d'après bishop.

Annexe A : Liste des symboles

- A : La section de la pointe du pénétromètre dynamique (m^2)
- A : Coefficient d'accélération de zone sismique (% de g)
- b : Largeur de la tranche
- B : Largeur du mur (m)
- C : Cohésion (kPa)
- C' : Cohésion effective (kPa)
- C_{ah} : Coefficient d'accélération sismique horizontal
- C_{av} : Coefficient d'accélération sismique vertical
- C_U : Cohésion non drainée (kPa)
- F_s : Facteur de sécurité
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2)
- H : Composante horizontale de la force interne
- H : La Hauteur du mur (m)
- H : La hauteur de chute du mouton (m)
- I_c : Indice de consistance
- I_p : Indice de plasticité (%)
- K_A^γ, K_A^q : Les coefficients de poussée
- M : La masse du mouton (Kg)
- M^t : Moment
- N : Résultante des composantes normales
- N_γ, N_c, N_q : Les facteurs de portance, et ne dépendent que de l'angle de frottement interne du sol
- P : Le poids des tiges (Kg)
- q : La surcharge routière (kPa)
- q_{adm} : Contrainte admissible
- q_L : Contrainte limite
- R : Résultante des efforts (kN/ml)
- R_p : La résistance en Pointe du pénétromètre (bar)
- R_H : Effort horizontal (kN/ml)
- R_V : Effort vertical (kN/ml)
- S : Surface (m^2)
- S_r : Degré de saturation (%)
- T : Résultante des composantes tangentielles
- U : Pression interstitielle
- V : Composante verticale de la force interne
- W : Force due aux poids des terres

W: Poids propre (kN/ml)

W : Teneur en eau

W_L : Limite de liquidité

W_P : Limite de plasticité

X_w : Centre de gravité (m)

$Y(H_i)$, $Y(H_i')$: points de passage des forces

Z : La profondeur (m)

α : Inclinaison de la force normale par rapport à la verticale

β : L'angle du talus(°)

γ : Poids volumique (kN/m³)

γ' : Poids volumique déjaugé (kN/m³)

γ_d : Poids volumique sec (kN/m³)

γ_h : Poids volumique humide (kN/m³)

γ_{sat} : Poids volumique saturé (kN/m³)

δ : L'angle que fait la poussée avec l'axe horizontal(°)

ψ_a : L'angle de dilatance(°)

θ : L'angle de l'inclinaison de la résultante R des efforts sur le mur par rapport à l'axe central vertical de la semelle (°)

ρ_d : Masse Volumique (Kg /m³)

σ' : Contrainte normale effective (kPa)

σ_a : La contrainte due au poids des terres.(kPa)

τ : Contrainte de cisaillement

τ_{max} : Résistance au cisaillement maximal

ϕ : L'angle de frottement interne (°)

ϕ' : L'angle de frottement interne effective (°)

ϕ_u : L'angle de frottement interne non drainé(°)

λ : L'angle d'inclinaison de l'écran de mur avec le vertical (°)

CD : Consolidé drainé

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

PDL : Pénétration dynamique lourds

RPA : Règlement parasismique Algérien

SC : Sondages carottés

O.N.M :L'office Nationale Météorologique.

Annexe B : Coupes lithologiques des sondages carottés**Sondage N° : PK 3+400 SC01**

ORGANISME NATIONAL DE CONTRÔLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

Prof (m)	Récupération 0 25 50 75 100	R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
1	97 %	72						Marne très plastique, peu compact de couleur grisâtre.	
2									
3									
4	98 %	73							
5								Marne grise friable au sommet à compacte dur à la base et peu plastique	
6									
7									
8	97 %	81							
9									
10	98 %	78							
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									
19									
20									

CTTP

Etabli le Décembre 2018	Etude de stabilité des glissement de contournement nord de la ville de Médéa	Réalisé par: R.CHEBCHEB
Révisé le	Countournement de la Ville du Médéa	
Indice de révision		

Sondage N° : PK 3+400 SC02

ORGANISME NATIONAL DE CONTRÔLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P.

Etude : Etude glissement de contournement de Médéa		Sondage N° : PK 3+400 SC02					
Dossier N°:		Profondeur totale : 30 ML					
Date essai : Décembre 2018		Coordonnées : X = 4016640,362 Y = 476623,341					
Niveau Nappe : m		Z = 946,8					
Prof (m)	Récupération 0 25 50 75 100	R.Q.D	ψ Tub ψ Trou	Ech Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
1						Terre végétale.	
2	75 %	29				Argile Marneuse lâche très plastique de couleur brunâtre.	
3							
4	98 %	41				Marne très plastique, peu compact de couleur grisâtre.	
5							
6							
7	97 %	51					
8							
9							
10	98 %	66					
11							
12							
13	97 %	96					
14							
15							
16	98 %	71					
17							
18							
19	98 %	80					
20							

CTTP

Etabli le Décembre 2018	Etude de stabilité des glissement de contournement nord de la ville de Médéa	Réalisé par: R.CHEBCHEB
Révisé le	Countournement de la Vile du Médéa	
Indice de révision		

Sondage N° : PK 3+400 SC02 (suite)

ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

Prof (m)	Récupération 0 25 50 75 100	R.Q.D.	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
21	98 %	80						Marne très plastique, peu compact de couleur grisâtre.	
22									
23	97 %	71						marne dur compact peu plastique de couleur grisâtre	
24									
25									
26	98 %	81							
27									
28									
29	97 %	86							
30									
31									
32									
33									
34									
35									
36									
37									
38									
39									
40									

CTTP

Etabli le Décembre 2018	Etude de stabilité des glissement de contournement nord de la ville de Médéa	Réalisé par: R.CHEBCHEB
Révisé le	Contournement de la Vile du Médéa	
Indice de révision		

Annexe C : Résultats des essais pénétrométriques dynamique**Essai N° : PD 01**

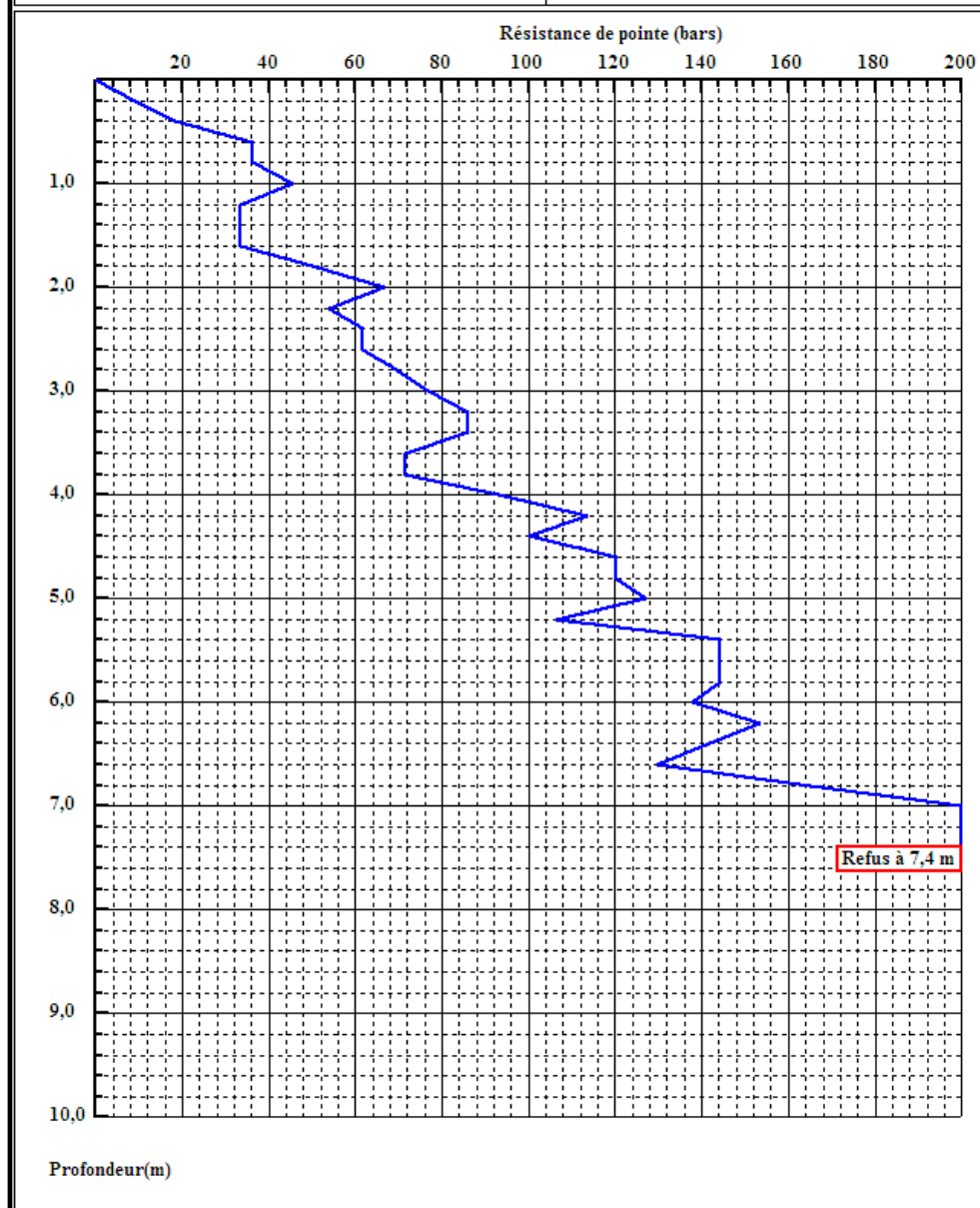
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement Nord de la Ville de Medea
Lieu : PK 3+400
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 18 11 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD1

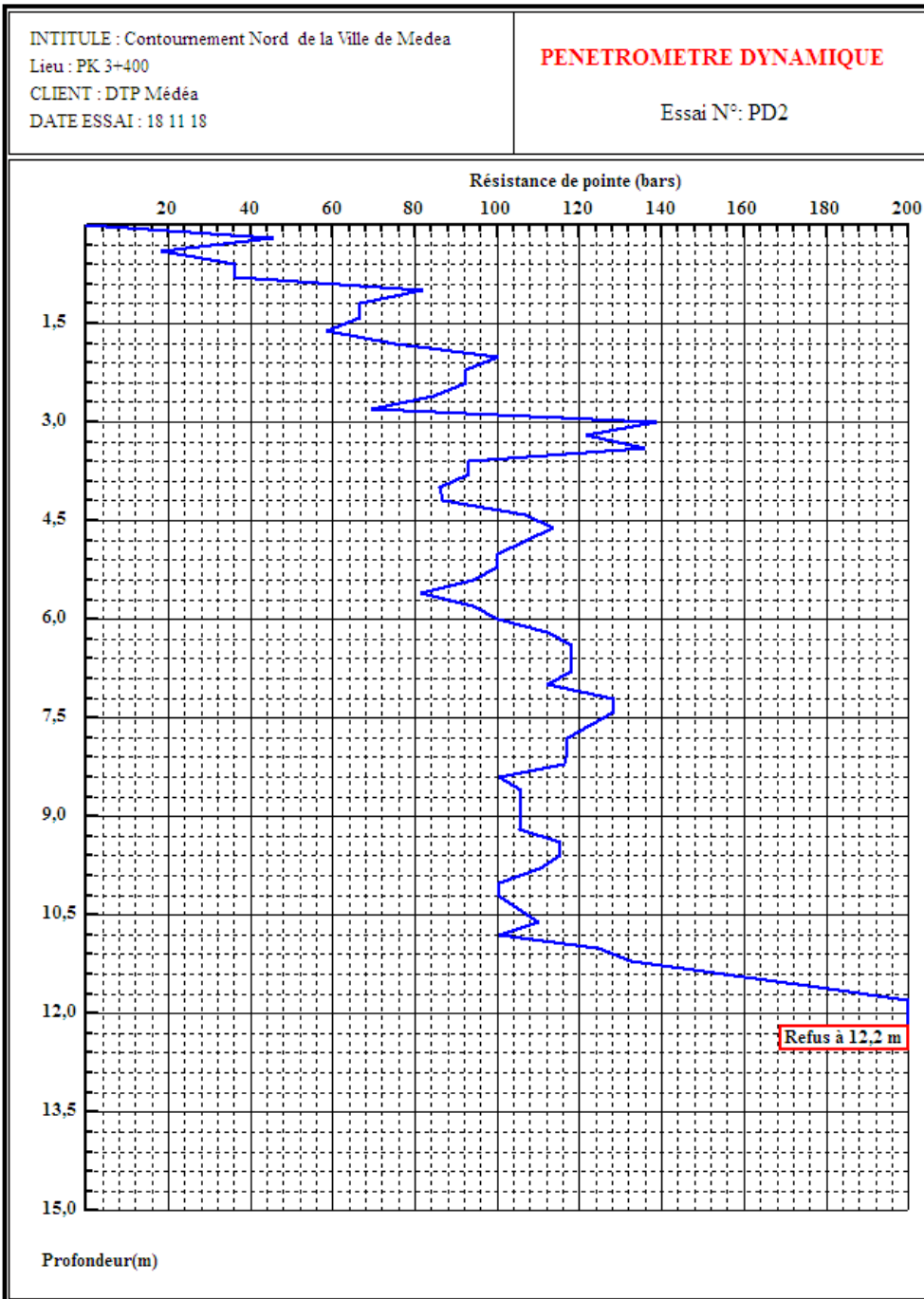


Essai N° : PD 02



ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P



Essai N° : PD 03

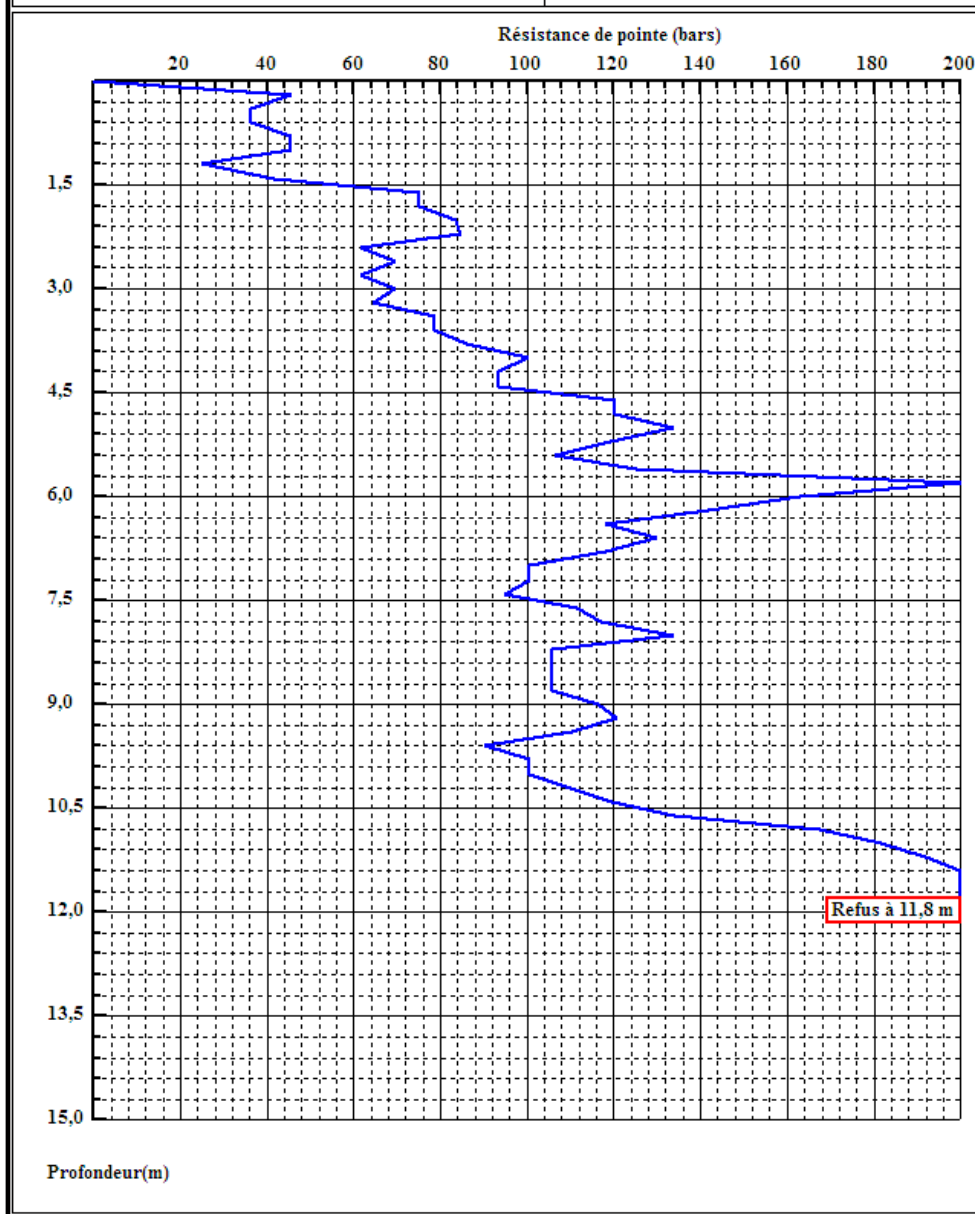
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement Nord de la Ville de Medea
Lieu : PK 3+400
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 18 11 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD3



Essai N° : PD 04



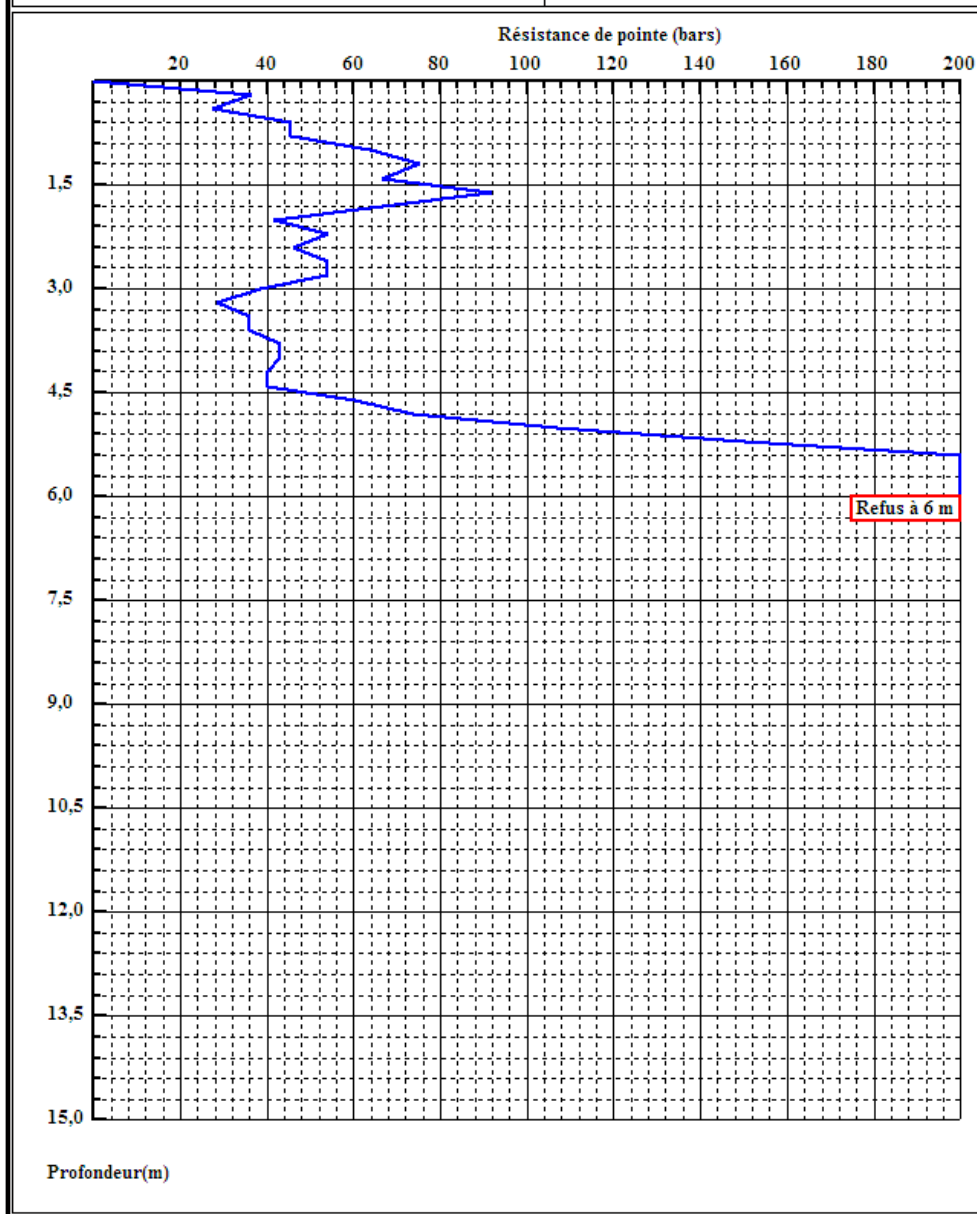
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement Nord de la Ville de Medea
 Lieu : PK 3+400
 CLIENT : DTP Médéa
 DATE ESSAI : 18 11 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD4

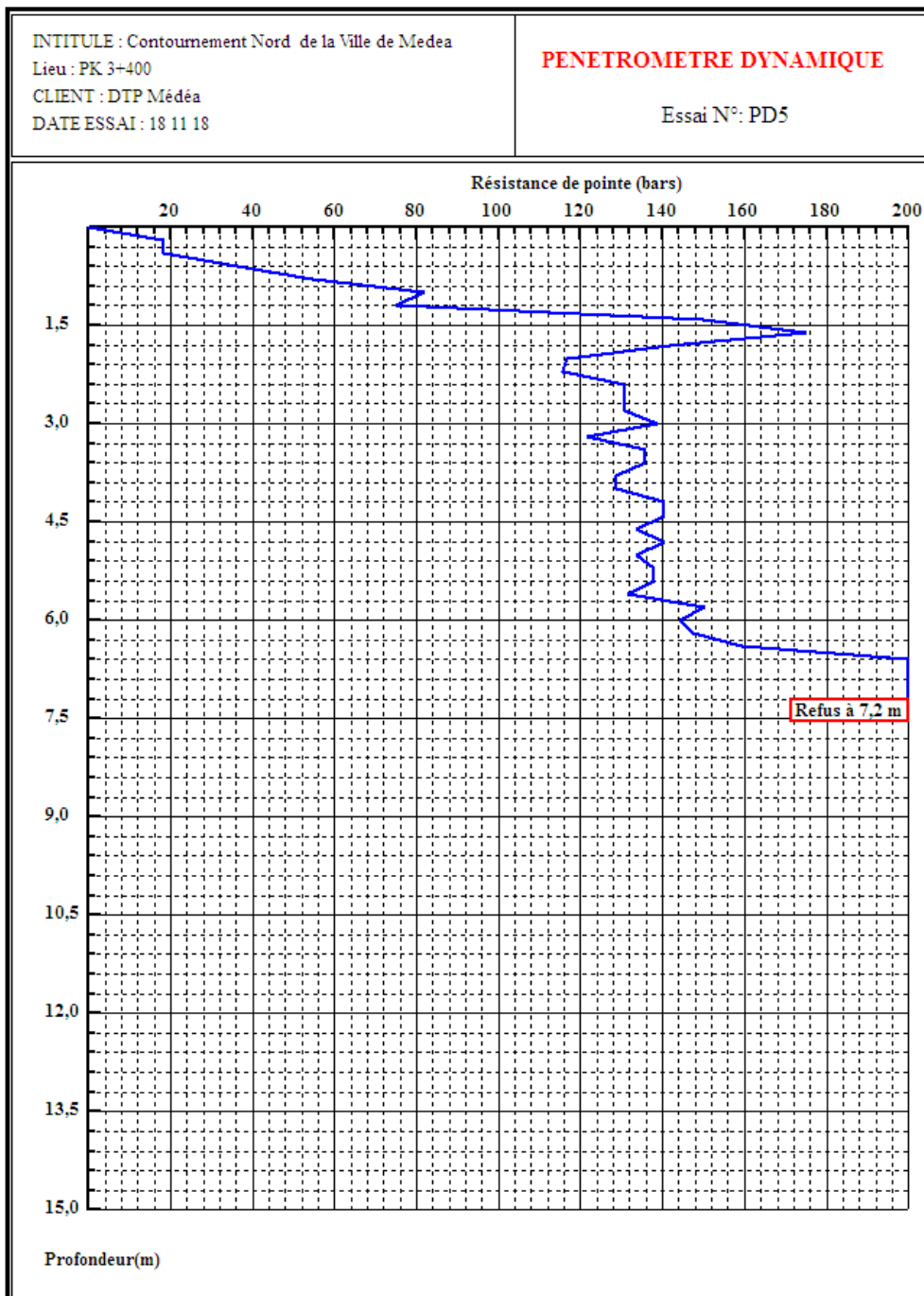


Essai N° : PD 05



ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

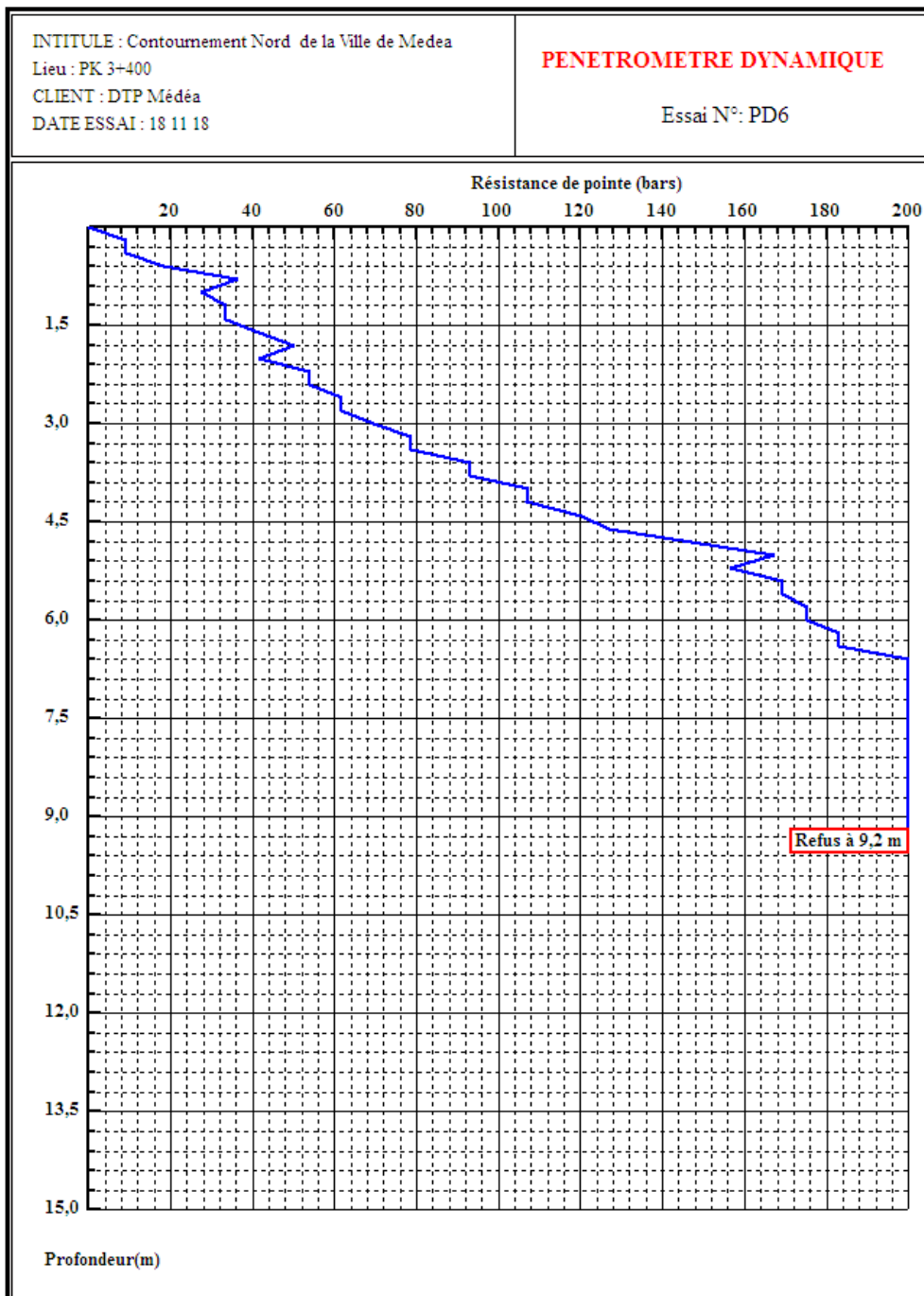


Essai N° : PD 06



ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

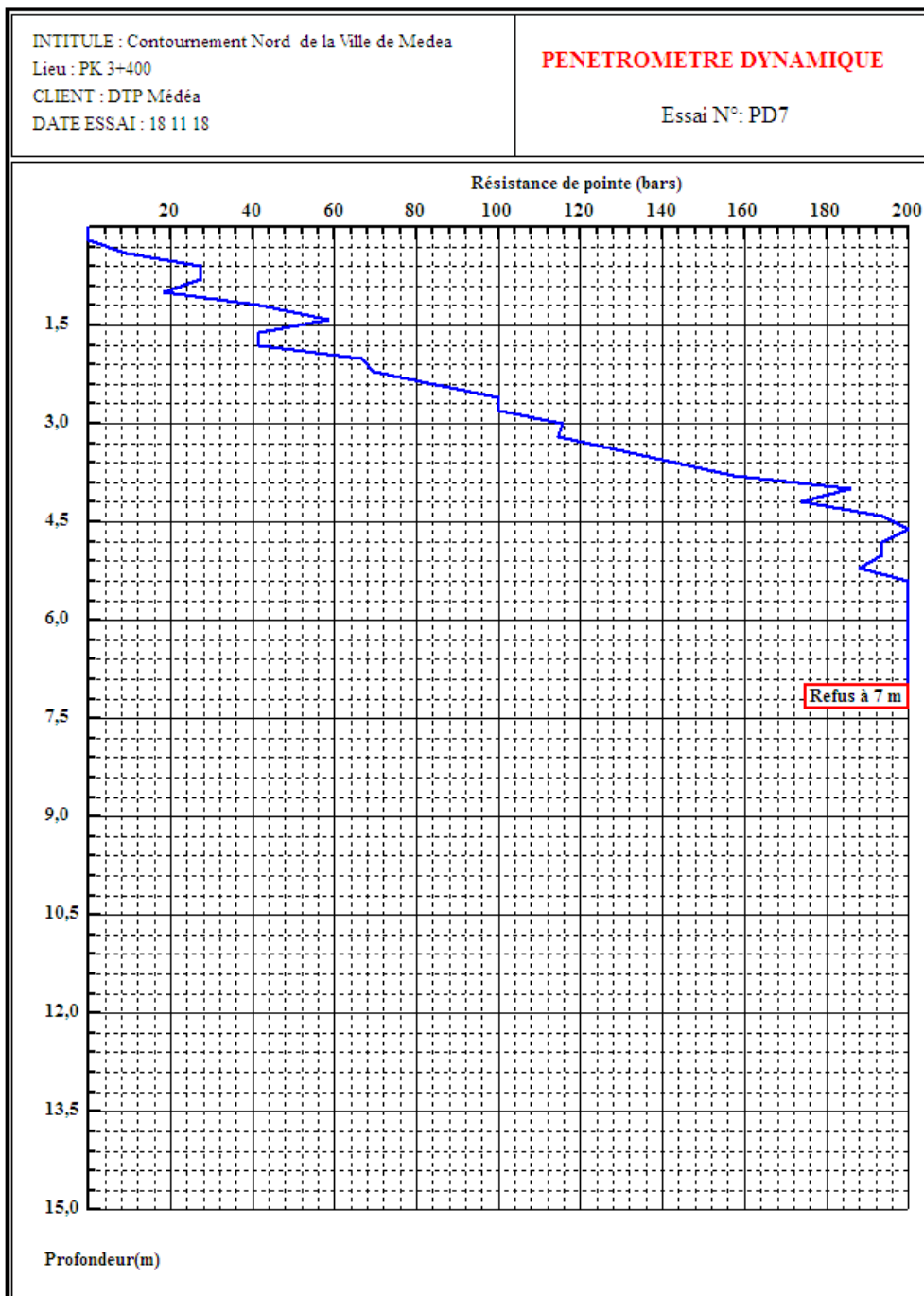


Essai N° : PD 07



ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P



Essai N° : PD 08



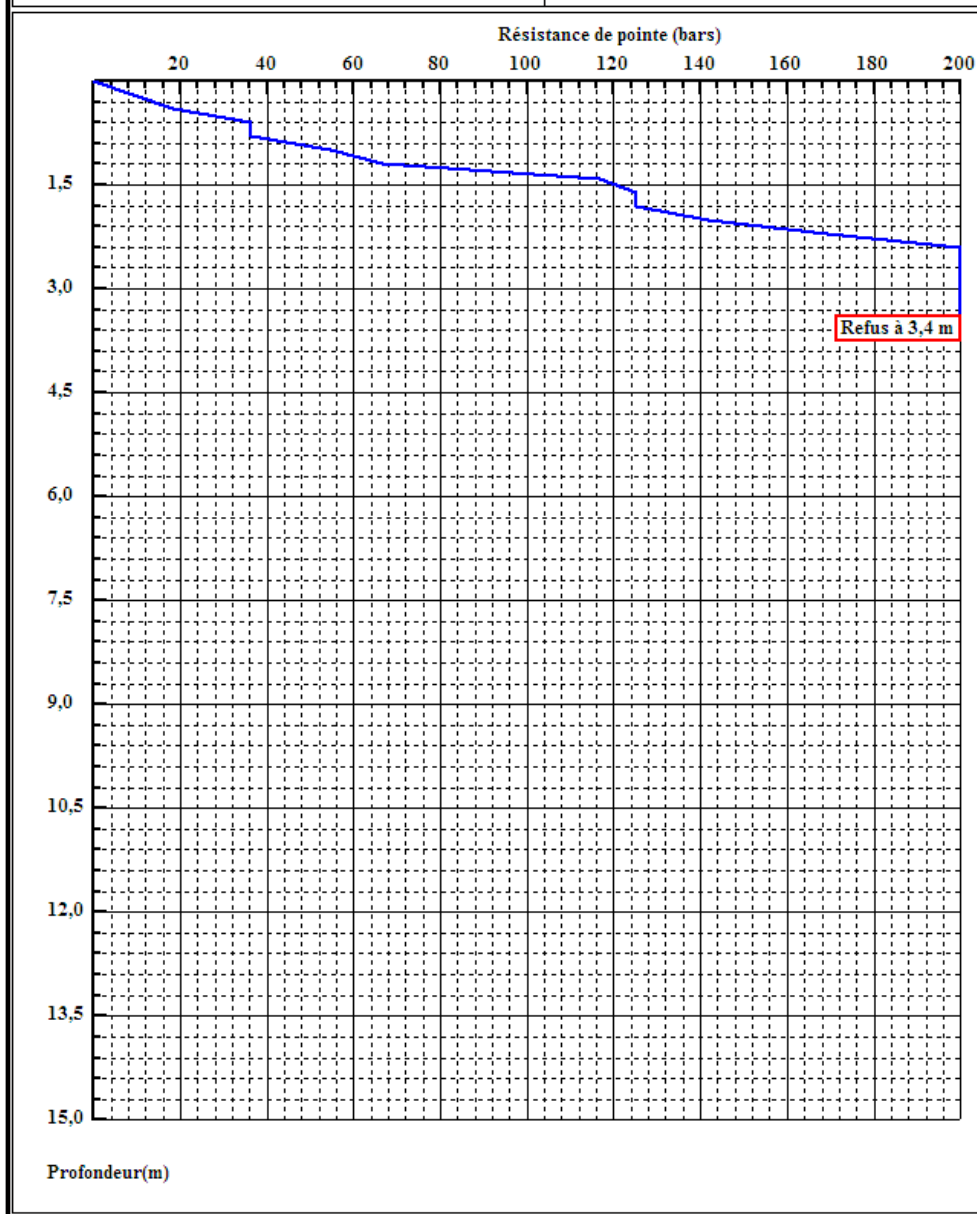
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement Nord de la Ville de Medea
 Lieu : PK 3+400
 CLIENT : DTP Médéa
 DATE ESSAI : 18 11 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PDS

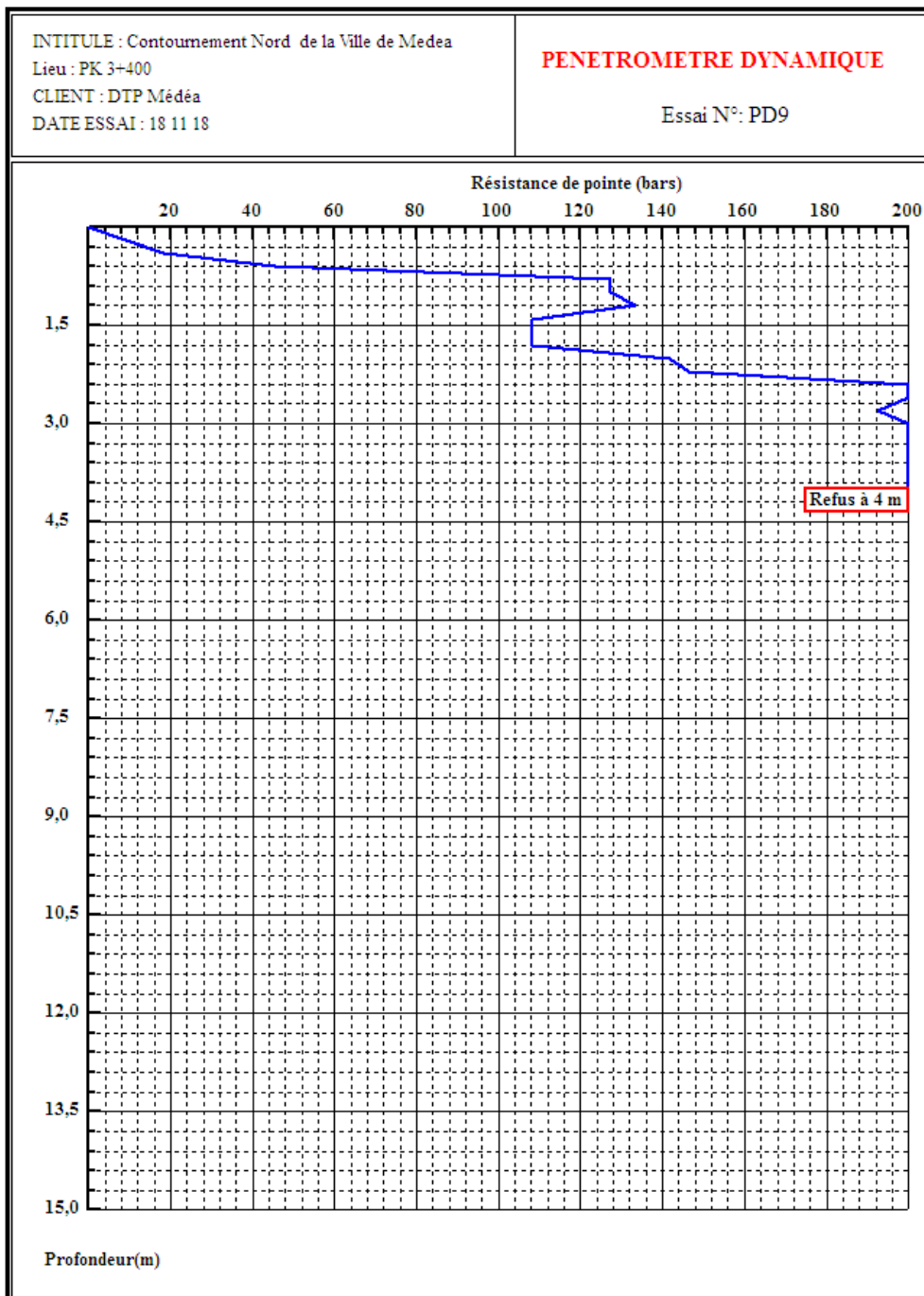


Essai N° : PD 09



ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

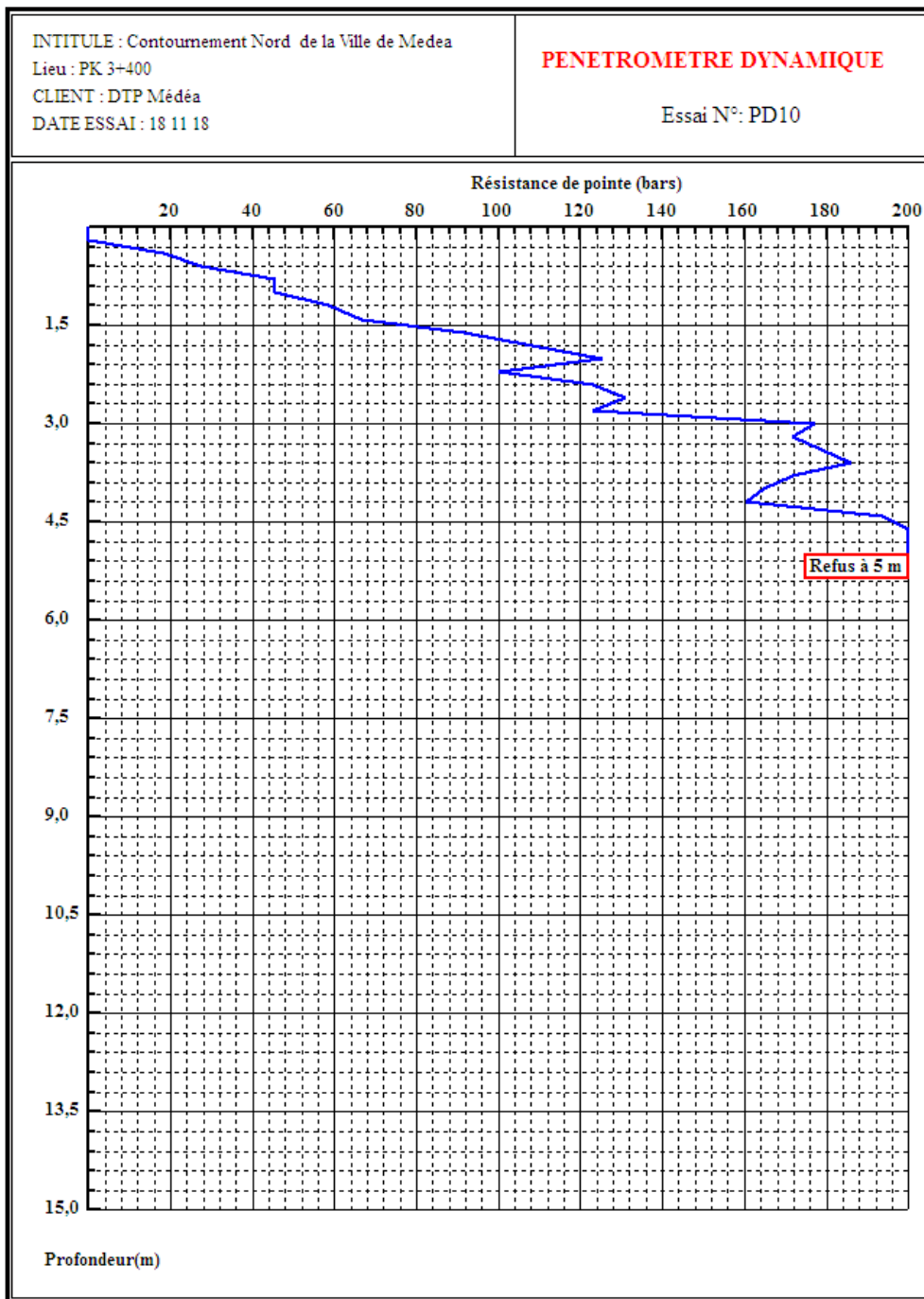


Essai N° : PD 10



ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P



Annexe D : les photos de caisses des sondages carottés

Sondage SC 01 :



Profondeur de 0 à 6m



Profondeur de 6 à 10m

Sondage SC 02 :



Profondeur de 0 à 7m



Profondeur de 7 à 13m



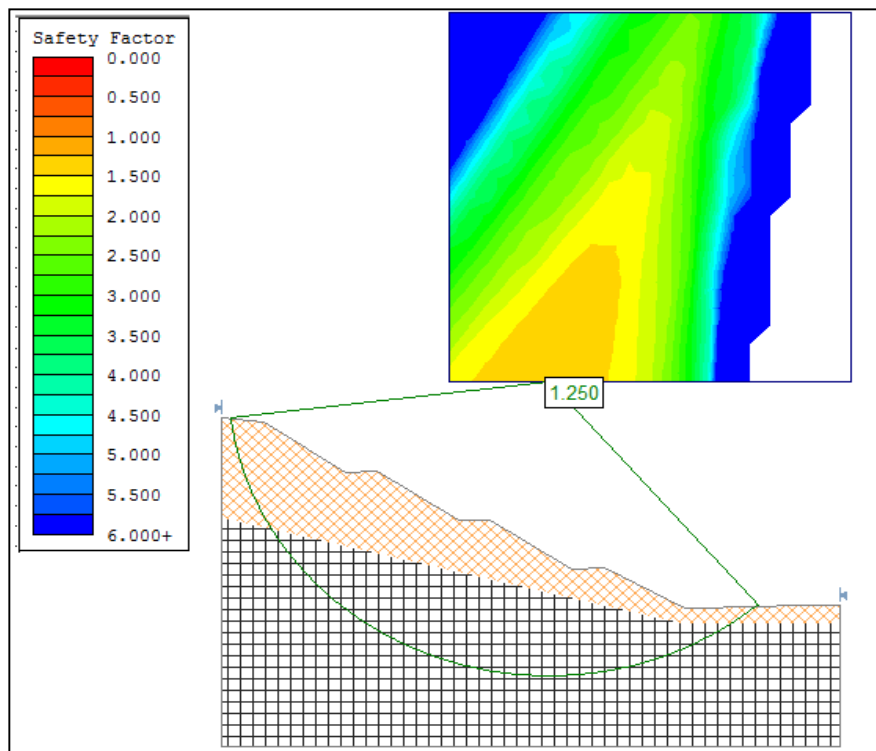
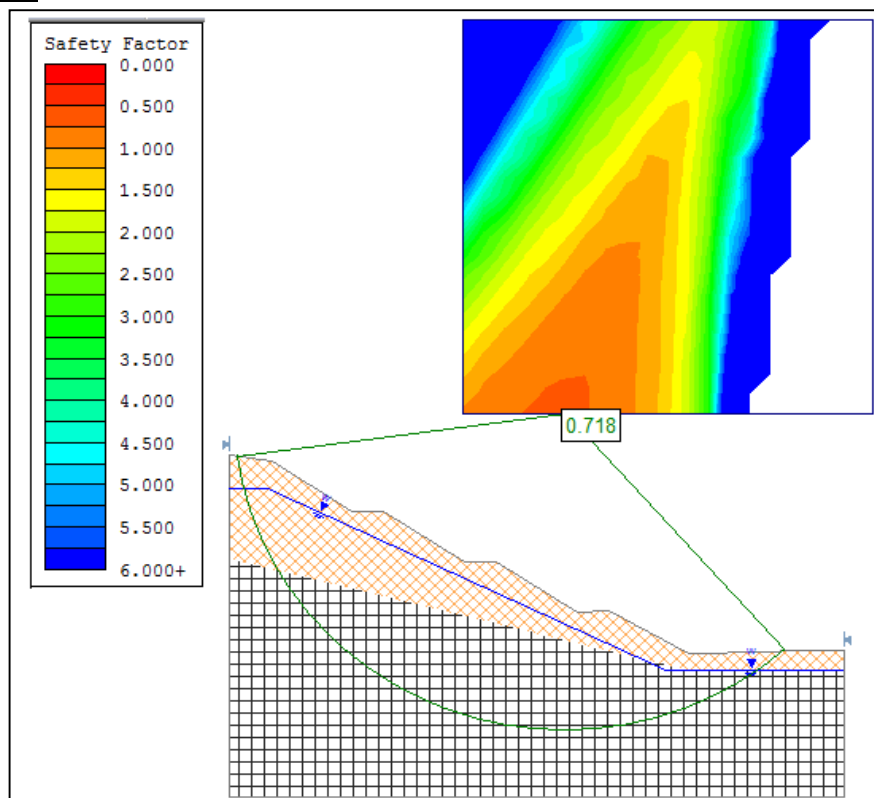
Profondeur de 13 à 19m



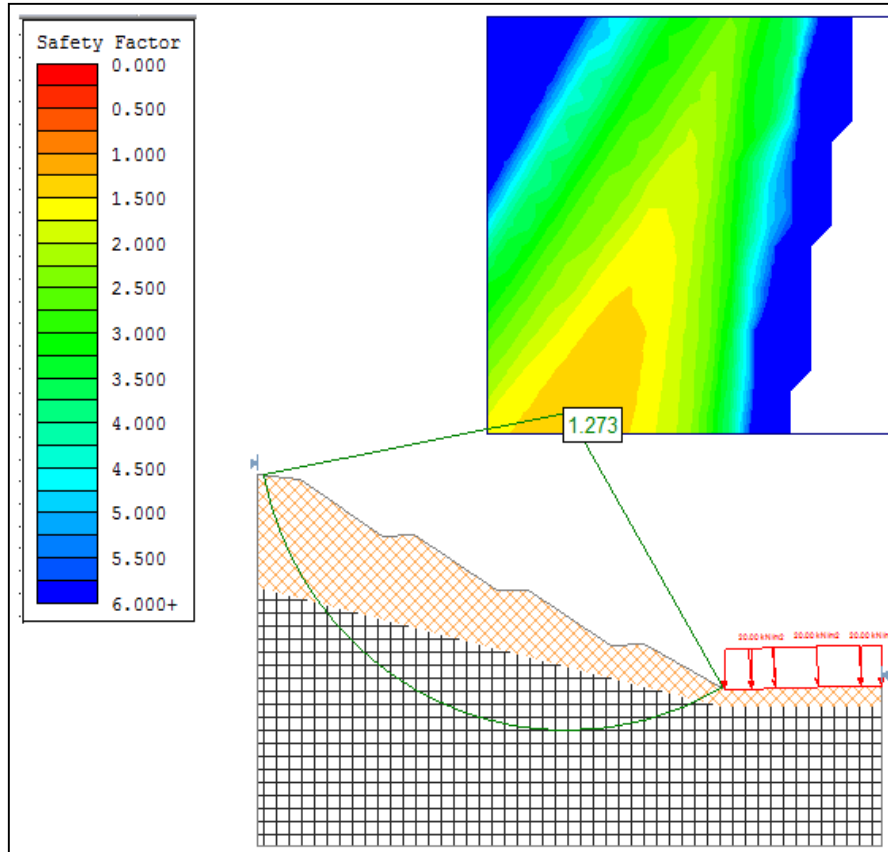
Profondeur de 19 à 25m



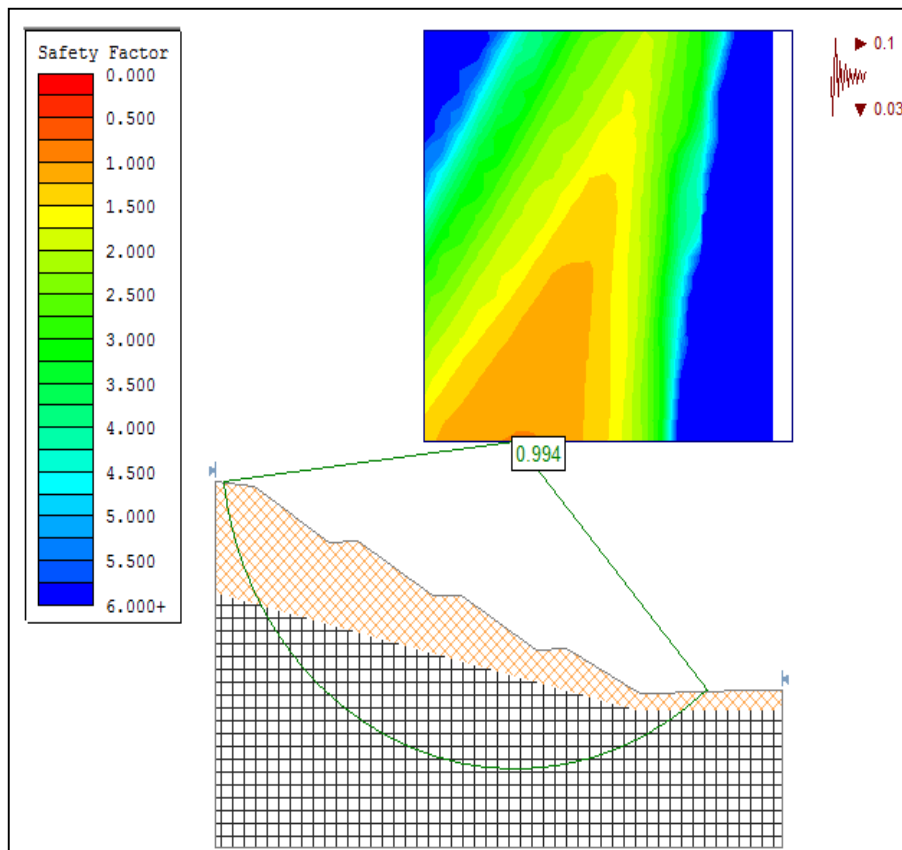
Profondeur de 25 à 30m

Annexe E : Résultats de modélisation des phases bishop simplifié et Fellenius.**1) Drainé (Fellenius)****Phase 01 :****Phase 02 :**

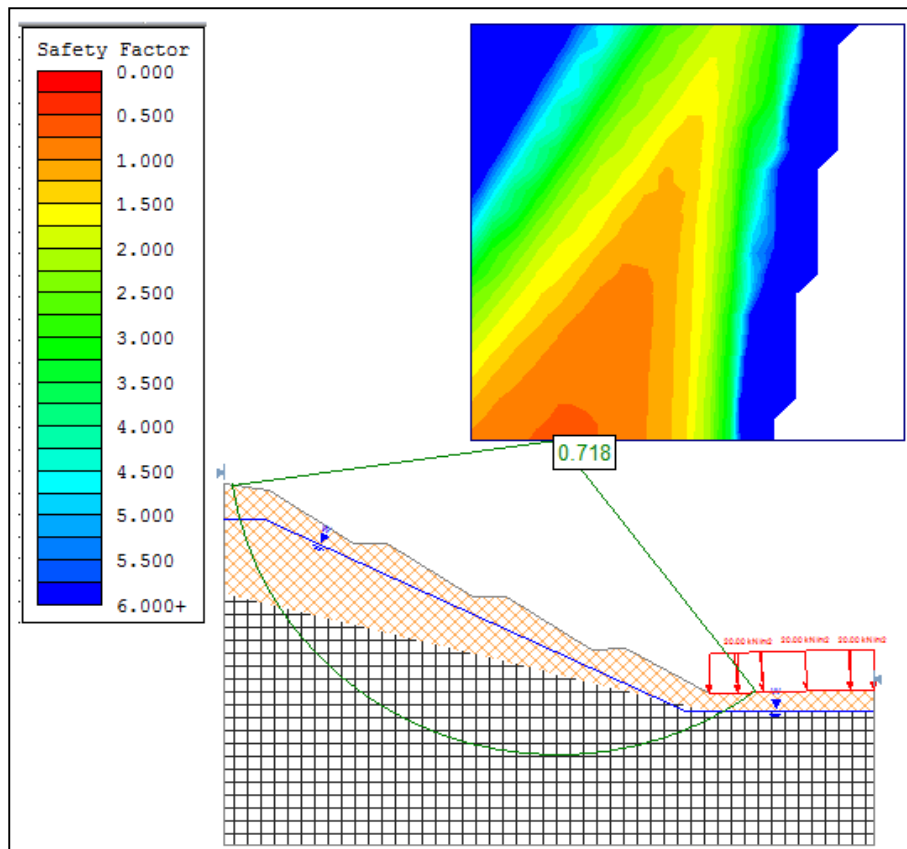
Phase 03:



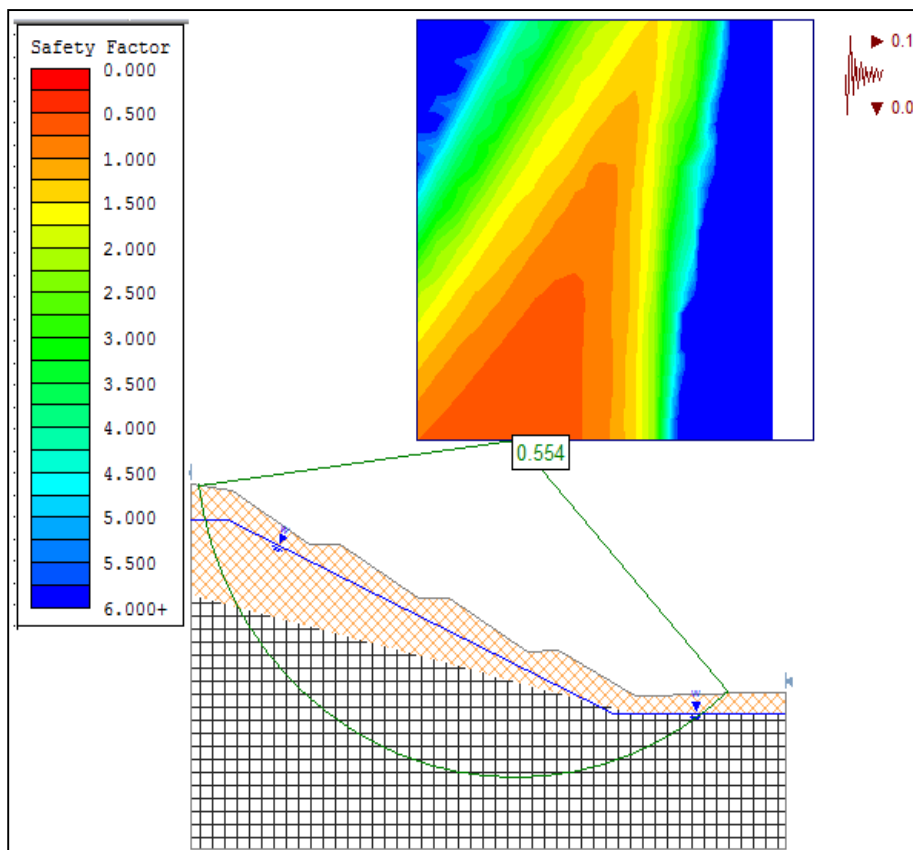
Phase 04:



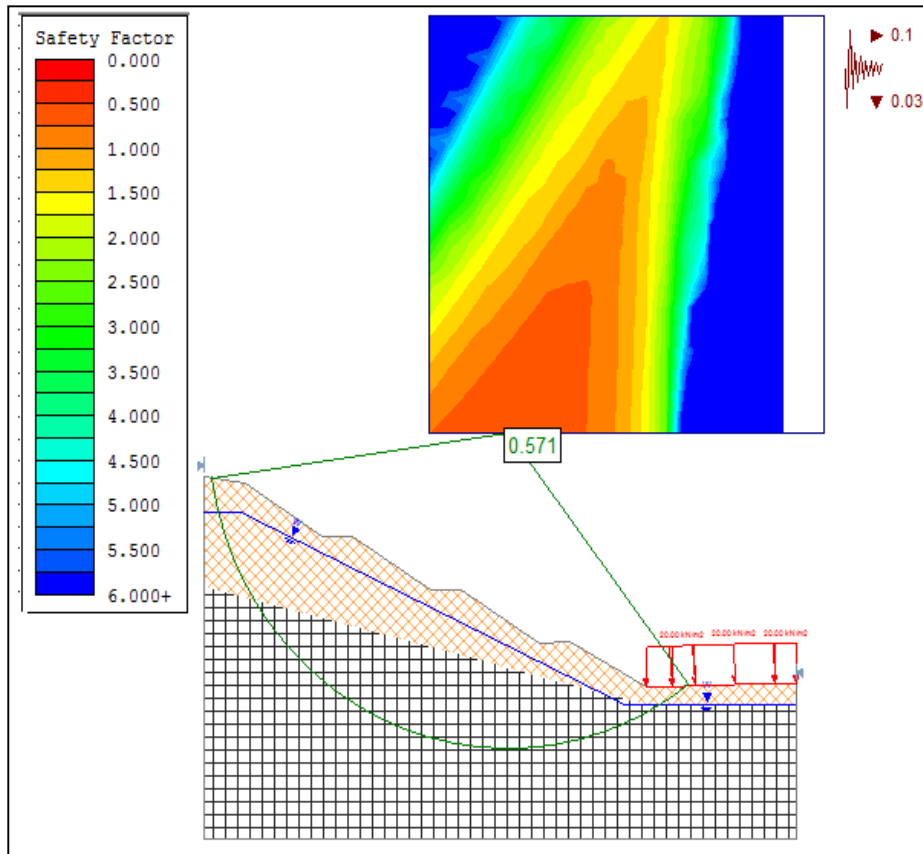
Phase 05:



Phase 06:

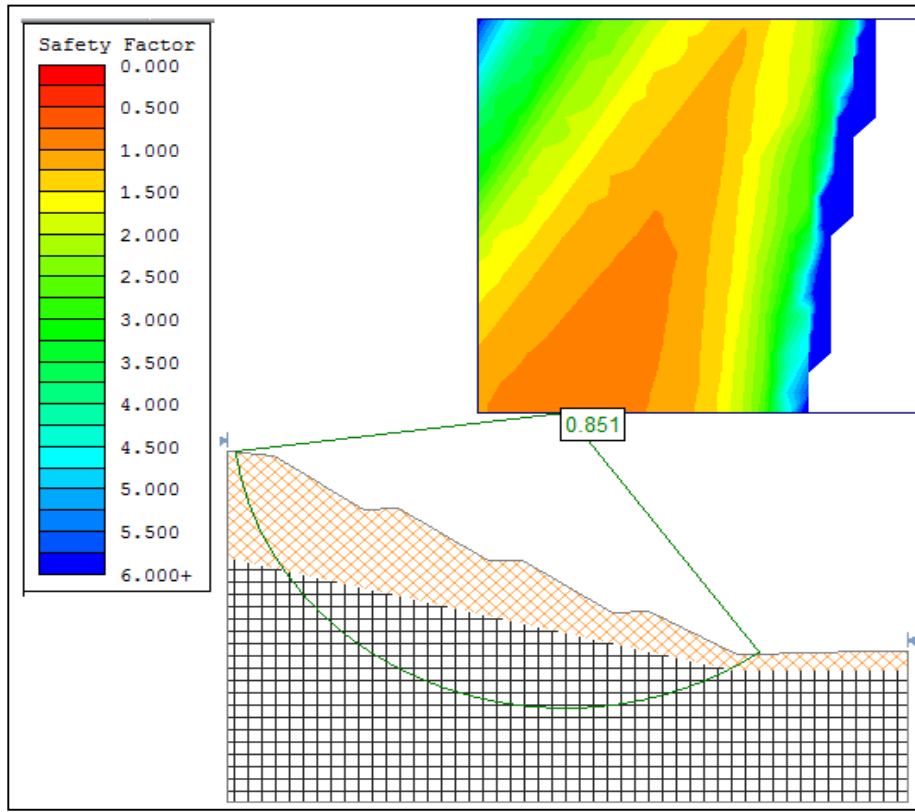


Phase 07:

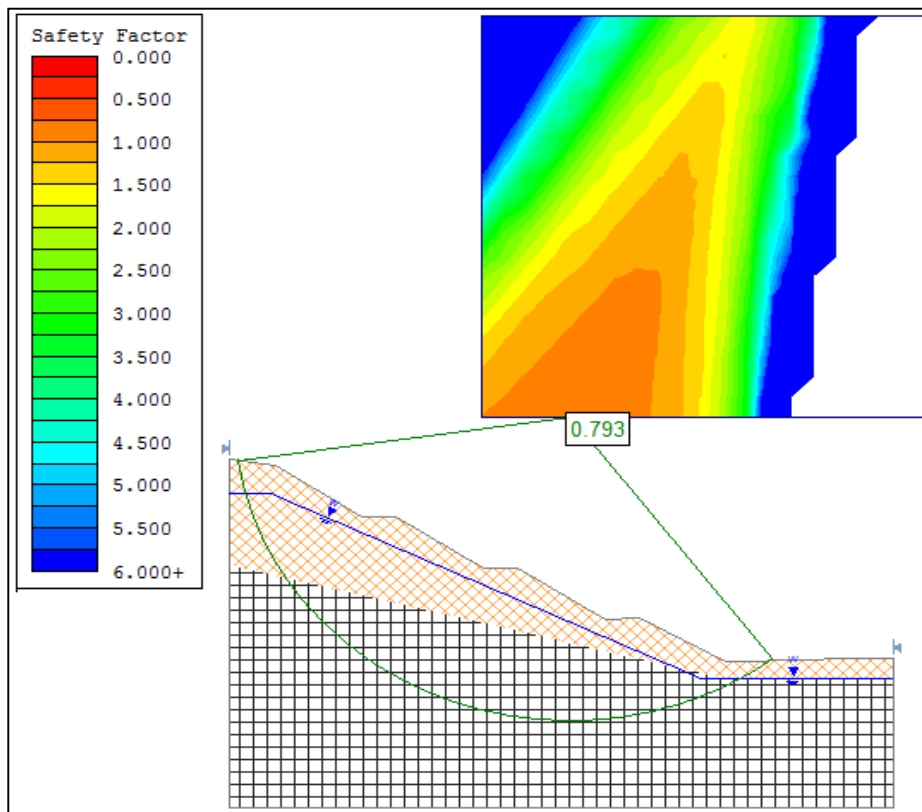


2) Non Drainé (Bishop simplifier)

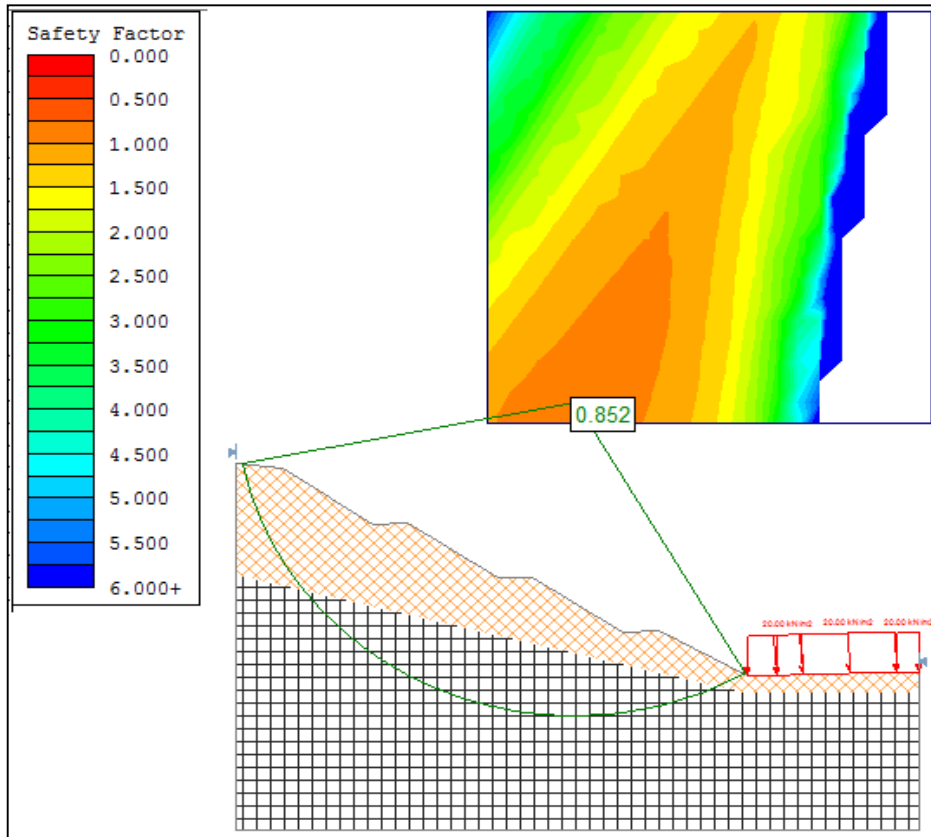
Phase 01 :



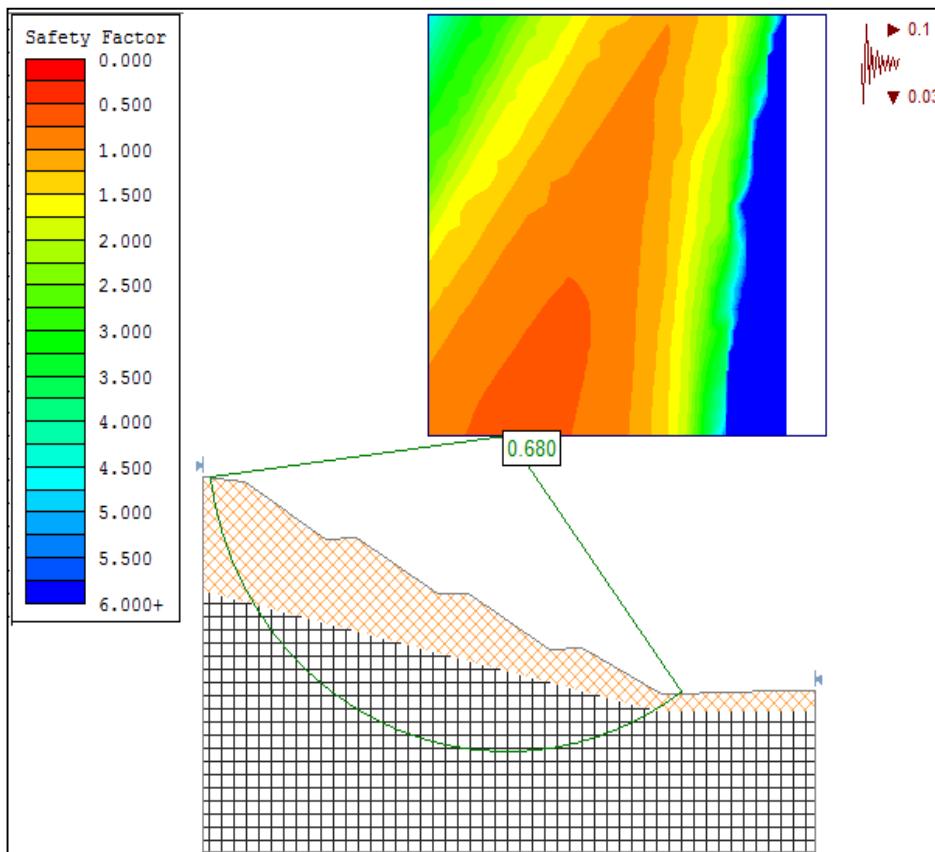
Phase 02:



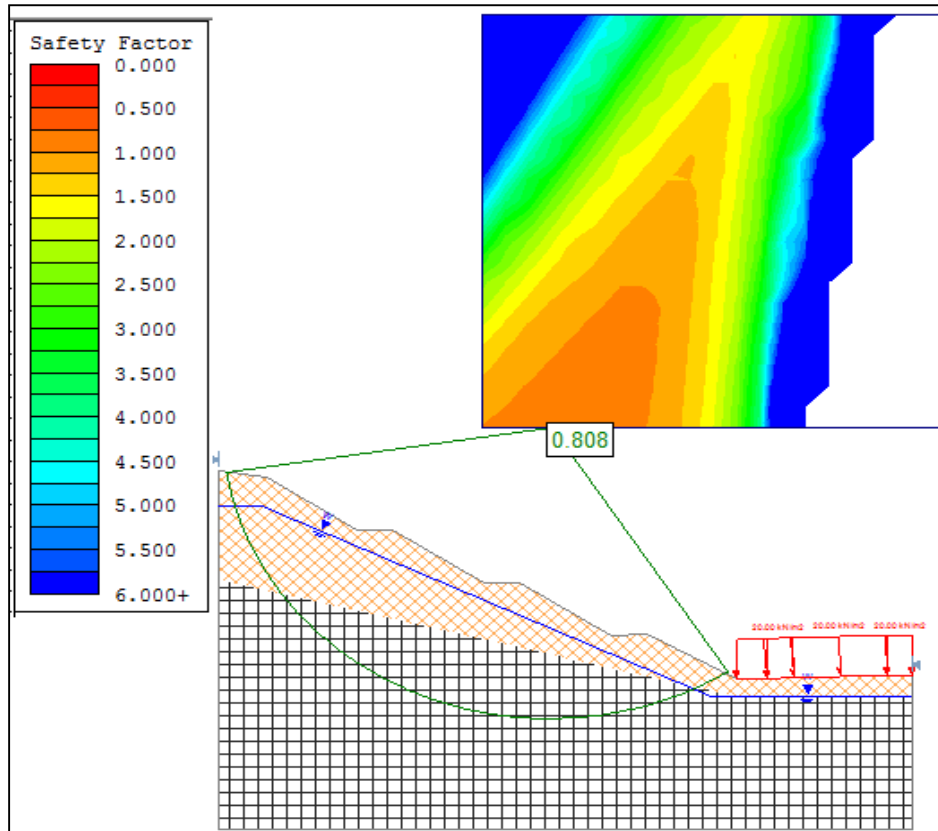
Phase 03:



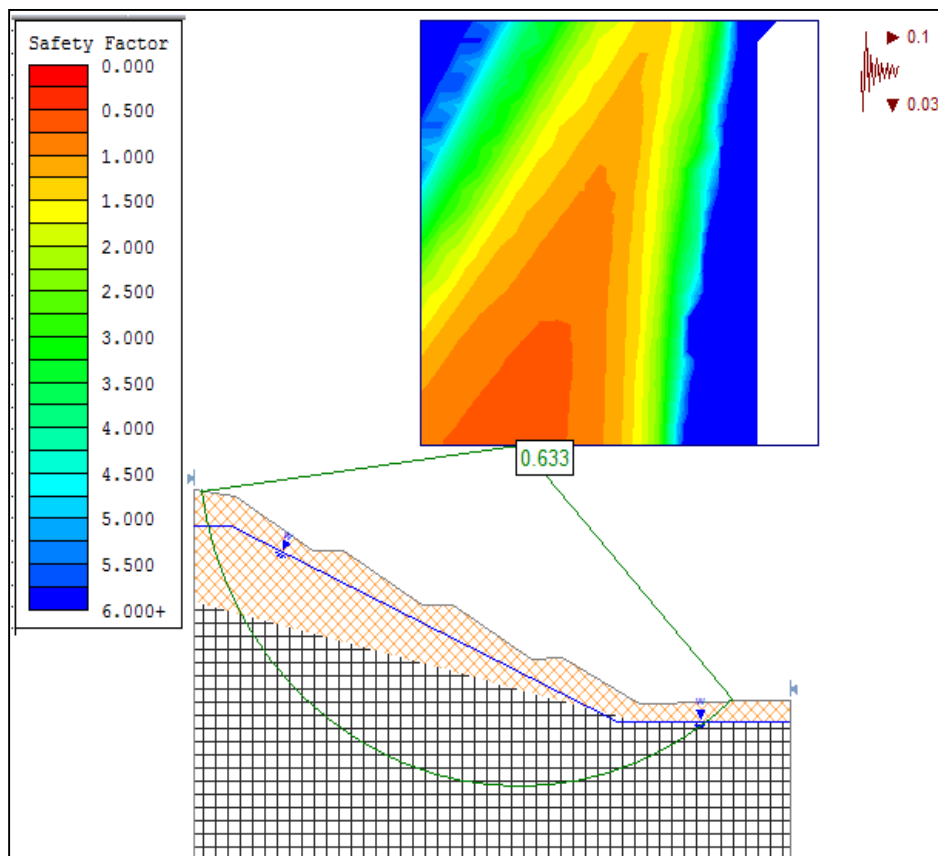
Phase 04:



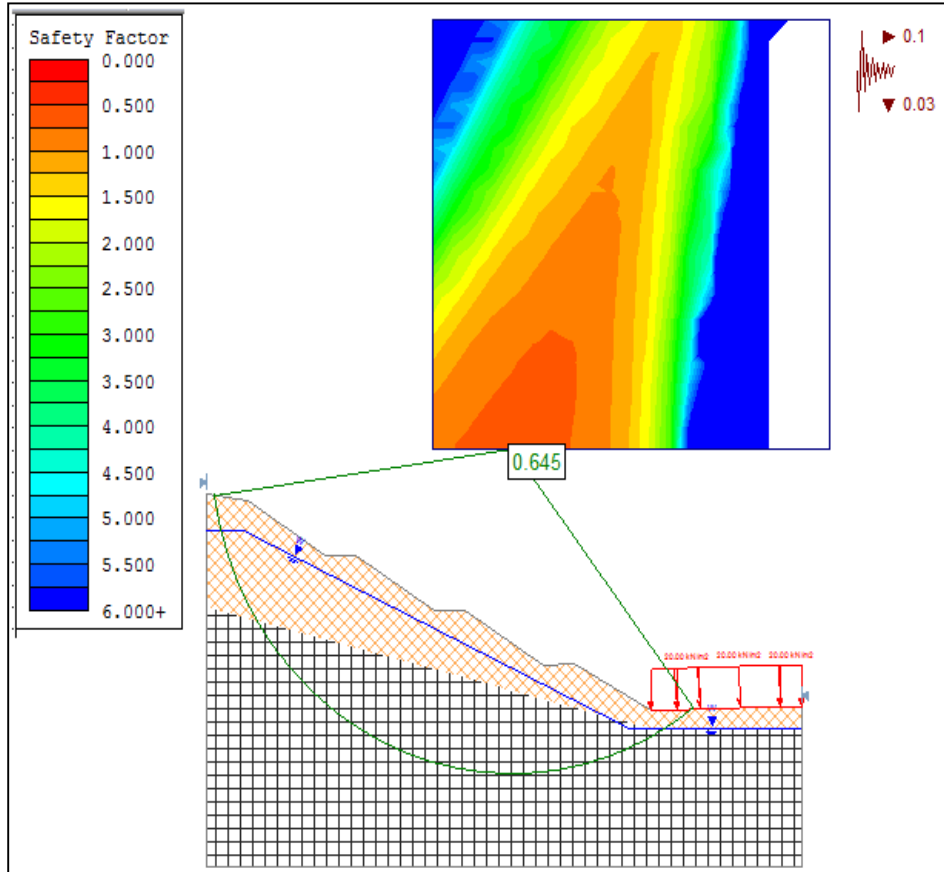
Phase 05:

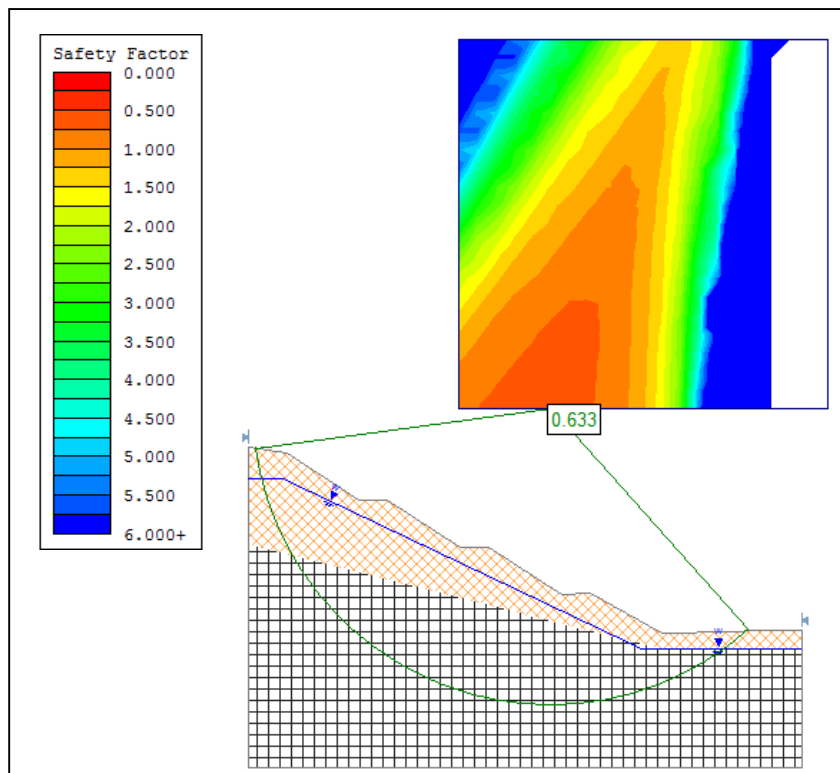
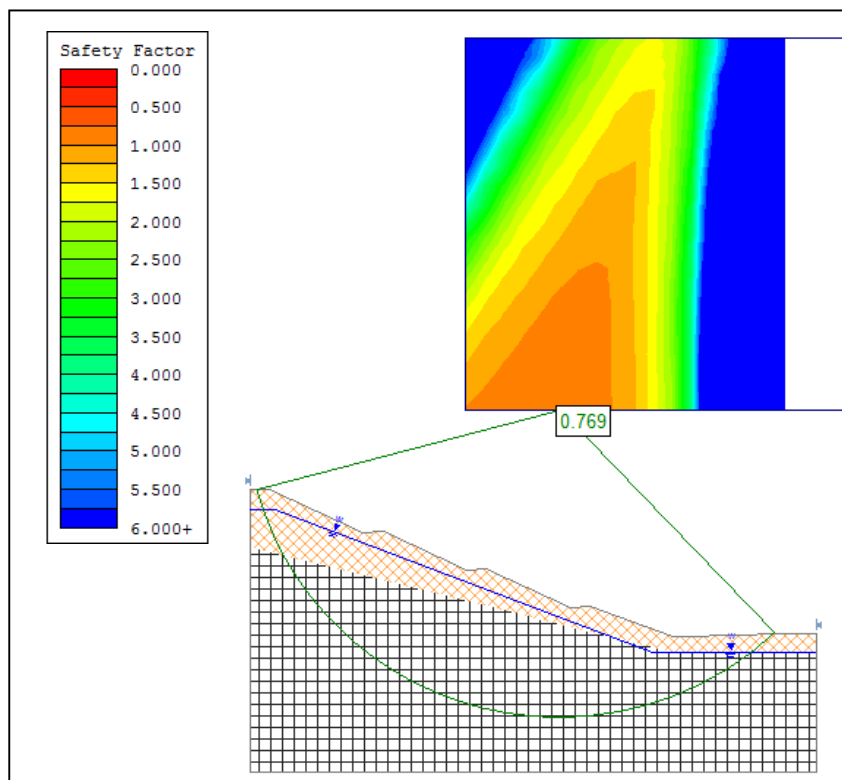


Phase 06:



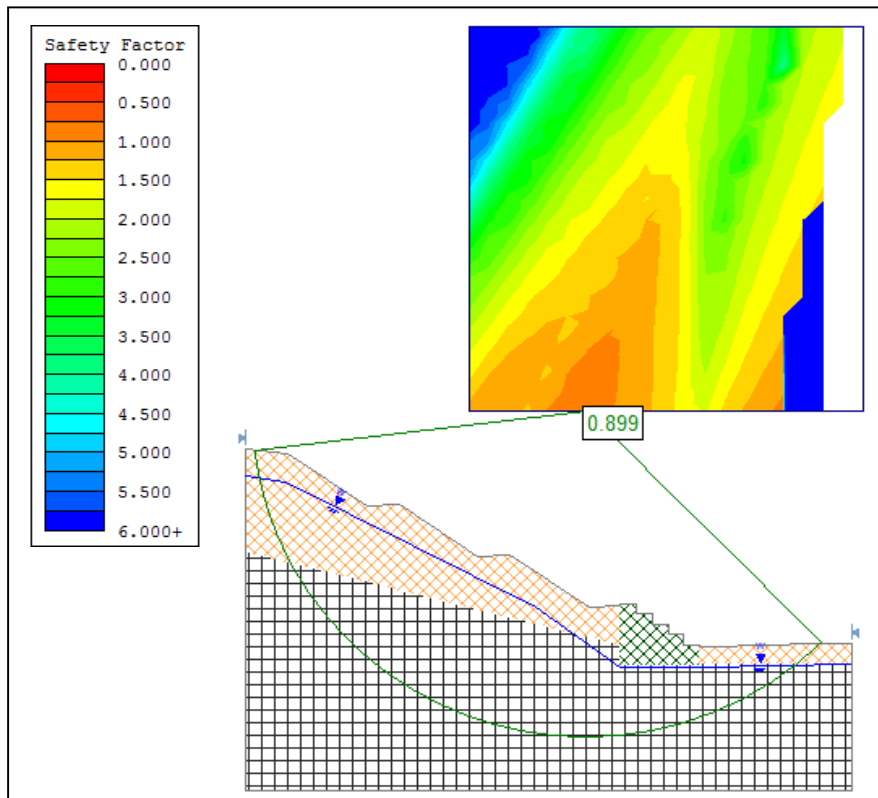
Phase 07:



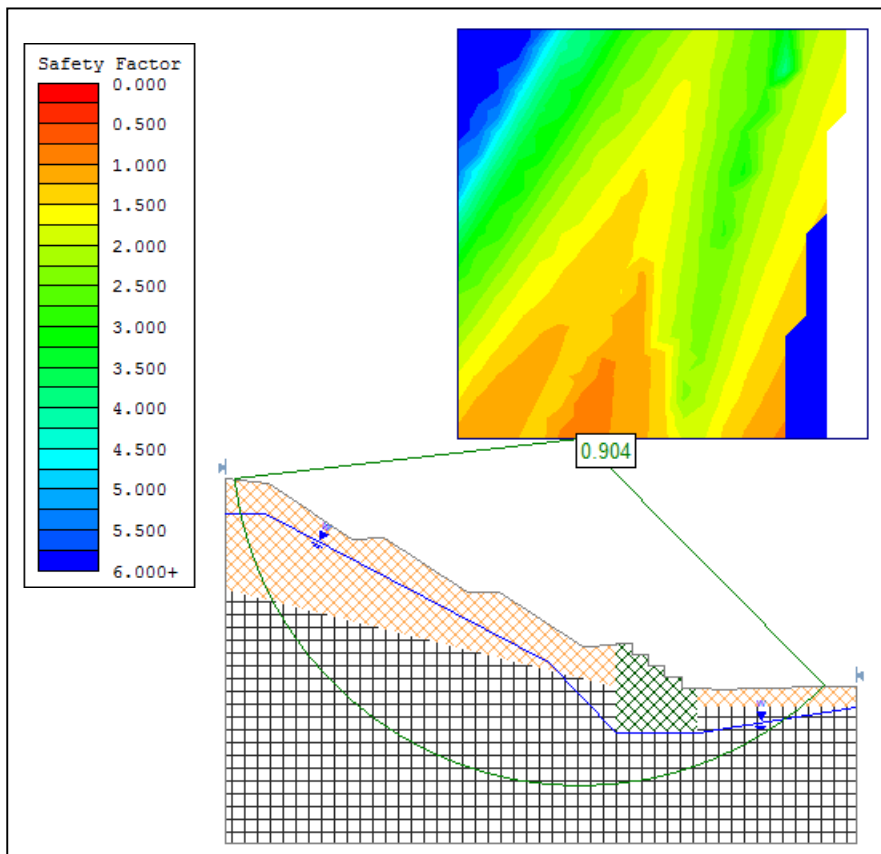
Annexe F : Résultats de modélisation des variantes d'après bishop.**1. Reprofilage :****A. La géométrie initiale :****B. Le deuxième reprofilage :**

2. Confortement par gabions (pierres) :

A. Premier mur en gabion :

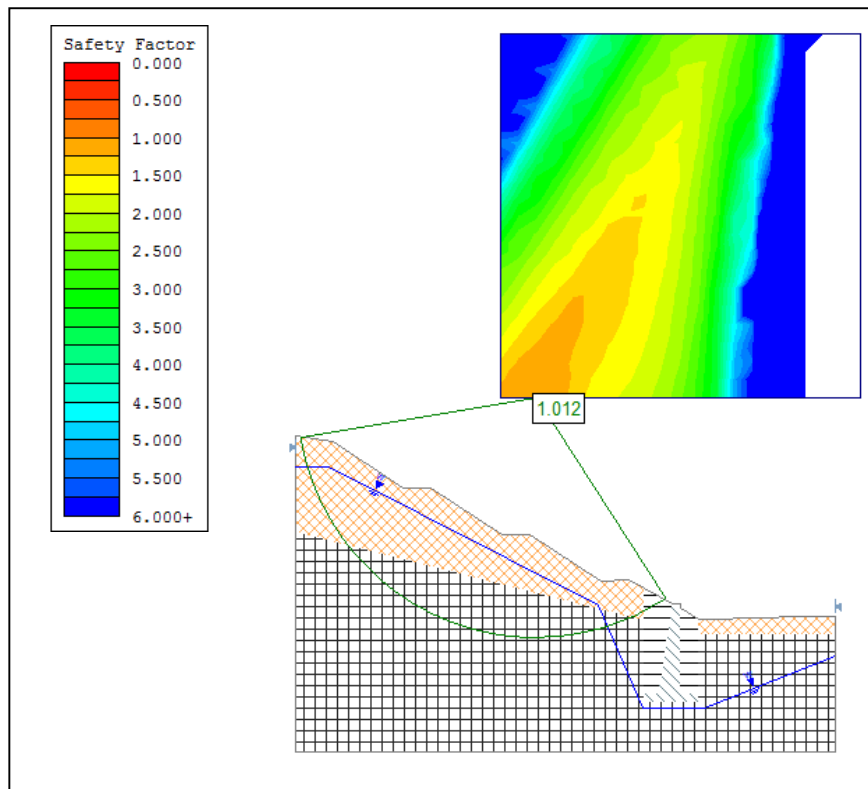


B. Deuxième mur en gabion :

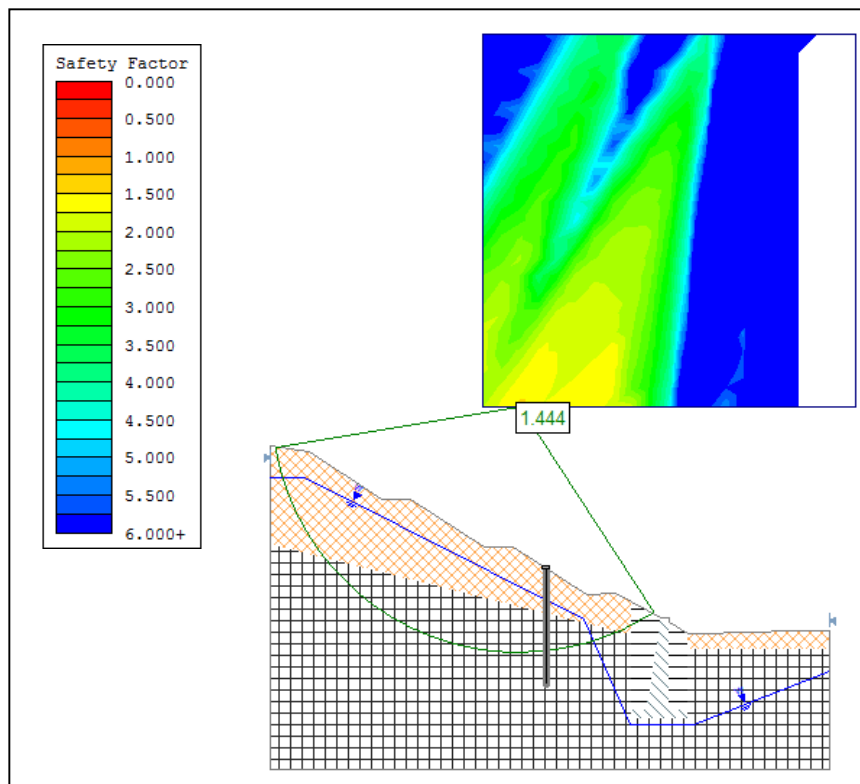


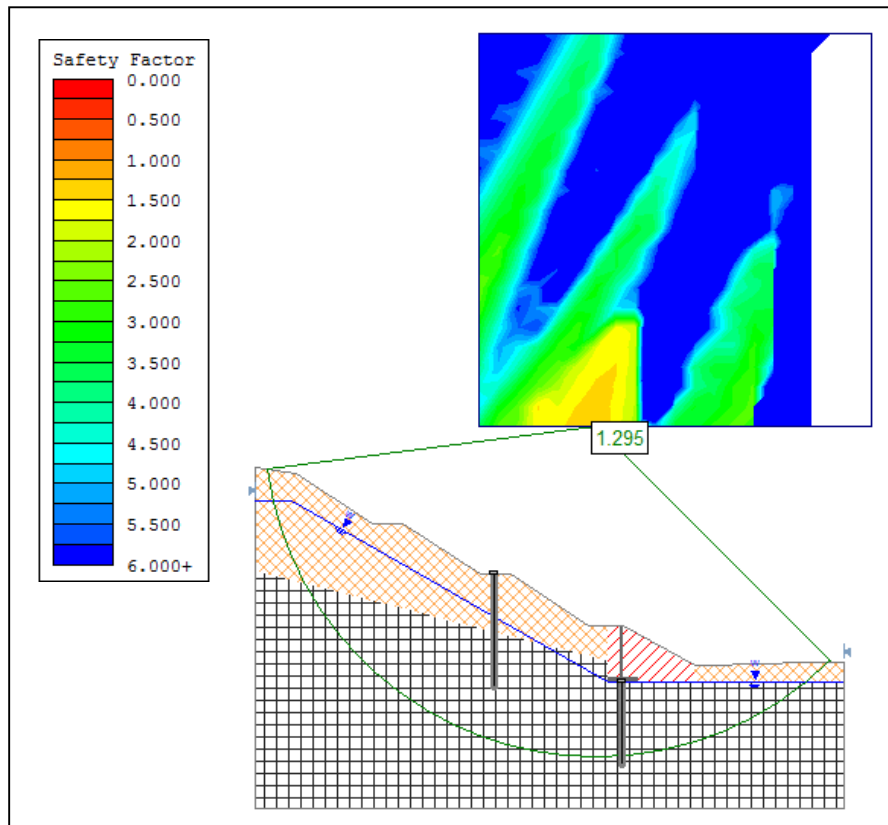
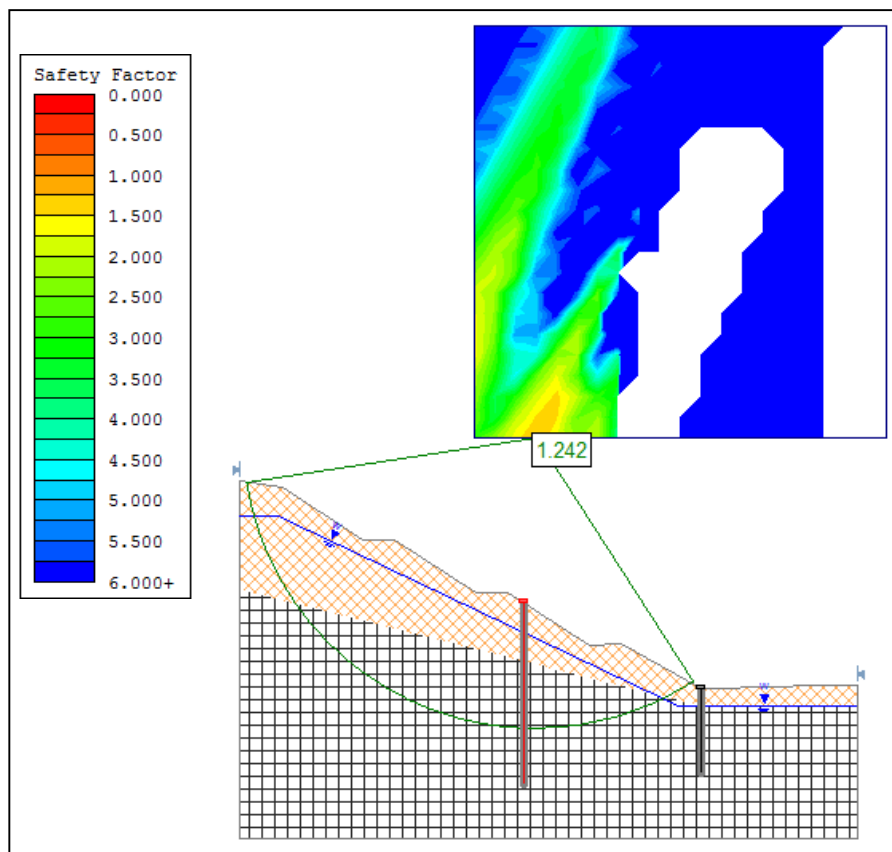
3. Mur en béton armé :

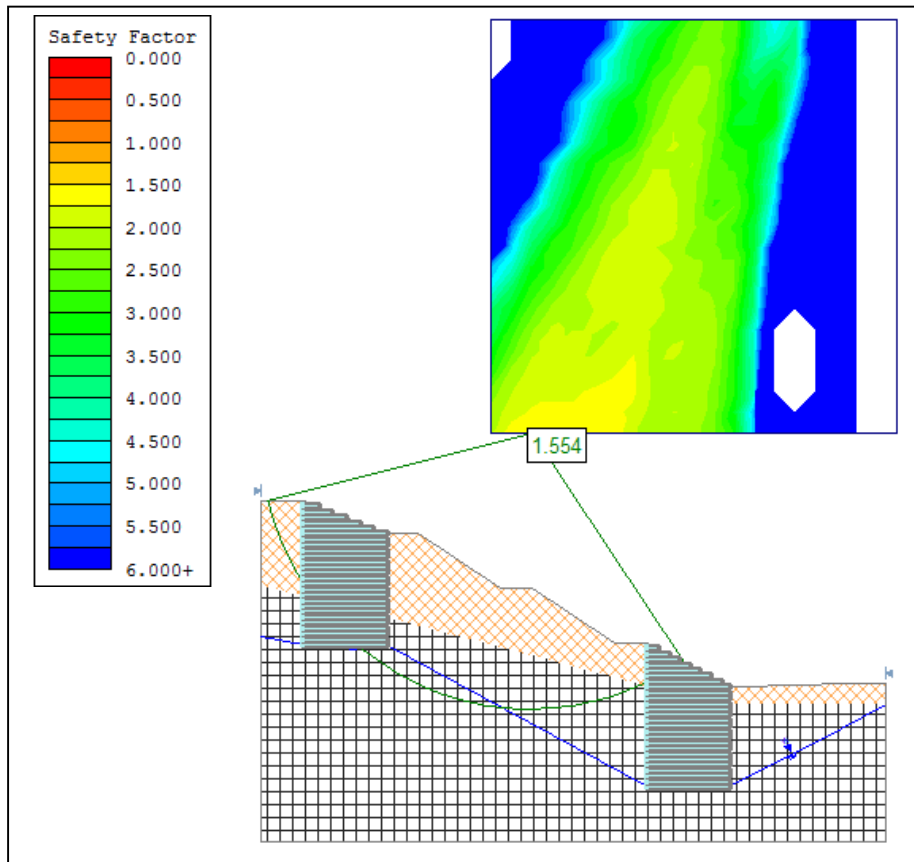
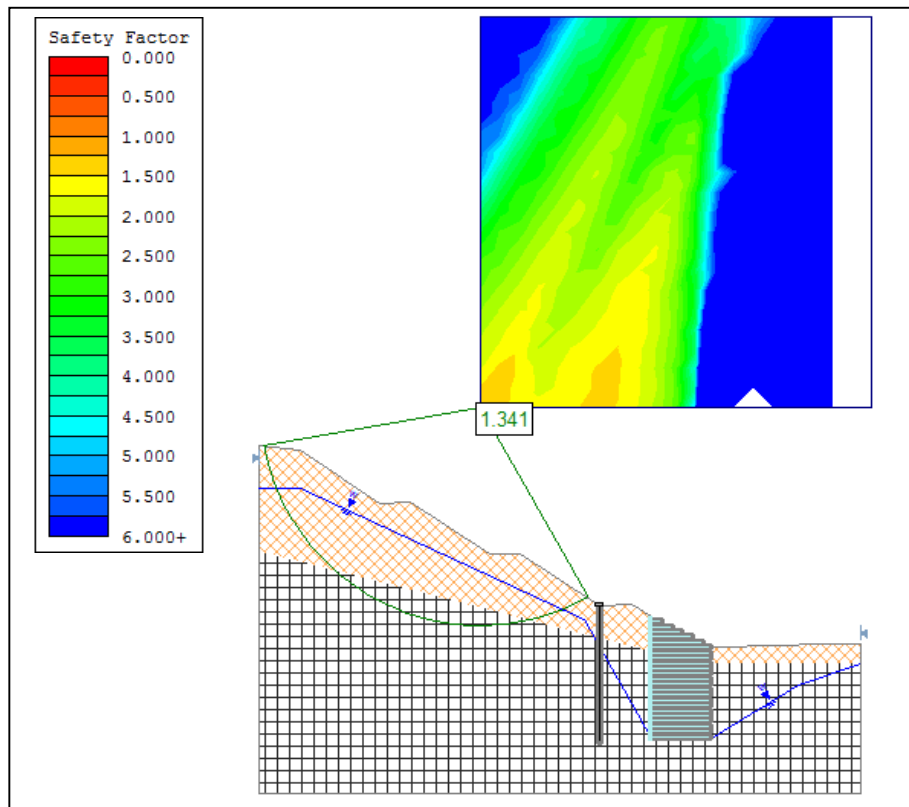
A. Mur en béton armé ancré dans le sol :



B. Mur en béton armé plus une ligne de pieux en amont du mur :



C. Mur en béton armé sur pieux plus une ligne de pieux en amont du mur :**D. Deux lignes des pieux :**

4. Confortement à l'aide de remblai :**a. Deux remblais verticaux (au pied et en tête du talus) :****b. Un remblai vertical au pied du talus plus une ligne de pieux en amont du remblai :**

c. Un remblai avec une paroi inclinée au pied du talus :

