

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et populaire

وزارة التعليم العلي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche
scientifique

جامعة سعد دحلب- البلدية 1

Université Saad Dahleb de Blida 1

كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de génie civil



مذكرة نهاية التخرج

PROJET DE FIN D'ETUDE

**Pour obtention du diplôme de Master en Génie
Civil**

Option : Géotechnique.

Thème

ETUDE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SURVENU SUR LA
CHEMIN DE WILAYA (CW61) AU PK 8+100 ET PK 9+600 A
HAMMAM MALOUANE, BLIDA.

- Présenté Par :

- LAFRID SIDALI
- MOHAMED BOUKANDJAKJI

- Encadré Par :

- Dr SAIL YACINE

Blida, Octobre 2021

المخلص:

يتعلق العمل المنفذ في مشروع نهاية الدراسة هذا بدراسة التعزيزات الأرضية التي حدثت على مستوى طريق الولاية CW61 (PK 9 + 600 و PK8+100) في حمام ملوان البلدية.

الهدف من هذه الدراسة هو إجراء تحقيق من أجل تحديد مشكلة عدم استقرار المنحدر المعني، وطبيعته المورفولوجية الوعرة للغاية، واقتراح الحلول المناسبة.

ولتحقيق هذا الهدف، اعتمدنا نهجا علميا يتمثل في نمذجة المشكلة باستخدام برمجيات شريحة (Slide6.0.) تظهر نتائج هذه الدراسة أن الموقع غير مستقر ويحتاج إلى تعزيز. لقد اقترحنا العديد من الحلول (جدار التراب، والجدار الخرساني المسلح، والجدار على الركائز، والأكوام والمسامير، والتعزيز بالتسمير والتعزيز بواسطة التكسية الأرضية).

والحل الذي نوصي بتبنيته هو الملء المعزز جغرافيا واقتصاديا أفضل من الناحيتين التقنية والاقتصادية.

الكلمات المفتاحية: الانهيار الأرضي. الشريحة، التراب، الخرسانة المسلحة، أكوام، التكسية الأرضية.

Résumé :

Le travail effectué dans ce projet de fin d'études porte sur l'étude du confortement d'un glissement survenu sur le chemin de wilaya CW61 au niveau du PK 8+100 et PK9+600 à Hammam Melouane, wilaya de Blida.

Le but de cette étude est de mener une investigation en vue de cerner le problème d'instabilité du talus concerné dont la nature morphologique est très accidentée et de proposer des solutions adéquates.

Pour atteindre cet objectif, nous avons adopté une démarche scientifique qui consiste à modéliser le problème en utilisant le logiciel Slide 6.0.

Les résultats de cette étude dévoilent que le site est instable et nécessite un confortement. Nous avons proposé plusieurs solutions (mur en gabion, mur en béton armé, mur sur pieux, les pieux et les clous, renforcement par clouage et renforcement par géotextile).

La solution que nous recommandons pour stabiliser le talus est le remblai renforcé par géotextile qui est meilleure sur le plan technico-économique.

Mots clés : Glissement de terrain, confortement de talus, modélisation, gabions, pieux, clous, géotextile.

Abstract:

The work carried out in this project of graduation concerns the study of the comfort of a slip occurred on the way of wilaya CW61 at the level of PK 8+100 and PK9+600 in Hammam Melouane, wilaya de Blida.

The aim of this study is to conduct an investigation in order to identify the problem of instability of the slope concerned whose morphological nature is very rough and to propose adequate solutions.

To achieve this objective, we adopted a scientific approach that consists of modeling the problem using Slide 6.0 software.

The results of this study reveal that the site is unstable and requires comfort. We proposed several solutions (gabion wall, reinforced concrete wall, pile wall, piles and nails, nailing and geotextile reinforcement).

The solution we recommend to stabilize the embankment is geotextile reinforced fill, which is technically and economically better.

Keywords: Landslide, slope comfort, modeling, gabions, piles, nails, geotextile.

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 la direction de travaux publique Blida DTP qui nous a aidés 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.

TABLE DES MATIERES

ملخص

RESUME

ABSTRACT

REMERCEMENT

DEDICACE

TABLE DES MATIERES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

Introduction générale.....

CHAPITRE I :RECHERCHE BIBIOGRAPHIQUE

I.1 GENERALITE SUR LE GLISSEMENT D'UN TERRAIN :	1
I.1.1 introduction :	1
I.2. Description du glissement de terrain :	1
I.3. Morphologie d'un glissement de terrain :	1
I.4 Différentes formes d'instabilité d'une pente :	3
I.4 1. Vitesse et durée des mouvements :	3
I.4.1.1.les mouvements lents :	3
I.4.1.2.les mouvements rapides :	3
I.4.2 Pentas naturelles:	4
I.4.2.1.Les glissement:	4
I.4.2.1.1 les glissement plan ou translation :	5
I.4.2.1.2Les glissements circulaire ou rotationnel :	6
I.4.2.2. le fluage :	7
I.4.2.3. la coulée boueuse :	7
I.4.2.4l'écroulement. :	8
I.4.3 Talus artificiels :	9
I.5.Classification des glissements de terrains :	9
I.5.1.Classification des glissements de terrains selon la vitesse :	9
I.5.2.Classification des glissements de terrains selon le Profondeur :	10
I.6 Causes des glissements de terrain :	10
I.6.1.Les causes extérieure :	10
I.6.2.Les causes intérieures :	12
I .7. Dynamique de mouvement et l'évolution de glissement :	12
I.7.1.Pré-rupture :	12
I.7.2. Rupture :	13
I.7.3.Poste-rupture :	13
I.7.4.Réactivation :	14
I .8 Reconnaissance du site :	14
I .8.1Etude géologique :	14
I .8.2 Hydrogéologie :	14

I .8.3 Reconnaissance géotechnique: :[13]	15
I .8.3.1 Sondages et prélèvement d'échantillon :	15
I .8.3.2 Les essais géotechniques :	15
I .8.3.3 L'étude cinématique : :[13]	16
I.9.Méthodes de calcul de la stabilité des talus :	16
I.9.1 Notion de coefficient de sécurité :	16
I.9.2 Coefficient de sécurité en rupture plane :	17
I.9.4. Méthode des tranches (circulaire ou quelconque) :	18
I.9.4.1 Méthode de Fellenius (1927) :	19
I.9.4.2 Méthode de BISHOP simplifiée (1954) :	21
I.10 Techniques de stabilisation :	22
I.10 Les terrassements :	22
I.10.1 .1 butée de pied :	23
I.10.1 .2 Allègement en tête :	24
I.10.1 .3 Reprofilage :	24
I.10 .1.4 Purge :	24
I.10.1 .5 Substitution totale ou partielle :	24
I.10 .2 Les dispositifs de drainage : [18].	25
I.10 .2.1 Drainage de surface	25
I.10.2.2 Drains subhorizontaux :	26
I.10.2 .3Tranchées drainantes :	26
I.10.2.4 Drainage profond :	26
I.10.3 Les éléments résistants :	26
I.10.3.1 Ouvrage de soutènements :	26
I.10.3.2Tirants d'ancrages :	27
I.10.3.3 Clous et micro pieux :	27
Conclusion :	28

CHAPITRE II:PRESENTATION DU PROJET.

PRESENTATION DU PROJET :	30
II.1. Introduction :	30
II.2. Localisation générale :	30
II.2.1. Zone d'étude :	31
II.3.Climat de la région :	31
II.4 : Contexte géologique :	32
II.4.1. Géologie régionale :	32
II.4.2. Etude sismologique:	32
II.4.3. Géologie locale :	32
II.4. 4. Sismicité :	33
II.5.Présentation du site :	34
II.5.1. Description du glissement :	35
II.5.2 Causes probables du glissement:	37

II.5.2.1. La nature du terrain :	37
II.5.2.2 L'eau :	38
II.5.2.3.La pente du talus :	38
II.5.2.4.Absence de reboisement :	38
II.5.2.5.L'action sismique :	38
Conclusion :	38

CHAPITRE III: RESULTAT DE L'ETUDE GEOTECHNIQUE

III Résultats de l'étude géotechnique :	47
III.2. Travaux sur terrain :	47
III.3.Résultats des investigations géotechniques :	48
III.3.1. Essais in-situ :	48
III.3.1. 1 Sondage carotté :	48
Synthèse de la lithologie :	52
III.3.1. 2 :Essai préssiométrique :	52
III.3.2 Essais de laboratoire :	54
Conclusion :	54

CHAPITRE IV : ETUDE DE STABILITE DU TALUS

IV Etude de stabilité du talus.	55
IV.1. Introduction :	55
IV.2.Présentation de logiciel SLIDE 6.0 :	55
IV.2.1. Les principales caractéristiques du logiciel « SLIDE » :	55
IV.2.1.1.Les données et les résultats de « Slide » :	55
IV.2.1.2.Les principales fonctionnalités du logiciel « SLIDE » :	56
IV.2.1.3.Protocole de travaille sur « SLIDE 6.0 » :	56
IV.2.1.3.1.Prés-calcul :	57
IV.2.1.3.3.Interprétation :	60
IV.3.Calcul et vérification de la stabilité de talus :	60
IV.3.1. Les Sollicitations internes et externes :	60
IV.3.1.1.Régime hydraulique :	60
IV.3.1.2.Caractéristiques sismiques considérées :	61
IV.3.1.3.Charge d'exploitation :	61
IV.3.2.1Les caractéristiques de sol étudié :	61
IV.3.2.2.Caractéristiques géométriques du talus modélisé :	62
IV.3.3. Facteur de sécurité du talus :	63
IV.3.4.Les méthodes utilisées :	63
IV.4.Procédure de calcul numérique :	63
IV.5. Calcul de F_s :	64
IV.5.1 : Phase 1 : Etat initial	64
IV.5. 2 :Phase 2 : Etat initial + nappe	65

IV.5.3 :Phase 3: Etat initial + charge	68
IV.5.4 : Phase 4: Etat initial + séisme	69
IV.5.5 :Phase 5: Etat initial + nappe + séisme	70
IV.5. 6 :Phase 6 : Etat initial + nappe + charge	70
IV.5.7 : Phase 7 : Etat initial + nappe + charge + séisme	71
IV.6. Interprétation des résultats :	72
Conclusion :	73

CHAPITRE V: ETUDE DE CONFORTEMENT DU TALUS

V. Etude de confortement du talus	74
V.1. Introduction :	74
V.2.1 Confortement par gabions (pierres) :	74
V.2.1.1. mur en gabion :	74
V.2.1.2 Synthèse :	77
V.2.2. Confortement en béton armé :	77
V.2.2.1. Mur en béton armé ancré dans le sol :	77
V.2.2.1.1. Etude de la stabilité statique du mur de soutènement :	81
V.2.2.3 Deux lignes des pieux :	86
V.2.2.4. Synthèse :	87
V.2.3 Confortement à l'aide de remblai avec une paroi inclinée renforcé par géotextile :	88
V.2.3.1 Synthèse :	92
V.2.4. Confortement avec des clous :	92
V.2.4.1 Confortement avec des pieux et clous :	95
V.3. Etude comparative :	99
V.3.1. Etude estimative et quantitative :	99
V.3.1.1. Première solution : mur en béton armé.	99
V.3.1.2. Deuxième solution : confortement par remblai de paroi incliné renforcé par géotextiles.	100
V.3.1.2. Troisième solution : confortement par clouage et pieux.	100
V.3.2. Comparaison technico-économique entre les trois solutions :	101
V.3.2.1. Première solution : mur en béton armé	101
V.3.2.3. Troisième solution : confortement par clouage et pieux.	102
V.3.2.3.1 Les avantages des pieux :	102
V.3.2.3.2 Les inconvénients des pieux :	102
V.3.2.3.3 Les avantages des clous :	102
V.3.2.3.4 Les inconvénient des clous :	102
V.3.2.4. Synthèse :	102
Conclusion :	103
Conclusion générale :	106

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Eléments descriptifs d'un glissement de terrain[1].....	2
Figure I. 2: glissement de terrain (Rio Janeiro, Brésil). [5]	5
Figure I. 3: glissement plan dans le centre de l'Allemagne.....	6
Figure I. 4: glissement circulaire simple.....	6
Figure I. 5: glissement circulaire complexe	7
Figure I. 6: Le phénomène de fluage.	7
Figure I. 7: Le mécanisme de coulée de boue.....	8
Figure I. 8: Le mécanisme de l'écroulement.	9
Figure I. 9: Glissement plan , l'équilibre d'un bloc.....	17
Figure I. 10: Découpage d'un talus en tranches.....	19
Figure I. 11: Équilibre d'une tranche de sol (Fellenius).	20
Figure I. 12: Équilibre d'une tranche de sol (Bishop simplifié).	21
Figure I. 13: Dimensionnement d'une butée au pied [15].....	23
Figure I. 14: Différentes méthodes de stabilisation par terrassement.....	25
Figure I. 15: Mur de soutènements.	27
Figure II. 1: Situation géographique de Hammam Malouane (Source : Google Earth).	30
Figure II. 2: Diagramme climatique. Source : Office National de la Météorologie (O.N.M).	31
Figure II. 3: La carte géologique de Blida Échelle 1/50.000.....	33
Figure II. 4: Carte de zonage sismique, après le séisme de BOUMERDES (CGS, 2003). .	33
Figure II. 5: Situation géographique du site (Source Google Earth)	34
Figure II. 6: Grandes fissuration après le glissement.....	35
Figure II. 7: Destruction de la chaussée du côté aval de la route.....	36
Figure II. 8: Instabilité du talus situé du côté aval de la route.	36
Figure II. 9: vue de face du glissement.....	37
Figure III. 1: Carte des essais in situ.....	47
Figure III. 2: exemple prélèvement de sondage carotté.....	48
Figure III. 3: Coupe lithologique du sondage carotté n°1.....	50
Figure III. 4: Coupe lithologique du sondage carotté n°2.....	51

Figure IV. 1: fenêtre des coordonnées (x ; y).	57
Figure IV. 2: Tableau des coordonnées (x ; y).	57
Figure IV. 3: Les étapes de définition des paramètres physiques et mécaniques.	58
Figure IV. 4: Les étapes d'insertion de la grille des centres des cercles.	59
Figure IV. 5: Les étapes de lancement de calcul	59
Figure IV. 6: Les étapes suivis pour l'affichage des résultats.	60
Figure IV. 7: Choix entre mode d'affichage des résultats (Bishop/Fellenius).	60
Figure IV. 8: La géométrie du talus	63
Figure IV. 9: Stabilité du talus (phase 1).	64
Figure IV. 10: la nappé au niveau de terrain naturel	65
Figure IV. 11: la nappé a 1m de profondeur.	66
Figure IV. 12: la nappé a 2m de profondeur	66
Figure IV. 13: la nappé a 3m de profondeur.	67
Figure IV. 14: la nappé a 4m de profondeur.	67
Figure IV. 15: Stabilité du talus (phase 3).	68
Figure IV. 16: Stabilité du talus (phase 4).	69
Figure IV. 17: Stabilité du talus (phase 5).	70
Figure IV. 18: Stabilité du talus (phase 6).	70
Figure IV. 19: Stabilité du talus (phase 7).	71
Figure V. 1: Le confortement de talus par gabionnage.	76
Figure V. 2: Stabilité du talus conforté par un mur en gabion.	76
Figure V. 3: Les dimensions du mur de soutènement.	78
Figure V. 4: Le confortement de talus par un mur de soutènement.	80
Figure V. 5: Stabilité du talus conforté par un mur de soutènement ancré dans le sol.	80
Figure V. 6: Le confortement de talus par un mur de soutènement sur pieux.	85
Figure V. 7: Stabilité du talus conforté par un mur de soutènement sur pieux.	85
Figure V. 8: Le confortement de talus par deux lignes de pieux.	86
Figure V. 9: Stabilité du talus conforté par deux lignes de pieux.	87
Figure V. 10: Les dimensions du remblai renforcé.	89
Figure V. 11: Le confortement de talus par remblai renforcés en géotextile.	91
Figure V. 12: Stabilité de talus conforté par remblai renforcés en géotextile.	91
Figure V. 13: Le confortement de talus par clous.	93

Figure V. 14: Stabilité de talus conforté par clouage.	95
Figure V. 15: Le confortement de talus par clous et pieux.	96
Figure V. 16: Stabilité de talus conforté par clouage et pieux.	98

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1: Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.	9
Tableau I. 2: Classification selon la profondeur de la surface de glissement.	10
Tableau II. 1: Classification des zones Sismiques en territoire Algérien.	34
Tableau III. 1: les coordonnées des sondage carotte est pressiométrique.	47
Tableau III. 2: valeurs de pressions limites et modules préssiométriques.	53
Tableau III. 3: Caractéristiques mécaniques et physiques.	54
Tableau IV. 1: Les données et les résultats du logiciel.	55
Tableau IV. 2: Paramètres des caractéristiques géotechniques du sol.	61
Tableau IV. 3: Coordonnées de la géométrie du talus.	62
Tableau IV. 4: différentes phases réalisées dans la simulation.	64
Tableau IV. 5: Coefficient de sécurité en fonction du niveau de la nappe d'eau.	68
Tableau IV. 6: Récapitulatif des résultats des deux méthodes.	72
Tableau V. 1: Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.	74
Tableau V. 2: Coordonnées de la géométrie du talus conforté par mur en gabion.	75
Tableau V. 3: Tableau de résultats de facteur de sécurité F_s (solution de gabionnage).	77
Tableau V. 4: Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.	78
Tableau V. 5: Coordonnées de la géométrie du talus.	79
Tableau V. 6: Tableau de résultats de facteur de sécurité F_s . (Solution d'un mur de soutènement ancré dans le sol).	81
Tableau V. 7: Tableau de résultats de facteur de sécurité F_s	87
Tableau V. 8: Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.	89
Tableau V. 9: Coordonnées de la géométrie du talus.	90
Tableau V. 10: Tableau de résultats de facteur de sécurité F_s . (Solution de remblais renforcé par géotextile).	92
Tableau V. 11: Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.	93
Tableau V. 12: Coordonnées de la géométrie du talus.	94

Tableau V. 13: Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.	96
Tableau V. 14: Coordonnées de la géométrie du talus.	97
Tableau V. 15: Tableau de résultats de facteur de sécurité F_s (Confortement par clouage et pieux).	99
Tableau V. 16: Devis quantitatif et estimatif du renforcement par mur en béton armé.	99
Tableau V. 17: Devis quantitatif et estimatif du renforcement par par remblai de paroi incliné renforcé par géotextiles.	100
Tableau V. 18: Devis quantitatif et estimatif du renforcement par clouage et pieux.	100

LISTE DES SYMBOLS

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)

Cah : Coefficient d'accélération sismique horizontal

Cav : Coefficient d'accélération sismique vertical

CU : Cohésion non drainée (kPa)

Fs : Facteur de sécurité

g : Accélération de la pesanteur(ms^2)

H : Composante horizontale de la force interne

H : La Hauteur du mur (m)

H : La hauteur de chute du mouton (m)

K_A, K_Aq : Les coefficients de poussée

M : La masse du mouton (Kg)

Mt : 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)

qadm: Contrainte admissible

qL : Contrainte limite

R : Résultante des efforts (kN/ml)

Rp : La résistance en Pointe du pénétromètre (bar)

RH: Effort horizontal (kN/ml)

RV: 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)

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(°)

ω_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 (°)

E_M : Module préssiométrique

P_f : Pression de fluage

P_l : Pression limite

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

DTP : direction travaux publique

PDL : Pénétration dynamique lourds

RPA : Règlement parasismique Algérien

SC : Sondages carottés

O.N.M : L'office Nationale Météorologique

Introduction générale

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel : forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple, ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation. L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols et des roches.

Le problème de la stabilité des pentes a toujours préoccupé les ingénieurs, mais il n'a pris toute son importance que depuis peu de temps. En effet, les ingénieurs sont amenés à tenir compte des caractéristiques sévères des routes, tant en tracé qu'en profil en long, et ils doivent construire des remblais et des tranchées aux dimensions croissantes.

Les glissements de terrain résultent d'un changement de l'équilibre des forces dans le versant (rapport entre forces résistantes et les forces motrices), à la suite de processus physiques et / ou chimiques qui, à leurs tours, dépendent de différents facteurs. Ainsi, les processus d'altération agissant à long terme (conduisant à une diminution des forces résistantes), de même que les fluctuations de la nappe phréatique, influencent la stabilité d'un versant de manière continue.

La nature géologique du terrain constitue aussi l'un des principaux facteurs d'occurrence de ces phénomènes, de même que l'eau et la pente. Les matériaux impliqués peuvent être très divers (Argiles, marnes, schistes, remblais...), mais en général, la présence d'argiles en forte proportion est toujours un élément défavorable en raison de ses mauvaises propriétés mécaniques. La saturation du sol en eau (présence de sources, pluies torrentielles, dégel brutal) joue également un rôle déterminant dans le déclenchement de ces phénomènes.

A cause de la force destructrice des glissements de terrain, des nombreuses techniques de stabilisation ont été développées pour prévenir ce phénomène, où il est de grande importance de connaître les dimensions de la surface de rupture et d'avoir une idée sur l'origine de ces glissements : surcharge, séisme, écoulement d'eau, altération des sols, ruissellement exceptionnel...

Notre projet concerne l'analyse d'un glissement de terrain survenu au niveau de la route (CW61) reliant la ville de Bougara à Hammam Melouane au niveau du PK8+100 et PK9+600. L'objectif principal est d'identifier les causes probables qui ont causés ce glissement et de proposer ainsi 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 consacré à une étude bibliographique traitant des généralités sur les glissements de terrain, les méthodes de calculs du coefficient de sécurité ainsi que les techniques de stabilisation des talus.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du projet de notre étude.

Le troisième chapitre comprend les résultats de l'étude géotechnique issus de l'interprétation des essais in-situ et de laboratoire.

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude de stabilité du talus à l'état initial avant confortement. Cette étude est menée en modélisant le problème avec le logiciel SLIDE en calculant le coefficient de sécurité sous différents cas de charge dont le but de déterminer le scénario le plus probable qui a causé ce glissement.

Le cinquième chapitre présente les solutions de confortements proposés ainsi qu'une étude comparative technico-économique dont le but remonter vers la solution la plus intéressante.

Chapitre I : recherche bibliographique

I.1 GENERALITE SUR LE GLISSEMENT D'UN TERRAIN :

I.1.1 introduction :

Les glissements de terrain sont des phénomènes géologiques et géophysique localisés se traduisant par des mouvements gravitaires d'une partie du sol constituant les versants, et se déplaçant sous l'effet de son poids propre. Les mouvements sont alors complexes avec des composantes de déplacement en rotation et en translation le long d'une surface de rupture franche en profondeur. Ils s'accompagnent de développement de fissures et d'affaissements, souvent préjudiciables pour le bâti et les infrastructures en surface.

Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles, est d'un talus, ce dernier est provoqué des dégâts au niveau des infrastructures considérables pouvant devenir instables.

I.2. Description du glissement de terrain :

Partout dans le monde les glissements de terrains se produisent dans toutes les régions. Ils consistent en une descente en masse de matériaux tels que des roches, de la terre, des déchets miniers ou des débris sur un versant. Généralement causés par de fortes pluies, des tremblements de terre, des éruptions volcaniques ou diverses activités anthropiques, les glissements de terrain se produisent sans avertissement. Ils modifient le paysage et peuvent détruire des édifices et des résidences, des routes et des chemins de fer, couper le réseau électrique, les conduites d'eau, de gaz et d'égout. Les glissements de terrain et les coulées de boue catastrophiques qui se sont déclenchés dans certains pays.

A fin d'amortir les tragiques conséquences des glissements de terrains et des coulées de boue, en devras se concentrer à l'avenir sur l'évaluation et les gestions des risques pour une meilleure exploitation des facteurs scientifiques

I.3. Morphologie d'un glissement de terrain :

- **Arrachement principal** : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement a son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.
- **Tête** : c'est la limite amont du glissement et plus précisément partie ou le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.

- **Arrachement secondaire** : circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- **Elément** : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- **Flanc** : limite latérales du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- **Pied** : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- **Extrémité inférieure (pouce)** : zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- **Rides transversales** : elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d'effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.
- **Surface de glissement ou de rupture** : c'est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.
- **Corps** : partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.
- **Fissures et crevasses** : rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position.

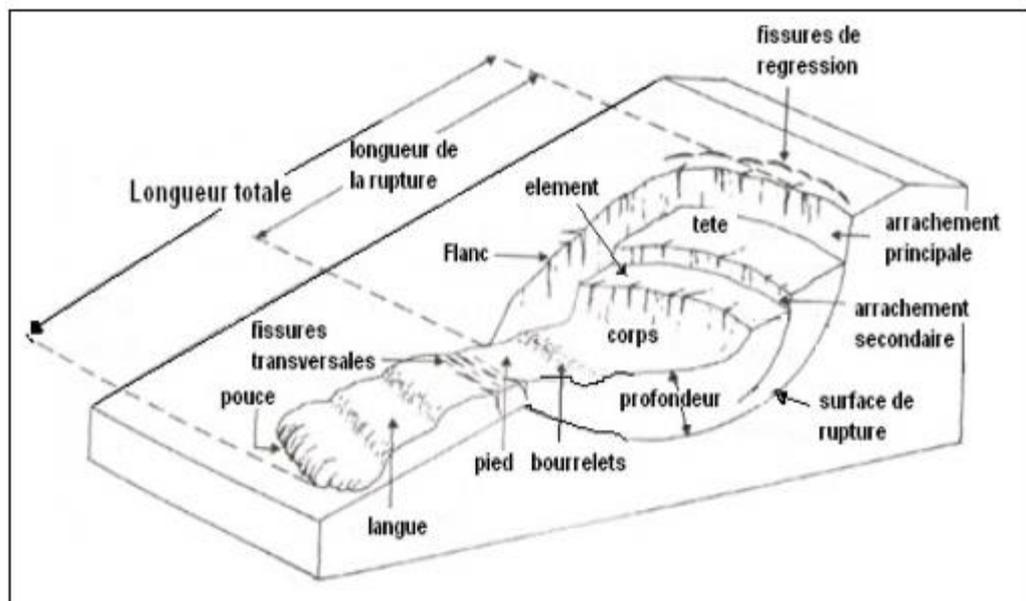


Figure I. 1: Eléments descriptifs d'un glissement de terrain[1].

I.4 Différentes formes d'instabilité d'une pente :

Dans leur construction et leur fonctionnement, les talus subissent des conditions de chargement variées. Nous pouvons classer les types de rupture liés aux mouvements de terrains critères (nature de terrain, cinématique du mouvement, vitesse du mouvement, morphologie de la surface de rupture, cause de la rupture...). Nous ne décrivons dans ce paragraphe que celles basées sur la cinématique du mouvement et la morphologie de la surface de rupture

I.4 1. Vitesse et durée des mouvements :

On distingue deux ensembles de mouvements de terrain selon la vitesse : [2]

I.4.1.1.les mouvements lents :

Comprennent les tassements et affaissements du sol, le retrait/gonflement des argiles avec la présence ou non d'eau, et les glissements de terrain après que le sol soit saturé en eau.

- **Affaissements** : sont des dépressions topographiques en forme de cuvette plus ou moins profonde dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture, avec ou sans fractures ouvertes, consécutif à l'évolution d'une cavité souterraine.
- **Les tassements par retrait** : sols argileux et par consolidation de certains terrains compressibles (vases, tourbes).
- **Les glissements** : qui correspondent au déplacement en masse, le long d'une surface de rupture plane, courbe ou complexe, de sols cohérents (marnes et argiles).
- **Le retrait ou le gonflement de certains matériaux argileux** : il dépend de pourcentage d'eau (teneur en eau)

I.4.1.2.les mouvements rapides :

Selon le mode de propagation des matériaux, en masse on situe :

- **Les effondrements** : qui résultent de la rupture brutale de voûtes de cavités souterraines naturelles ou artificielles, sans atténuation par les terrains de surface.
- **Les chutes de pierres ou de blocs** : provenant de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux très fracturés.

- **Les éboulements ou écroulements** : de pans de falaises ou d'escarpements rocheux selon les plans de discontinuité préexistants

Le second groupe (propagation en état remanié) comprend :

- **Les laves torrentielles**, qui résultent du transport de matériaux en coulées visqueuses ou fluides dans le lit de torrents, surtout en montagne.
- **Les coulées boueuses** : qui proviennent généralement de l'évolution du front des glissements.

Il existe diverses classifications de glissements de terrain, on définit deux groupes ; ceux associés à la pente naturelle et ceux des talus artificiels.

I.4.2 Pentés naturelles :

Il s'agit des talus existants, peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités. Les accidents observés dans ce cas montrent qu'il est possible de classer les instabilités de terrain en plusieurs familles :

- Les glissements.
- Le fluage
- La coulée boueuse
- L'écroulement.

I.4.2.1. Les glissements :

Les glissements de terrains sont des déplacements lents d'une masse de terrains cohérents le long d'une surface de rupture généralement courbe ou plane [3]. L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. On parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires (fissures dans les murs des habitations, bourrelets dans les champs, poteaux penchés...) et de glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables.

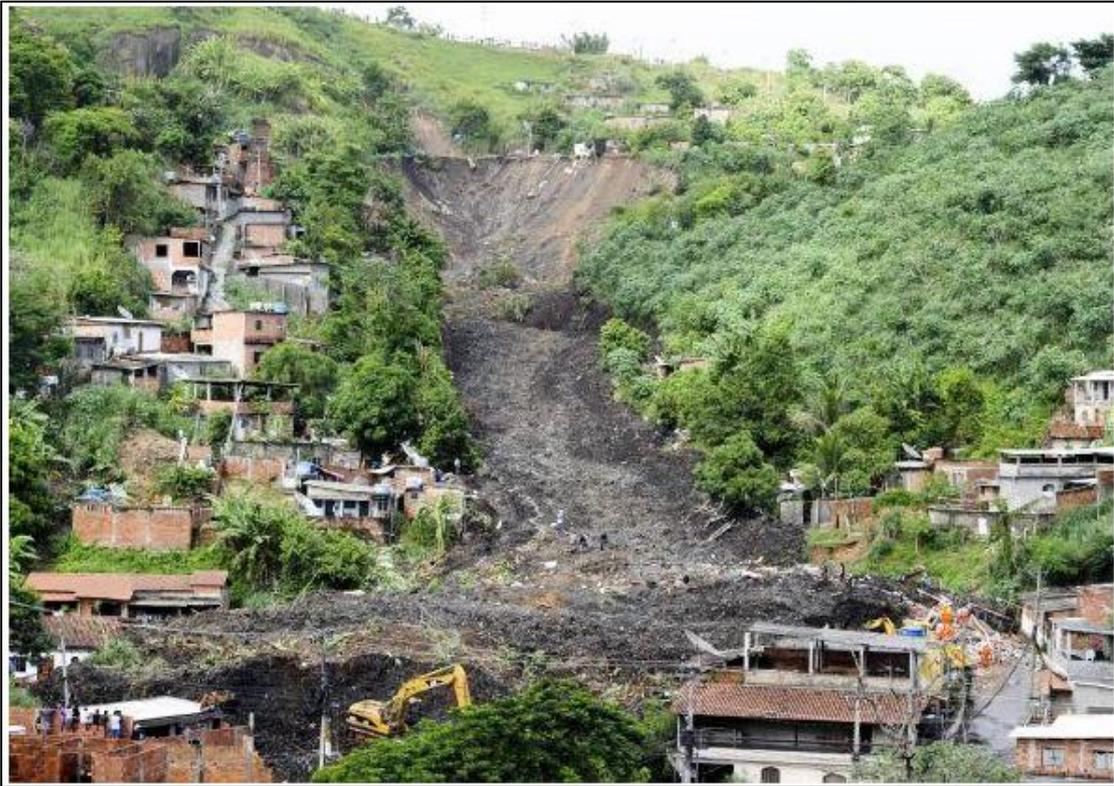


Figure I. 2: glissement de terrain (Rio Janeiro, Brésil). [5]

La plupart du temps, l'eau joue un rôle important dans les glissements de terrain, par l'action des pressions interstitielles, des écoulements souterrains ou par les pressions dues au gonflement des minéraux argileux. En simplifiant beaucoup, on peut distinguer deux types de glissements :

I.4.2.1.1 les glissement plan ou translation :

Les glissements de type plan affectent de préférence la partie superficielle d'un versant et dont le déplacement des matériaux se fait à partir d'une surface plane, en pente (discontinuité lithologique, structurale...). [4]



Figure I. 3: glissement plan dans le centre de l'Allemagne.

I.4.2.1.2 Les glissements circulaire ou rotationnel :

Les glissements de type circulaire ou rotationnel sont plus ou moins profonds, où la rupture se fait suivant une surface courbe dont la forme exacte, en coupe verticale, n'est jamais connue, et que l'on tend à assimiler pour des considérations théoriques à un cercle ou à une cycloïde. Le mouvement se manifestent en général à trois niveaux, pieds, flanc et cercle profond, il est caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué ; le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles, dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées (fréquents dans les marnes et les argiles), on situe deux type dans ce glissement simple est complexe. [4]

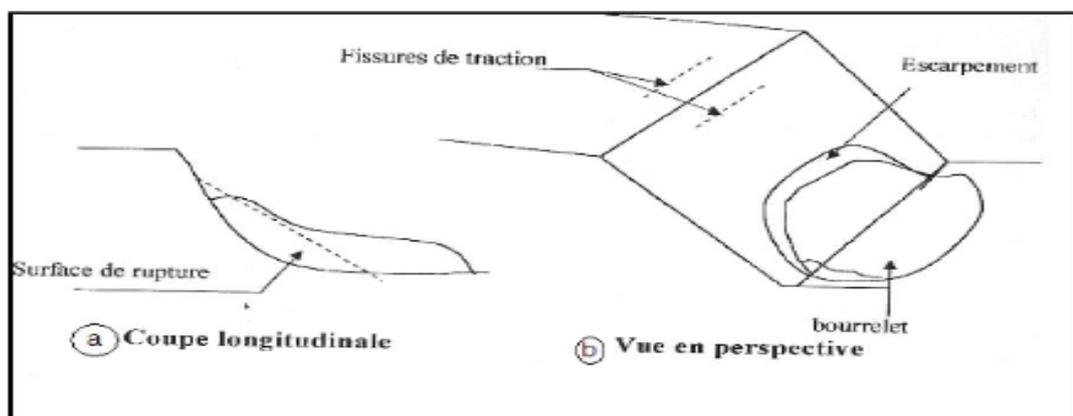


Figure I. 4: glissement circulaire simple.

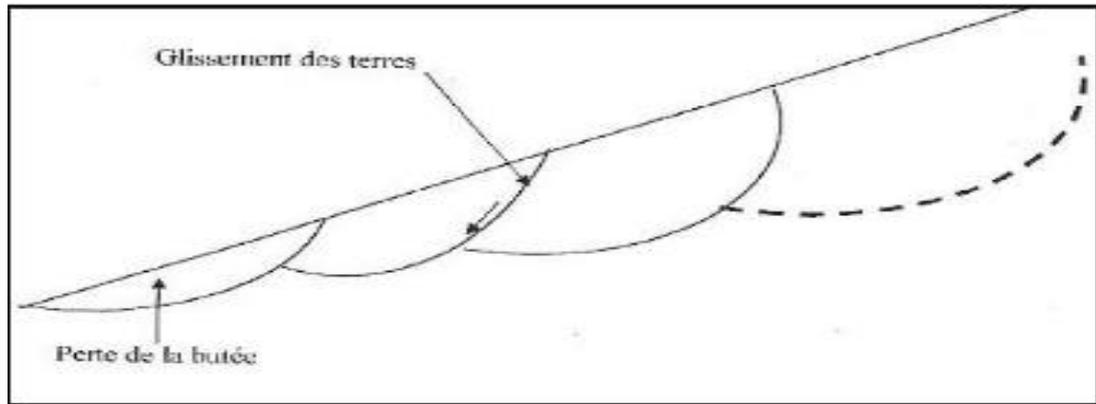


Figure I. 5: glissement circulaire complexe .

I.4.2.2. Le fluage :

Le fluage est un mouvement lent sur faible pentes est caractérisé par une faible vitesse dans ce cas il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture contrairement aux glissements, en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture [6].

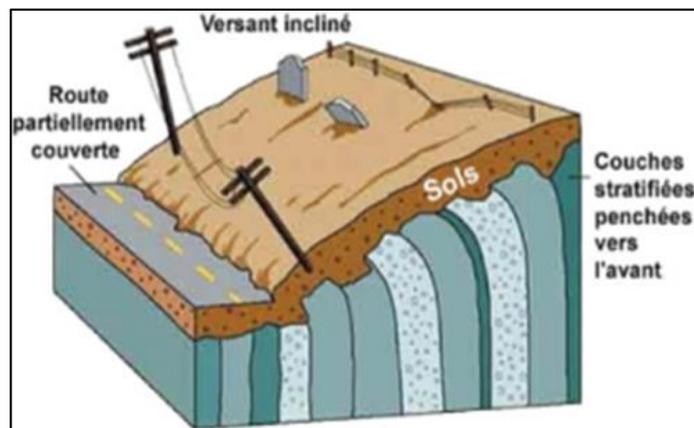


Figure I. 6: Le phénomène de fluage.

I.4.2.3. La coulée boueuse :

Les coulées d'eau boueuse sont des écoulements fortement chargés de terre en suspension qui a été détachée par les pluies et le ruissellement ; elles sont une manifestation de l'érosion hydrique. Ces écoulements progressent vers l'aval et provoquent des inondations boueuses qui peuvent atteindre des zones urbaines et causer des dégâts considérables.

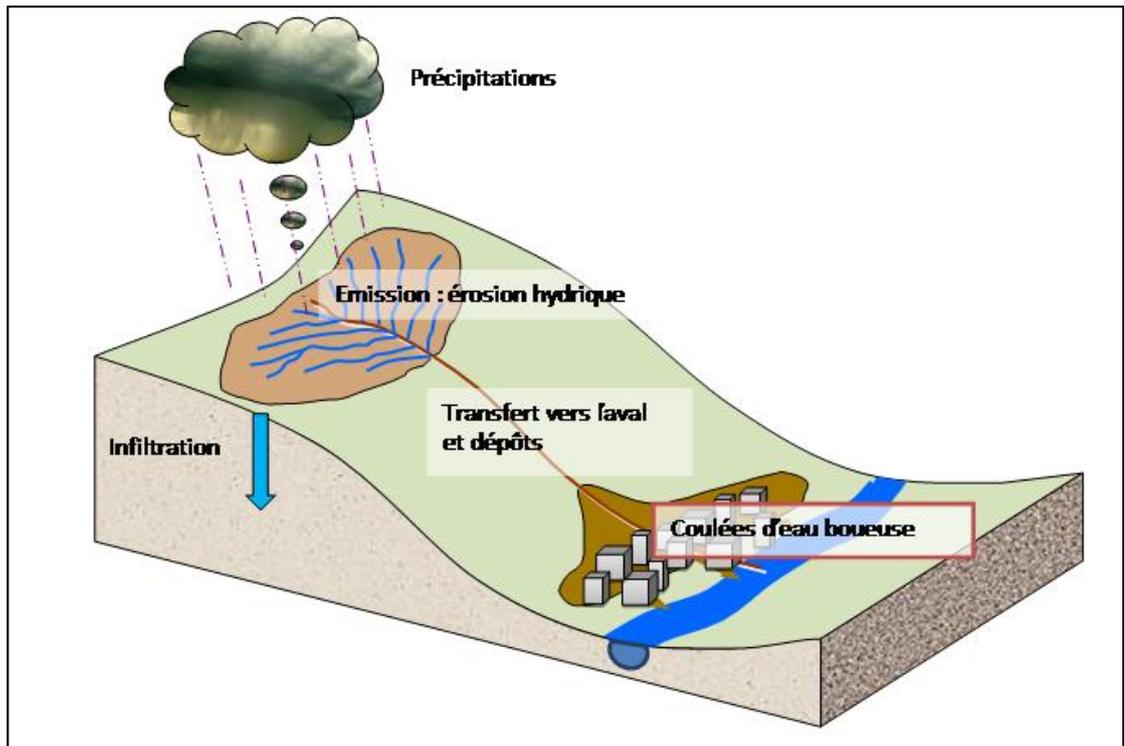


Figure I. 7: Le mécanisme de coulée de boue.

I.4.2.4l'écroulement. :

Lors d'un écroulement, un grand volume du massif rocheux (un à plusieurs millions de m³) se détache soudainement, sans que le mode de rupture correspondant ne soit déterminant. Le mécanisme initial peut par exemple s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée. Le mécanisme de mouvement de l'écroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composants de la masse écroulée et par leur fragmentation intense.

Les caractéristiques particulières de ce phénomène sont des vitesses de chute élevées (de plus de 40m/s) et de très grandes distances de transport (pouvant souvent atteindre plusieurs kilomètres). Compte tenu des grands volumes concernés, les écroulements peuvent modifier le paysage de façon durable. Les énormes masses écroulées forment souvent des barrages naturels dans les vallées de montagne, obstruant les cours d'eau et créant des retenues ; en cas de rupture catastrophique du barrage, elles entraînent un danger d'inondation pour les régions en aval.

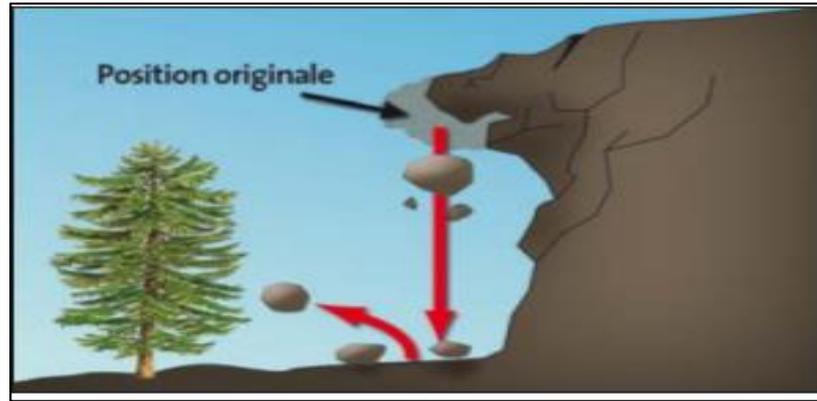


Figure I. 8: Le mécanisme de l'écroulement.

I.4.3 Talus artificiels :

Les talus artificiels sont principalement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage. Ils peuvent être classés comme suit en fonction des types d'ouvrages :

1. Talus en déblai.
2. Talus en remblai sur sol non compressible.
3. Talus en remblai sur sol compressible.
4. Ouvrages de soutènement vis-à-vis d'un glissement profond.
5. Dignes et barrages en terre.

I.5. Classification des glissements de terrains :

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements.

I.5.1. Classification des glissements de terrains selon la vitesse :

Le tableau suivant présente les classifications selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme. [7]

Tableau I. 1: Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.

Glissement	Vitesse de glissement
Stabilité, très lent	0 - 2 cm/an
Peu actif, lent	2 – 10 cm/an
Actif ou lent avec phases rapides	>10cm/an

I.5.2. Classification des glissements de terrains selon le Profondeur :

Le tableau suivant présente les différentes valeurs de classification selon la profondeur de la surface de glissement. [7]

Tableau I. 2: Classification selon la profondeur de la surface de glissement.

Glissement	Profondeur de la Surface de glissement
Superficiel	0 – 2m
Semi-profond	2 – 10m
Profond	10 – 30m
Très profond	>30m

I.6 Causes des glissements de terrain :

I.6.1. Les causes extérieures :

Les mouvements de terrain sont des déplacements (avec ou sans rupture) vers l'aval de masses rocheuses compactes ou désagrégées le passage de l'état de stabilité de la masse de sol à l'état d'instabilité relève de causes nombreuses et variées. On cite : la nature de sol, actions l'eau Phénomène de l'érosion, Les activités humain Les principaux facteurs qui sont à l'origine du mouvement et de son évolution sont les suivants :

La nature de sol : Un sol meuble et donc présentant peu de cohésion sera par nature instable. De même un sol présentant des couches discontinues de nature différente aura tendance à glisser. Un sol argileux ou marneux saturé d'eau sera susceptible de glisser vers le bas de la pente (diminution de la résistance du sol).

Les activités humaines : La construction d'infrastructures ou de bâtiments en haut de la pente augmente la charge qui pèse sur celle-ci et peut entraîner un glissement. De même des constructions en bas de la pente peuvent déstabiliser le pied du versant.

La déforestation, l'irrigation qui modifie la teneur en eau du sol, l'urbanisation qui entraîne une imperméabilisation du sol et donc un changement dans l'écoulement des eaux ou dans le profil de la pente sont autant de facteurs pouvant entraîner un glissement de terrain.

-La géologie et géomorphologie : La lithologie constitue le matériau originel du sol et présente une sensibilité à l'altération différenciée selon sa composition minéralogique, sa

structure primaire (schistosité, stratification, taille des grains, etc.) et secondaire (fissuration par des diaclases ou des failles). La lithologie peut avoir des conséquences hydrologiques importantes, notamment la relation pluie-débit et l'évolution des écoulements en période de crue [8].

. **La pente** : Elle est le résultat d'une longue histoire morphologique, sa connaissance est nécessaire pour comprendre le sens de la dynamique actuelle. Le rôle de la pente dans la genèse des mouvements de terrains s'associe avec d'autres facteurs tels que la nature lithologique, la structure et la présence d'eau. La raideur de cette pente joue donc un rôle capital dans la distribution géographique des mouvements de terrains. La topographie exerce une influence très grande sur l'intensité des ruissellements et de l'érosion [9].

-**L'érosion** : Un sol érodé ou mise à nu sans végétation (déboisement, incendie, tempête) sera plus vulnérable aux infiltrations et donc sera plus susceptible de glisser.

-**L'eau** : Lors de fortes pluies ou à la fonte des neiges, l'eau en pénétrant dans le sol exerce une poussée verticale qui peut déstabiliser le terrain. La situation est d'autant plus dangereuse si la quantité d'eau qui pénètre dans la terre est supérieure à celle qui s'en écoule.

- **Le climat** : Les mouvements de terrain sont intimement liés à une pluviométrie particulièrement importante. Il est difficile de connaître avec précision le seuil pluviométrique à partir duquel les risques de mouvements sont les plus grands. Une averse brutale de forte intensité mais de durée réduite, exerce le plus souvent un effet érosif par ruissellement, alors qu'une averse de plus longue durée sur un horizon superficiel moyennement perméable provoque un fluage de couches superficielles. Ces mouvements sont déclenchés fréquemment, notamment par des surplus de la pluviométrie. Le facteur climat est souvent assimilé aux variations de la température, le vent, l'eau de surface et souterraines, la pluie, la neige, etc.

- **Le séisme** : 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. [10]

I.6.2. Les causes intérieures :

Les facteurs qui causent une réduction de la résistance au cisaillement, tels que : [11]

- 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 l'eau.

I.7. Dynamique de mouvement et l'évolution de glissement :

L'évolution d'une pente naturelle peut connaître plusieurs périodes : [12]

- Pré-rupture
- Rupture
- Post-rupture
- Réactivation

I.7.1. 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. Ce phénomène est connu sous le nom de rupture progressive. Il a été décrit pour la première fois par Bjerrum 1967 :

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

I.7.2. Rupture :

La rupture, correspond à la période, généralement de courte durée, pendant laquelle le massif connaît des déplacements importants. Cette notion dépend du sens accorder 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).

I.7.3. Poste-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.

I.7.4. 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.

I.8 Reconnaissance du site :

Pour but d'une étude de stabilité d'un terrain ne peut être menée qu'en possession des données d'une reconnaissance détaillée du terrain. Les éléments de la reconnaissance d'un site dans le cadre d'une étude de stabilité comportent :

I.8.1 Etude géologique :

Pour l'étude géologique on base sur la définition de la structure géologique du site, la nature du substratum, l'épaisseur des formations superficielles, la présence de failles, cette étude s'étend sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable.

Sur un site potentiellement instable, on recherchera des indices de mouvements anciens ou actifs, tels que moutonnements de la pente, zones humides, arrachements superficiels, fissures dans les constructions rigides, ect

Dans l'étude géologique les moyens principaux pour l'investigation sont les suivants : Dépouillement d'archives, de dossiers d'études d'ouvrages ; enquête auprès des gestionnaires d'ouvrages.

Levés morphologique et géologique de terrain : affleurements, indices de mouvements, zones humides.

Photo-interprétation (à plusieurs dates, si possible) : géologie, géomorphologie, etc.

Géophysique, fournissant par exemple la profondeur du substratum en place (sismique-réfraction notamment).

Sondages destructifs ou carottés.

I.8.2 Hydrogéologie :

L'eau joue un rôle majeur dans le glissement de terrain alors l'étude hydrogéologique est très importante. Grace à cette étude nous pouvons déterminer la distribution de la pression interstitielle dans le sol. Les techniques utilisées sont ;

- La piézométrie.
- Le repérage des niveaux d'eau dans les puits.
- Les mesures de débits de sources.
- Le recueil des données météorologique.

I.8.3 Reconnaissance géotechnique : [13]

La reconnaissance géotechnique a pour objectif de déterminer expérimentalement, par le biais des essais de laboratoire ou in-situ, les caractéristiques physiques et mécaniques des sols, et plus précisément celles de la résistance au cisaillement, à savoir l'angle de frottement et la cohésion. Actuellement les méthodes d'équilibre limite qu'on utilise dans le calcul du facteur de sécurité au glissement requièrent des paramètres mécaniques et physiques

I.8.3.1 Sondages et prélèvement d'échantillon :

Les sondages sont la partie la plus importante d'une reconnaissance. Leur nature dépend du but à atteindre, on s'efforce néanmoins d'implanter des sondages à la périphérie du glissement de terrain, à l'intérieur de la zone et également dans la zone stable immédiate. Leur nombre et leur implantation ne seront recommandés qu'après une étude géotechnique effectuée au préalable.

Le prélèvement d'échantillon peut se faire à la tarière pour la mesure des propriétés physico-chimiques des sols et au carottier pour sa mesure des caractéristiques de résistance et de déformabilité des sols. Ce pendant la modification des contraintes initiales au moment de prélèvement des sols en place peut introduire une certaine déstructuration des carottes et on peut penser que pour certaines (en particulier des sols faiblement sur – consolidés) même les meilleures conditions de prélèvement entraîne un certain remaniement.

I.8.3.2 Les essais géotechniques :

Elle se manifeste par les différents procédés qui peuvent être mis en œuvre sur le terrain, pour obtenir une description correcte des différentes couches du sol et de préciser la configuration générale de la zone étudiée. Elle doit donner des informations sur les caractéristiques mécaniques de chaque couche. Pour cela, deux techniques peuvent être utilisées :

Les essais au laboratoire :

Les essais en laboratoire servent à caractériser les sols rencontrés tant du point de vue de leur nature (limons, sables, argile) que du point de vue de leur résistance mécanique (déformabilité, rupture), A partir des échantillons intacts prélevés par carottage, on définit le poids spécifique, la teneur en eau naturelle, le degré de saturations, les limites d'atterberg, la granulométrie, la résistance au cisaillement (C'et Q')

Les essais in situ :

Le but de ces essais est de compléter ou même de remplacer les essais sur échantillons Intacts en laboratoire pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols.

Ils sont surtout utilisés dans les terrains très hétérogènes ou très incohérents quand les carottes prélevées sont trop remaniées. :

- Sondages et forages.
- Echantillonnage et essais dans les sols granulaires.
- Essai inclinométrique et piézométrique.

I.8.3.3 L'étude cinématique : [13]

Cette étude consiste en un suivi expérimental du mouvement de terrain en pente par le biais d'inclinomètre et des mesures topographiques en différentes périodes. Afin d'évaluer l'amplitude du mouvement et son évolution dans le temps (la vitesse du mouvement) et délimiter le volume en mouvement ainsi de contrôler l'efficacité d'une stabilisation.

I.9.Méthodes de calcul de la stabilité des talus :

Comme la plupart des problèmes de mécanique des sols, l'analyse de la stabilité des pentes consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable c'est-à-dire dont le coefficient de sécurité est le plus faible, c'est elle qui conditionne la stabilité du versant. Pour cela ils existent plusieurs méthodes classiques d'analyse, reposent sur la définition des moments déclenchant de mouvement et les moments résistants.

I.9.1 Notion de coefficient de sécurité :

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé : coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

$$F_s = \frac{(\sum \text{Moment des forces résistant le mouvement})}{(\sum \text{Moment des forces provoquant le mouvement})}$$

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

τ max désigne la résistance au cisaillement maximale que peut mobiliser le sol en un point, définie par :

$$\tau_{max} = C + \sigma tg \varphi$$

τ représente la contrainte de cisaillement s'exerçant effectivement en ce point.

si $F_s < 1$: le massif unstable

si $F_s = 1$: le massif est en état d'équilibre limite

si $F_s > 1$: le milieu est en équilibre et le massif sera stable

I.9.2 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 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, U_L 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 U_L 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 $F = T_{max} / T$. [14]

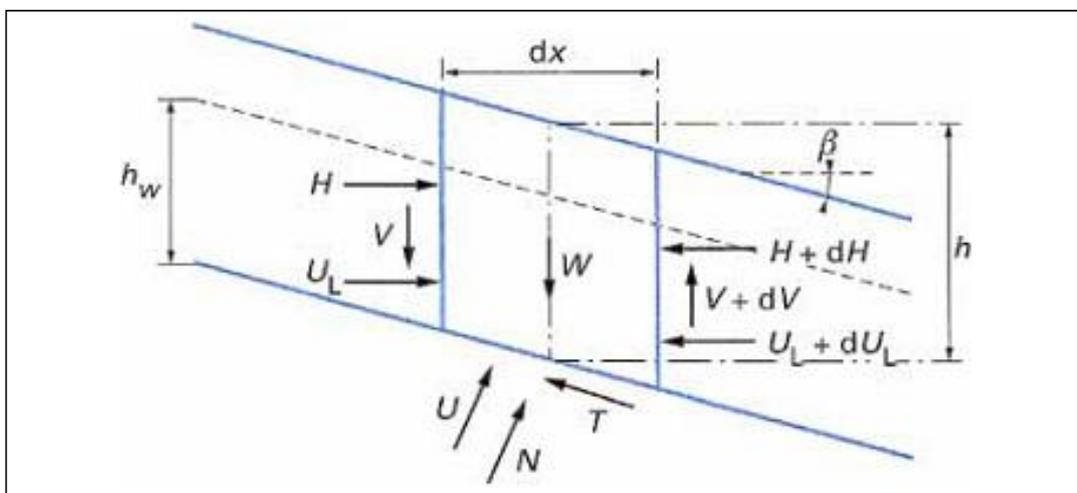


Figure I. 9: Glissement plan , l'équilibre d'un bloc.

-Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

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

-On obtient l'expression suivante pour F :

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

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 :

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

I.9.3. Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire :

La surface de rupture étant circulaire, la définition du coefficient de sécurité donnée au paragraphe 1.9.1 est équivalente à la suivante, les moments étant pris au centre du cercle de rupture :

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

I.9.4. Méthode des tranches (circulaire ou quelconque) :

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement (figure I.8).

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des verticaux.

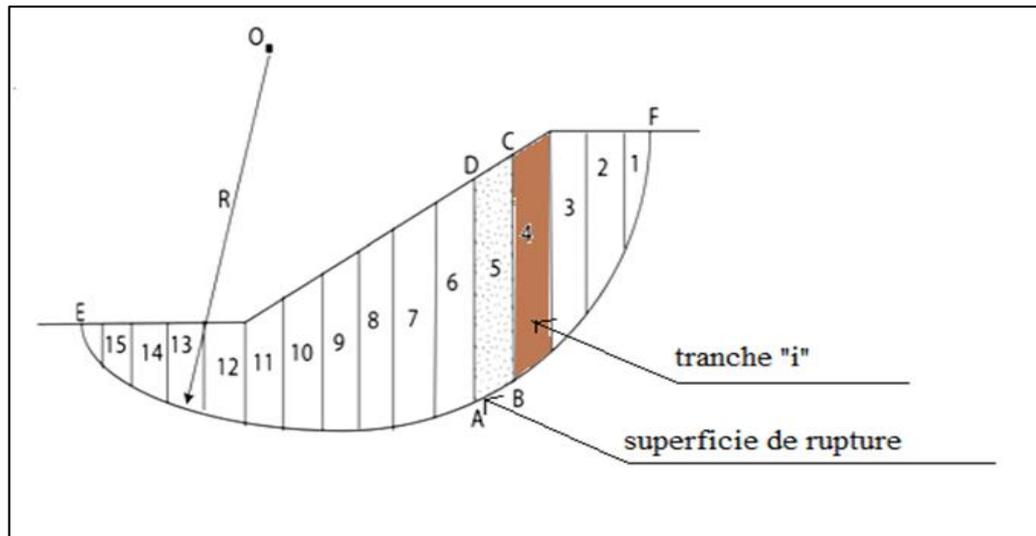


Figure I. 10: Découpage d'un talus en tranches.

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

Équilibre de chaque tranche :

- Projection sur Ox : $dH + N' \cdot \sin \alpha - T' \cdot \cos \alpha = 0$ n équations
- Projection sur Oy : $dV + N' \cdot \cos \alpha - T' \cdot \sin \alpha = W$ n équations
- Moment global : $S[T' \cdot R] = S[M(Wi)]$ 1 équation

Coefficient de sécurité : $F = \frac{N' \cdot \tan \varphi' + c' \cdot ds}{T}$ 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 Fellenius).

I.9.4.1 Méthode de Fellenius (1927) :

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 : $H_i = V_i = 0$ (figure I.11)

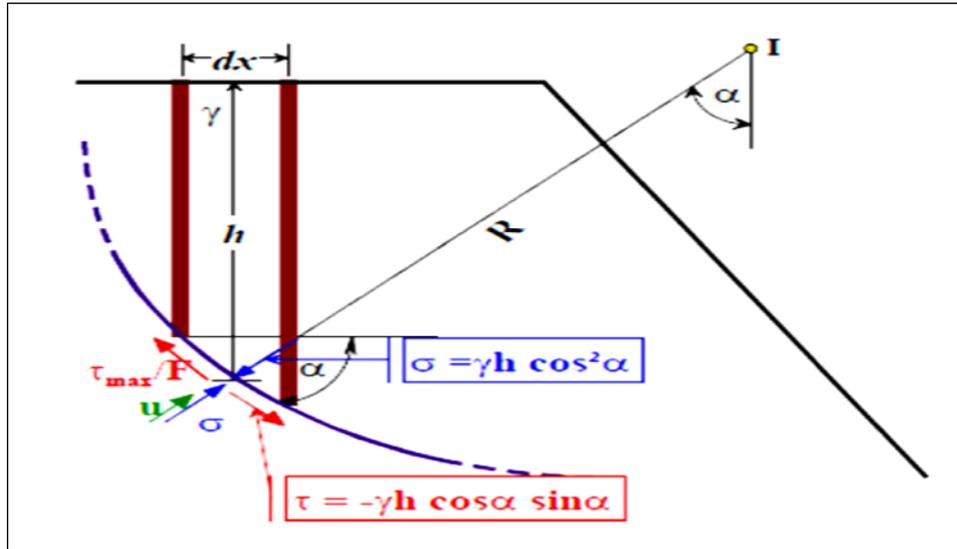


Figure I. 11: Équilibre d'une tranche de sol (Fellenius).

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

$$\sigma = \gamma \times h \times \cos 2\alpha \quad (\text{I.4})$$

$$\tau = -\gamma \times h \times \cos \alpha \times \sin \alpha \quad (\text{I.5})$$

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

$$\tau = \tau_{max}/F \quad (\text{I.6})$$

$$\tau_{max} = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi' + C' \quad (\text{I.7})$$

Soit :

$$\frac{[(\gamma \times h \times \cos^2 \alpha) - u] \operatorname{tg} \varphi' + C'}{F} = -\gamma \times h \times \cos \alpha \times \sin \alpha \quad (\text{I.8})$$

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

$$\sum_1^n \frac{[(\gamma_i \times h_i \times \cos^2 \alpha_i) - u_i] \operatorname{tg} \varphi'_i + C'_i}{F} \times R = \sum_1^n [(\gamma_i \times h_i \times \cos \alpha_i \times \sin \alpha_i) \times R] \times R \quad (\text{I.9})$$

t constant et F par hypothèse le même dans chaque tranche, d'où :

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

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

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

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

$$F = \frac{\sum_1^n \left(W_i \times \cos \alpha_i - \left(\frac{u_i \times b_i}{\cos \alpha_i} \right) \right) tg \varphi'_i + \frac{C'_i \times b_i}{\cos \alpha_i}}{\sum_1^n W_i \times \sin \alpha_i} \quad (I.11)$$

I.9.4.2 Méthode de BISHOP simplifiée (1954) :

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 $H_i \neq 0$

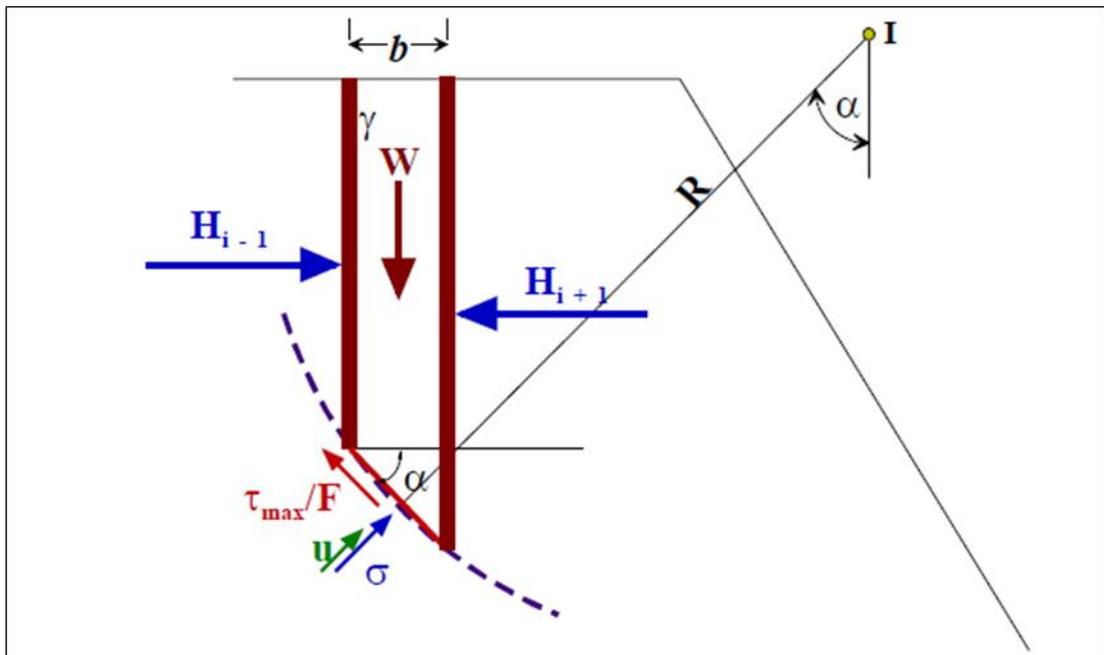


Figure I. 12: Équilibre d'une tranche de sol (Bishop simplifié).

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

$$\tau = (\sigma - u)tg\varphi'/F + C'/F \quad (I.12)$$

$$W = [(\sigma' + u)b] + \sigma' \times b \times tg\alpha \left(\frac{tg\varphi'}{F} \right) + \left(\frac{c'}{F} \times b \times tg\alpha \right) \quad (I.13)$$

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.

$$\frac{1}{F} \sum_1^n [(\sigma'_i \times tg\varphi'_c) + C'] + \frac{b_i}{\cos \alpha_i} = \sum_i^n W_i \times \sin \alpha_i \quad (I.14)$$

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

$$F = \left(\frac{\sum_1^n \frac{[W_i - (u_i \times b_i)tg\varphi'_i] + (c'_i \times b_i)}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{tg\varphi'_i}{F}}}{\sum_1^n W_i \times \sin \alpha_i} \right) \quad (I.15)$$

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

I.10 Techniques de stabilisation :

Pour stabiliser une pente on doit annuler les causes d'instabilités c'est-à-dire soit on augmente la contrainte de résistance ou bien on diminue la contrainte de cisaillement et pour cela on distingue 3 grandes méthodes de catégories :

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

I.10 Les terrassements :

Ces techniques consistent à modifier la topographie du glissement ce dernier considéré comme la plus simple méthode pour stabiliser une pente est le moyen d'action le plus naturel, On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied ;
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

I.10.1 .1 butée de pied :

Le chargement en pied (ouvrage de butée, également appelé banquette dans certaines configurations) agit de deux manières : d'une part, il équilibre les forces motrices et, d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable.

Le dimensionnement d'une butée de pied se fait par un calcul de stabilité « au grand glissement » de la pente instable en tenant compte de la modification géométrique envisagée. La surface de rupture étudiée est celle qui résulte de l'investigation (inclinomètre, coupe de sondages, observation de terrain). On recherche généralement une amélioration de la sécurité $\Delta F/F_0$ de 20 à 30 %.

La stabilité au grand glissement suppose deux vérifications (figure I.13) :

- L'ouvrage de butée doit limiter les risques de reprise du glissement en amont,
- L'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autre glissement, par exemple à l'aval. [15]

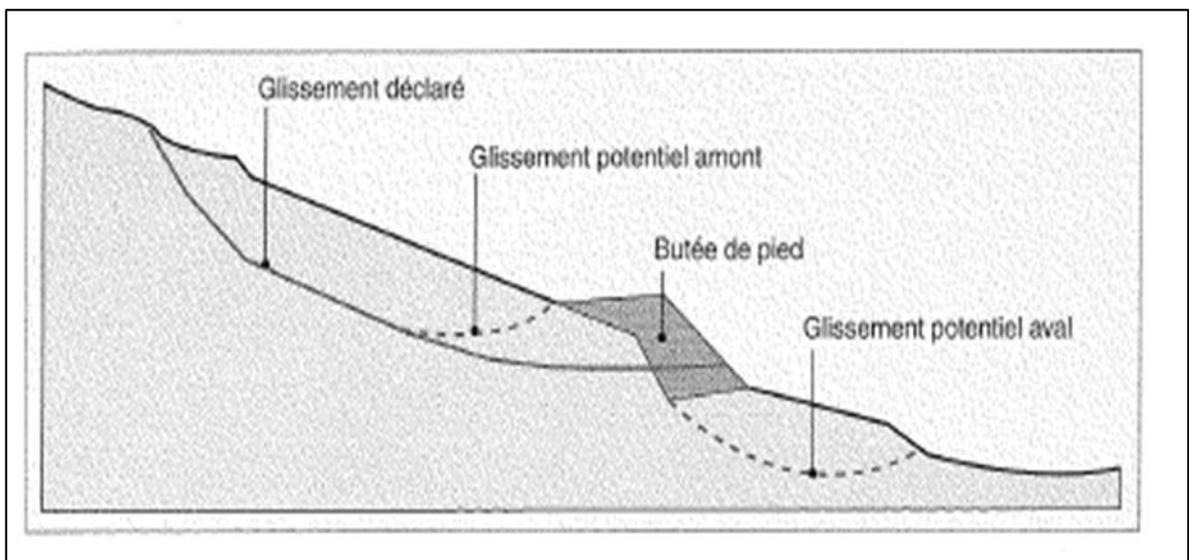


Figure I. 13: Dimensionnement d'une butée au pied [15].

On remarque que les ouvrages de butée ainsi dimensionnés, en plus de leur action gravitaire, peuvent assurer un drainage du massif. Même si l'on ne recherche pas spécifiquement cet effet, il est recommandé d'utiliser un matériau drainant et auto stable, et d'organiser la collecte et l'évacuation des eaux, par exemple par un drain placé en fond de fouille et un collecteur. Dans tout les cas, on veillera à disposer un tapis drainant.

I.10.1.2 Allègement en tête :

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire). [15]

I.10.1.3 Reprofilage :

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

I.10.1.4 Purge :

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface soit stable. [16]

I.10.1.5 Substitution totale ou partielle :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériau glissé, suppose que l'on connaisse le volume du matériau concerné que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise

des rideaux afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie et des hétérogénéités locales. [17]

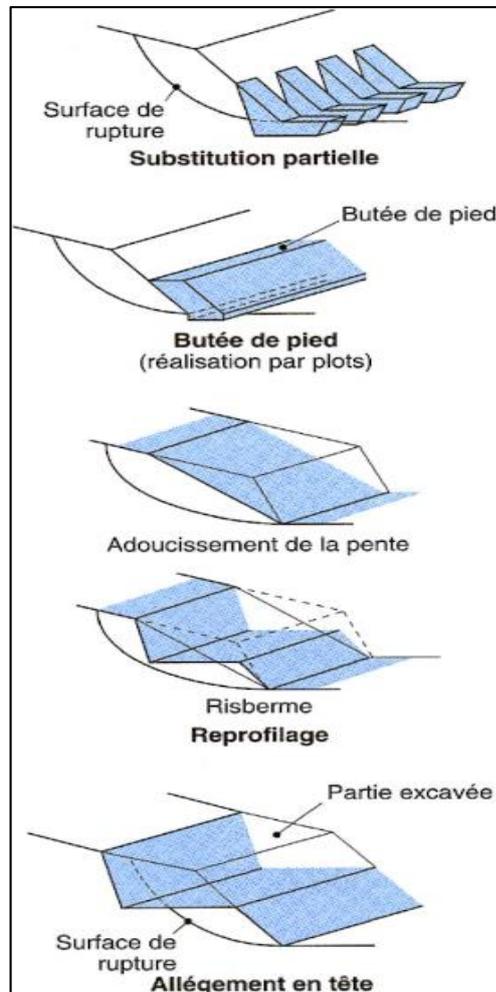


Figure I. 14: Différentes méthodes de stabilisation par terrassement.

I.10 .2 Les dispositifs de drainage : [18]

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.

I.10 .2.1 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.).

I.10.2.2 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.

I.10.2.3 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.

I.10.2.4 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.

I.10.3 Les éléments résistants :

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. On appelle éléments résistants les structures suivantes :

- Ouvrage de soutènements.
- Tirants d'ancrage.
- Clous et micropieux.

I.10.3.1 Ouvrage de soutènements :

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, car ils opposent au déplacement du terrain, on risque d'avoir des fissures au niveau de l'ouvrage donc il est préférable d'avoir un ouvrage souple qui consiste à utiliser des murs construits à partir d'éléments préfabriqués : murs en blocs préfabriqués, murs cellulaires, talus renforcés par géotextiles, armatures métalliques ou synthétiques, etc. Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe.

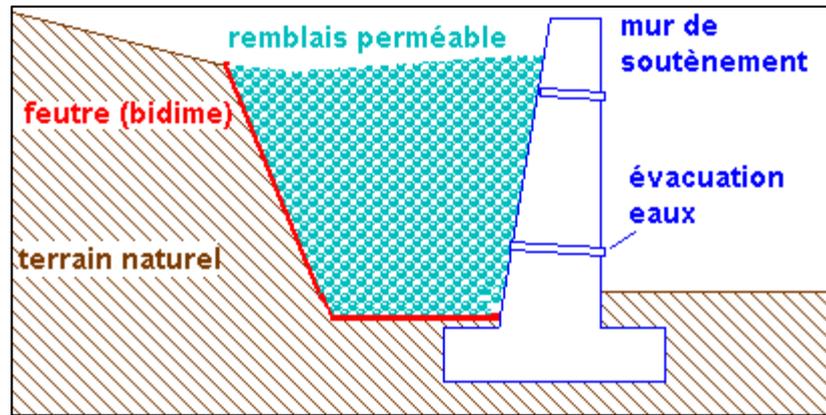


Figure I. 15: Mur de soutènements.

I.10.3.2 Tirants d'ancrages :

Le tirant permet de stabiliser un mur de soutènement en reportant les efforts induits par la poussée naturelle du terrain et les charges d'exploitation au-delà du cercle de glissement. Les efforts sont transmis au terrain par la longueur scellée. Le tirant est généralement précontraint afin de contrôler le déplacement de la paroi lors des différentes phases de construction.

Le tirant a pour but de générer un effort sur une structure, soit pour compenser un effort de soulèvement, soit pour comprimer la fondation sur le terrain. Il doit mobiliser un volume de terrain ayant un poids suffisant pour compenser l'effort souhaité. La longueur scellée est prévue pour transmettre les efforts au terrain, et la longueur libre est définie en fonction du volume de terrain recherché. La force de précontrainte revêt une importance capitale pour limiter ou supprimer le mouvement vertical. Dans le cas d'efforts répétés, elle supprime les risques de fatigue sur le scellement.

I.10.3.3 Clous et micro pieux :

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui

nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables. Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

- dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement.
 - au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou) .
 - dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous.
- et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons touché et défini le problème de construction des routes les plus connus : les mouvements de pente avec ses différents types et ses facteurs déclenchant, ainsi que les principales causes de glissement. On a vu aussi les nombreuses techniques de stabilisation qui peuvent être utilisées pour prévenir les conséquences dangereuses de ce phénomène.

Le traitement et l'étude de ces différents cas, nécessite une à des études géotechniques poussées, en utilisant quelques documents à savoir les cartes : topographiques, géologiques, ainsi que les essais in-situ et au laboratoire, en suivant certaines consignes spécifiques aux études de glissement de terrains, en vue de procéder à une étude détaillée de l'instabilité.

Chapitre II :

Présentation du projet

II. PRESENTATION DU PROJET :

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons présenter le sujet de notre étude à savoir un glissement de terrain situé sur un tronçon de la route reliant BOUGARA à Hammam Malouane (CW61) au niveau du PK 8+100 et PK9+600. Un diagnostic préliminaire va être établi en abordant la localisation du glissement, le contexte géologique global de la région, son climat, ses caractéristiques sismiques, la morphologie du site ainsi que les visites du site établies. Ces informations vont nous permettre de dégager les causes les plus probables à l'origine de ce glissement.

II.2. Localisation générale :

La wilaya de Blida est située dans le Tell centrale composé principalement d'une importante plaine et d'une chaîne de montagnes. Elle est délimitée :

Au nord, par les wilayas d'Alger et de Tipaza ;

À l'est, par les wilayas de Boumerdès et de Bouira ;

Au sud, par la Médéa ;

À l'ouest par la wilaya de Ain Defla.

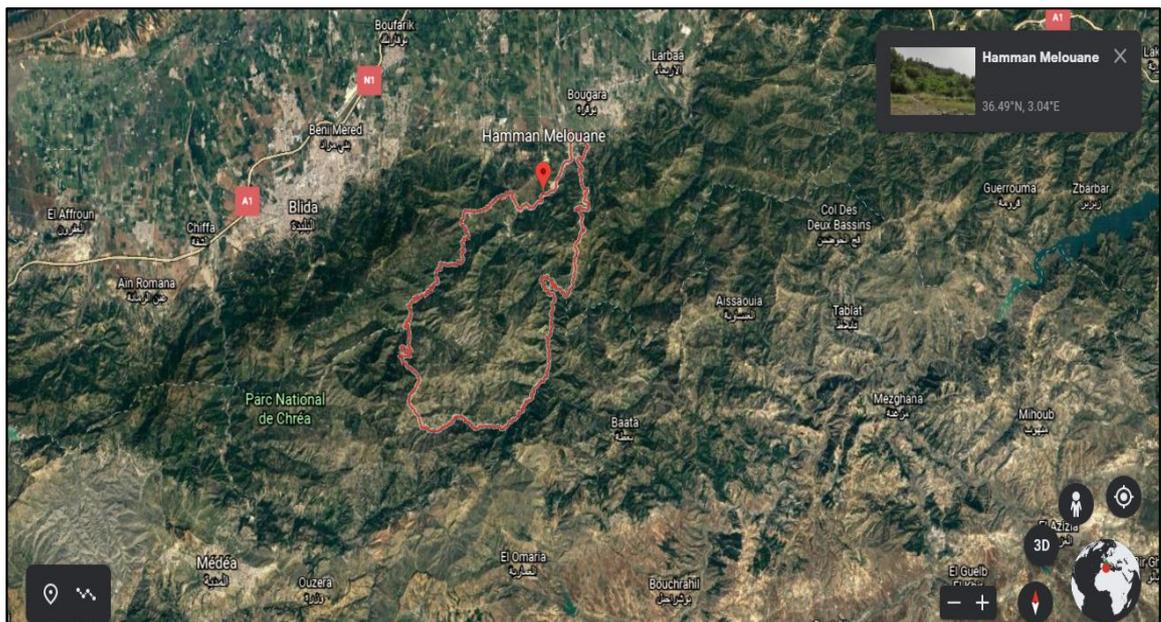


Figure II. 1: Situation géographique de Hammam Malouane (Source : Google Earth).

II.2.1. Zone d'étude :

La commune de Hammam Malouane est située au sud de la wilaya de Blida, à environ 30 km à l'est de Blida et à environ 40 km au sud d'Alger et à environ 47 km au nord-est de Médéa

II.3. Climat de la région :

Un climat tempéré chaud est présent à hammam Malouane. L'été, à hammam Malouane, les pluies sont moins importantes qu'elles ne le sont en hiver. D'après Köppen et Geiger, le climat y est classé Csa. Hammam Malouane affiche 17.3 °C de température en moyenne sur toute l'année. La moyenne des précipitations annuelles atteints 700 mm.

• Diagramme climatique :

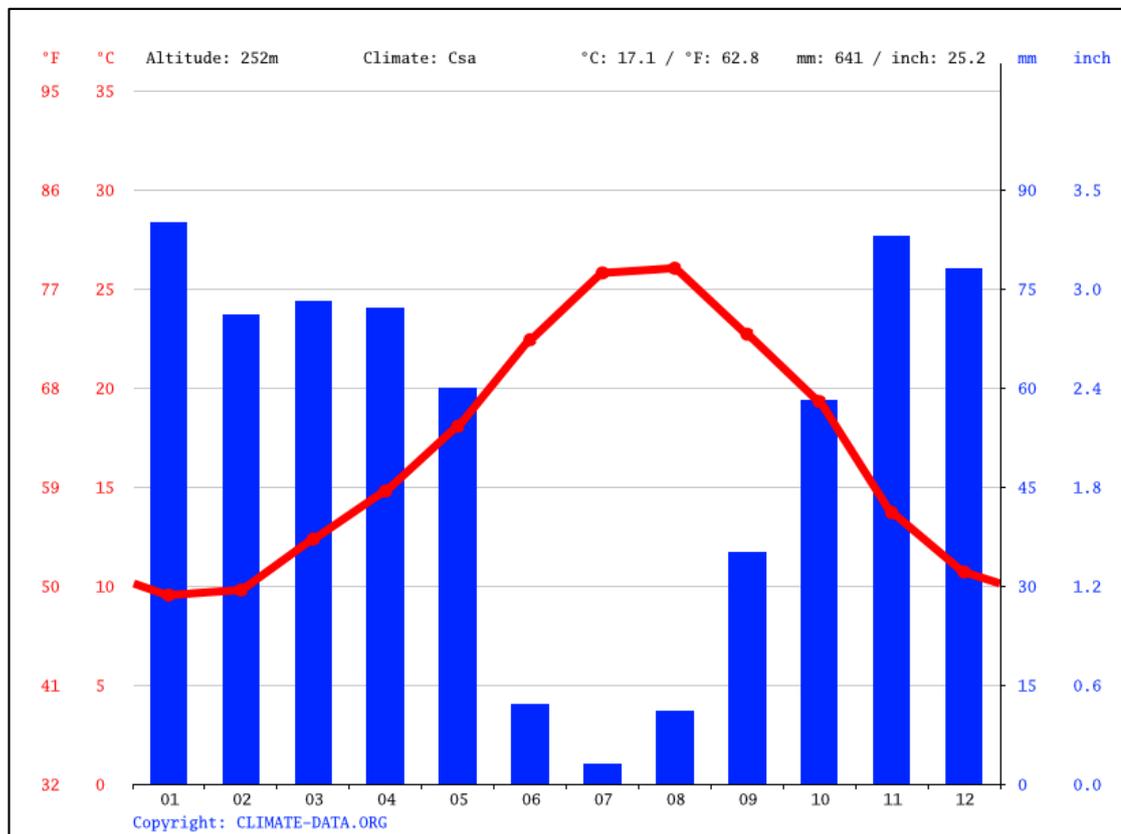


Figure II. 2: Diagramme climatique. Source : Office National de la Météorologie (O.N.M).

- Les précipitations moyennes les plus faibles sont enregistrées en juillet avec 1 mm seulement. Les précipitations record sont enregistrées en janvier. Elles sont de 86 mm en moyenne.

- Le mois de juillet est le plus chaud de l'année, Avec une température moyenne de 26 °C, le mois le plus froid de l'année est celui de Janvier avec une température moyenne de 10°C.

II.4 : Contexte géologique :

II.4.1. Géologie régionale :

La région de Blida est caractérisée par un relief essentiellement montagneux, située au pied du versant nord de l'Atlas blidéen et au Sud de la plaine de la Mitidja, à une altitude de 260 mètres. Elle est localisée sur un cône de déjection construit par l'oued Roumman-El Kebir. La wilaya se compose principalement d'une importante plaine et d'une chaîne de montagnes au Sud

II.4.2. Etude sismologique :

Du point de vue tectonique, la région de Blida est située entre deux zones potentiellement sismiques (Alger et Tipaza). On note aussi la présence de la faille de Blida (Mitidja du sud) qui marque la limite entre le bassin de la Mitidja dans le nord et l'Atlas blidéen dans le sud.

La commune de Hammam Malouane est connue par son activité sismique et on pourra citer un des derniers séismes qui s'est manifesté en 2013 avec une magnitude de 5,1 et qui a fait 24 blessés.

II.4.3. Géologie locale :

La région de Hammam Malouane est située au nord de la chaîne Tellienne et présente un relief accidenté à deux flancs : rive droite, à terrains marno-calcaires (zone d'émergence de sources thermales) ; rive gauche, à affleurement d'argiles mêlées de gravier, de poudingues (source froide).

La plupart des couches représente essentiellement des formations Quaternaires et du Pliocène, constituées de sédiments, dépôts de sable et graviers. Toutefois, plus on s'approche du littoral (rives) plus on observe la marne (de la maison carrée), les grès calcaires et les conglomérats provenant de l'oued Ouchaiah.



Figure II. 3: La carte géologique de Blida Échelle 1/50.000

II.4. 4. Sismicité :

D'après le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version 2003), publié par le Centre de Génie Parasismique C.G.S, le territoire national a été subdivisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies ci-dessous :

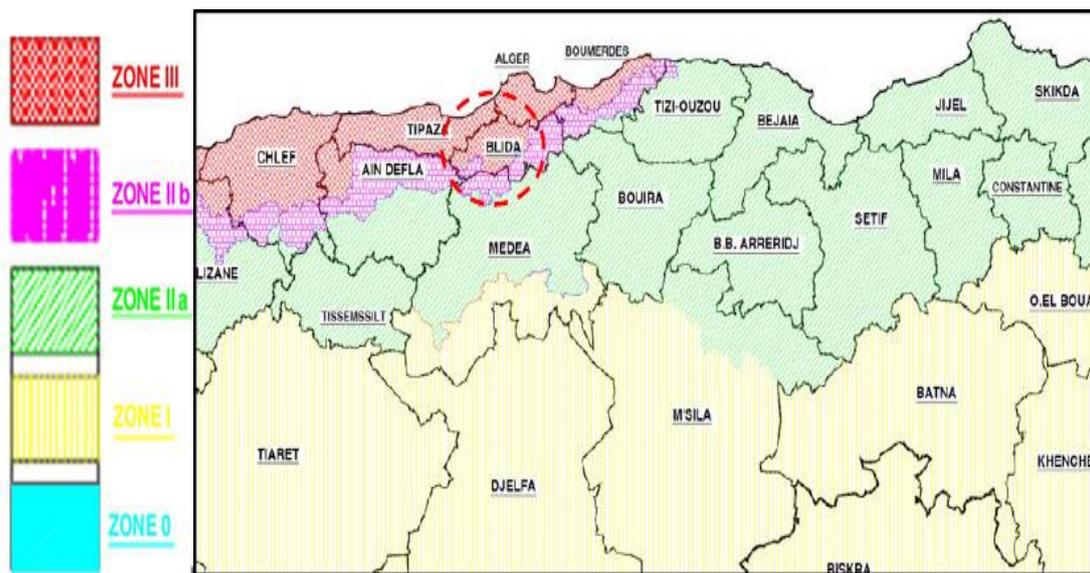


Figure II. 4: Carte de zonage sismique, après le séisme de BOUMERDES (CGS, 2003).

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

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

D'après le document technique réglementaire parasismique Algériennes RPA 99, révisées en 2003, la commune de HAMMAM MELOUANE appartenant à la wilaya de Blida est située en **zone III caractérisé par une sismicité forte**. Le projet en question est classé en groupe 1B qui correspond aux ouvrages de grandes importances ce qui correspond à un coefficient d'accélération de zone $A=0.30g$

II.5. Présentation du site :

Le glissement de talus de notre sujet d'étude, ayant affecté une section de chaussée appartenant au chemin de wilaya CW 61 au niveau du tronçon allant du PK 8+100 au PK 9+600 à Hammam Malouane, Wilaya de Blida (voir Figure II.4).



Figure II. 5: Situation géographique du site (Source Google Earth)

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 tronçon de la route compris entre PK 8+100 et PK 9+600 est constitué de profils en déblais sur un linéaire de 15m 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 droite.
- Hétérogénéité du sol constituant les couches supérieures.
- Erosion interne des couches supérieures due au ruissellement des eaux pluviales au niveau du remblai.
- Présence de grandes fissures au niveau du talus de remblai.
- Escarpement au niveau amont du talus de la rive droite.



Figure II. 6: Grandes fissuration après le glissement.



Figure II. 7: Destruction de la chaussée du côté aval de la route.



Figure II. 8: Instabilité du talus situé du côté aval de la route.



Figure II. 9: vue de face du glissement.

II.5.2 Causes probables du glissement :

II.5.2.1. La nature du terrain :

Les sols les plus affectés sont ceux qui ont des caractéristiques mécaniques faibles comme par exemple les sols de consistance molle à plastique et /ou sensibles aux variations d'humidité pour les sols fins ou les roches de faible caractéristiques mécaniques surtout en contact avec de l'eau.

Dans notre cas, la couche rocheuse composée de calcaire principalement et de conglomérat peut être affecté par l'érosion interne par dissolution du calcaire en présence d'eau.

L'existence des vides au sein de la formation rocheuse favorise la pénétration de l'eau ce qui entraîne la dissolution du calcaire et donc la stabilité au glissement du talus.

II.5.2.2 L'eau :

Ce paramètre est souvent 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 721 mm par an dans la région de Hammam Malouane et l'absence d'un système d'évacuation des eaux pluviales contribue à l'aggravation des conséquences.

Ainsi une eau passant par un sol calcaire ou crayeux fournira une eau à forte teneur en calcaire et peut engendrer sa dissolution aggravant ainsi la stabilité au glissement.

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 14.03 et en pourcentage est de 25% en amont du talus déduit à partir du profil 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 zone de glissement 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.

Conclusion :

Le glissement de terrain que nous allons étudier est situé dans une zone montagneuse entre le PK 8+100 et PK 9+600 du chemin de wilaya CW 61 dans la région de hammam Malouane (wilaya de Blida).

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 (roche composé principalement de calcaire et de conglomérat).

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 Résultats de l'étude géotechnique :

III.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de caractériser la lithologie du sol ainsi que les paramètres physico- mécaniques de chaque couche en se basant sur les résultats des essais in-situ ainsi que les essais de laboratoire. Les résultats des investigations géotechniques réalisés sur notre site sont récapitulés ci-dessous.

III.2. Travaux sur terrain :

Deux (02) sondages carottés ont été réalisés notés, respectivement, SC-01 et SC-02 de 20 m de profondeur avec prélèvements d'échantillons intacts et remaniés pour des essais au laboratoire.

Deux (02) essais de sondage pressiométrique notés respectivement, SP-1 et SP-2 de 20 m de profondeur, à raison d'un essai tous les 1,00 m.

Tableau III. 1: les coordonnées des sondage carotte est pressiométrique.

PK	Sondages	COORDONNEES U.T.M	
		X (m)	Y(m)
8+100	SC-01	9992.8522	14978.9712
	SC-02	4978.0041	7004.6549
9+600	SP-01	9992.8522	14976.8139
	SP-02	4970.1111	7005.1737



Figure III. 1: Carte des essais in situ

III.3. Résultats des investigations géotechniques :**III.3.1. Essais in-situ :****III.3.1.1 Sondage carotté :**

Le sondage carotté () permet d'extraire des échantillons du sol en profondeur (Figure III.2). Ces échantillons remanés ou intacts permettent d'une part de reconnaître de visu la nature géologique des terrains et donc de compléter les informations géologiques locales recueillies dans l'étude préliminaire et d'autre part de mener la campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification physique et mécanique du sol.

Celles-ci sont utilisées, entre autres pour étudier la résistance au cisaillement du sol.



Figure III. 2: exemple prélèvement de sondage carotté

Il est à signaler que les forages, obtenus suite à un sondage carotté peuvent être utilisés soit pour détecter la présence éventuelle d'une nappe phréatique par la mise en place de piézomètres, soit pour la réalisation de l'essai préssiométrique Ménard.

Les échantillons extraits sont dits « remanés » lorsque les conditions de leur conservation et transport détruisent l'état de la structure de sol tel qu'il était en place. Ces échantillons utilisés pour identifier les sols notamment par les essais de granulométrie, de 'limites d'ATTERBERG' et de poids volumique.

Les échantillons extraits sont dits « intacts » lorsque l'on prend le plus grand soin en paraffinant l'échantillon de sol dès son extraction, ce qui permettra de conserver au maximum.

La structure et l'état du sol tel qu'il était en place. Ces échantillons peuvent servir à tous les essais de laboratoire aussi bien d'identification (granulométrie, limites d'Atterberg...) que mécanique (cisaillement et compressibilité).

Il est important de signaler aussi que les sondages carottés étant la partie la plus coûteuse d'une campagne de reconnaissance géotechnique ; il importe d'arrêter judicieusement leur implantation et d'exploiter au maximum les renseignements qu'ils peuvent fournir.

Deux sondages carottés ont été réalisés dans l'axe du glissement, et le long de la surface concernée par l'instabilité, afin de pouvoir déterminer les caractéristiques du sol en place, la profondeur de la surface de rupture, ainsi d'opter pour un moyen de confortement.

Les lectures des coupes des sondages carottés SC-01 et SC-02, réalisé dans le cadre de la présente campagne fait ressortir la lithologie suivante :

SC-01 PK8+100 :

0,00 à 6,00m : Alluvions d'Oued caillouteux (D>150mm)

6,00 à 30,00 m : Alternances de Calcaires et Marnes avec passages gréseux très dure à dure.

SC-02 PK 9+600 :

0,00 m à 9,00 m : Alluvions d'Oued caillouteux (D>150mm)

9,00 m à 30,00 m : Conglomérat de couleur rougeâtre Poudingues pugilaires. à dure

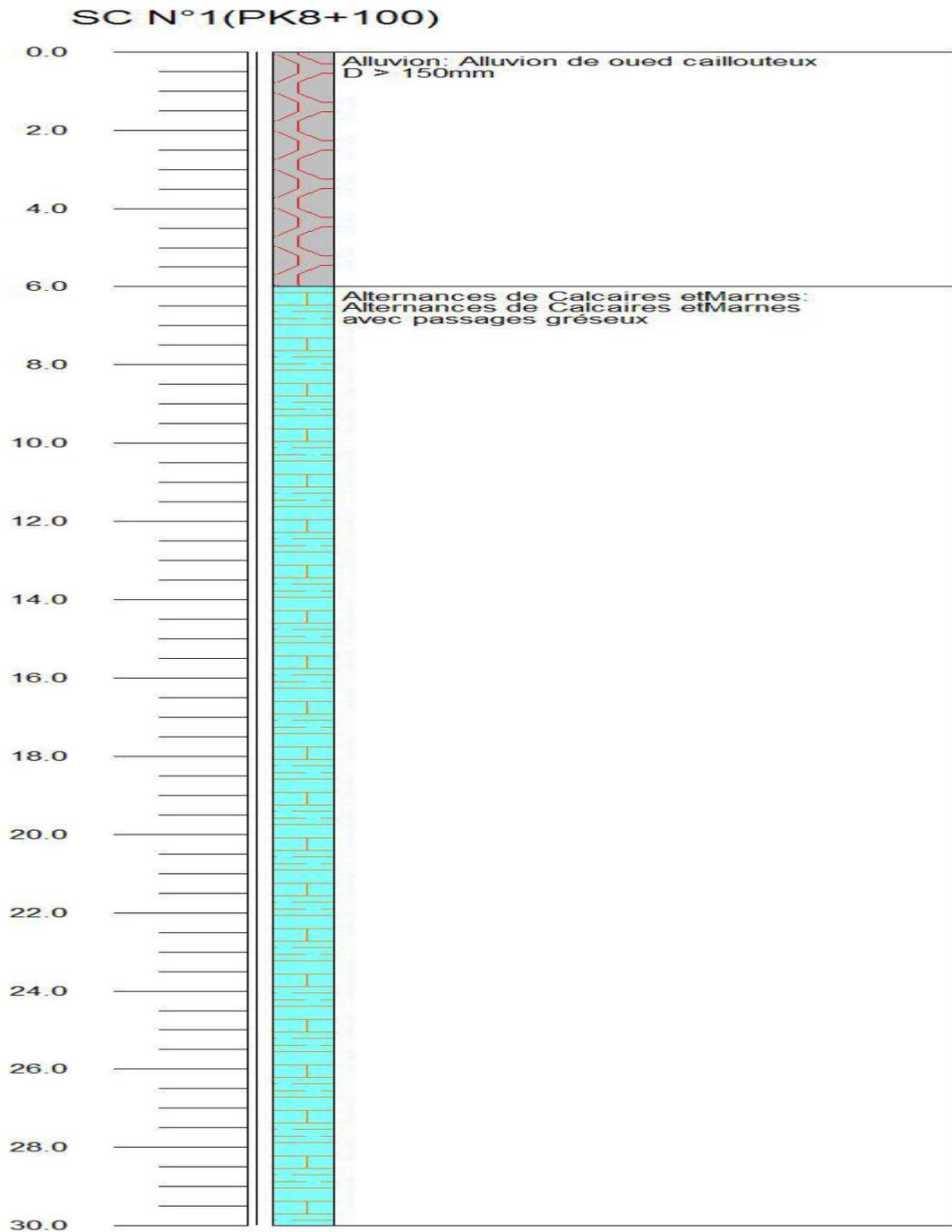


Figure III. 3: Coupe lithologique du sondage carotté n°1.



Figure III. 4: Coupe lithologique du sondage carotté n°2.

Synthèse de la lithologie :

Les deux sondages carottés montrent que La nature du sol dans la zone étudiée est composée de deux parties :

- Couche alluvionnaire dû aux dépôts apportés par oued el Harrach qui est un sol de fondations de mauvaise qualité.
- Couche rocheuse composé de calcaire principalement et de conglomérat qui peut être considérée comme une bonne assise pour tout type d'ouvrage

Remarque :

Le sondage a été fait au niveau d'oued El-Harrach comme il est montré dans la (Figure III.1), mais on tiens à signaler que le terrain sur lequel est bâtie la chaussée de la route contient un remblai de 7m qui doit être pris en considération.

III.3.1. 2. Essai préssiométrique :

L'essai préssiométrique est un test de charge effectué sur le site dans un trou de forage, une sonde cylindrique gonflable est fixée à la profondeur de l'essai dans un forage creusé dans un sol. La méthode repose sur les caractéristiques des matériaux, le préssiomètre utilise une unité de commande hydraulique pour charger et contrôler la réponse de la matière testée. Les données recueillies déterminent la contrainte-déformation (ou volume / pression) des sols et des roches avec la profondeur, les données d'essai préssiométrique sont utilisés pour déterminé la pression limite p_l qui est utilisé pour calculer la capacité portante et un module préssiométrique E_M qui est utilisé pour évaluer et différencier les plans de fondation spécifique et la pression de fluage P_F qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

Deux sondages préssiométrique de 30 m de profondeur ont été implantés à proximités des points de sondages carottés afin d'établir une corrélation entre les résultats des essais préssiométrique et la lithologie de terrain. Les essais préssiométrique ont été réalisés conformément aux dispositions de la norme NFP94-110. Ces essais ont permis de mesurer les paramètres suivants :

- Module préssiométrique E_M .
- Pression de fluage P_f .
- Pression limite P_l .

Les mesures des essais préssiométrique ont été effectuées à chaque pas de 1m, le long des profondeurs investiguées.

Les valeurs des paramètres mesurés sont insérées dans les tableaux suivant :

Tableau III. 2: valeurs de pressions limites et modules préssiométriques.

Profondeur(m)	Pf(mpa)	Plm(mpa)	Em(mpa)	Emelastique (mpa)
7.00	2.51	3.61	75.1	75.1
8.00	4.94	4.94	212.4	212.4
9.00	4.95	4.95	227.9	227.9
10.00	4.96	4.96	217.6	217.6
11.00	4.97	4.97	240.3	240.3
12.00	4.98	4.98	161.8	161.8
13.00	4.47	4.97	135.7	135.7
14.00	2.99	4.98	187.7	187.8
15.00	3.01	4.99	143.8	143.8
16.00	4.01	5.01	204.0	204.0
17.00	3.52	5.01	130.4	130.4
18.00	4.53	5.02	209.5	209.5
19.00	4.03	5.02	136.6	136.6
20.00	3.56	5.21	217.3	217.3
21.00	3.06	5.04	131.9	131.9
22.00	3.09	5.24	276.3	276.3
23.00	3.57	5.06	116.8	116.8
24.00	3.60	5.44	152.6	152.6
25.00	2.61	5.08	152.2	152.2
26.00	4.26	4.82	175.2	175.2
27.00	2.71	4.70	100.2	100.2
28.00	3.13	5.11	224.1	224.1
29.00	4.13	5.29	147.3	147.3
30.00	3.16	5.14	209.6	209.6

Les essais préssiométrique ont enregistré des valeurs de pression limite et pression de fluage faible sur les premiers mètres puis il reste toujours faible progressivement avec la profondeur investiguée.

Les valeurs du module pressiométrique E_M augmentent à partir de 7m de profondeur, ce qui montre l'amélioration de la résistance à partir de cette limite.

III.3.2 Essais de laboratoire :

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

Le tableau ci-dessous récapitule les caractéristiques mécaniques et physiques obtenus à partir de ces essais.

Tableau III. 3: Caractéristiques mécaniques et physiques.

Type de sol	Cohésion C (kPa)	Angle de frottement (φ°)	γ_{sat} (kN/m ³)
Remblai	10	28	19
Couche rocheuse (calcaire et conglomérat)	150	0	21
Couche alluvionnaire	0	38	21

Conclusion :

Ce chapitre, réservé à la reconnaissance géotechnique du glissement de terrain étudié, nous a permis de connaître les éléments essentiels pour les calculs de la stabilité à savoir :

- La nature des différentes couches (remblai, couche rocheuse, couche alluvionnaire,)
- Les caractéristiques γ, φ, c et de chaque couche.

Chapitre IV :
Etude de stabilité du
talus

IV Etude de stabilité du talus.

IV.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons étudier le comportement du glissement de terrain survenu sur la route nationale de la localité de Hammam Malouane en se basant sur les résultats et l'analyse de plusieurs situations de ce glissement. Cette analyse vise à déterminer les facteurs de sécurité et les cercles des glissements les plus probables.

Il existe plusieurs logiciels de calcul de la stabilité des talus tel que : PLAXIS, TALREN v4, GEOSLOPE, SLIDE 6.0, Geo5. Dans notre étude les calculs ont été faits par le logiciel SLIDE 6.0.

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 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 logiciel « 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.

Donnes fournies de logiciel	Résultats livrés par logiciel
<ul style="list-style-type: none"> - la méthode de calcule - les paramètres géotechniques de chaque couche $\varphi, \gamma(kN/m^2), c(kN/m^2)$ - les surcharges si nécessaire 	<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 on fonction

<ul style="list-style-type: none"> - 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 	de la longueur de talus
---	-------------------------

IV.2.1.2. Les principales fonctionnalités du 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 chaque surface de glissement individuelle.

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 de prés-calcul, étape de calcul ainsi que l'étape d'interprétation.

IV.2.1.3.1. Prés-calcul :

L'étape près-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 hydrauliques.

❖ 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.

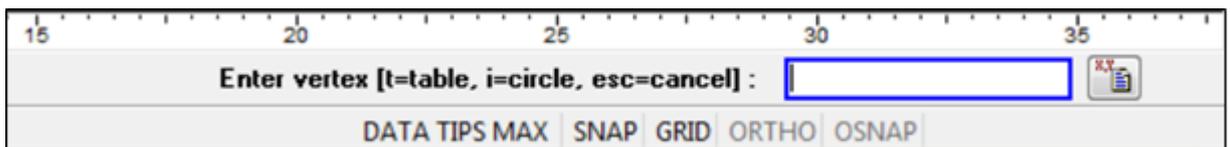


Figure IV. 1: fenêtre des coordonnées (x ; y).

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

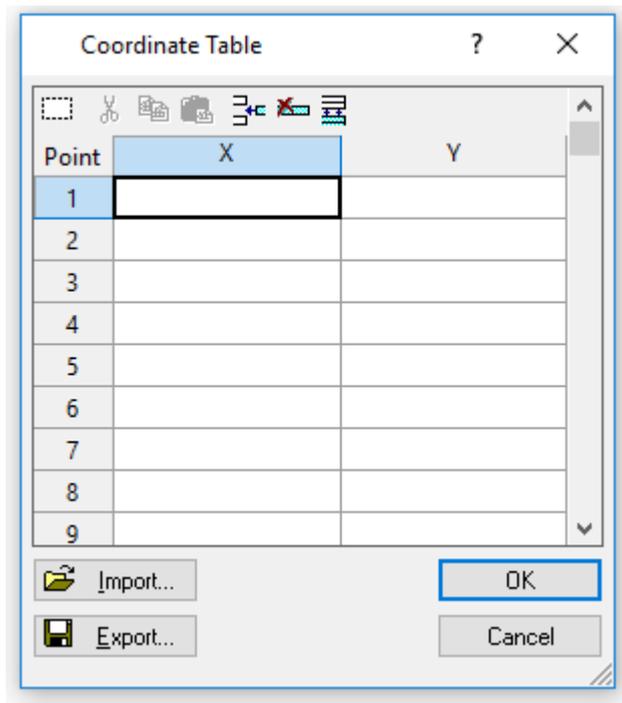


Figure IV. 2: Tableau des coordonnées (x ; y).

❖ **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.

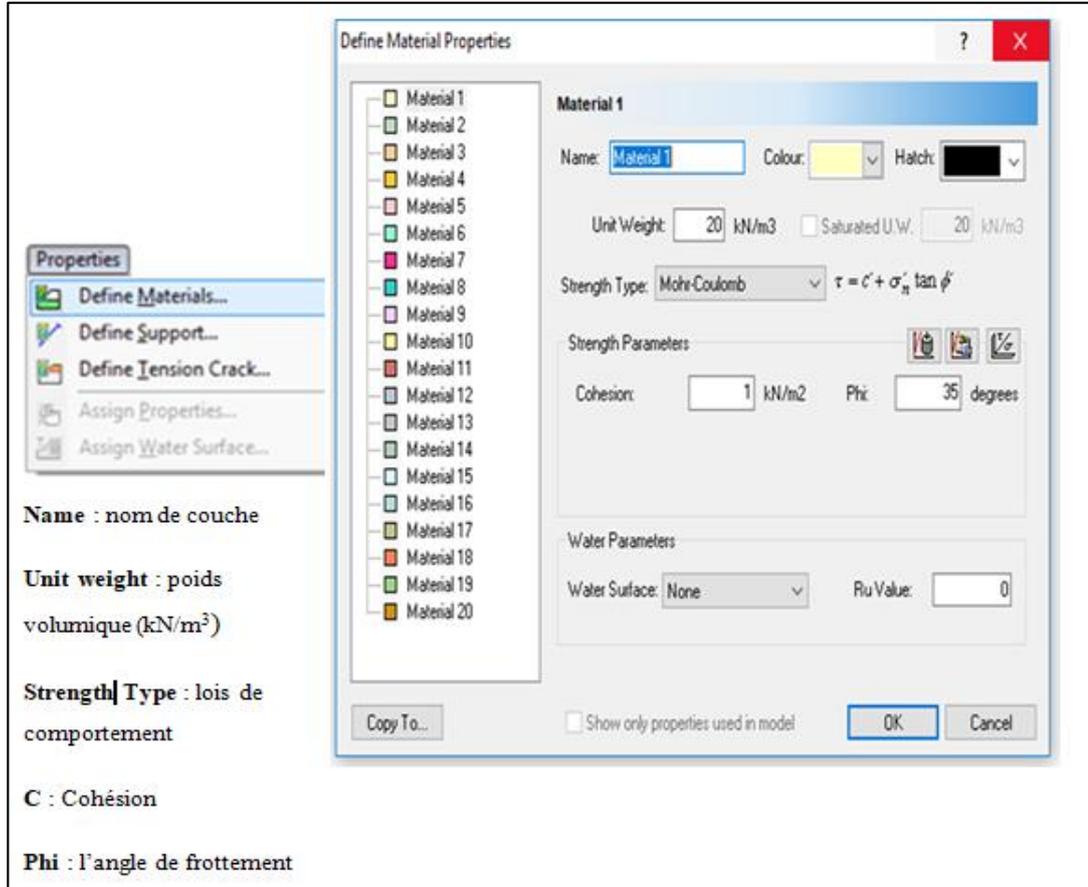


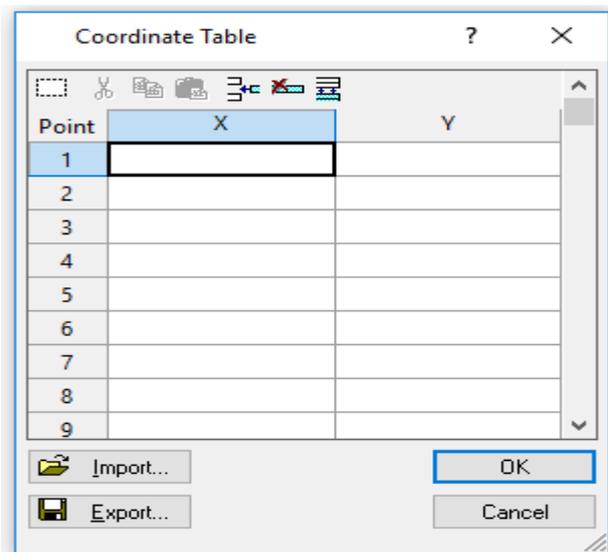
Figure IV. 3: Les étapes de définition des paramètres physiques et mécaniques.

➤ **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 utilisation du tableau des cordonnés en cliquant sur :



IV.2.1.3.2. Calcule :

Après avoir définie la géométrie de sol étudiée et attribuer tous les paramètres nécessaires au couches, on lance un calcule 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 centres 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 :

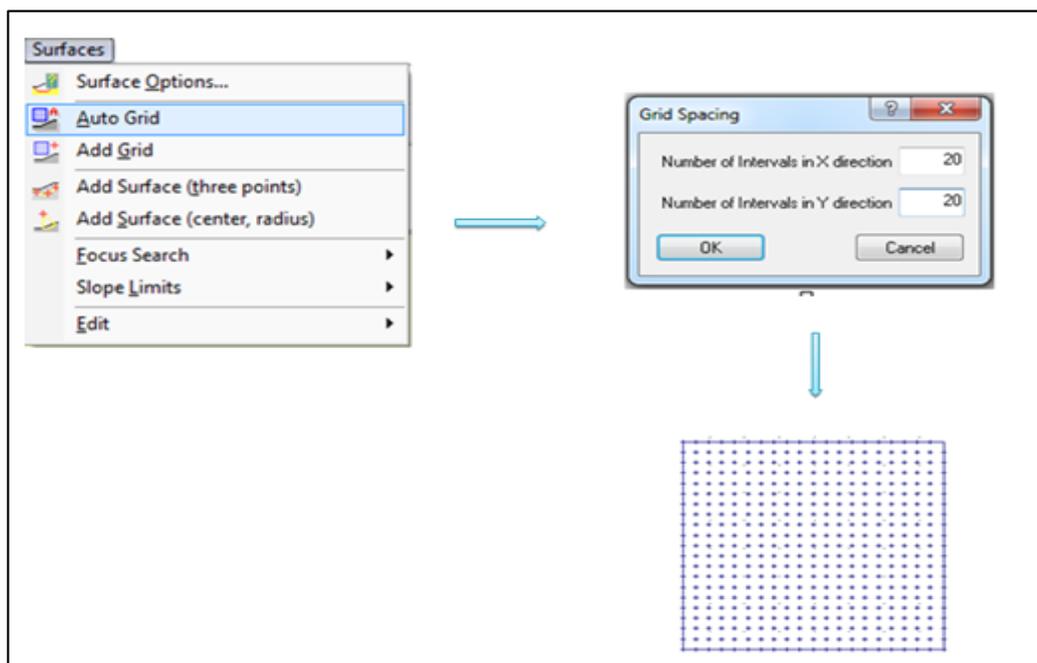


Figure IV. 4: Les étapes d'insertion de la grille des centres des cercles.

Après la définition de grille on pourra lancer le calcule en appuyant sur :

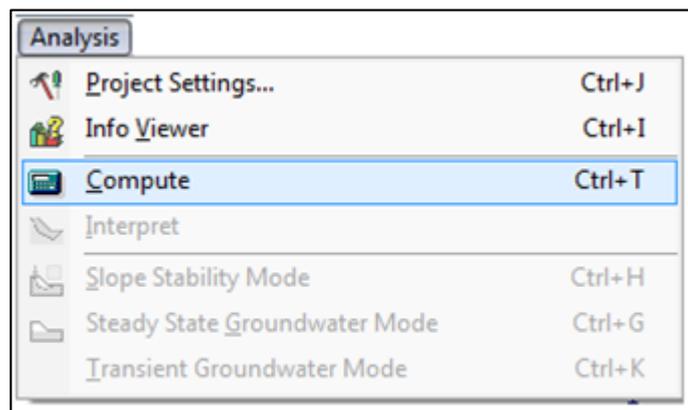


Figure IV. 5: Les étapes de lancement de calcul

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 aux résultats on suit les étapes suivantes :

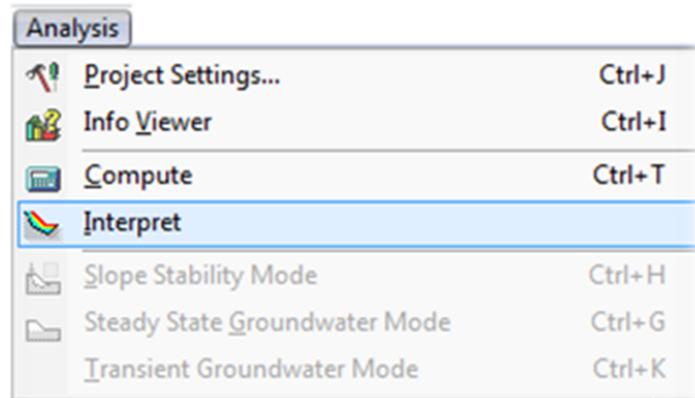


Figure IV. 6: Les étapes suivis pour l'affichage des résultats.

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

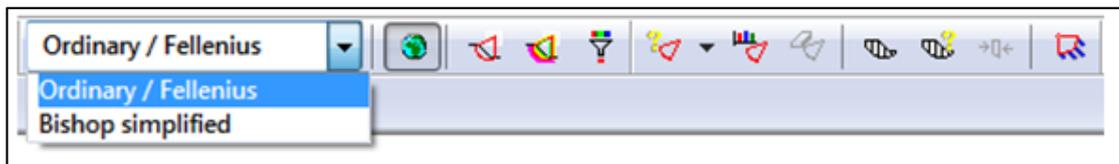


Figure IV. 7: Choix entre mode d'affichage des résultats (Bishop/Fellenius).

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 interstitielle 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 III, (groupe1B)** 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 = 0,3g).

$$K_h = 0,5 (0,3) = 0,15 (\%)$$

$$K_v = 0.3K_h = 0,3 (0,15) = 0.045 (\%)$$

IV.3.1.3. Charge d'exploitation :

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

IV.3.2.1 Les caractéristiques de sol étudié :

Les paramètres géotechniques appliqués dans cette étude sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 2: Paramètres des caractéristiques géotechniques du sol.

Type de sol	Cohésion C (kPa)	Angle de frottement (φ°)	γ_{sat} (kN/m ³)
Remblai	10	28	19
Couche rocheuse (calcaire est conglomérat)	150	0	21
Couche alluvionnaire	0	38	21

IV.3.2.2. Caractéristiques géométriques du talus modélisé :**Tableau IV. 3:** Coordonnées de la géométrie du talus.

Numéro de point	X(m)	Y(m)
01	60	0
02	55	0.48
03	50	0.66
04	45	0.69
05	40	4.25
06	37.27	6.97
07	35	9.25
08	30	13.24
09	25	14.05
10	20	14.05
11	15	14.04
12	10	13.97
13	5	13.74
14	0	13.51
15	0	-28
16	65	-28
17	65	-5.31
18	65	0

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

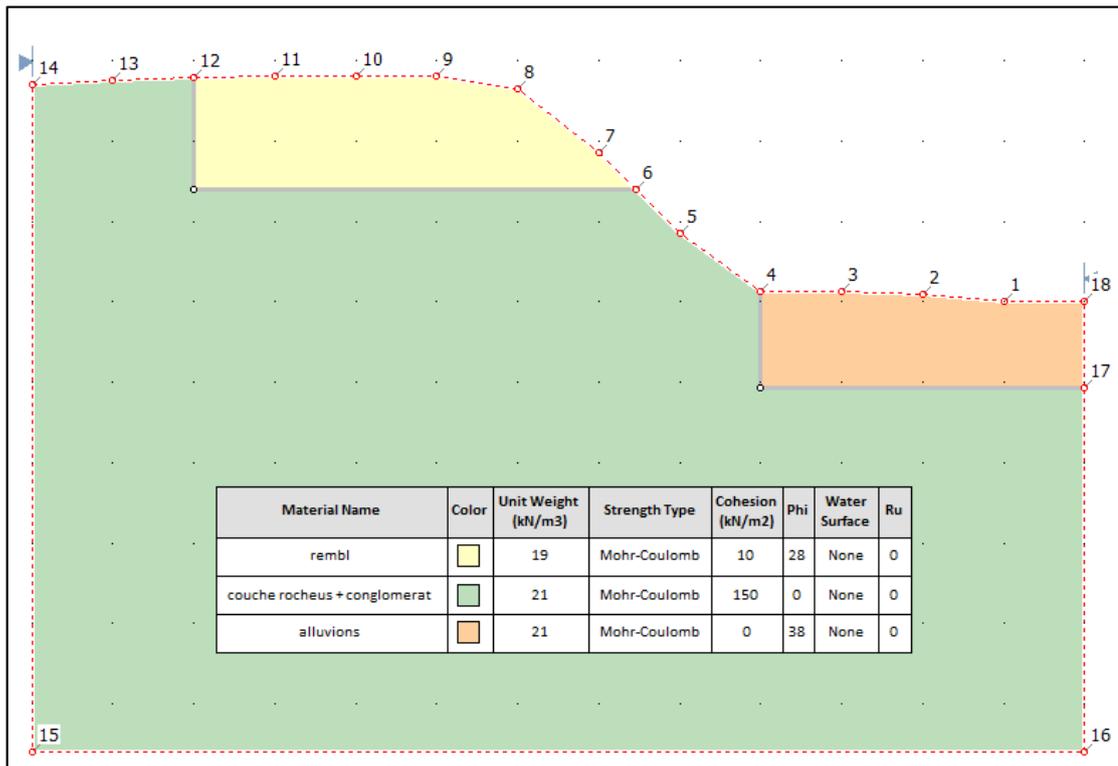


Figure IV. 8: La géométrie du talus

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 dans le 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 avons opté pour les deux méthodes d'équilibre limites les plus utilisés dans le calcul à savoir Bishop et Fellenius.

IV.4. Procédure de calcul numérique :

Le problème est analysé selon plusieurs facteurs, ces facteurs sont :

- La présence ou l'absence de la nappe
- La présence de la surcharge
- La présence de l'effort sismique

Le calcul est fait selon plusieurs phases. Ces phases sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 4: différentes phases réalisées dans la simulation.

Les phases	Etat de 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 Fs :

IV.5.1 : Phase 1 : Etat initial

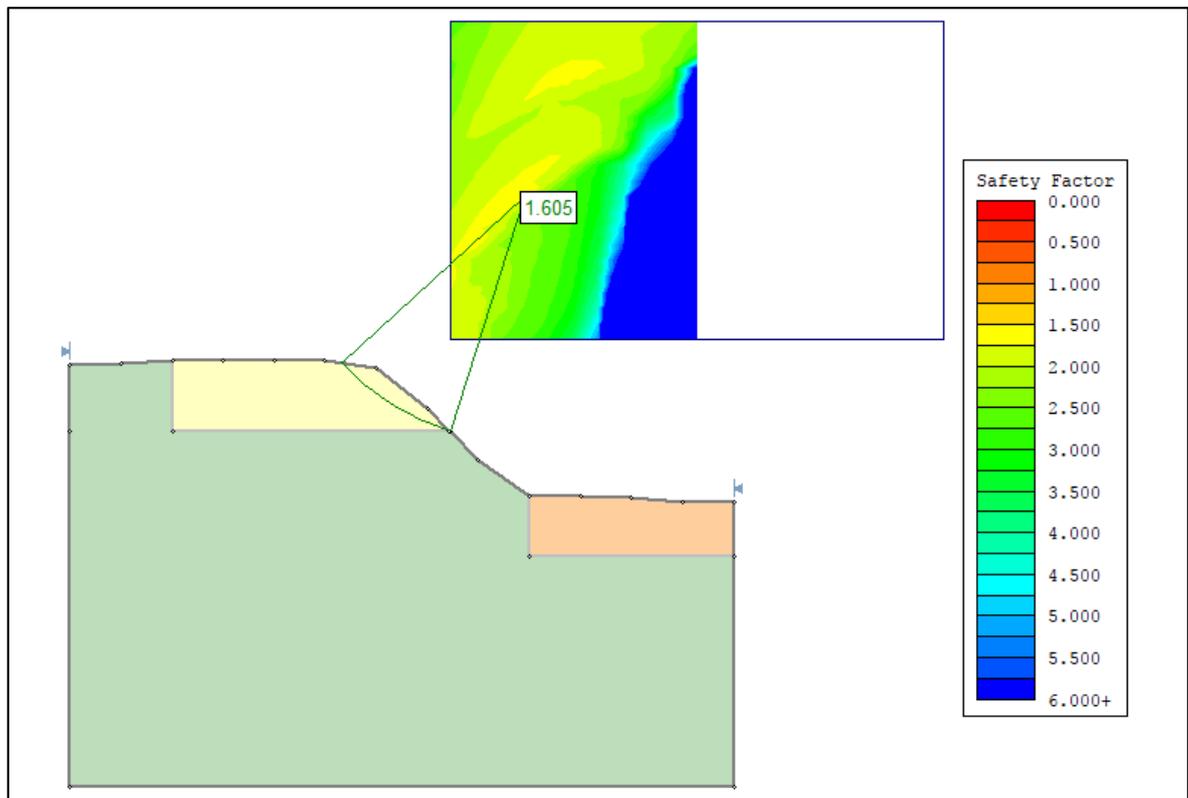
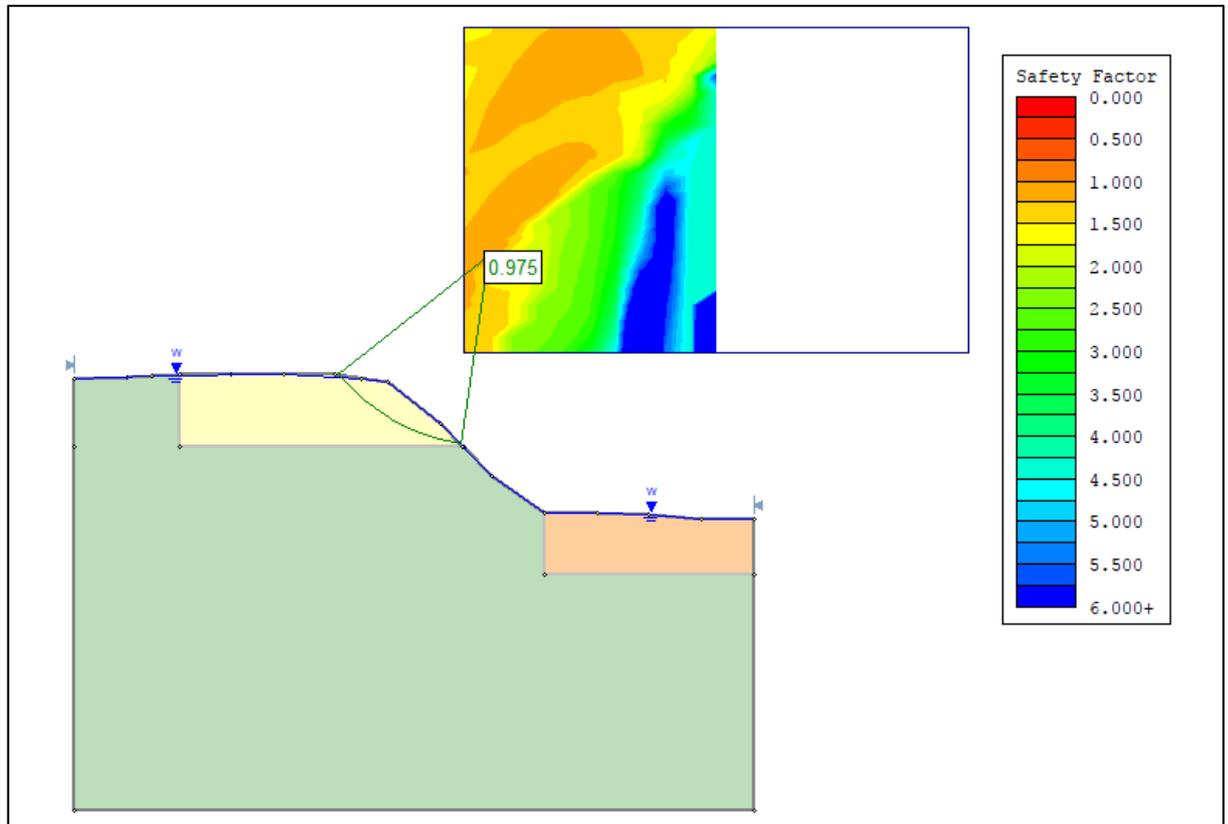


Figure IV. 9: Stabilité du talus (phase 1).

- Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 1.605$

IV.5. 2 : Phase 2 : Etat initial + nappe

Dans ce cas de charge, le niveau de la nappe est inconnu à cause de l'absence des essais piézométriques. Par conséquent, nous allons modéliser le talus en variant le niveau de la nappe par pas de 1m à partir du terrain naturel dans le but de visualiser l'effet de la nappe sur la valeur de F_s

▪ Cas 01 : Nappe au niveau de terrain naturelle

▪ Cas 02 : Nappe a 1m de profondeur

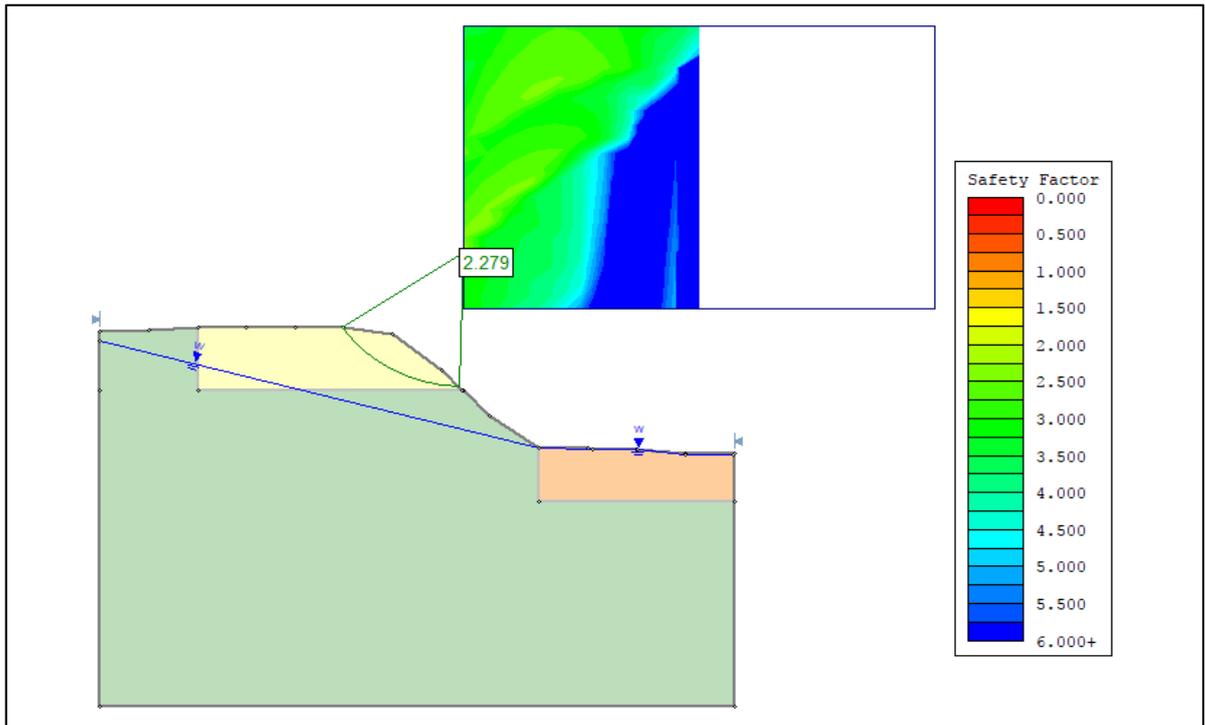


Figure IV. 11: la nappé a 1m de profondeur.

▪ Cas 03 : Nappe a 2m de profondeur

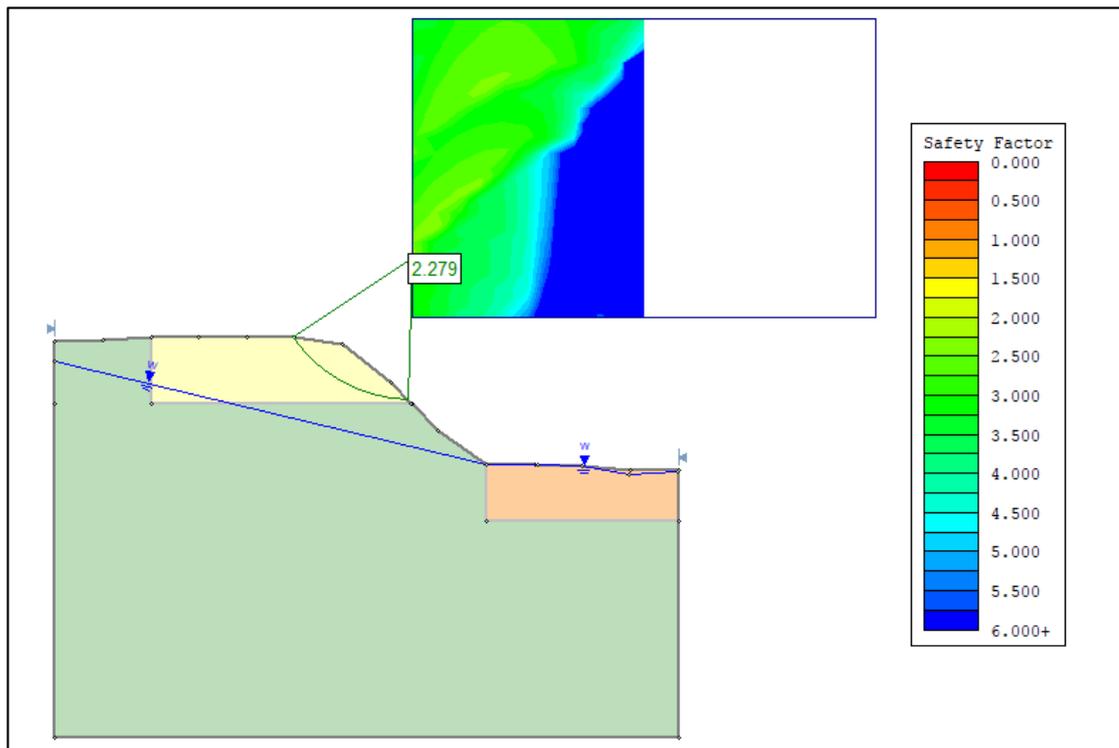


Figure IV. 12: la nappé a 2m de profondeur

▪ Cas 04 : Nappe a 3m de profondeur

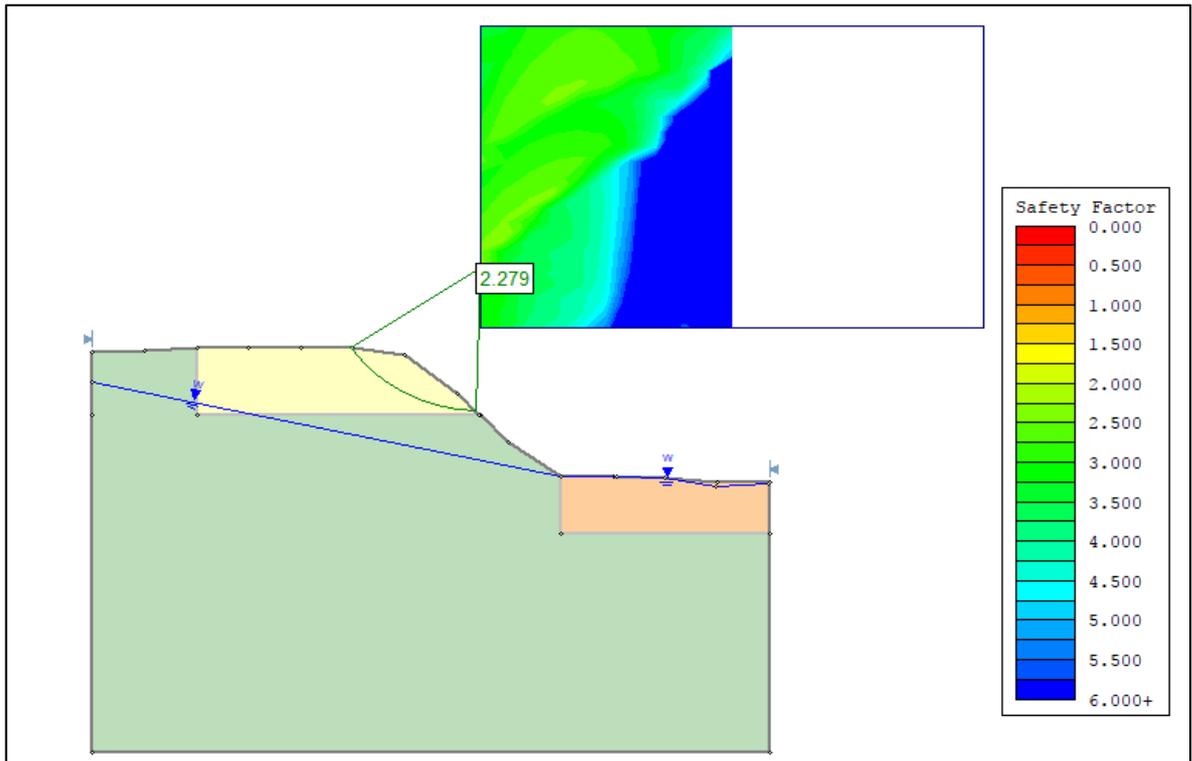


Figure IV. 13: la nappé a 3m de profondeur.

▪ Cas 05: Nappe a 4m de profondeur

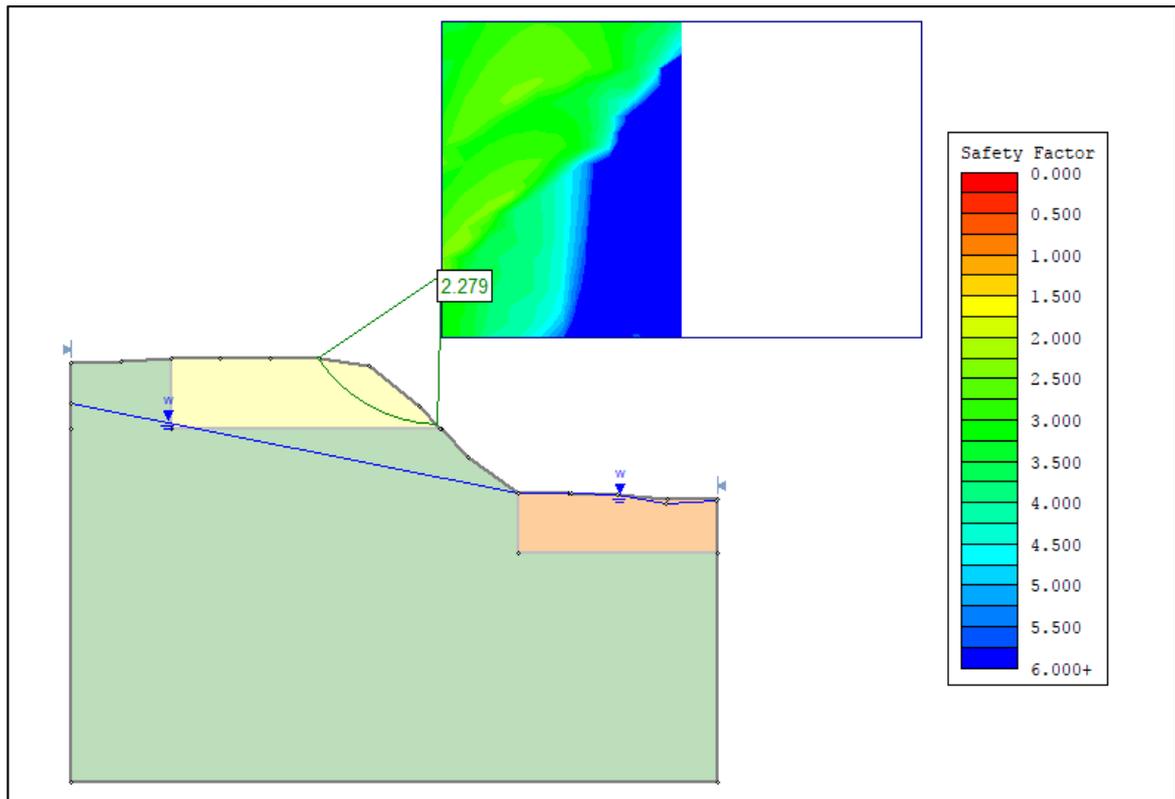


Figure IV. 14: la nappé a 4m de profondeur.

Les résultats des 5 cas sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 5: Coefficient de sécurité en fonction du niveau de la nappe d'eau.

Niveau de la nappe	Fs (coefficients de sécurité)
Cas 01	0.975
Cas 02	2.279
Cas 03	2.279
Cas 04	2.279
Cas 05	2.279

On remarque que la valeur minimum du coefficient de sécurité $F_s = 0.975$ est obtenue avec un niveau de nappe d'eau situé au niveau du terrain naturel ce qui correspond au cas le plus défavorable. Il est à noter qu'au-delà de 1m de profondeur, le F_s ne varie plus et vaut 2.279.

On retiendra que la présence d'une nappe en surface à une influence directe sur la stabilité de terrain surtout en saison pluviale et génère une chute du facteur de sécurité de 38.4% environs par rapport à l'état initial.

IV.5.3 : Phase 3 : Etat initial + charge

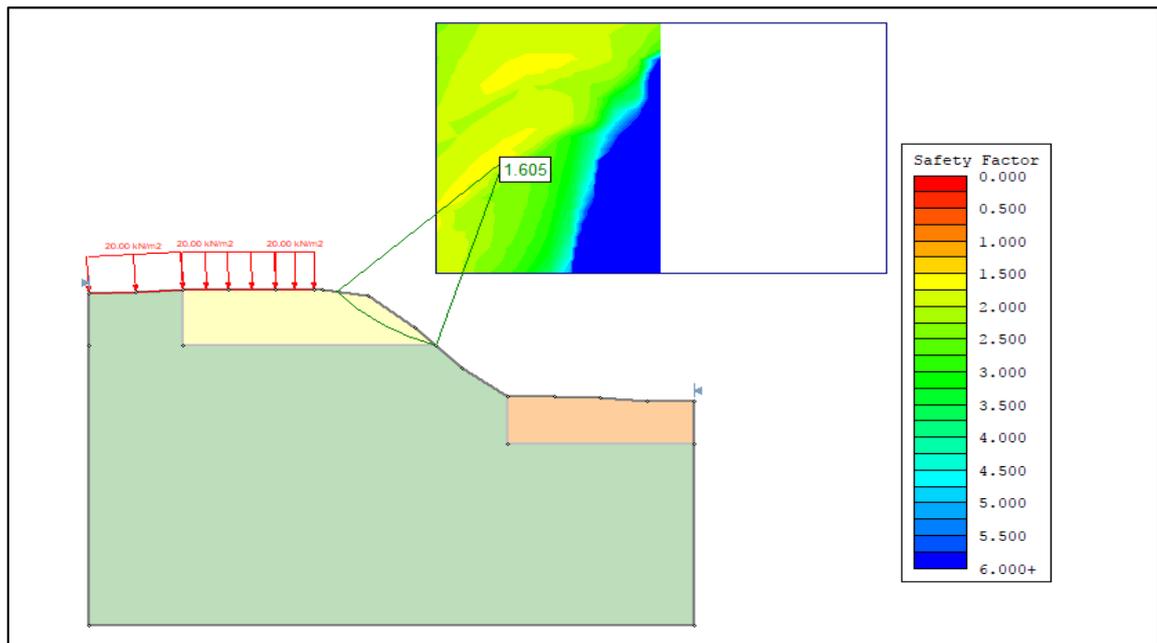


Figure IV. 15: Stabilité du talus (phase 3).

- Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s=1.605$

- **Commentaire :**

On remarque que le talus reste stable en présence de la surcharge avec un coefficient de sécurité (Fs) identique au Fs calculé à l'état initial. Cependant, on tient à préciser que la charge utilisée dans la simulation est statique alors qu'en réalité la charge roulante est dynamique

IV.5.4 : Phase 4 : Etat initial + séisme

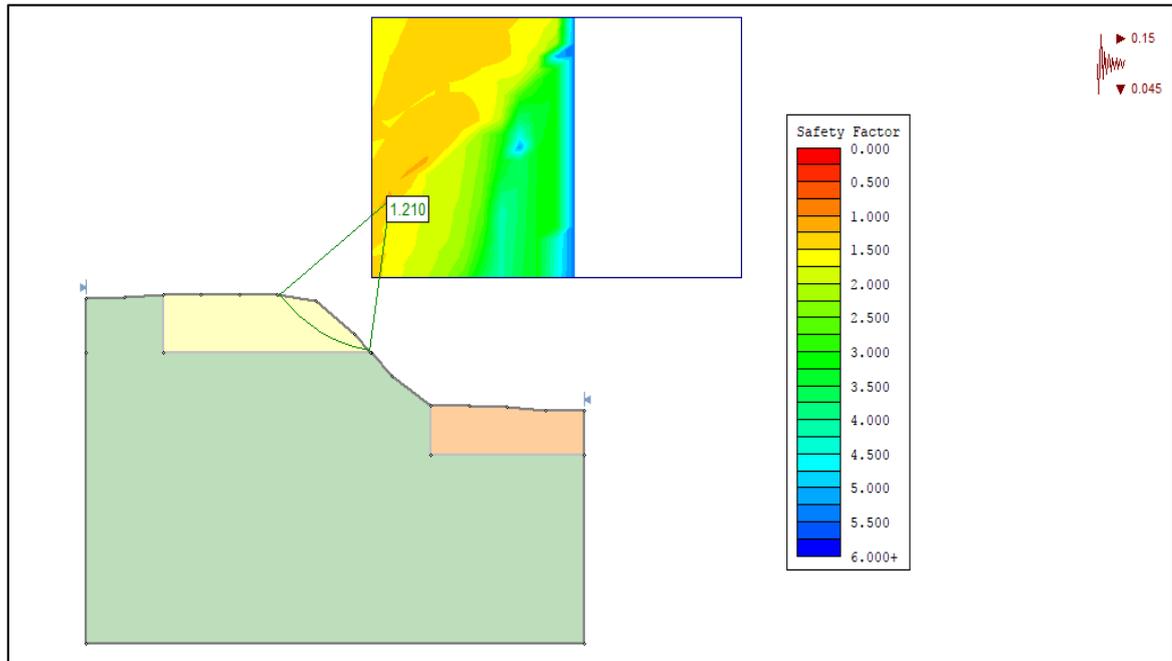
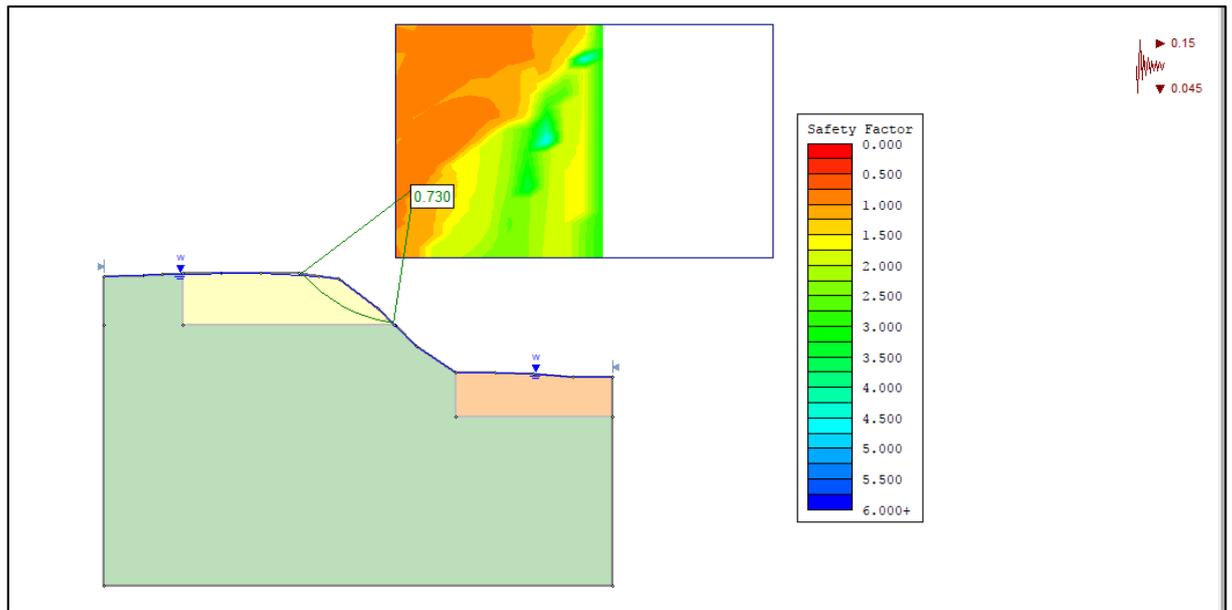


Figure IV. 16: Stabilité du talus (phase 4).

- Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s=1.210$

- **Commentaire :**

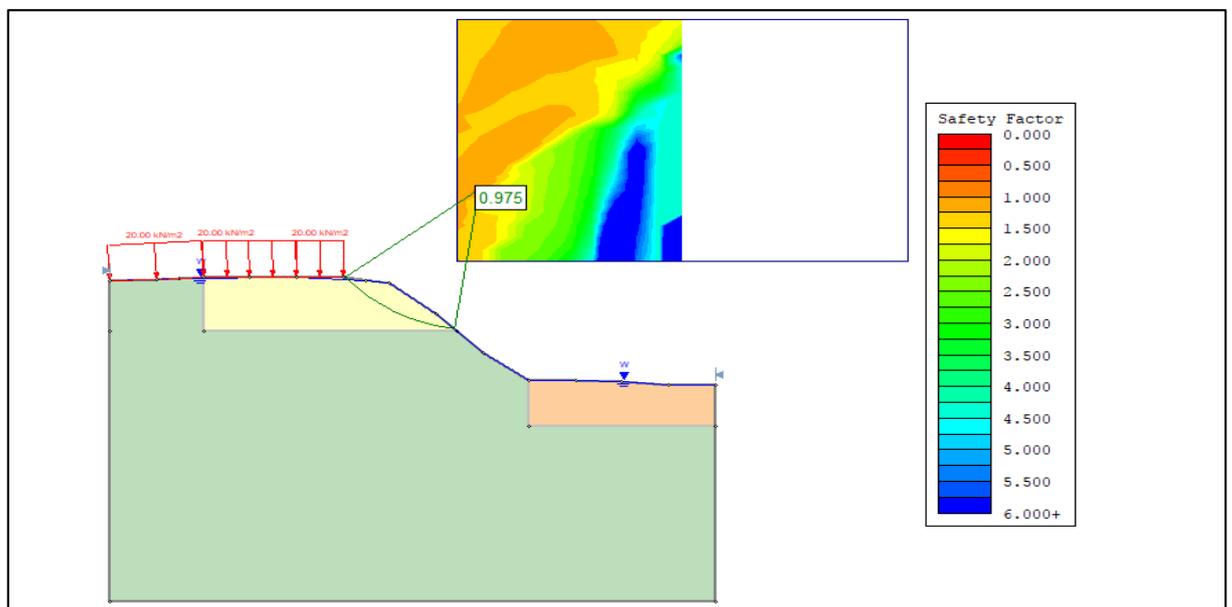
La présence du séisme rend le talus instable avec un facteur de sécurité qui a chuté de 24.6% environ par rapport à l'état initial.

IV.5.5 : Phase 5 : Etat initial + nappe + séisme**Figure IV. 17:** Stabilité du talus (phase 5).

Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s=0.730$

- **Commentaire :**

On obtient la valeur minimale de F_s en présence de ces deux facteurs au même temps (nappe + séisme) avec une baisse de 54.51 % environ. C'est la situation la plus défavorable.

IV.5. 6 : Phase 6 : Etat initial + nappe + charge**Figure IV. 18:** Stabilité du talus (phase 6).

Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s=0.975$

- **Commentaire :**

Dans ce cas le talus est instable, l'effet de la surcharge affecte légèrement le facteur de sécurité

IV.5.7 : Phase 7 : Etat initial + nappe + charge + séisme

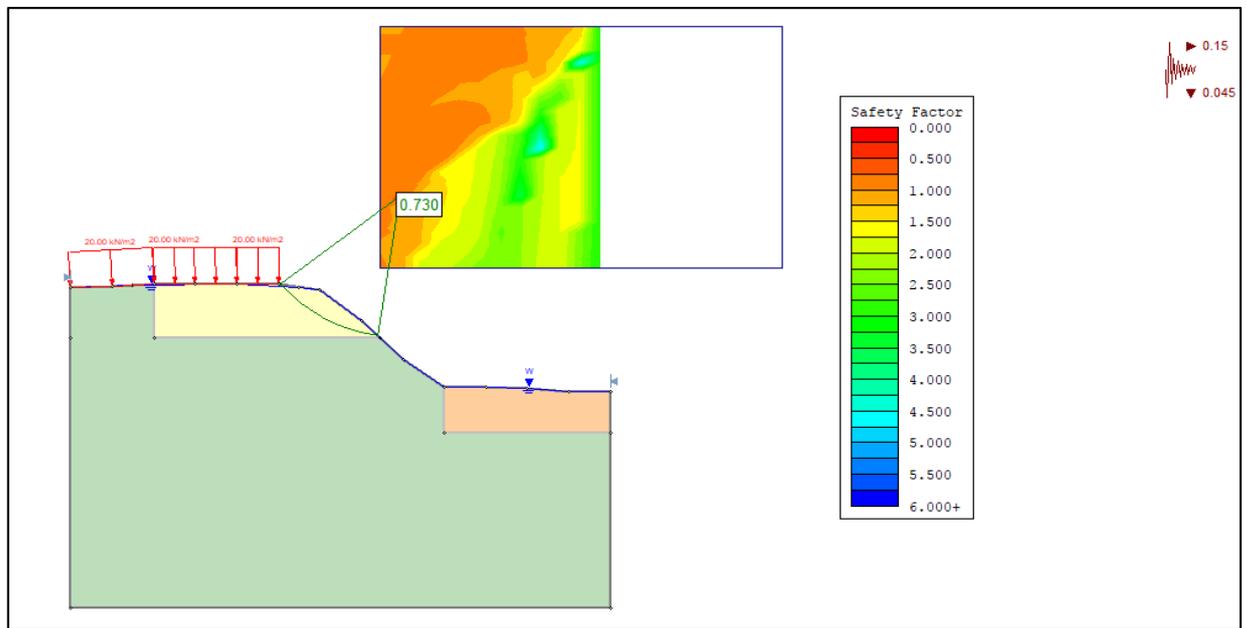


Figure IV. 19: Stabilité du talus (phase 7).

- Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 0.730$

- **Commentaire :**

En présence de tous les facteurs, on obtient la valeur du facteur de sécurité $F_s=0.73$ la plus minimale avec une baisse de 54.5%. Il est à noter que cette valeur de F_s correspond à la valeur de F_s obtenue en phase n°5.

Les résultats de calculs des 7 phases avec les deux méthodes (Bishop/Fellenius) sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 6: Récapitulatif des résultats des deux méthodes.

Les variantes	Méthodes de calcul	
	Bishop	Fellenius
Etat initial	1.619	1.605
Etat initial + Séisme	1.237	1.21
Etat initial + charge	1.619	1.605
Etat initial + nappe	0.975	1.107
Etat initial + nappe + séisme	0.730	0.817
Etat initial + nappe +charge	0.975	1.09
Etat initial + nappe + charge + séisme	0.730	0.817

IV.6. Interprétation des résultats :

Les résultats montrent que l'écart entre les deux méthodes de calcul Bishop et Fellenius est très faible.

L'analyse de l'ensemble des résultats montre que la charge n'influe pas sur la stabilité du talus. Par ailleurs d'autres facteurs sont défavorables à la stabilité du talus :

- Le séisme diminue très notablement le facteur de sécurité de 24.6 % environ.
- La nappe aussi fait diminuer notablement le facteur de sécurité de 38.4% 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.

Conclusion :

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

-la valeur du coefficient de sécurité diminue notablement en présence du séisme et de la nappe.

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

1. le niveau de la nappe
2. le séisme
- 3 la surcharge

Le scénario le plus probable, est que ce glissement s'est produit en plein hiver en présence des précipitations engendrant l'instabilité du talus.

Chapitre V :

Etude de

confortement du talus

V. Etude de confortement du 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.

Pour traiter le glissement du talus de la route reliant BOUGARA à Hammam Melouane (CW61) au niveau du PK 8+100 et PK9+600, les solutions de confortements techniquement possibles sont :

- Confortement par gabions.
- Confortement en béton armé :
 1. Mur en béton armé ancré dans le sol.
 2. Mur en béton armé sur pieux.
 3. Deux lignes de pieux.
- Confortement à l'aide de remblai renforcé par géotextile
- Confortement avec des clous
 1. Confortement avec des pieux et clous

V.2.1 Confortement par gabions (pierres) :

V.2.1.1. 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 5m de hauteur et 7.5 m à la base sur une longueur de 10m 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 figurent dans les deux tableaux suivants :

Tableau V. 1: Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.

Points	X(m)	Y(m)
01	0	13.51
02	5	13.74
03	10	13.97
04	15	14.04
05	20	14.05
06	25	14.05
07	27.6497	13.146
08	28.9229	12.3423
09	29.561	11.9899
10	29.561	4.815
11	39.435	4.815
12	45	0.69
13	50	0.66
14	55	0.48
15	60	0
16	65	0

Tableau V. 2: Coordonnées de la géométrie du talus conforté par mur en gabion.

	X(m)	Y(m)
01	60	0
02	55	0.48
03	50	0.66
04	45	0.69
05	40	4.25
06	37.27	6.97999
07	37.27	6.97999
08	37.2667	6.98333
09	35.597	7.981
10	35.597	8.981
11	34.097	8.981
12	34.097	9.981
13	32.597	9.981
14	32.597	10.981
15	31.0973	10.97
16	31.097	10.97
17	31.097	11.97
18	29.597	11.97
19	29.561	11.9899
20	28.9229	12.3423
21	27.6497	13.146
22	25	14.05
23	20	14.05
24	15	14.04
25	10	13.97
26	5	13.74
27	0	13.51
28	0	-28
29	65	-28
30	65	-5.31
32	65	0

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

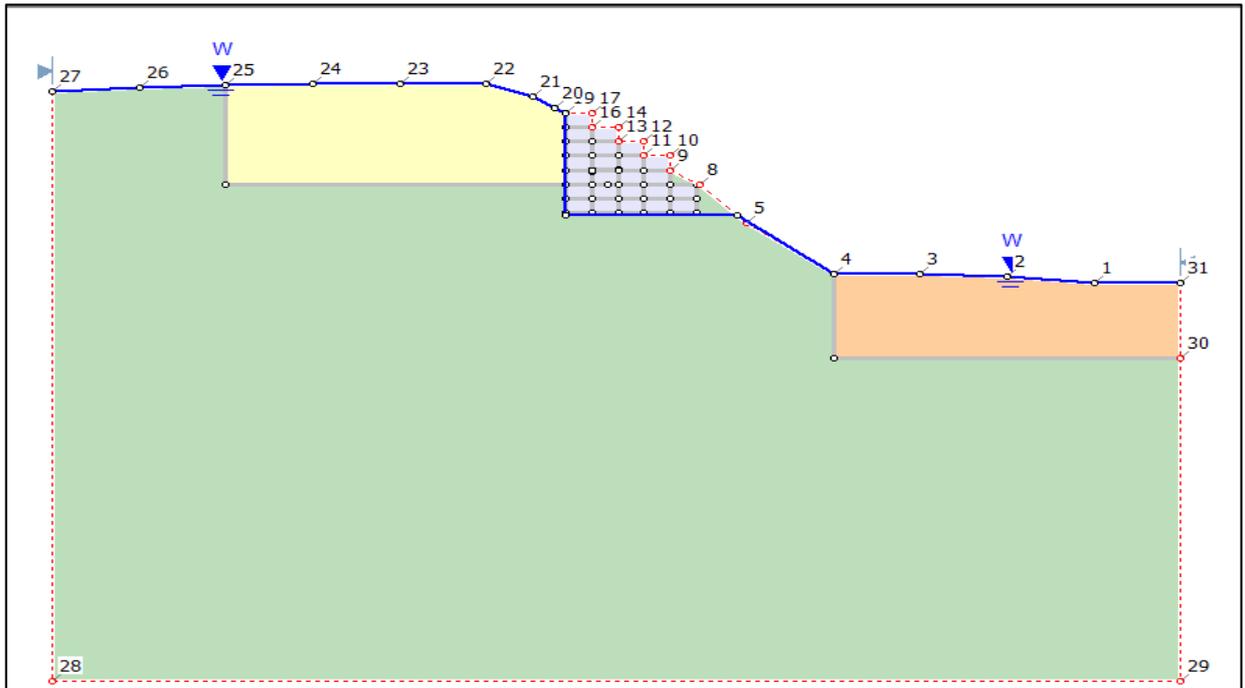


Figure V. 1: Le confortement de talus par gabionnage.

- Le résultat obtenu par la méthode de Fellenius pour ce profil est illustré dans la figure suivante.

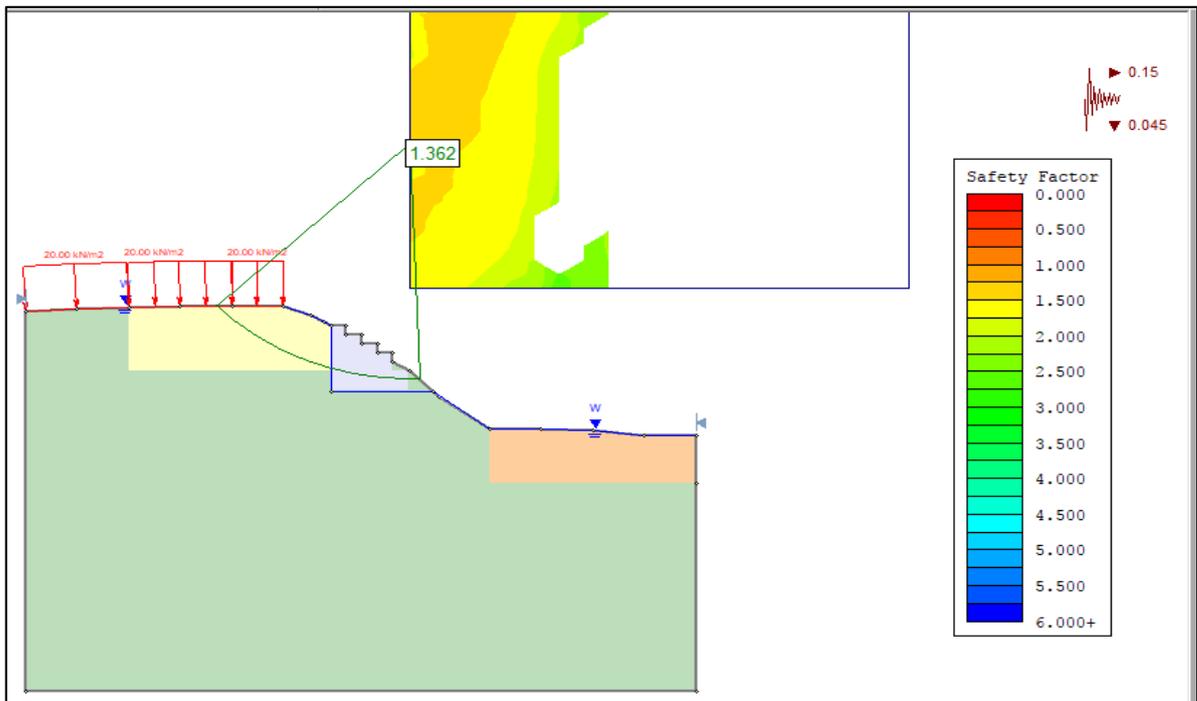


Figure V. 2: Stabilité du talus conforté par un mur en gabion

- Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 1.362$

- **Commentaire :**

Le facteur de sécurité obtenu montre que le terrain est stable en adoptant la solution de gabionnage avec le cas le plus défavorable (séisme + nappe en surface + chargement).

V.2.1.2 Synthèse :

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

Tableau V. 3: Tableau de résultats de facteur de sécurité F_s (solution de gabionnage).

Méthodes de calcul	
Fellenius	Bishop
1.362	1.378

Théoriquement, le terrain est effectivement stable avec cette solution de gabionnage vu que le facteur de sécurité est supérieur à 1.25 dans le cas dynamique. Cependant, on tient à préciser que la réalisation de cette solution sur site est très difficile voir impossible sur un terrain en pente donc cette solution n'est pas envisageable sur site.

V.2.2. Confortement en béton armé :

V.2.2.1. 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 : $\varphi = 36^\circ$

Poids volumique : $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$

Cohésion : $C=5 \text{ kPa}$

- Les dimensions du mur de soutènement sont illustrées dans le schéma suivant :

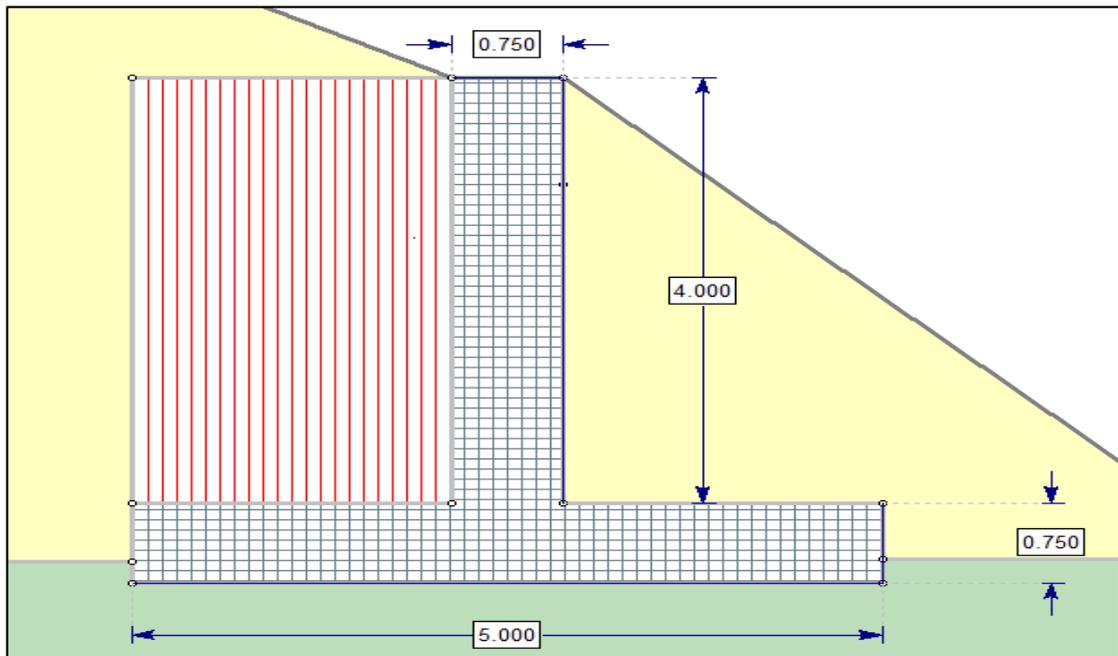


Figure V. 3: Les dimensions du mur de soutènement.

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. 4: Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique

	X(m)	Y(m)
01	0	13.51
02	16.62	14.0432
03	25.7501	13.9285
04	28.5	12.362
05	28.5	6.75
06	37.5375	6.70352
07	40.5	3.894
08	45	0.688
09	55	0.48
10	60	0
11	65	0

Tableau V. 5: Coordonnées de la géométrie du talus.

	X(m)	Y(m)
01	55	0.48
02	45	0.688
03	45	0.69
04	40.5	3.894
05	40.0981	4.25
06	39.1449	5.102
07	37.27	6.97
08	35.64	6.97
09	31	11.5
10	30.25	11.5
11	25.7501	13.9285
12	24.9998	13.927
13	24.9998	13.927
14	24.999	13.927
15	24.838	13.931
16	20	14.05
17	15	14.04
18	10	13.97
19	5	13.74
20	0	13.51
21	0	-28
22	65	-28
23	65	-5.31
24	65	0
25	60	0

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

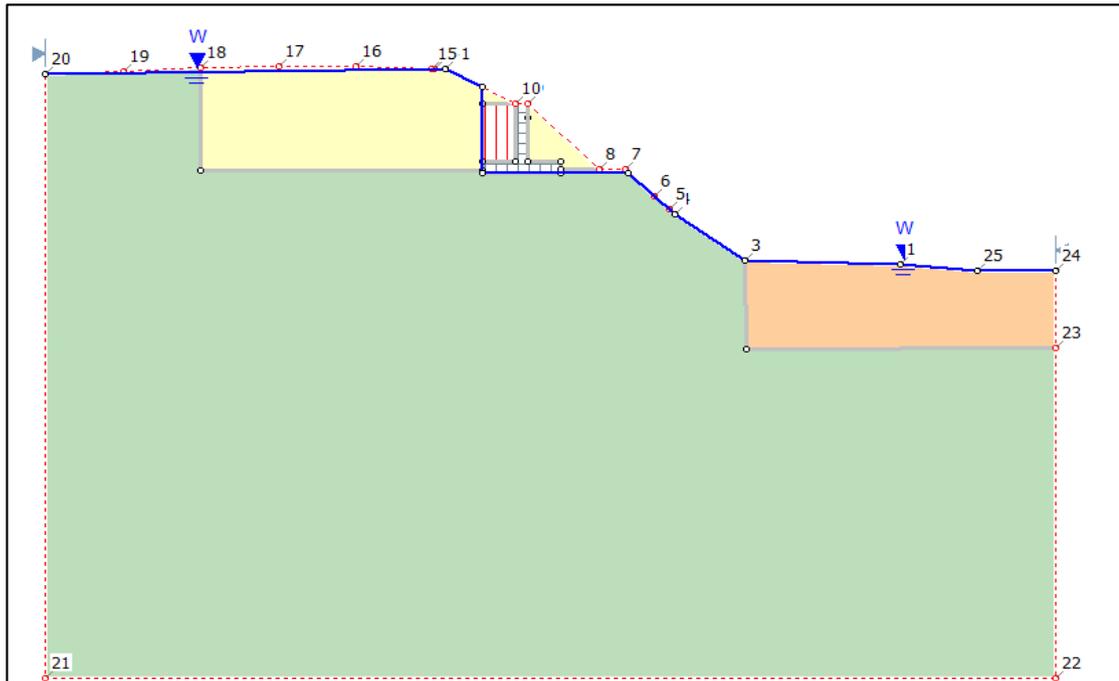


Figure V. 4: Le confortement de talus par un mur de soutènement

- Le résultat obtenu par la méthode de Fellenius pour ce profil est illustré dans la figure suivante :

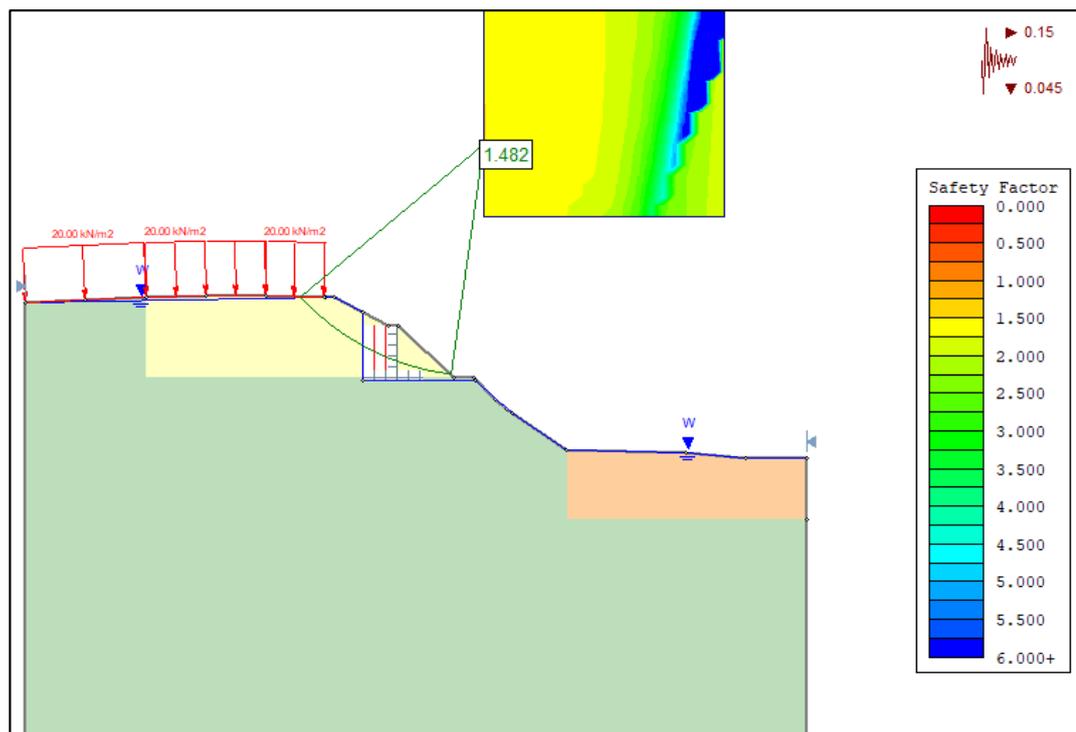


Figure V. 5: Stabilité du talus conforté par un mur de soutènement ancré dans le sol.

- Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 1.482$

- **Commentaire** : le facteur de sécurité obtenu avec l'adoption d'un mur de soutènement comme solution est égal à $F_s = 1.482 > 1.25$, donc le talus est stable.

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

Tableau V. 6: Tableau de résultats de facteur de sécurité F_s . (Solution d'un mur de soutènement ancré dans le sol).

Méthodes de calcul	
Fellenius	Bishop
1.482	1.443

V.2.2.1.1. Etude de la stabilité statique du mur de soutènement :

A. Effet du poids de mur

A.1. Calcul du poids de mur :

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

$$W = 25 \times [(4.25 \times 0.75) + (4 \times 0.75)] \quad \Longrightarrow \quad W = 154.688 \text{ kN/m}$$

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

$$X_G = [(C \times B) \times (0)] + [(H \times A) \times (0)]$$

$$X_G = 0$$

B. Effet du poids de mur

B.1. Calcul de l'effet du poids de sol F_{ay} :

$$F_{ay} = 0.5 \times K_{a1}^{\gamma} \times \gamma \times h_1^2$$

$$F_{ay} = 0.5 \times 0.238 \times 22 \times 4^2 = 41.888 \text{ kN/m} \quad \Longrightarrow$$

$$\delta_1 = \frac{2}{3} \times \varphi \rightarrow \delta_1 = \frac{2}{3} \times 36 \rightarrow \delta_1 = 24, \text{ s'applique a } \frac{h_1}{3} = 1.33$$

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

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

$$F_a^{cd} = \left(\frac{10}{\tan 28} \right) \times 4F_a^{cd} = 75.23 \text{ kN/m} \quad \Longrightarrow$$

$$\delta_1 = \frac{2}{3} \times \varphi \rightarrow \delta_1 = \frac{2}{3} \times 28 \rightarrow \delta_1 = 18.67 \text{ s'applique a } \frac{h_2}{2} = 2\text{m}$$

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

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

$$K_q^a = \frac{(\cos \delta - \sin \varphi \cdot \cos \Delta 2)}{\cos \alpha + \sin \varphi \cdot \cos \Delta 1} e^{(-2\psi \text{tg} \varphi)}$$

On a :

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

D'où :

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

$$\sin \Delta 2 = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} = \frac{\sin 18.67}{\sin 36} = 0,544 \quad \Delta 2 = 43.79^\circ$$

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

$$K_q^a = \frac{(\cos 24 - \sin 36 \cdot \cos 43.79)}{\cos 0 + \sin 36 \cdot \cos 0} e^{(-2(0.17 \text{tg} 0.63))} \Longrightarrow K_q^a = 0.24$$

$$F_a^{ci} = 0.24 \left(\frac{5}{\tan 36} \right) \times 4 \Longrightarrow F_a^{ci} = 6.60 \text{ kN/ml}$$

$$\text{s'applique a } \frac{H}{2} = 2.5$$

C. Calcul de la résultante des forces R :**C.1. Calcul de la composante de la résultante des forces : Rx**

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

$$R_x = -(41.888 + 6.60) \times \cos 24 + 75.23 \Longrightarrow R_x = 30.94 \text{ kN/ml}$$

C.2. Calcul de la composante de la résultante des forces : Ry

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

$$R_y = -(41.88 + 6.60) \times \sin 24 - 154.687$$

$$R_y = -174.40 \text{ kN/ml}$$

$$\theta = 17.47^\circ$$

$$X = 1.23 \text{ m}$$

C.3. Calcul de la résultante des forces R :

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

$$R = \sqrt{174.40^2 + 30.94^2} \longrightarrow R = 177.128 \text{ kN/ml}$$

L'inclinaison de résultante des forces θ :

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

$$\theta = \text{arctg} \left(\frac{30.94}{174.40} \right) \longrightarrow \theta = 10.06$$

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

$$\Sigma M/o = 0$$

$$R_y \times X = F_a \gamma \times \sin \delta \times \left(\frac{e}{2} \right) + F_a^{ci} \times \sin \delta \times \left(\frac{e}{2} \right) - F_a \gamma \times \cos \delta \times \left(C + \frac{h_1}{3} \right) - F_a^{ci} \times \cos \delta \times \left(C + \frac{h}{2} \right) + F_a^{cd} \times \left(C + \frac{h}{2} \right)$$

$$R_y \times X = (41.88 \times \sin 24 \times 0.375) + (6.60 \times \sin 24 \times 0.375) - (41.88 \times \cos 24 \times (0.75 + 1.33)) - (6.60 \times \cos 24 \times (2 + 0.75)) + (75.23 \times 2.75)$$

$$X = \frac{118.12}{R_y} \longrightarrow X = \frac{118.12}{174.4} \longrightarrow X = 0.677 \text{ m}$$

D. L'excentré de résultante des forces e :

$$|e| \leq \frac{B}{6} \quad e \leq \frac{5}{6} \longrightarrow 0.677 < 0.833 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

F. Calcul du coefficient de sécurité :

$$\frac{\Sigma M/\text{Stabilite}}{\Sigma M/\text{renversement}} \geq 1.5$$

$$\Sigma M/\text{stabilite} = F_a \gamma \times \sin \delta \times \left(\frac{e}{2}\right) + F_a^{ci} \times \sin \delta \times \left(\frac{e}{2}\right) + F_a^{cd} \times \left(C + \frac{h}{2}\right)$$

$$\Sigma M/\text{stabilite} = (41.88 \times \sin 24 \times 0.375) + (6.60 \times \sin 24 \times 0.375) + (75.23 \times 2.75)$$

$$\Sigma M/\text{stabilite} = 214. \text{ kN.ml}$$

$$\Sigma M/\text{renversement} = F_a \gamma \times \cos \delta \times \left(C + \frac{h}{3}\right) + F_a^{ci} \times \cos \delta \times \left(C + \frac{h}{2}\right)$$

$$\Sigma M/\text{renversement} = (41.88 \times \cos 24 \times (0.75 + 1.33)) + (6.60 \times \cos 24 \times (2 + 0.75))$$

$$\Sigma M/\text{renversement} = 96.16 \text{ kN.ml}$$

$$\frac{\Sigma M/\text{stabilite}}{\Sigma M/\text{renversement}} \geq 1.5 \Rightarrow \frac{214.27}{96.16} \geq 1.5 \iff 2.22 \geq 1.5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.2.2.2. Mur en béton armé sur pieux :

Dans ce cas, nous avons proposé un mur de soutènement qui possède les dimensions suivantes : largeur de la base = 4.5m et une hauteur du parement de 5m. Ce mur repose sur une ligne de pieux de 10m de longueur avec un espacement entre axe de 2 m sur une distance de 10 m.

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

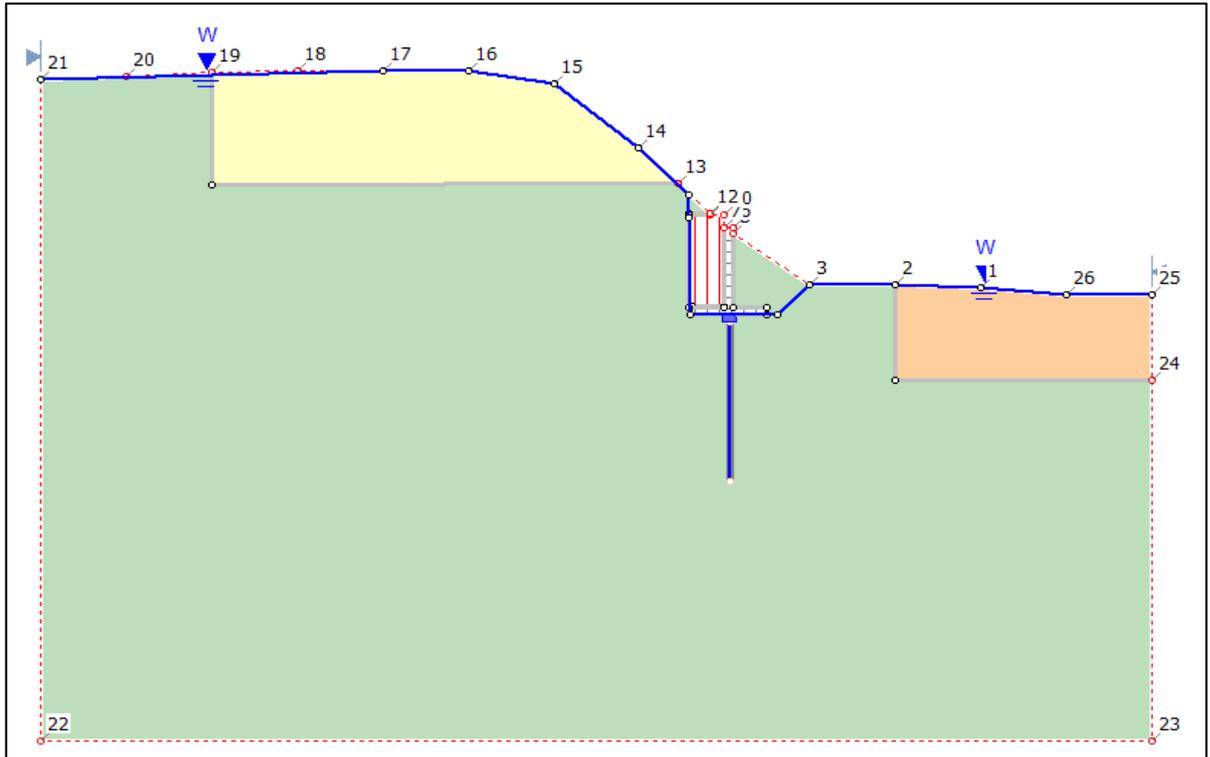


Figure V. 6: Le confortement de talus par un mur de soutènement sur pieux.

- Le résultat obtenu par la méthode de Fellenius pour ce profil est illustré dans la figure suivante :

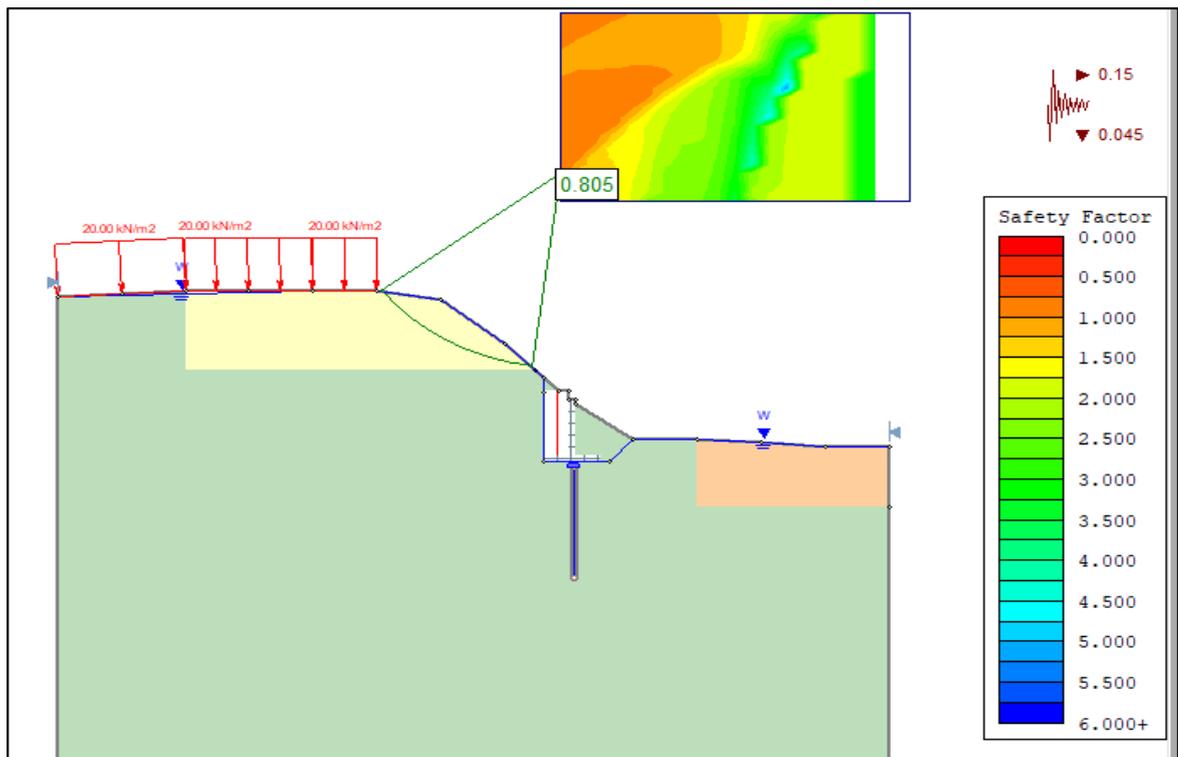


Figure V. 7: Stabilité du talus conforté par un mur de soutènement sur pieux.

- Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 0.805$

- **Commentaire** : le facteur de sécurité obtenu a augmenté de 10.27 % par rapport à celui de la géométrie initiale mais nous sommes toujours dans l'instabilité.

V.2.2.3 Deux lignes des pieux :

Dans cette phase on a opté pour deux lignes de pieux de différentes longueurs, l'une de 9 m et l'autre de 6 m au pied du talus avec un espacement entre axe de 1 m pour les deux lignes de pieux sur une distance de 10 m.

Le profil de confortement par deux lignes de pieux que nous avons élaboré est illustré dans la figure suivante :

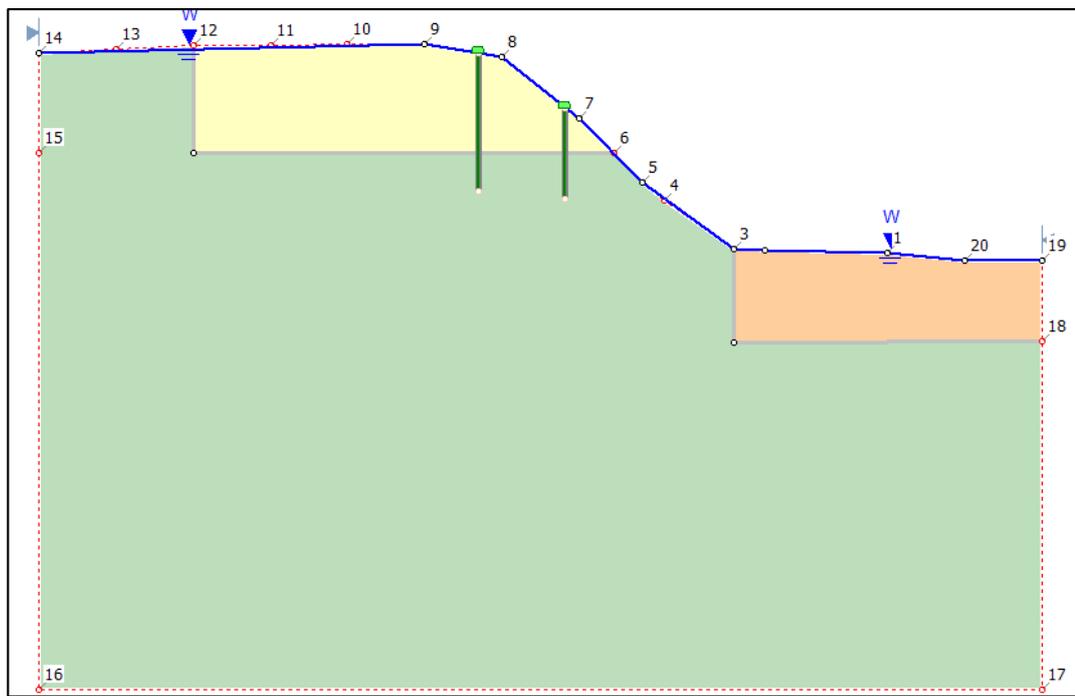


Figure V. 8: Le confortement de talus par deux lignes de pieux.

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

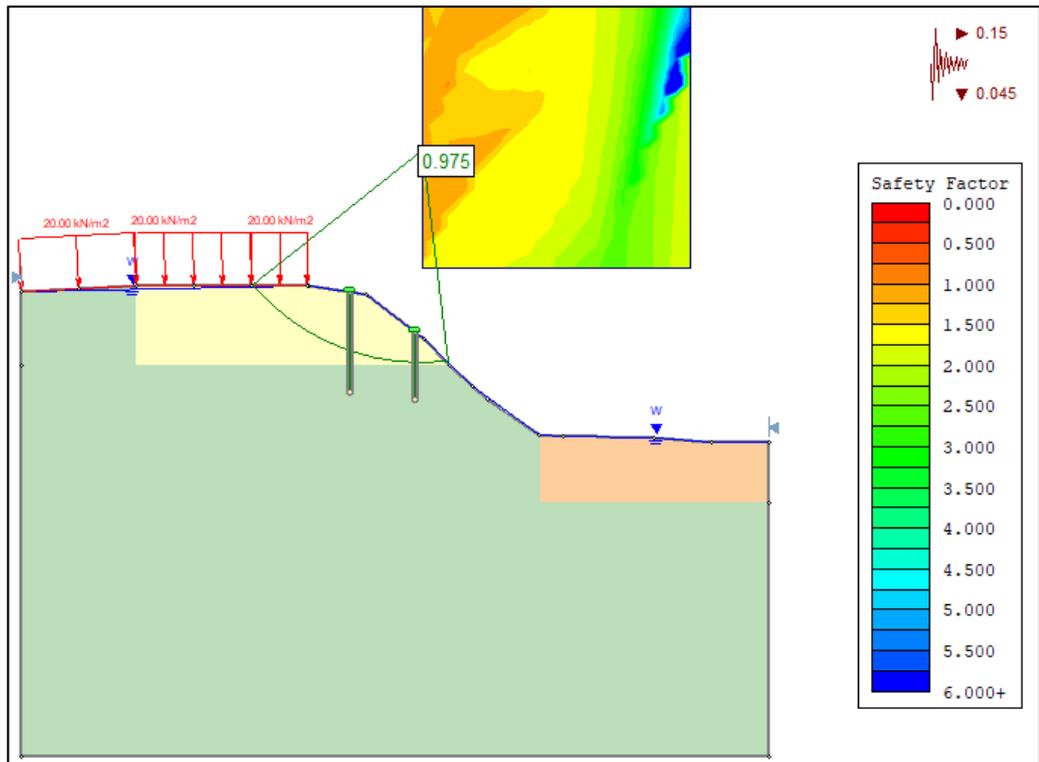


Figure V. 9: Stabilité du talus conforté par deux lignes de pieux.

-Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 0.975$

- **Commentaire :** le facteur de sécurité obtenu a augmenté de 33.56 % par rapport à celui de la géométrie initiale mais le talus reste instable.

V.2.2.4. Synthèse :

Les résultats obtenus par les deux méthodes Bishop et Fellenius pour les trois variantes proposées sont regroupés dans le tableau suivant :

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

Les variantes	Méthodes de calcul	
	Fellenius	Bishop
Mur en béton armé ancré dans le sol en tête du talus	1.482	1.443
Mur en béton armé sur pieux	0.805	0.705
Deux lignes des pieux	0.975	0.914

En se basant sur les résultats de modélisation des trois types de confortements de talus précédents on conclue que :

- Le talus conforté par un mur en béton armé ancré dans le sol est stable.
- Le mur en béton armé sur pieux n'est pas fiable pour le talus en question.
- Le talus conforté par deux lignes des pieux n'est pas stable.

Donc on conclut que le confortement par un mur en béton armé ancré dans le sol et situé en tête du talus peut être une solution intéressante pour ce problème. Par conséquence, nous allons l'adopter comme une première solution à investiguer.

Pour des raisons économiques tout en restant dans l'efficacité et la stabilité nous allons investiguer un autre type de confortement qui est les remblais renforcés par géotextile.

V.2.3 Confortement à l'aide de remblai avec une paroi inclinée renforcé par géotextile :

Dans cette phase, nous avons opté pour un remblai avec une paroi inclinée renforcé par géotextile et situé en tête du talus.

Le remblai a les caractéristiques suivantes :

Angle de frottement : $\varphi = 36^\circ$

Densité : $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$

Cohésion : $C = 5 \text{ kPa}$

Les dimensions de remblais renforcés par géotextiles sont illustrées dans le schéma suivant :

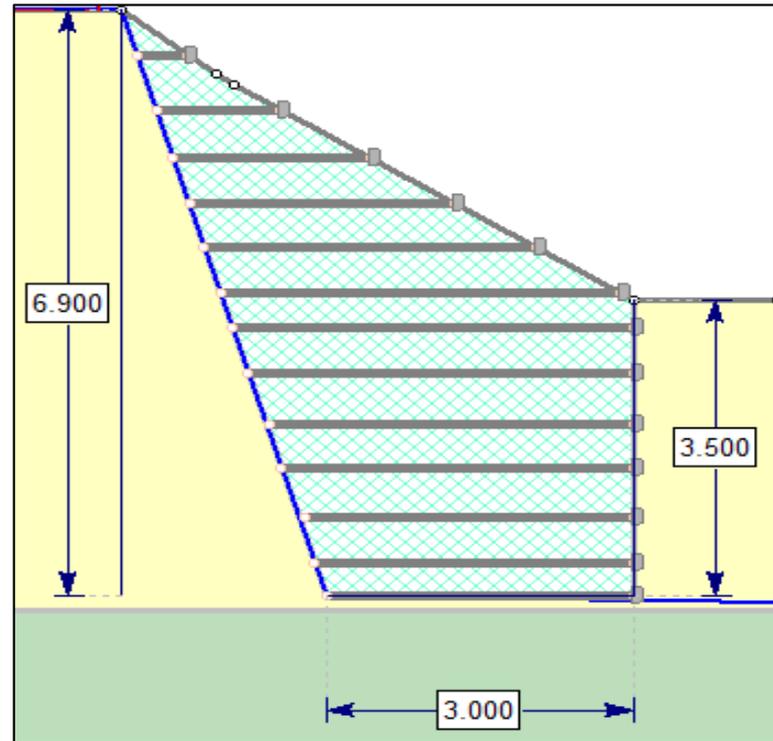


Figure V. 10: Les dimensions du remblai renforcé.

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. 8: Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.

	X(m)	Y(m)
01	55	0.48
02	45	0.688
03	45	0.69
04	40.5	3.894
05	40.0981	4.25
06	39.1449	5.102
07	37.27	6.97
08	37.232	6.98
09	35.578	6.98
10	31.402	10.641

Tableau V. 9: Coordonnées de la géométrie du talus.

	X(m)	Y(m)
01	55	0.48
02	45	0.688
03	45	0.69
04	40.5	3.894
05	40.0981	4.25
06	39.1449	5.102
07	37.27	6.97
08	37.232	6.98
09	35.578	6.98
10	31.402	10.641
11	30	10.641
12	26.1026	13.173
13	25.9242	13.3149
14	25	14.05
15	25	14.05
16	20	14.05
17	15	14.04
18	10	13.97
19	5	13.74
20	0	13.51
21	0	6.95312
22	0	-28
23	65	-28
24	65	-5.31
25	65	0
26	60	0

Le profil de confortement par remblais renforcés par géotextile que nous avons élaboré est illustré dans la figure suivante :

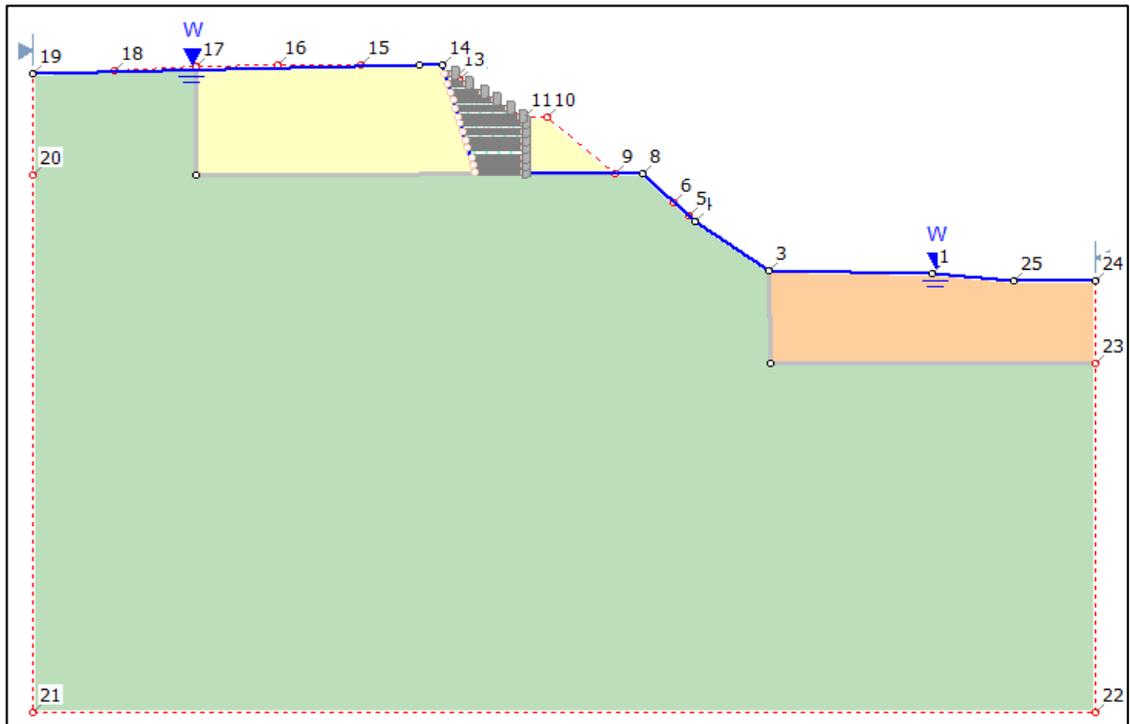


Figure V. 11: Le confortement de talus par remblai renforcés en géotextile.

- Le résultat obtenu par la méthode de Fellenius pour ce profil est illustré dans la figure suivante :

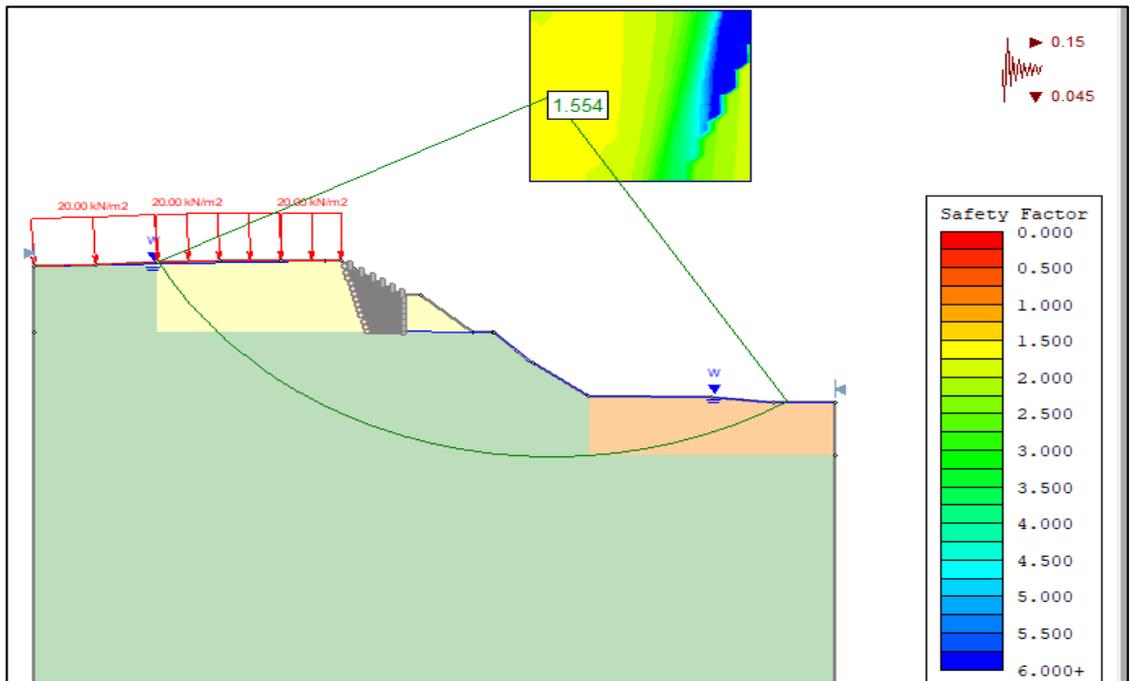


Figure V. 12: Stabilité de talus conforté par remblai renforcés en géotextile.

- Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 1.554$

- **Commentaire :**

Le facteur de sécurité obtenu en adoptant un remblai renforcé par géotextile est égal à $F_s = 1.554 > 1.25$, donc le talus est stable.

V.2.3.1 Synthèse :

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

Tableau V. 10: Tableau de résultats de facteur de sécurité F_s . (Solution de remblais renforcé par géotextile).

Méthodes de calcul	
Bishop	Fellenius
1.569	1.554

On constate que cette variante peut être une solution intéressante pour notre projet donc nous allons l'adopter comme une deuxième solution à investiguer.

V.2.4. Confortement avec des clous :

Dans cette phase on a opté pour un regroupement de 4 lignes de clous de mêmes longueurs de 7 m au pied du remblai avec un espacement entre axe de 1 m sur une distance de 10m.

Le profil de confortement par clouage que nous avons élaboré est illustré dans la figure suivante :

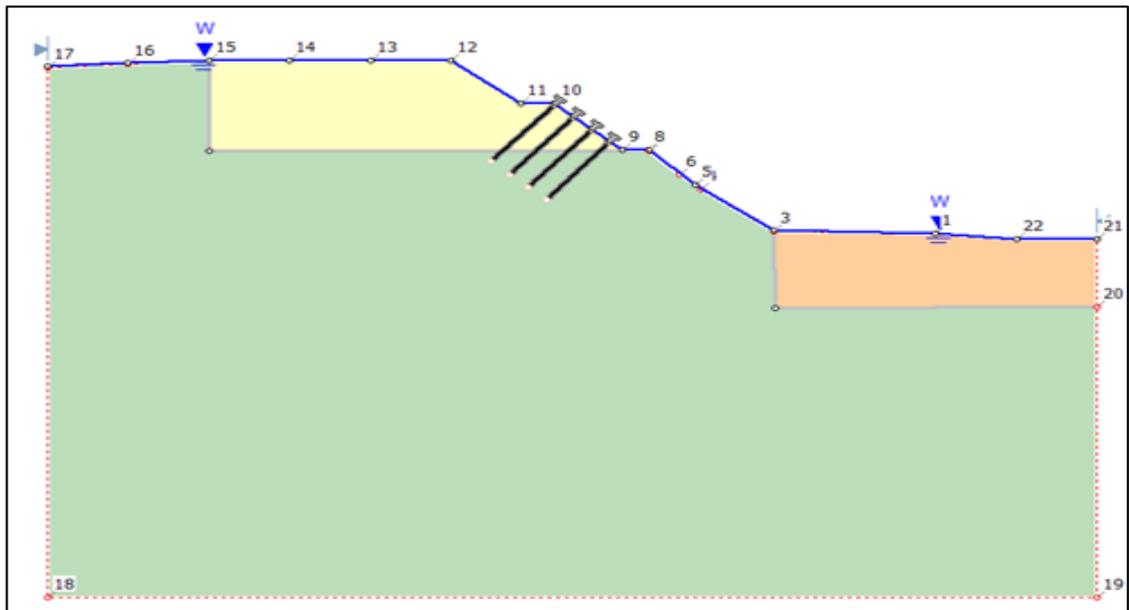


Figure V. 13: Le confortement de talus par clous.

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. 11: Coordonnées de la géométrie de la table de nappe phréatique.

	X(m)	Y(m)
01	0.065	13.608
02	4.994	13.809
03	9.994	14.023
04	15.011	14.023
05	19.993	14.023
06	24.998	14.023
07	29.289	10.644
08	31.371	10.644
09	35.566	6.977
10	37.247	6.977
11	40.081	4.287
12	44.997	0.701
13	54.995	0.473
14	60.023	-0.007
15	65.009	-0.007

Tableau V. 12: Coordonnées de la géométrie du talus.

	X(m)	Y(m)
01	55	0.48
02	45	0.688
03	45	0.69
04	40.5	3.894
05	40.0981	4.25
06	39.1449	5.102
07	37.27	6.97
08	37.232	6.98
09	35.578	6.98
10	31.402	10.641
11	29.286	10.641
12	25	14.05
13	20	14.05
14	15	14.04
15	10	13.97
16	5	13.74
17	0	13.51
18	0	6.95312
19	0	-28
20	65	-28
21	65	-5.31
22	65	0
23	60	0

- Le résultat obtenu par la méthode de Fellenius pour ce profil est illustré dans la figure suivante:

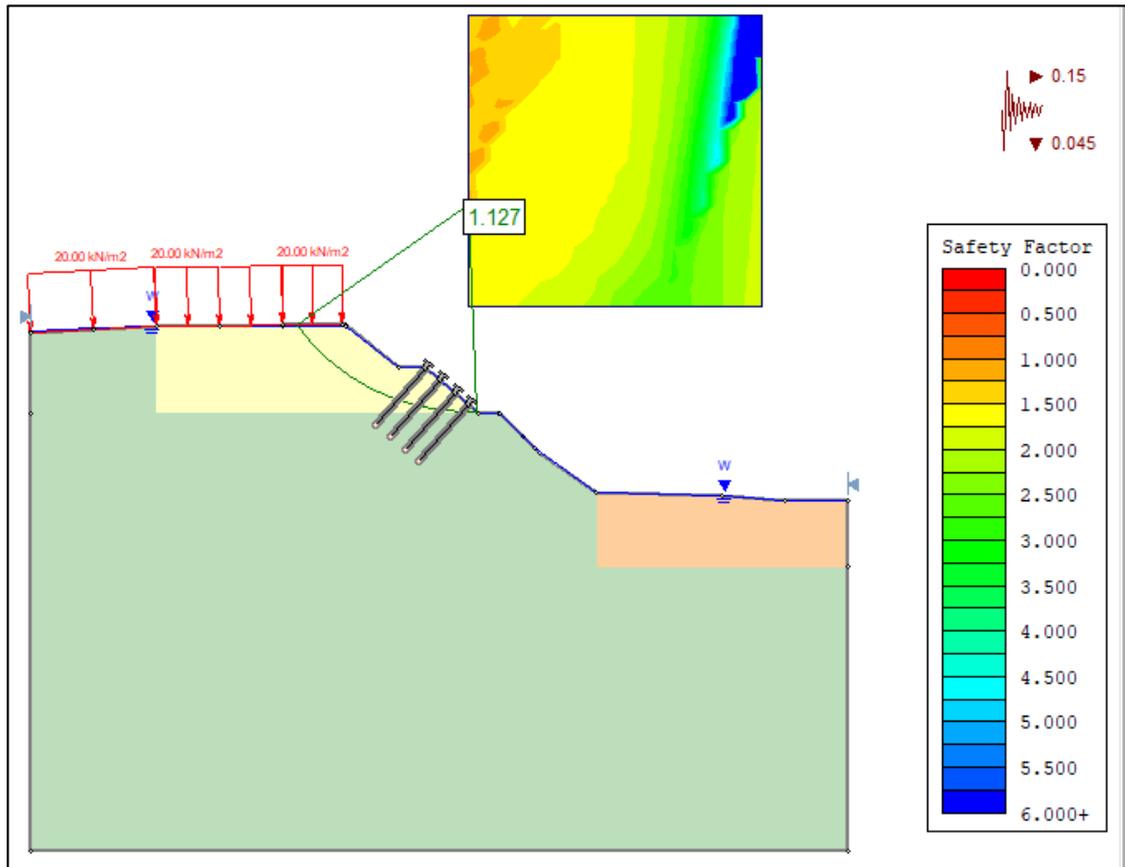


Figure V. 14: Stabilité de talus conforté par clouage.

- **Commentaire :**

Le facteur de sécurité obtenu en adoptant un confortement par clouage est égal à $F_s=1.127 < 1.25$, donc le talus est instable.

V.2.4.1 Confortement avec des pieux et clous :

Dans cette phase on a opté pour une ligne de pieux de 7m de longueur et de 1m d'espacement entre axe renforcent le sol et on a augmenté le nombre des clous.

Le profil de confortement par clouage et par une ligne des pieux que nous avons élaboré est illustré dans la figure suivante :

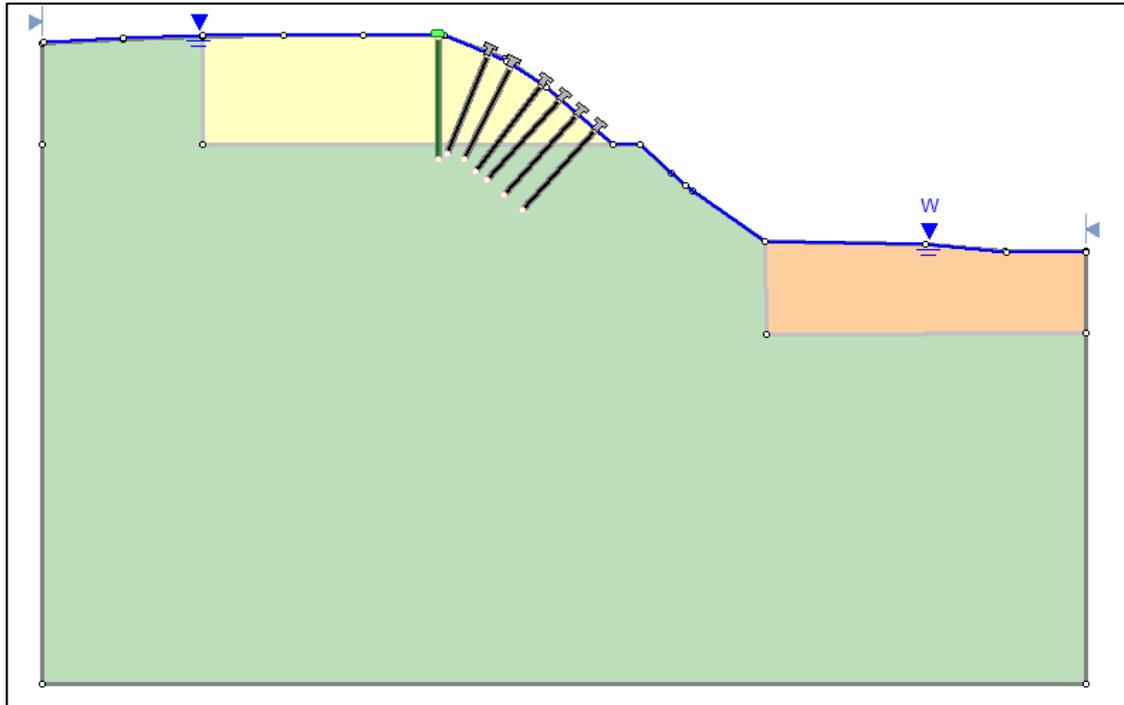


Figure V. 15: Le confortement de talus par clous et pieux.

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 de la table de nappe phréatique.

	X(m)	Y(m)
01	0.065	13.608
02	4.994	13.809
03	9.994	14.023
04	15.011	14.023
05	19.993	14.023
06	24.998	14.023
07	28.911	12.339
08	31.371	10.644
09	35.566	6.977
10	37.247	6.977
11	40.081	4.287
12	44.997	0.701
13	54.995	0.473
14	60.023	0
15	65.009	0

Tableau V. 14: Coordonnées de la géométrie du talus.

	X(m)	Y(m)
01	55	0.48
02	45	0.688
03	45	0.69
04	40.5	3.894
05	40.0981	4.25
06	39.1449	5.102
07	37.27	6.97
08	37.232	6.98
09	35.578	6.98
10	31.402	10.641
11	28.813	12.536
12	25	14.05
13	20	14.05
14	15	14.04
15	10	13.97
16	5	13.74
17	0	13.51
18	0	-28
19	65	-28
20	65	-5.31
21	65	0
22	60	0

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

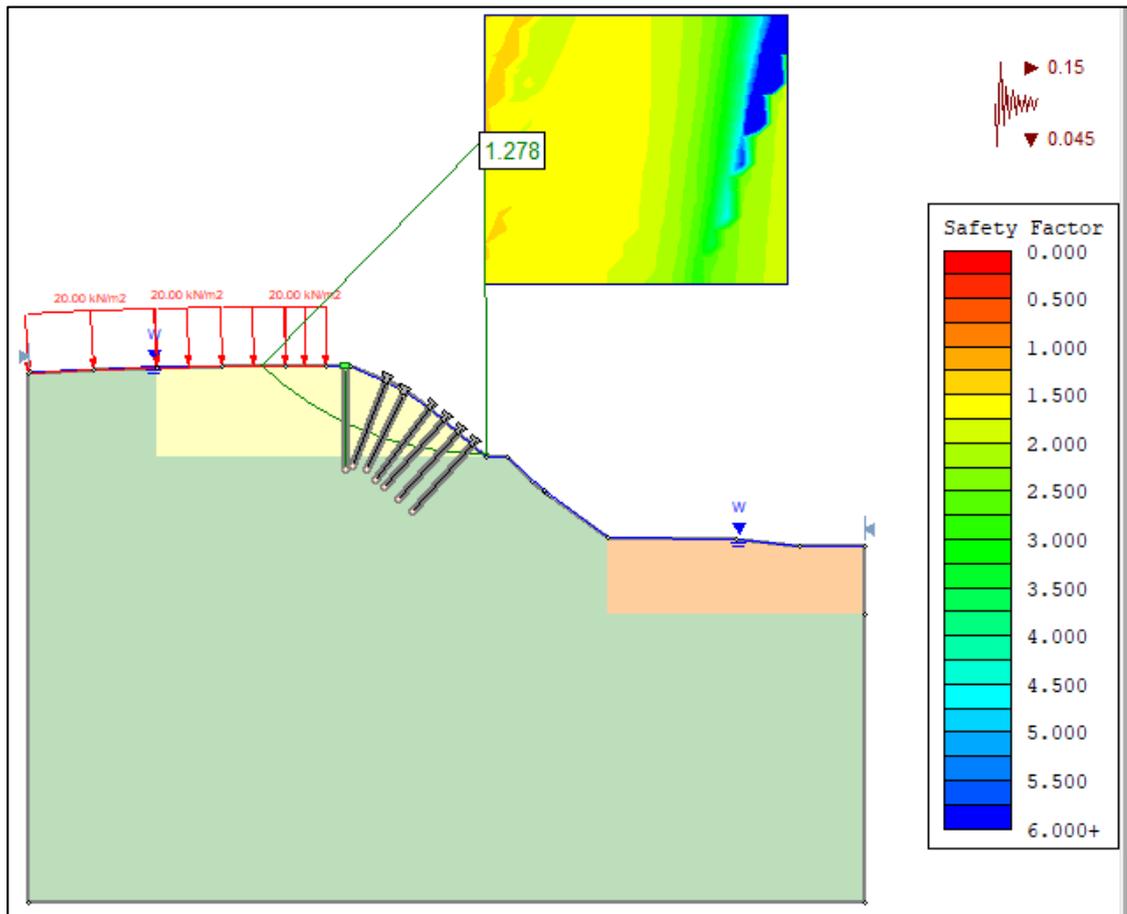


Figure V. 16: Stabilité de talus conforté par clouage et pieux.

Le résultat obtenu par le logiciel est $F_s = 1.251$

- **Commentaire :**

Le facteur de sécurité obtenu en adoptant un confortement par clouage et pieux est égal à $F_s = 1.278 > 1.25$, donc le talus est stable.

Synthèse :

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

Tableau V. 15: Tableau de résultats de facteur de sécurité Fs (Confortement par clouage et pieux).

Les résultats de facteur de sécurité Fs	
Bishope	Fellenuis
1.251	1.278

En se basant sur les résultats de modélisation des deux types de confortements de talus précédents on conclue que :

- Le talus conforté par des clous est instable.
- Le talus conforté par des clous et pieux est stable.

Donc on conclut que le confortement par (clou + pieux) peut être une solution intéressante pour ce problème. Par conséquence, nous allons l'adopter comme une troisième solution à investiguer.

V.3.Etude comparative :

V.3.1. Etude estimative et quantitative :

V.3.1.1. Première solution : mur en béton armé.

Tableau V. 16: Devis quantitatif et estimatif du renforcement par mur en béton armé.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total
Béton pour Mur soutènement	m ³	67.5	25.000,00	168 7500 ,00
Remblaiement en matériaux granulaire	m ³	80	1.800,00	144 000 ,00
Mur de soutènement en béton arme			Prix total=183 1500,00 DA	

V.3.1.2. Deuxième solution : confortement par remblai de paroi incliné renforcé par géotextiles.**Tableau V. 17:** Devis quantitatif et estimatif du renforcement par par remblai de paroi incliné renforcé par géotextiles.

Désignation des travaux	U	Quantité	Prix unitaire	Montant
Terrassement en terrain meuble	m ³	190.1	400,00	76000,00
Evacuation des déblais à la décharge publique	m ³	228.12	350,00	79842,00
Rideau palplanche récupérable + accessoires + mise en place	m ²	80	7.075,00	566 000 ,00
Remblaiement en matériaux granulaire	m ³	228.12	1.800,00	410616,00
Fourniture et mise en place de géotextile	m ²	100.18	600,00	60108 ,00
Renforcement par géotextile			Prix total = 1 192 566,00	

V.3.1.2. Troisième solution : confortement par clouage et pieux**Tableau V. 18:** Devis quantitatif et estimatif du renforcement par clouage et pieux.

Désignation des travaux	U	Quantité	Prix unitaire	Montant
Réalisation des pieux en béton armé de diamètre 500mm	ml	80	45000 ,00	3600 000,00
Réalisation des clous	ml	70	28000 ,00	196 000 0,00
Renforcement par clou est pieux			Prix total = 5 560 000 ,00DA	

V.3.2. Comparaison technico-économique entre les trois solutions :**V.3.2.1. Première solution : mur en béton armé****- Avantages :**

- a. Solidifie les fondations à risque et les rend plus sécuritaires.
- b. Choix écologique et 100% recyclable.
- c. Durable dans tous les environnements.
- d. Toujours produit localement.
- e. Faible coût d'entretien.
- f. Résiste au feu, au vent et à l'eau.
- g. Résiste à la rouille et à la pourriture.

-Inconvénients :

- a. Long durée des travaux qui interrompe l'avancement total du projet ;
- b. L'obligation de remplissage qui demande de ramener un remblai avec caractéristique bien défini.
- c. La maintenance est nécessaire pour le système de drainage (les barbacanes).
- d. Change complètement la topographie du site et élimine l'espace vert destiné dans la pente.

V.3.2.2. Deuxième solution : confortement par remblai de paroi incliné renforcé par géotextiles**Avantages :**

- a. Exécution facile avec assistance de technicien maîtrisant les exigences de la mise en œuvre.
- b. Utilisation des matériaux locaux.
- c. Représente une grande souplesse du massif renforcé.
- d. Le coût de réalisation moyennement raisonnable, dépend de la quantité et des exigences spécifiques du géogrille utilisé.
- e. Constructions naturelles et écologiques.
- f. Résistance à des charges importantes.
- g. Fiabilité au long terme.
- h. Flexibilité dans le choix du parement.
- i. Adoptée à toutes les hauteurs.

-Inconvénients :

- a. Dérangement de la circulation de la route pendant l'exécution des travaux.
- b. Les nappes de géogrille présentent une mauvaise résistance à la compression.

V.3.2.3. Troisième solution : confortement par clouage et pieux**V.3.2.3.1 Les avantages des pieux :**

- a. Une très courte durée de réalisation.
- b. Ne perturbe pas l'état de contrainte initial du sol.
- c. Elle garde la topographie naturelle du site.
- d. N'a pas besoin ni de remplissage ni de maintenance.

V.3.2.3.2 Les inconvénients des pieux :

- a. Relativement cher à réaliser.
- b. Besoin de matériel spécial 'tarière, colonne de bétonnage'.

V.3.2.3.3 Les avantages des clous :

- a. Elimination des efforts néfastes de la décompression.
- b. Consolidation en peau et dans le massif et développement d'une pression de confinement stabilisatrice.
- c. Limitation des déformations et sauvegarde de la caractéristique mécanique initiale du terrain.

V.3.2.3.4 Les inconvénient des clous :

Les murs cloués au sol peuvent ne pas convenir aux applications où un contrôle très strict de la déformation est requis pour les structures derrière le mur, car le système nécessite une certaine déformation du sol pour mobiliser la résistance.

V.3.2.4. Synthèse :

Le tableau ci-dessous récapitule les trois confortements investigués avec le coût de chacune des solutions ainsi que le gain en facteur de sécurité.

Solutions de confortement	Fs		Coût approximatif (DA)
	Avant confortement	après confortement	
Renforcement par mur de soutènement en béton armé	0.730	1.278	183 150 0,00
Renforcement par remblai renforcé par géotextiles	0.730	1.554	1 192 566,00
Renforcement par pieux et clou	0.730	1.482	5 560 000 ,00

Sur le plan technico-économique, nous recommandons l'adoption du confortement par remblai renforcé par géotextiles qui nous semble la solution la plus fiable. Cette solution présente des avantages intéressants sur le plan technique tel que la facilité d'exécution, le respect de l'environnement et la fiabilité à long terme. La solution présente également un cout moins cher de 34.8 % par rapport à la solution du mur de soutènement en béton armé et 78.5% moins cher que le renforcement par pieux et clous.

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 investiguant plusieurs types de confortement à savoir : Mur en gabions, Mur de soutènement en béton armé, mur de soutènement reposant sur pieux, remblai renforcé par géotextiles, renforcement par pieux et clous.

Parmi ces types de confortement, trois solutions se sont distinguées par un coefficient de sécurité acceptable et ont été retenues à savoir : le renforcement par mur de soutènement en béton armé, le remblai renforcé par géotextiles et le renforcement par pieux et clous. Une étude comparative a été établie entre ces trois types de confortement qui nous a permis de recommander la solution qui semble la plus optimale sur le plan technico-économique à savoir le remblai renforcé par geotextile.

Conclusion générale

Conclusion générale :

L'instabilité des terrains est parmi les problèmes les plus rencontrés dans le domaine de génie civil, qui peut engendrer des conséquences catastrophiques sur le plan humains et matériels.

Ce travail avait comme objectif d'étudier la stabilité du talus en remblai situé au niveau du contournement de la route reliant BOUGARA à Hammam Melouane (CW61) entre PK 8+100 et PK 9+600. 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 adopté une démarche scientifique basée sur la modélisation du problème en utilisant le logiciel SLIDE 6.0.

La reconnaissance géotechnique exécutée à travers des sondages carottés suivi par les différents essais aux laboratoires ont permis de caractériser la lithologie du site qui est constitué de : (remblai + couche rocheuse (calcaires conglomérat) + des alluvions d'oued).

Dans une première étape, la présente étude a permis de comparer sur un modèle géométrique de référence, les résultats de calcul du coefficient de sécurité à l'aide du logiciel SLIDE par deux méthodes (Bishop et Fellenius).

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 0.975 et 1.605 pour le cas statique et entre 0.730 et 1.605 pour le cas dynamique.

Plusieurs solutions de confortements ont été investiguées et notamment : le gabionnage, murs de soutènements en béton armé, murs de soutènement reposant sur pieux, remblai renforcé par nappes en géotextiles et le renforcement par pieux et clous.

Le confortement par un mur en gabion a fourni des valeurs de F_s supérieur au seuil admissible mais cette solution n'a pas été retenue car sa réalisation sur site sur un terrain en pente n'est pas envisageable. Le mur de soutènement situé en tête du talus a fourni des valeurs de F_s acceptable contrairement au mur reposant sur pieux et situé en bas du talus ainsi qu'au confortement par deux lits de pieux ou par des clous. La solution du remblai

renforcé par nappes en géotextile ainsi que le renforcement par pieux et clous ont fournies quant à eux un F_s supérieur au seuil admissible.

Afin de choisir la solution la plus optimale nous avons fait une étude comparative technico-économique entre les trois variantes où le côté esthétique et environnemental ainsi que le cout ont joué un rôle très important dans notre choix.

La solution que nous avons retenue pour stabiliser le talus est le remblai renforcé par une nappe de géotextile. Cette solution coute moins cher comparé aux deux autres solutions et présente des avantages intéressants sur le plan technique tel que la facilité d'exécution, le respect de l'environnement et la fiabilité à long terme.

Pour conclure nous souhaitons vivement que notre modeste travail servira comme support pour les futurs ingénieurs de la faite que c'est un projet existant sur terrain et d'actualité qui est en train de se réaliser sous la tutelle du DTP de Blida (Direction de travaux publique de Blida).

Bibliographié

[1] DURVILLE, J-L et SEVE, G. glissement en terrains meubles. Stabilité des pentes, technique de l'ingénieur.

[2] Ministère de la transition écologique et solidaire / Le risque mouvement de terrain, Bureau de recherches géologiques et minières (BRGM).

[3] SEBASTIEN.G (2005). Définition et typologie des mouvements de terrain. Risque info N°16.

[4] Etude d'un glissement de terrain par différentes méthodes par Djamel Eddine BENOUIS Université de Saida (Algérie) - Ingénieur d'état en génie civil option Construction Civile et Industrielle 2010.

[5] Article glissement de terrain une partie de la favela Morro do Bumba, à Niteroi, le 8 avril 2010 PHOTO de ANTONIO SCORZA.

[6] BENKECHKACHE. I (2012). Investigation de la dégradation du cadre bâti sous l'effet du glissement de terrain cas de CONSTANTINE. Mémoire pour obtenir le diplôme de Magistère en architecture et d'urbanisme, option : ville et risques urbains, Université Mentouri de Constantine.

[7] Etudes Géotechnique De Glissements De Terrain a Mascara (Juillet 2018) Présenté par Bali Omar et Boukeras Abderrahmane.

[8] 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.

[9] EL MIMOUNI.A, DAOUDI.L et OUAJHAIN.B (2005). Rôle de la lithologie des versants sur les écoulements superficiels de l'Oued Ksob (Bassin d'Essaouira, Maroc). 3ème Journées Internationale des Géosciences de l'Environnement. El Jadida les 8, 9 et 10 juin 2005.

[10] encyclopédie environnement (séismes -glissements-terrain) Lien : https://www.encyclopedie-environnement.org/sol/seismes-glissements-terrain/#4_Comment_explique-t-on_ces_instabilites

- [11] Conception et Calcul des ouvrages géotechniques : fondation, soutènement et talus (cours et problèmes résolus) par Ali Bouafia.
- [12] Etude d'un glissement de terrain survenu sur la RN65 AU PK 22+000 près de la ville de Damous.Tipaza Présenté par Nacera Hadjimi.
- [13] ETUDE DU GLISSEMENT DE TERRAIN SURVENU SUR LA RN 64, AU PK 43+950, EL OUMARIA, MEDÉA Présenté par TAOUNZA Seyyid Ali.
- [14] resume d'aurocode 7.
- [15] CHEDDAD.S (2009). Apport de l'étude hydrogéologique dans l'étude et le traitement des glissements de terrains cas de site de Bougaa, Algérie Nord Orientale. Mémoire pour obtenir le diplôme de Magister en Géologie, option : Ressource en eau et environnement, Université Mentouri de Constantine.
- [16] Khadîdja BELLOULOU .14 juin 2014. ETUDE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SURVENU SUR LA RN60 AU PK 77+000 A KSER EI BOUKHARI. MEDEA.
- [17] BERKACHE.K et MOSSAB.S (2013). Etude de confortement d'un glissement de terrain survenu sur la RN 05, au PK35+800, BOUDOUAOU, BOUMERDES. Mémoire pour obtenir le diplôme de Master en génie civil, option : Géotechnique, Université Saad Dahleb – Blida.
- [18] MERAH ABDELHALIM et YOUNSI ABDERAOUF (2020). ETUDE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SURVENU AU NIVEAU DU CONTOURNEMENT NORD DE LA VILLE DE MEDEA, COMMUNE DE DRAA ESSAMAR ENTRE LE PK3+325 ET LE PK3+400.