

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب

Université d'Ain-Temouchent - Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : Génie Civil

Spécialité : VOIES ET OUVRAGE D'ART

Présenté par :

**SEKHRI CHAMS EDDINE
SAHNOUNE MAWLOUD**

Sujet

Stabilisation des talus : cas de la pénétrante de Ghazaouet

Soutenu publiquement, le / / , devant le jury composé de :

**Mme. BELABBACI.Z
M.CHALABI.Y**

M.AISSA MAMOUNE.SM

MCA

MCB

Professeur

Université d'Ain-Temouchent

Université d'Ain-Temouchent

Université d'Ain-Temouchent

Président

Examineur

Encadreur

Année universitaire : 2022 / 2023

Dédicace

Avant toute chose je tiens à remercier Allah pour l'accomplissement de ce projet.

Je dédie ce travail A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A mes chères sœurs et mes chers frères pour leurs encouragements permanent, et ses soutiens moral,

A mon binôme SAHNOUNE

A mes chers amis, pour leurs appuis et leurs encouragements.

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire, Merci d'être toujours là pour moi.

SEKHRI CHAMS EDDINE

Dédicace

Je dédie ce travail de la fin d'études :

A mes très chers parents qui sans eux je ne suis rien aujourd'hui

A mes frères et ma famille

A tous mes amis

Sans oublier mon binôme Sekhri

*Enfin pour tous les gens qui m'estiment espérant bien que je n'ai
oublié*

Personne dans cette courte page.

SAHNOUNE MAWLOUD

Remerciements

Nous souhaitons exprimer notre profonde gratitude envers **M. Aissa Mamoune Sidi Mohamed**, notre encadreur pour son soutien constant, ses conseils précieux et ses orientations avisées tout au long de notre parcours de recherche. Sa présence bienveillante et son encouragement ont été d'une importance capitale pour mener à bien notre mémoire dans les meilleures conditions.

Nous tenons également à remercier sincèrement les membres du jury, **Mme. BELABBACI.Z** et **M. CHALABI.Y** pour leur engagement et leurs précieuses contributions lors de l'évaluation de notre travail. Leurs commentaires constructifs et leur expertise nous ont permis de nous améliorer et de progresser dans notre réflexion.

Nous souhaitons également exprimer notre reconnaissance envers tous nos professeurs du département, qui ont joué un rôle essentiel dans notre formation académique. Leurs enseignements inspirants, leur passion pour leur domaine et leur disponibilité pour répondre à nos questions ont grandement contribué à notre développement personnel et professionnel.

Enfin, nous tenons à adresser nos sincères remerciements à nos familles, en particulier à nos parents, pour leur amour inconditionnel et leur soutien constant tout au long de notre parcours. Leur confiance en nous et leur encouragement nous ont donné la force nécessaire pour persévérer et atteindre nos objectifs. Nous sommes également reconnaissants envers nos frères, sœurs et amis, qui ont été une source constante de motivation et de soutien.

الملخص

الهدف الرئيسي من هذه الدراسة هو دراسة ثبات المنحدرات. أولاً، نقوم بمراجعة توليف الأدبيات المتعلقة بمصطلحات حركات المنحدرات وتصنيفها، ونلقي الضوء بإيجاز على مصادر عدم الاستقرار. ثم يعرض طرقاً مختلفة لتحليل استقرار المنحدرات ويناقش المتطلبات الأساسية لتطبيقها ومزاياها وقيودها. الجزء الأصلي من هذه الدراسة هو تحليل اثنين من الانهيارات الأرضية في الطريق السريع الغزوات في ولاية تلمسان. لسوء الحظ بسبب المشكلات الجيوتقنية، واجه هذا الطريق العديد من العقبات أثناء مرحلتي الإنشاء والتشغيل. حدث الانهيار الأرضي الأول الذي تم وصفه على اليمين عند نقاط الكيلومتر $PK8 + 195$ إلى $PK8 + 250$ والثاني على اليسار على مستوى الطريق من النقاط $PK8 + 200$ إلى $PK8 + 290$. اشتمل عملنا على تسجيل هاتين القطعتين باستخدام برنامج PLAXIS 2D 8.2. تسمح لنا النتائج التي تم الحصول عليها من عامل الأمان باستخدام طريقة العناصر المحدودة بفهم أفضل لسلوك المنحدر كدالة للإزاحة ولإجراء التنبؤات اللازمة للتخفيف من هذا الخطر.

الكلمات المفتاحية

PLAXIS , ثبات المنحدرات، المنحدرات، الطريق، عامل الأمان، العناصر المحدودة

Abstract

The main objective of this study is to investigate slope stability. Firstly, we examine the literature synthesis on the terminology, typology, and taxonomy of slope movements, and briefly highlight the sources of instability. Then, it presents different methods for analyzing slope stability, discussing the prerequisites for their application, as well as their advantages and limitations. The original part of this study is the analysis of two landslides along Ghazaouet thoroughfare in Tlemcen province. Unfortunately, due to geotechnical issues, this thoroughfare has encountered several obstacles during the construction and operation phases. The first landslide to be described occurred on the right between kilometer points PK8+195 to PK8+250, and the second on the left along the road between kilometer points PK8+200 to PK8+290. Our work involved monitoring these two landslides using PLAXIS 2D 8.2 software. The results obtained from the factor of safety using the finite element method allow us to better understand the slope behavior in terms of displacement and make necessary predictions to mitigate this risk.

Key words

Stability of slopes, slopes, penetrating, safety factor, finite elements, PLAXIS

Résumé

L'objectif principal de cette étude est d'étudier la stabilité des pentes. Tout d'abord, nous examinons la synthèse de la littérature sur la terminologie, la typologie et la taxonomie des mouvements de pente, et soulignons brièvement les sources d'instabilité. Il présente ensuite différentes méthodes d'analyse de la stabilité des pentes, discute des conditions préalables à leur application, de leurs avantages et de leurs limites. La partie originale de cette étude est l'analyse de deux glissements de terrain dans la nouvelle pénétrante de Ghazaouet à la wilaya de Tlemcen. Malheureusement, en raison de problèmes géotechniques, ce pénétrateur a rencontré plusieurs obstacles pendant les phases de construction et d'exploitation. Le premier glissement de terrain à décrire s'est produit à droite aux points kilométriques PK8+195 à PK8+250 et le second à gauche au niveau de la route des points PK8+200 à PK8+290. Notre travail a consisté à relever ces deux glissements à l'aide du logiciel PLAXIS 2D 8.2. Les résultats obtenus à partir du facteur de sécurité en utilisant la méthode des éléments finis nous permettent de mieux comprendre le comportement de la pente en fonction du déplacement et de faire les prédictions nécessaires pour atténuer ce risque.

Mots clés

Stabilité des pentes, talus, pénétrante, facteur de sécurité, éléments finis, PLAXIS

Table des matières

Résumé

Liste des figures

Liste des Tableaux

Nomenclature

Introduction générale.....1

**CHAPITRE I : GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE
STABILITE DES PENTES..... 4**

I.1	INTRODUCTION.....	5
I.2	CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAINS	5
I.2.1	Classification selon D.J Varnes 1978	6
I.2.2	Classification selon Jean Pierre (1996)	6
I.2.3	Classification selon Colas et Pilot.....	7
I.3	PRINCIPAUX TYPES D'INSTABILITES.....	8
I.3.1	Les glissements	9
I.3.1.1	Glissement rotationnel.....	10
I.3.1.2	Glissement plan.....	11
I.3.1.3	Glissement quelconque.....	11
I.3.1.4	Les principales causes des glissements de terrain.....	12
I.3.2	Les écroulements, les éboulements et Les chutes de pierres	12
I.3.3	Les coulées	13
I.3.4	Les fluages	14
I.4	METHODES DE CALCUL	14
I.4.1	Modes de calcul de la stabilité	16
I.4.2	Les méthodes de calcul a la rupture « Equilibre limite ».....	17
I.4.2.1	La méthode de Fellenius	18
I.4.2.2	La méthode de bishop.....	18
I.4.2.3	La méthode de bishop simplifiée	19
I.4.2.4	La méthode de janbu généralisées	20
I.4.2.5	Méthode de Janbu simplifiée.....	20
I.4.2.6	Méthode de Spenser (1967).....	21

I.4.2.7	Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965).....	22
I.4.3	La méthode des éléments finis	22
I.4.3.1	Méthode d'élasticité.....	23
I.4.3.2	Méthode de plasticité.....	23
I.5	COMPARAISON ENTRE LES METHODES	24
I.6	DIFFERENTS LOGICIELS DE CALCUL DE STABILITE.....	25
CHAPITRE II : LES METHODES DE CONFORTEMENT DES		
GLISSEMENTS DE TERRAINS		26
II.1	INTRODUCTION.....	27
II.2	TYPES DE CONFORTEMENTS.....	27
II.2.1	Approche douce	28
II.2.1.1	Terrassement.....	29
II.2.1.2	Drainage.....	32
II.2.1.3	La végétalisation	34
II.2.1.4	Les Avantages et inconvénients du l'approche douce	35
II.2.2	Approche dure.....	35
II.2.2.1	Le renforcement	37
II.2.2.2	Les soutènements	41
II.2.2.3	Le Durcissement.....	43
II.2.2.4	Les avantages et inconvénients de l'approche dure.....	43
II.2.3	Choix de la méthode de confortement	44
CHAPITRE III : CARACTÉRISATION DE LA ZONE D'ETUDE		46
III.1	INTRODUCTION.....	47
III.2	PRESENTATION DE LA LIAISON AUTOROUTIERE	47
III.3	RECONNAISSANCE DU SITE	48
III.3.1	La reconnaissance topographique	48
III.3.2	La reconnaissance Géotechnique	49
III.3.3	La reconnaissance Géophysique	49
III.3.4	La sismologie de la zone d'étude	50
III.3.5	La climatologique et hydrologique de la zone d'étude	50
III.3.6	La géologie de la zone d'étude	51

III.3.7	La géomorphologie de la zone d'étude	52
III.4	PRESENTATION DU SUJET D'ETUDE.....	52
III.4.1	La description du talus PK8+195 au PK8+250.....	53
III.4.1.1	La lithologie du talus PK8+195 au PK8+250	55
III.4.1.2	Résultats des essais au laboratoire.....	56
III.4.1.3	Analyse des propriétés géotechniques des sols	57
III.4.2	La description de glissement de la chaussée côté gauche au PK8+200~PK8+290.....	57
III.4.2.1	La reconnaissance géotechnique du fissure longitudinale au voisinage de PK8+250.....	58
III.5	CONCLUSION	61
CHAPITRE IV : MODELISATION NUMERIQUE		62
IV.1	INTRODUCTION.....	63
IV.2	DESCRIPTION GENERALE SUR LOGICIEL PLAXIS 2D	63
IV.3	CAS DU TALUS PK8+200 ET PK8+220 TERRAIN NATUREL COTE DROITE.....	65
IV.4	CAS DU TALUS PK8+200 ET PK8+220 APRES TERRASSEMENT	72
IV.5	COMPARAISON ENTRE LES DEUX PROFIL APRES TERRASSEMENT	78
IV.6	ANALYSE DE LA STABILITE DU TALUS PK8+220 APRES TRAITEMENT AVEC REDUCTION DE LA PENTE	79
IV.7	CAS DE LA CHAUSSEE PK8+240 COTE GAUCHE	83
IV.8	TRAITEMENT DE LA CHAUSSEE COTE GAUCHE PK8+240.....	87
IV.9	CONCLUSION	91
Conclusion générale.....		98
Références bibliographiques.....		96
Annexe.....		100

Liste des figures

CHAPITRE I

FIGURE I.1 ORGANIGRAMME DE LA CLASSIFICATION DES RISQUES GEOLOGIQUES SELON VARNES.....	6
FIGURE I.2 DIFFERENTS TYPES DE DESTABILISATION DES VERSANTS (VARNES, 1978)..	8
FIGURE I.3 ORGANIGRAMME DE LA CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN SELON COLAS ET PILOT (1976) [4]	9
FIGURE I.4 SCHEMA D'UN PHENOMENE DE GLISSEMENT	10
FIGURE I.5 SCHEMA D'UN PHENOMENE DE GLISSEMENT CIRCULAIRE. (A) : AVANT ACTIVATION. (B) : APRES ACTIVATION	10
FIGURE I.6 SCHEMA D'UN PHENOMENE DE GLISSEMENT DE TERRAIN PLAN	11
FIGURE I.7 SCHEMA D'UN PHENOMENE DE GLISSEMENT QUELCONQUE	11
FIGURE I.8 TYPE D'ECROULEMENT	13
FIGURE I.9 TYPES DE COULEES.....	14
FIGURE I.10 SCHEMA D'UN PHENOMENE DE FLUAGE.....	14
FIGURE I.11 REPRESENTATION RUPTURE CIRCULAIRE.....	16
FIGURE I.12 LES PRINCIPALES METHODES D'ANALYSES DE STABILITE DES PENTES (BERBAR, 2002)	17
FIGURE I.13 BILAN DES FORCES SUR UNE TRANCHE	18
FIGURE I.14 CALCUL PAR LA METHODE DES TRANCHES	18
FIGURE I.15 HYPOTHESE DE BISHOP.....	19
FIGURE I.16 HYPOTHESE DE JANBU GENERALISEE	20
FIGURE I.17 HYPOTHESE DE JANBU SIMPLIFIEE	21
FIGURE I.18 FORCES AGISSENT SUR UNE TRANCHE.....	22
FIGURE I.19 HYPOTHESE DE MORGENSTERN ET PRICE.....	22

CHAPITRE II

FIGURE II.1 ORGANIGRAMME DES METHODES DE CONFORTEMENTS (BADR. 2008).....	28
FIGURE II.2 ORGANIGRAMME DE L'APPROCHE DOUCE.....	29
FIGURE II.3 SCHEMA D'UN ALLEGEMENT EN TETE (DURVILLE,J. GILLES,S. 1996).....	30

Liste des figures

FIGURE II.4 SCHEMA D'UN REPROFILAGE (DURVILLE,J. GILLES,S. 1996).....	31
FIGURE II.5 SCHEMA D'UNE SUBSTITUTION PARTIELLE (DURVILLE,J. GILLES,S. 1996)	32
FIGURE II.6 TRANCHEES DRAINANTS.	33
FIGURE II.7 DRAINE SUBHORIZONTAUX.....	33
FIGURE II.8 DRAINE VERTICAUX (KELLER ALGERIE).	34
FIGURE II.9 METHODE DE CONFORTEMENT, VEGETATION.	35
FIGURE II.10 ORGANIGRAMME DE L'APPROCHE DURE.....	36
FIGURE II.11 RENFORCEMENT PAR GEOTEXTILE (FRANCE ENVIRONNEMENT)	37
FIGURE II.12 SCHEMA D'UN TIRANT (M. DESURMONT ET AL., 1978).....	38
FIGURE II.13 CHANTIER MOUTIERS-MUR EXPERIMENTAL PNEU SOL A BOU-SMAIL.....	39
FIGURE II.14 MERLON-DE-MOUTIERS-MUR PARE-BLOC-8000-PNEUDECOUPES	39
FIGURE II.15 PHASES D'EXECUTION D'UN MUR EN SOL CLOUE. (G.SEVE & P.POUGET, 1998).....	40
FIGURE II.16 UN VERSANT STABILISE PAR CLOUAGE (MACCAFERRI FRANCE).	40
FIGURE II.17 SCHEMA D'UN MUR DE SOUTENEMENT.	41
FIGURE II.18 MUR EN BETON ARME PREFABRIQUE.	42
FIGURE II.19 MUR EN CANTILEVER.....	42
FIGURE II.20 REALISATION UN MUR EN GABIONS	43
FIGURE II.21 DES RIDEAUX DE PALPLANCHES.....	43

CHAPITRE III

FIGURE III. 1 LE RESEAU AUTOROUTIER ALGERIEN EN MAI 2015 (ADA).....	47
FIGURE III. 2 LE PREMIER TRANCHE DE LA PENETRANTE (ADA)	48
FIGURE III. 3 VUE AERIENNE DU SITE.....	49
FIGURE III. 4 CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DU TERRITOIRE NATIONAL	50
FIGURE III. 5 CARTE DE LA TEMPERATURE DE GHAZAOUET-TLEMCEN.....	51
FIGURE III. 6 COUPE GEOLOGIQUE	52
FIGURE III. 7 ÉVOLUTION GEOMORPHOLOGIQUE DU SITE ETUDIE.....	52
FIGURE III. 8 LOCALISATION DU TALUS.....	53
FIGURE III. 9 POSITION DU GLISSEMENT	53
FIGURE III. 10 PIED DU TALUS PK8+195 A PK8+250.....	54

Liste des figures

FIGURE III. 11 BORD ARRIERE DU GLISSEMENT.....	55
FIGURE III. 12 LOCALISATION DES FISSURES DANS LA CHAUSSEE COTE GAUCHE.	58
FIGURE III. 13 VUE EN PERSPECTIVE DE LA ZONE EXCAVE PK8+203 AU PK8+233	58
FIGURE III. 14 SCHEMA D'IMPLANTATION DES SONDAGES CAROTTES ET	59

CHAPITRE IV

FIGURE IV. 1 ORGANIGRAMME DE CODE PLAXIS 2D.....	64
FIGURE IV. 2 GEOMETRIE DU TALUS CAS DU TALUS PK8+200 TERRAIN NATUREL.....	65
FIGURE IV. 3 GEOMETRIE DU TALUS CAS DU TALUS PK8+220 TERRAIN NATUREL.....	66
FIGURE IV. 4 GENERATION DU MAILLAGE PK8+200	66
FIGURE IV. 5 GENERATION DU MAILLAGE PK8+220	67
FIGURE IV. 6 GENERATION DES CONTRAINTES TOTALES PK8+200.....	67
FIGURE IV. 7 GENERATION DES CONTRAINTES TOTALES PK8+220.....	68
FIGURE IV. 8 LES DEPLACEMENTS TOTAUX PK8+200	68
FIGURE IV. 9 LES DEPLACEMENTS TOTAUX PK8+220	69
FIGURE IV. 10 DEPLACEMENT TOTAUX PK8+200.....	69
FIGURE IV. 11 CERCLE DE GLISSEMENT PK8+220	69
FIGURE IV. 12 COEFFICIENT DE SECURITE DU TALUS PK8+200 ($F_s = 2.692$).....	70
FIGURE IV. 13 COEFFICIENT DE SECURITE DU TALUS PK8+220 ($F_s = 2.3808$).....	70
FIGURE IV. 14 VARIATION DU COEFFICIENT DE SECURITE EN FONCTION DE DEPLACEMENT PK8+200.....	71
FIGURE IV. 15 VARIATION DU COEFFICIENT DE SECURITE EN FONCTION DE DEPLACEMENT PK8+220	71
FIGURE IV. 16 GEOMETRIE DU TALUS PK8+200 APRES TRAVAUX DE TERRASSEMENTS	72
FIGURE IV. 17 GEOMETRIE DU TALUS PK8+220 APRES TRAVAUX DE TERRASSEMENTS	72
FIGURE IV. 18 GENERATION DES CONTRAINTES TOTALES PK8+200.....	73
FIGURE IV. 19 GENERATION DES CONTRAINTES TOTALES PK8+220.....	73
FIGURE IV. 20 LES DEPLACEMENTS TOTAUX PK8+200 (6.45 M).....	74
FIGURE IV. 21 LES DEPLACEMENTS TOTAUX PK8+220 (7.49 M).....	74
FIGURE IV. 22 DEPLACEMENT TOTAUX PK8+200.....	75
FIGURE IV. 23 DEPLACEMENT TOTAUX PK8+220.....	75

Liste des figures

FIGURE IV. 24 COEFFICIENT DE SECURITE DU TALUS PK8+200 ($F_s = 1.2119$).....	76
FIGURE IV. 25 COEFFICIENT DE SECURITE DU TALUS PK8+220 ($F_s = 1.2004$).....	77
FIGURE IV. 26 VARIATION DU COEFFICIENT DE SECURITE EN FONCTION DE DEPLACEMENT PK8+200 APRES TERRASSEMENT.....	77
FIGURE IV. 27 VARIATION DU COEFFICIENT DE SECURITE EN FONCTION DE DEPLACEMENT PK8+220 APRES TERRASSEMENT	78
FIGURE IV. 28 GEOMETRIE DU TALUS CAS DU TALUS PK8+220 APRES TRAITEMENT ..	79
FIGURE IV. 29 GENERATION DU MAILLAGE.....	80
FIGURE IV. 30 GENERATION DES CONTRAINTES TOTALES PK8+220 APRES TRAITEMENT	80
FIGURE IV. 31 DEPLACEMENTS TOTAUX PK8+220 APRES TRAITEMENT ($1.61 \cdot 10^{-6}$)....	81
FIGURE IV. 32 DEPLACEMENT TOTAUX PK8+220 APRES TRAITEMENT	81
FIGURE IV. 33 COEFFICIENT DE SECURITE DU TALUS PK8+220 APRES TRAITEMENT ($F_s=1.9028$).....	82
FIGURE IV. 34 VARIATION DU COEFFICIENT DE SECURITE EN FONCTION DE DEPLACEMENT PK8+220 APRES TRAITEMENT	82
FIGURE IV. 35 GEOMETRIE DE LA CHAUSSEE.....	84
FIGURE IV. 36 MAILLAGE DE LA CHAUSSEE.....	84
FIGURE IV. 37 DEPLACEMENT PAR RAPPORT A X.....	85
FIGURE IV. 38 DEPLACEMENT PAR RAPPORT A Y.....	85
FIGURE IV. 39 GENERATION DE DEFORMATION DE LA CHAUSSEE SOUS LA SURCHARGE DE 10 KN	85
FIGURE IV. 40 COEFFICIENT DE SECURITE DU LA CHAUSSEE ($F_s=1.1051$).....	86
FIGURE IV. 41 GEOMETRIE DE LA CHAUSSEE APRES TRAITEMENT	87
FIGURE IV. 42 GENERATION DU MAILLAGE.....	88
FIGURE IV. 43 GENERATION DES CONTRAINTES TOTAUX	88
FIGURE IV. 44 DEPLACEMENT TOTAUX ($11.65 \cdot 10^{-3}$).....	89
FIGURE IV. 45 COEFFICIENT DE SECURITE DE LA CHAUSSEE APRES TRAITEMENT ($F_s=1.8343$).....	90
FIGURE IV. 46 VARIATION DU COEFFICIENT DE SECURITE EN FONCTION DE DEPLACEMENT PK8+240 APRES TRAITEMENT	90

Liste des figures

FIGURE IV. 47 PROFIL TYPE DE TRAITEMENT TALUS ET CHAUSSEE	92
--	----

Liste des tableaux

CHAPITRE I

TABLEAU I.1 LA CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN DE JEAN PIERRE.....	7
TABLEAU I.2 VALEURS DE FS EN FONCTION DE L'ETAT DE L'OUVRAGE.....	16
TABLEAU I.3 COMPARAISON DES CARACTERISTIQUES DES METHODES D'EQUILIBRE DES LIMITES.....	24
TABLEAU I.4 CONSIDERATION D'EQUILIBRE DE FORCE ET DES MOMENTS SELON LES DIFFERENTES METHODES	24
TABLEAU I.5 CONSIDERATION DES EFFORTS INTER-TRANCHES VERTICAUX ET HORIZONTALS SELON LES DIFFERENTES METHODES	25

CHAPITRE II

TABLEAU II.1 1 CITE QUELQUE AVANTAGE ET INCONVENIENT DE L'APPROCHE DOUC .	35
TABLEAU II.2 AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE L'APPROCHE DURE.....	43

CHAPITRE III

TABLEAU III. 1 LITHOLOGIE DU TALUS	55
TABLEAU III. 2 IDENTIFICATION DE ARGILE SABLEUSE PEU PLASTIQUE CTIC CRCC.	56
TABLEAU III. 3 CARACTERISTIQUES GRANULOMETRIQUES ARGILE SABLEUSE PEU PLASTIQUE (CTIC CRCC)	56
TABLEAU III. 4 CARACTERISTIQUES DE RESISTANCE EN COMPRESSION (CTIC CRCC)	56
TABLEAU III. 5 CARACTERISTIQUES DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT (CTIC CRCC)	57
TABLEAU III. 6 TABLEAUX RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS AU LABORATOIRE (GETPRIM)	60
TABLEAU III. 7 VALEURS ADOPTEES DES INDICES PHYSIQUES ET MECANIQUES (CTIC	

Liste des tableaux

CRCC)	61
TABLEAU III. 8 PARAMETRES DU CONTROLE DU COMPACTAGE (CTIC CRCC)	61

CHAPITRE IV

TABLEAU IV. 1 DEFERENTES COUCHE DU TALUS	65
TABLEAU IV. 2 COMPARAISON ENTRE LES DEUX PROFILS APRES TERRASSEMENT	78
TABLEAU IV. 3 DEFERENTES COUCHE DU LA CHAUSSEE	83
TABLEAU IV. 4 DEFERENTES COUCHE DU LA CHAUSSEE APRES TRAITEMENT.....	87

LISTE DES SYMBOLES ET ACRONYMES

Lettres grecques

α Angle entre la direction de la contrainte tangentielle avec l'horizontale [°]

β Angle de la pente avec l'horizontale [°]

γ_h Poids volumique [kN/m³]

γ_d Poids volumique sec [kN/m³]

γ' Poids volumique déjaugé [kN/m³]

γ_{sat} Poids volumique saturé [kN/m³]

ϕ Angle de frottement [°]

ϕ_D Angle de frottement développé tout au long de la surface de rupture [°]

ϕ_u Angle de frottement apparent (non drainé) [°]

ϕ' Angle de frottement effectif [°]

λ Pourcentage (en forme décimale) de la fonction inter-tranches

ν Coefficient de Poisson

σ Contrainte totale [kN/m²]

σ' Contrainte effective [kN/m²]

σ_0 Valeur initiale approchée de la contrainte

σ_{ij} Composante du tenseur de contrainte p

σ_{ij} Composante de contrainte au cycle de calcul précédent

C_f Résistance ultime de cisaillement [kN/m²]

C_D Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface [kN/m²]

Ψ Angle de dilatance [°]

χ Paramètre de perturbation

Nomenclature

Lettres Latines

b Largeur de la base de chaque tranche [m]

c Cohésion [kN/m²]

c' Cohésion effective [kN/m²]

Cc Indice de compression

Cs Indice de gonflement

cu Cohésion apparente (non drainée) [kN/m²]

d Epaisseur équivalente [m]

E Module de Young ou module d'élasticité longitudinal [kN/m²]

EA Rigidité normale [kN/m]

Ei Rigidité de flexion [kN.M²/m]

Ei Force inter-tranches horizontale normale du côté droit de la tranche [kN]

Ej Force inter-tranches horizontale normale du côté gauche de la tranche [kN]

F ou **Fs** Coefficient de sécurité

FLAC Fast Lagrangian Analysis of Continua

f(x) Fonction de la force inter-tranches

G Module de cisaillement ou de glissement ou d'élasticité transversal [kN/m²]

h Hauteur [m]

k Perméabilité [m/s]

k₀ Coefficient des terres en repos

Mr Moment moteur [kN.m]

MDF Méthode des différences finies

MEF Méthode des éléments finis

MEL Méthode d'équilibre limite

Ma Coefficient de stabilité (méthode de BISHOP simplifiée - soustrée d'un abaque)

m' Coefficient de stabilité qui dépend de la géométrie

n' Coefficient de stabilité qui dépend des propriétés du sol

N Force normale à la base de la tranche [kN]

Nomenclature

R Rayon pour une surface de glissement circulaire ou le bras de levier du moment [m]

ru Rapport de pression interstitielle

T Force de cisaillement mobilisée sur la base de chaque tranche [kN]

Uw Pression interstitielle [kN/m²]

W Poids propre de la masse susceptible au glissement ou d'une tranche [kN]

Introduction générale

Introduction générale

Les phénomènes naturels tels que les événements géologiques, géomorphologiques et climatiques peuvent avoir un impact considérable sur les glissements de terrain. Ces glissements se produisent lorsque les sols ou les roches se déplacent et peuvent être causés par l'activité humaine, notamment dans le domaine de la construction. La croissance démographique a entraîné des aménagements sur des terrains naturels, exposant ainsi certaines zones à des risques qui étaient considérées dangereuses par le passé.

Les glissements de terrain se déclenchent généralement lentement, avec un déplacement de quelques millimètres ou mètres par an. Toutefois, les matériaux peuvent se déplacer à des vitesses de plusieurs mètres par seconde, ce qui peut causer d'importants dégâts. L'eau joue un rôle crucial dans les mouvements de terrain, pouvant aggraver les conséquences des glissements.

Certains matériaux, tels que les argiles, les marnes, les gypses ou les formations superficielles d'altérites, réagissent de manière particulière aux glissements de terrain. L'analyse de la stabilité des structures en terre est l'une des premières formes d'analyse numérique en géotechnique, remontant au début du 20^e siècle. La méthode de l'équilibre limite a été largement adoptée en raison de sa facilité d'application manuelle et de la possibilité d'obtenir des solutions.

Même à ce jour, l'analyse de la stabilité des pentes reste la forme d'analyse numérique la plus courante en géotechnique. Cela s'explique en partie par l'importance cruciale de la stabilité dans tout projet, car il est essentiel de déterminer si une structure restera stable ou risque de s'effondrer. De plus, il existe un large éventail de méthodes d'analyse de stabilité des pentes, allant des approches d'équilibre limite aux méthodes numériques et probabilistes.

Dans ce projet de fin d'études, nous avons utilisé le logiciel de calcul Plaxis 8.2, basé sur la méthode des éléments finis, pour effectuer plusieurs simulations visant à modéliser la stabilité d'un talus instable rencontré. Ce travail vise à apporter une réponse technique à cette problématique

Après cette introduction le mémoire s'articule autour de quatre chapitres à savoir :

- Le premier chapitre est consacré aux généralités sur le mouvement du terrain, certaines des classifications des instabilités des pentes et des synthèses sur quelques méthodes de calculs de la stabilité.
- Le deuxième chapitre présente les différentes méthodes de confortement.

Introduction générale

- Le troisième chapitre a pour objectif de présenter le site d'étude et consacré des données géotechniques nécessaire pour le calcul
- Le quatrième chapitre présente la modélisation numérique

Le manuscrit sera achevé par une conclusion générale.

**CHAPITRE I : GENERALITES ET
METHODOLOGIE D'ANALYSE
DE STABILITE DES PENTES**

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

I.1 Introduction

Les pentes sont des formations géologiques courantes qui peuvent présenter des risques de glissement de terrain, en particulier dans les zones à forte pluviométrie, sismiques ou soumises à des activités humaines. La stabilité des pentes est donc un enjeu important pour la sécurité des personnes et des infrastructures.

Ce chapitre traite de la stabilité des pentes, qui est un enjeu important pour la sécurité des personnes et des infrastructures. Il examine les facteurs qui influencent la stabilité des pentes et présente les différentes méthodes utilisées pour évaluer cette stabilité, y compris les analyses analytiques, numériques et empiriques. L'analyse de stabilité des pentes est un processus complexe qui implique la collecte de données géologiques, hydrologiques et géotechniques, ainsi que l'utilisation de logiciels de modélisation sophistiqués pour simuler le comportement de la pente. Les résultats de ces analyses sont utilisés pour identifier les zones à risque et concevoir des mesures de stabilisation appropriées.

I.2 Classification des mouvements de terrains

La classification des mouvements de terrains est une approche qui permet de regrouper les différents types de glissements de terrain en fonction de leurs caractéristiques et de leurs mécanismes. Cette classification peut aider les experts à mieux comprendre les mouvements de terrain, à évaluer les risques associés et à concevoir des mesures de prévention et de mitigation appropriées.

Il existe plusieurs méthodes de classification des mouvements de terrain, mais l'une des plus courantes est basée sur la nature de la surface de rupture, qui peut être circulaire, linéaire ou complexe. Les mouvements de terrain peuvent également être classés en fonction de leur vitesse, de leur étendue, de leur mode de rupture ou de leur comportement, par exemple [1].

Cette classification est utilisée dans de nombreux domaines, notamment en géotechnique, en génie civil, en gestion des risques naturels et en planification urbaine. Elle permet aux experts de mieux comprendre les caractéristiques et les mécanismes des mouvements de terrain, de réaliser des évaluations de risques plus précises et de concevoir des mesures de prévention et de mitigation plus adaptées aux spécificités des différents types de mouvements de terrain.

En somme, la classification des mouvements de terrain est une approche importante pour mieux comprendre les différents types de glissements de terrain, évaluer les risques associés et concevoir des mesures de prévention et de mitigation appropriées.

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

I.2.1 Classification selon D.J Varnes 1978

Il existe plusieurs systèmes de classification des mouvements de terrain, chacun ayant ses propres critères et classifications. L'un des systèmes les plus couramment utilisés est la classification de Varnes, qui a été proposée en 1978 par le géologue norvégien E. Varnes. Cette classification distingue les mouvements de terrain en fonction de leur nature, de leur mécanisme et de leur vitesse [2].

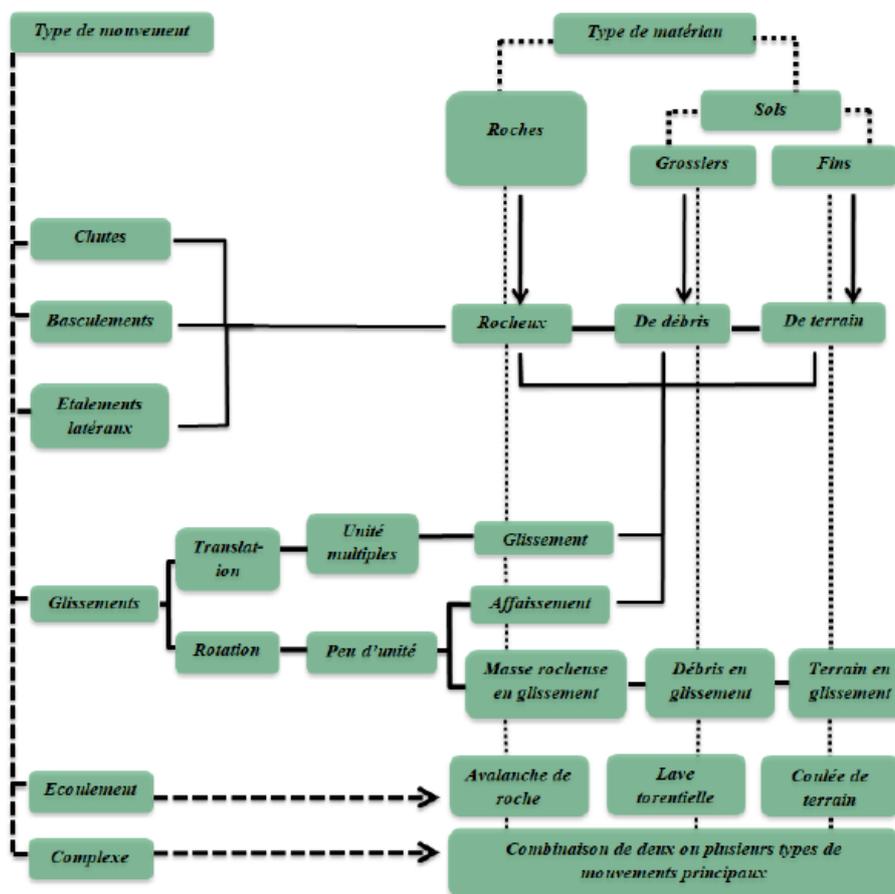


Figure I.1 Organigramme de la classification des risques géologiques selon Varnes

I.2.2 Classification selon Jean Pierre (1996)

La classification selon Jean Pierre (1996) [3] est une méthode simple pour classer les mouvements de terrain en fonction de leurs caractéristiques morphologiques, géologiques et mécaniques. Bien qu'elle ait été largement utilisée dans le passé, elle a été remplacée par des classifications plus élaborées pour mieux comprendre les mouvements de terrain et évaluer les risques associés.

La classification des mouvements de terrain de Jean Pierre est présentée dans le tableau suivant :

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

Tableau I.1 La classification des mouvements de terrain de Jean Pierre

Mouvements de terrain lents	Mouvements de terrain rapides
Tassements	Coulées boueuses
Glissements	Éboulements
Creep	Effondrements
Gonflements	Chutes de pierres
Solifluxions	Instabilités de pentes
Affaissements	Décollements
Mouvements gravitaires	Réajustements gravitaires de pentes rocheuses

1.2.3 Classification selon Colas et Pilot

La classification selon Colas et Pilot [4] est une méthode pour classer les mouvements de terrain en fonction de leur type et de leur mécanisme de déclenchement. Elle a été développée pour mieux comprendre les mécanismes de formation des mouvements de terrain et évaluer les risques associés. La classification a été largement utilisée en France et a été adaptée et modifiée pour tenir compte des nouvelles connaissances.

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

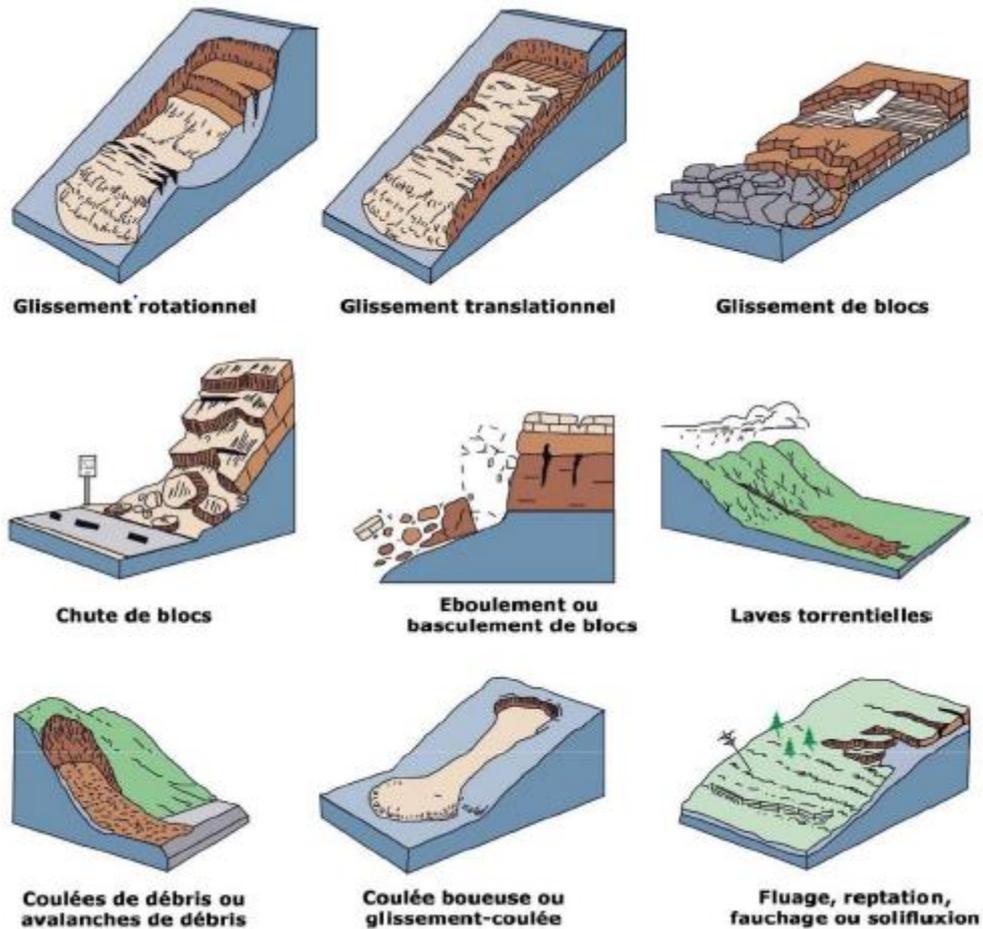


Figure I.2 Différents types de déstabilisation des versants (Varnes, 1978).

I.3 Principaux types d'instabilités

Les mouvements de terrain peuvent être causés par une variété de facteurs, notamment des conditions géologiques et environnementales, des activités humaines telles que la construction et l'exploitation minière, ainsi que des événements naturels tels que les séismes et les précipitations intenses. Voici un résumé des principaux types d'instabilités qui peuvent survenir :

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

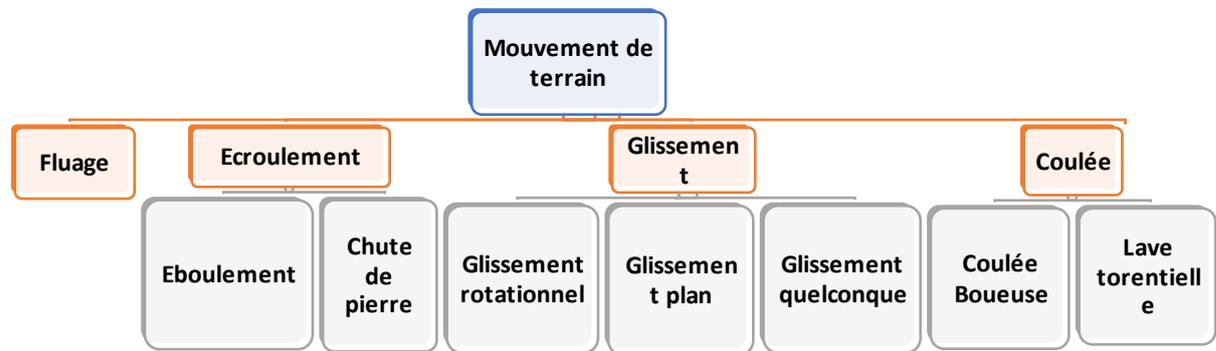


Figure I.3 Organigramme de la classification des mouvements de terrain selon COLAS et PILOT (1976) [4]

I.3.1 Les glissements

Les glissements de terrain se produisent lorsque des couches de sol ou de roche se déplacent sur une surface de rupture en raison d'une perte de cohésion ou d'une pente excessive. Ils peuvent être déclenchés par des pluies torrentielles, des séismes, des éruptions volcaniques ou des activités humaines [5].

Il existe plusieurs types de glissements de terrain, notamment les glissements rotationnels, les glissements plans et les glissements quelconques.

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

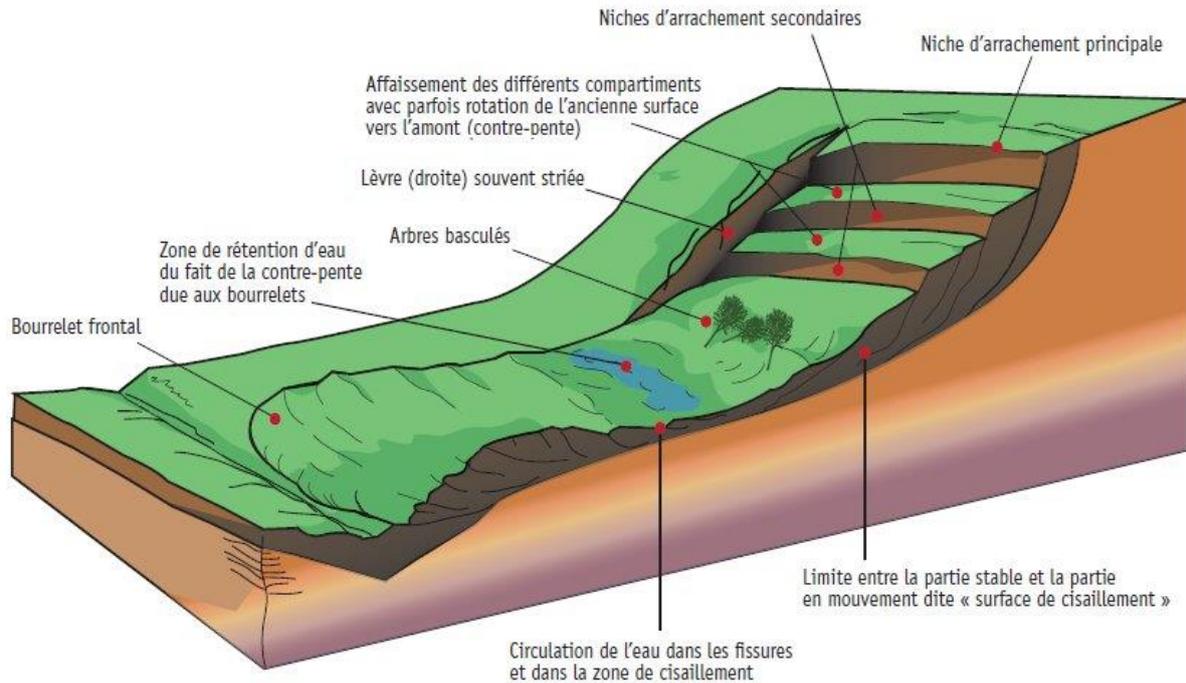


Figure I.4 Schéma d'un phénomène de glissement (Durville, J. Gilles, S. 1996).

I.3.1.1 Glissement rotationnel

Un glissement de terrain en rotation, la surface de rupture est courbe ou en forme de cercle, et le mouvement est causé par une combinaison de forces gravitationnelles, de perte de cohésion du sol ou de la roche et de la présence d'eau [6].

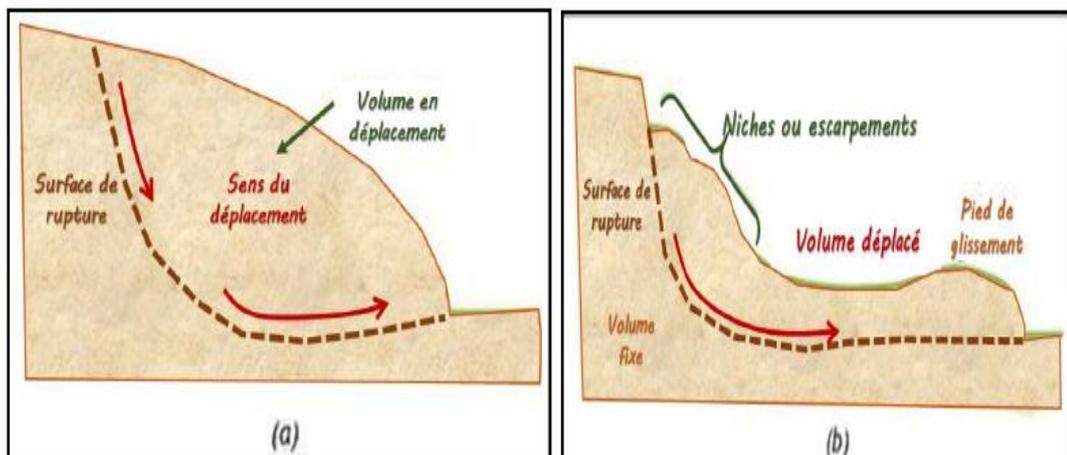


Figure I.5 Schéma d'un phénomène de glissement circulaire. (a) : avant activation. (b) : après activation (Desodt, et al.2017)

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

I.3.1.2 Glissement plan

Un glissement plan est un type de glissement de terrain où une masse de sol ou de roche se déplace le long d'une surface de rupture plane [7].

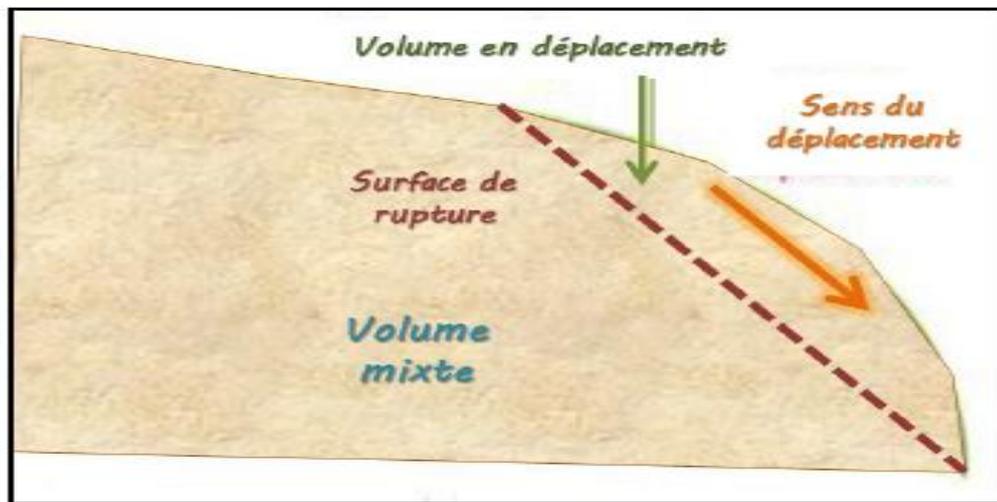


Figure I.6 Schéma d'un phénomène de glissement de terrain plan (Desodt, et al. 2017)

I.3.1.3 Glissement quelconque

Ce type de glissement est très similaire à la précédente, c'est parfois une combinaison des deux cas précédents mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit d'un glissement avec une ou plusieurs surfaces de rupture de forme complexe [8].

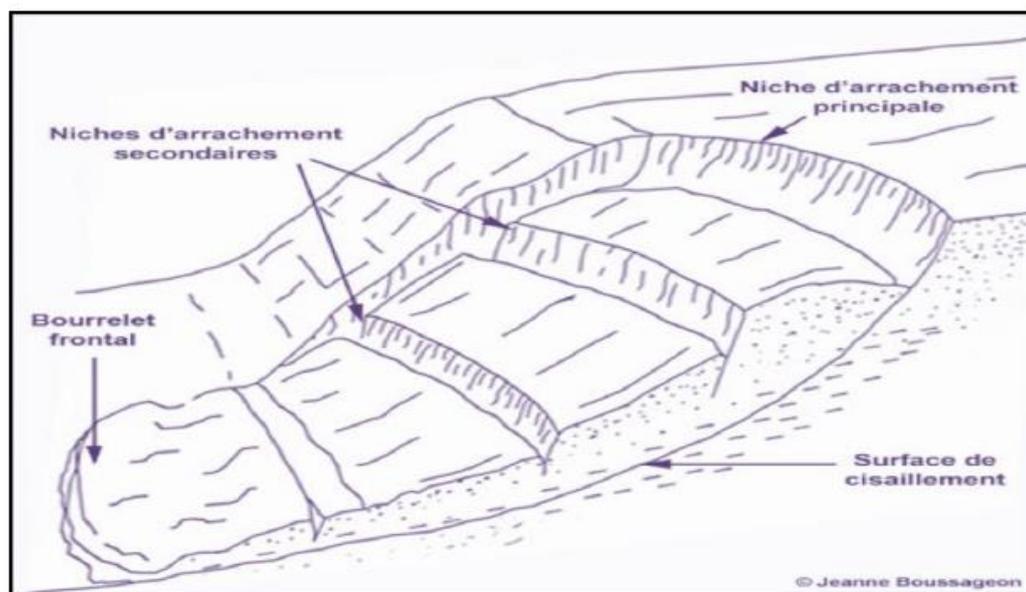


Figure I.7 Schéma d'un phénomène de glissement quelconque (PHILIPPONNAT, 1998)

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

I.3.1.4 Les principales causes des glissements de terrain

Les principales causes des glissements de terrain sont les suivantes :

- **Les précipitations** : Les fortes pluies peuvent saturer le sol en eau, ce qui peut réduire la friction entre les particules de sol et entraîner un glissement de terrain.
- **La pente du terrain** : Plus la pente est raide, plus il y a de risques de glissements de terrain, car la gravité peut entraîner le sol vers le bas.
- **La géologie** : Certains types de sols, comme l'argile, sont plus susceptibles de glisser que d'autres en raison de leur composition et de leurs propriétés.
- **Les activités humaines** : Les activités humaines, telles que la construction de routes ou de bâtiments, peuvent modifier l'équilibre naturel du terrain et provoquer des glissements de terrain.
- **Les tremblements de terre** : Les tremblements de terre peuvent déstabiliser les pentes et provoquer des glissements de terrain.

Il est important de noter que souvent, plusieurs de ces facteurs peuvent se combiner pour provoquer un glissement de terrain

I.3.2 Les écroulements, les éboulements et Les chutes de pierres

Les écroulements, les éboulements et Les chutes de pierres sont les mouvements soudains des masses rocheuses. Le matériau effondré, qui se sépare d'une masse rocheuse le long d'une surface de discontinuité (pendage, schistosité, fissures ou fractures), se déplace dans l'air sur la majeure partie de son trajet [09].

Les éboulements : Ils se produisent lorsque des masses de roches se détachent d'une pente abrupte ou d'une falaise en raison d'une altération de la roche, d'un affaiblissement des fondations ou de l'érosion naturelle. Les éboulements peuvent être déclenchés par des vibrations sismiques, des changements de température ou des activités humaines.

Les écroulements : ils peuvent se produire lorsqu'un grand volume du massif rocheux se détache soudainement.

Les chutes de blocs : Elles se produisent lorsqu'un gros bloc de roche se détache d'une falaise ou d'un rebord et tombe sur une zone inférieure. Elles peuvent être causées par des séismes, l'érosion naturelle ou des activités humaines telles que l'exploitation minière

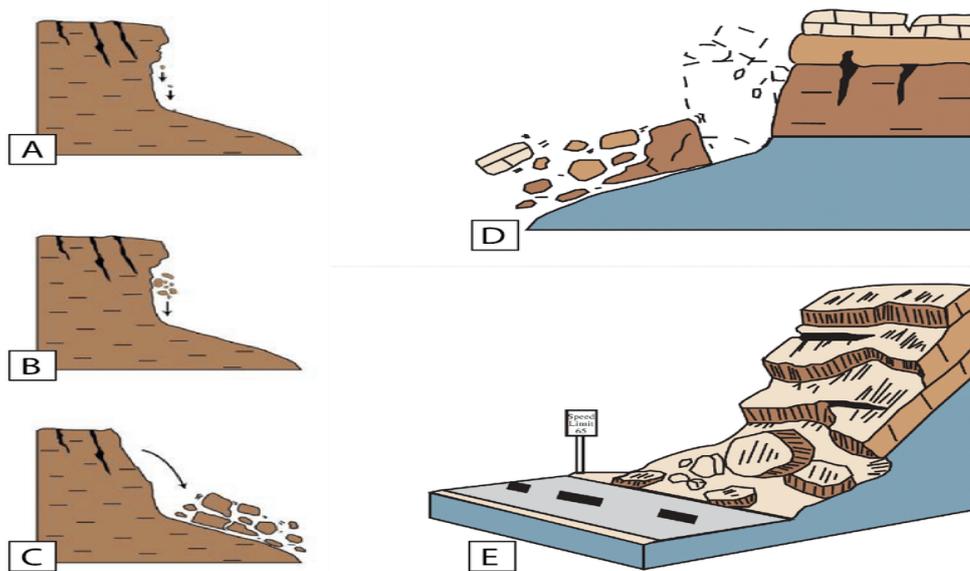


Figure I.8 Type d'écroulement (Mohammed Hamza, 2011).

I.3.3 Les coulées

Les coulées sont des mouvements de terrain dans lesquels une masse de sol ou de roche se déplace en bas d'une pente ou d'un talus sous l'effet de la gravité. Les coulées peuvent être classées en plusieurs types, selon leur mode de déplacement, leur vitesse et leur consistance [10]. Voici quelques types de coulées :

Coulée de boue : Ce type de coulée se produit lorsqu'une masse de boue ou de terre argileuse est entraînée en aval par l'eau de pluie ou de fonte de neige. Les coulées de boue sont rapides et peuvent se produire à tout moment de l'année.

Coulée de débris : Il s'agit d'une coulée de matériaux hétérogènes tels que des rochers, des blocs de pierre, des débris végétaux et des sols qui se déplacent en aval sur une pente. Les coulées de débris sont généralement rapides et peuvent être déclenchées par des séismes, des précipitations intenses ou des processus d'érosion.

Coulée de lave : Ce type de coulée se produit lorsque la lave en fusion émanant d'un volcan se déplace en aval. Les coulées de lave sont lentes et peuvent durer plusieurs semaines ou mois.

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

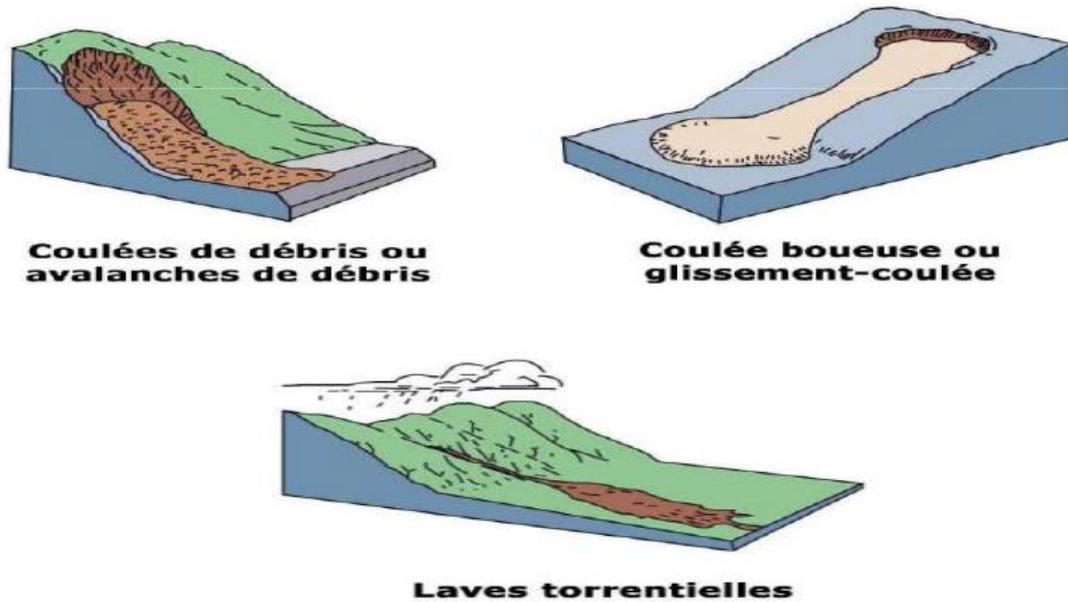


Figure I.9 Types de coulées.

I.3.4 Les fluages

Le fluage est un processus de déformation lente et continue des matériaux solides sous l'effet d'une contrainte constante à haute température.

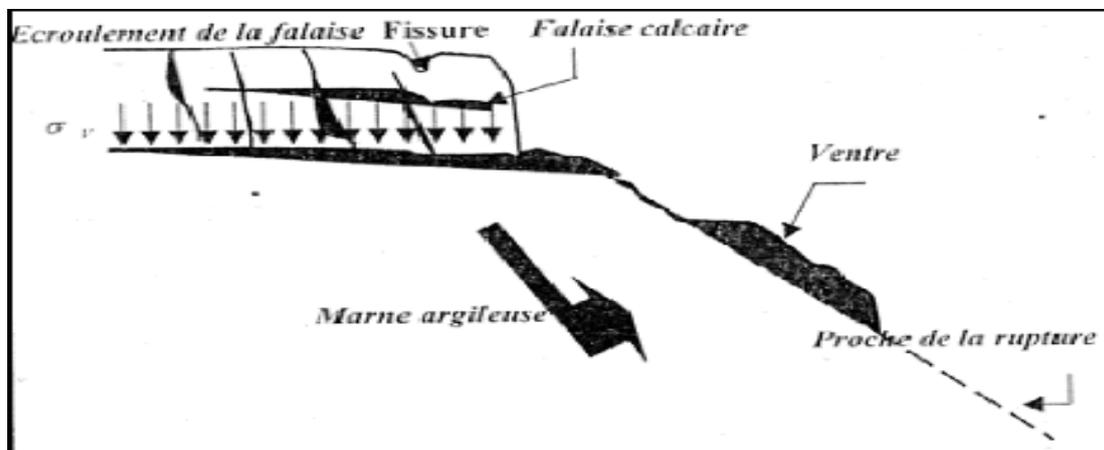


Figure I.10 Schéma d'un phénomène de fluage (Mohammed Hamza, 2011).

I.4 Méthodes de calcul

Lorsqu'il s'agit de résoudre un problème de stabilité de pente, les ingénieurs ont à leur disposition différentes méthodes d'analyse. Cependant, il est important de noter que ce type de problème est statiquement indéterminé, ce qui signifie qu'il n'y a pas de solution unique et que les résultats peuvent varier en fonction des hypothèses de départ

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

Il existe différentes méthodes d'analyse pour résoudre les problèmes de stabilité de pente, chacune ayant ses avantages et ses limites. Les ingénieurs doivent sélectionner la méthode la plus appropriée en fonction des caractéristiques de la pente et des objectifs de l'analyse.

- **Le facteur de sécurité**

Ce coefficient est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis à vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions :

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{\text{Résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{Résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}} \quad (1.1)$$

- Il faut noter qu'avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée.

$$F = \frac{\text{Effort résistant}}{\text{Effort moteur}} \quad (1.2)$$

- Cette définition suppose que la surface testée est plane.

$$F = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}} \quad (1.3)$$

- Cette définition suppose que la surface testée est circulaire.

Toutes ces définitions conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas où l'on se trouve à la rupture ($F=1$).

La définition 1 est couramment employée. Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V (figure II.1) est atteint lorsque le système des forces extérieures qui lui est appliqué mobilise les fractions $\tan\phi/F$ et c/F des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu. Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface.

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

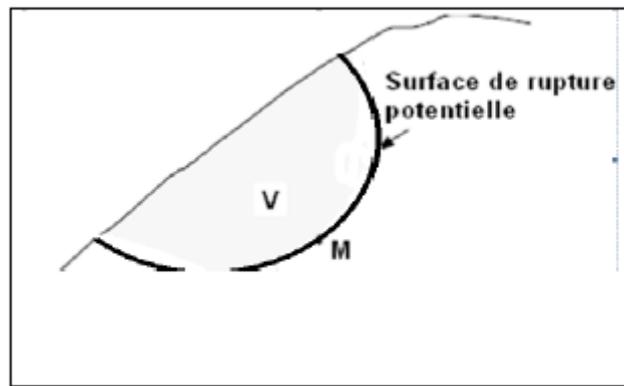


Figure I.11 Représentation Rupture circulaire

Cette définition a donc pour inconvénient de considérer que la rupture se produira simultanément en tout point, ce qui est fortement contestable dans le cas de sols fortement hétérogène et n'est pas compatible avec la notion de "rupture progressive".

Tableau I.2 Valeurs de F_s en fonction de l'état de l'ouvrage

F_s	Etat de l'ouvrage
< 1	Danger
1,0 – 1,25	Sécurité contestable
1,25 – 1,4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants.
$> 1,4$	Satisfaisante pour les barrages et les talus

I.4.1 Modes de calcul de la stabilité

Il y a deux méthodes distinctes pour étudier la stabilité, chacune adoptant une approche différente pour aborder le problème.

a) calcul à la rupture « Equilibre limite »

Le calcul à la rupture est une méthode de calcul de la stabilité des talus qui utilise des équations mathématiques pour déterminer les forces et les contraintes sur un talus.

Cette méthode permet de prédire les conditions dans lesquelles un talus pourrait devenir instable et de recommander les mesures de stabilisation nécessaires pour éviter un effondrement ou un glissement [8].

C'est une méthode couramment utilisée dans l'ingénierie géotechnique pour la construction de structures telles que les routes, les ponts et les barrages.

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

b) Calcul en éléments finis

Le calcul en éléments finis est une méthode de calcul de la stabilité des talus qui utilise des modèles numériques pour simuler les forces et les contraintes appliquées sur un talus.

Cette méthode est très précise mais nécessite une expertise approfondie et peut être coûteuse. Elle est couramment utilisée dans l'ingénierie géotechnique pour la construction de structures critiques telles que les barrages, les tunnels et les ponts [11].

Les résultats obtenus sont utilisés pour déterminer les mesures de stabilisation nécessaires pour renforcer la structure du talus et prévenir les glissements ou les effondrements.

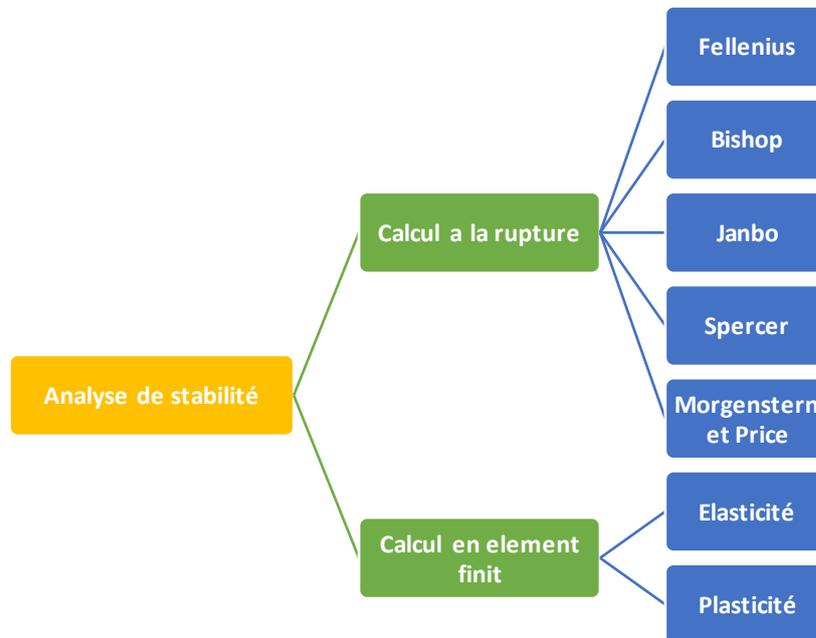


Figure I.12 Les principales méthodes d'analyses de stabilité des pentes

I.4.2 Les méthodes de calcul a la rupture « Equilibre limite »

Il existe plusieurs méthodes pour calculer la stabilité des talus, notamment les calculs à la rupture (équilibre limite). Chacune de ces méthodes présente des avantages et des inconvénients et doit être choisie en fonction des conditions du site et des objectifs de conception.

Les calculs à la rupture restent cependant l'une des méthodes les plus utilisées en raison de leur simplicité d'utilisation, de leur précision et de leur capacité à fournir des résultats rapides pour des analyses préliminaires.

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

I.4.2.1 La méthode de Fellenius

Cette méthode suppose que la surface de rupture est circulaire et que le poids de la pente, la pression de l'eau et les forces sismiques sont les principales forces agissant sur la pente [12].

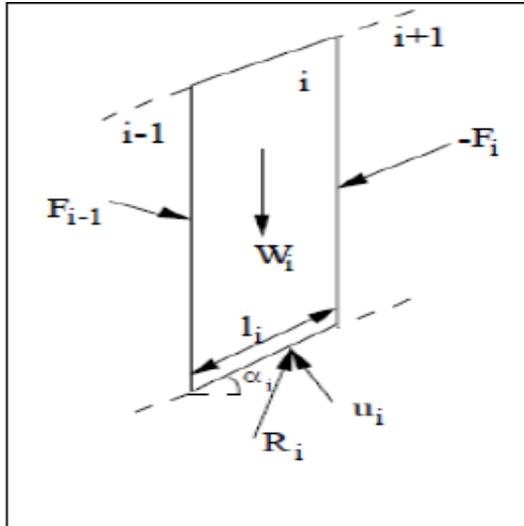


Figure I.13 Bilan des forces sur une tranche (USACE, 2003)

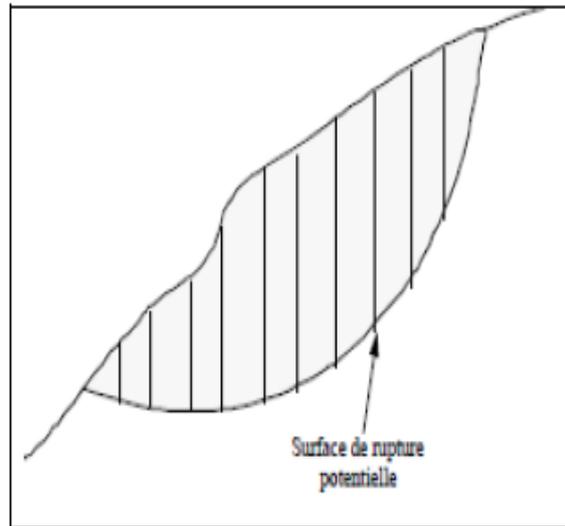


Figure I.14 Calcul par la méthode des tranches (USACE, 2003)

Les lois de Fellenius sont basées sur l'équilibre des forces appliquées sur une pente, et la méthode utilise des tableaux et des graphiques pour déterminer la sécurité de la pente.

Bien que la méthode de Fellenius soit simple et rapide à utiliser, elle a ses limites et ne tient pas compte de la variabilité spatiale des propriétés du sol.

La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité est exprimée comme suit :

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^m (C_i \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \phi_1)}{\sum_{n=1}^m W \sin \alpha_n} \quad (1.4)$$

I.4.2.2 La méthode de bishop

La méthode de Bishop utilise une approche de stabilité limite pour déterminer si une pente de terrain est stable ou non. Elle calcule un coefficient de sécurité, qui est le rapport entre les forces qui maintiennent la pente en place et les forces qui tendent à la faire glisser [13].

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

Le coefficient de sécurité est calculé en utilisant les propriétés géotechniques du sol, telles que l'angle de frottement interne et la cohésion, ainsi que les caractéristiques de la pente, telles que l'angle d'inclinaison et la hauteur.

Si le coefficient de sécurité est supérieur à 1, la pente est considérée comme stable.

Si le coefficient de sécurité est inférieur à 1, cela indique que la pente est susceptible de glisser.

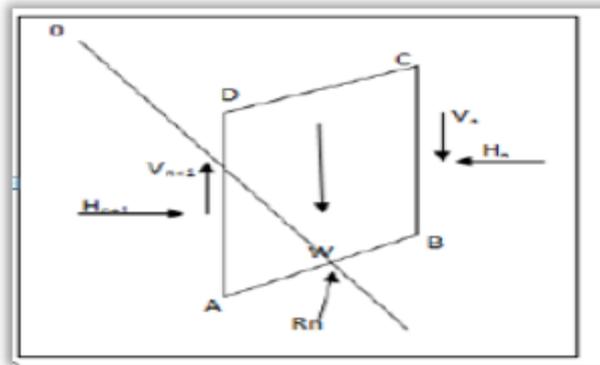


Figure I.15 Hypothèse de Bishop. (USACE, 2003)

La formule générale de F_s de Bishop :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W \sin \alpha_n} \sum_{i=1}^n \frac{[W + (V_n - V_{n+1}) - Ub] \tan \varphi'_i + c'_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi'_i}{F_s}} \quad (1.5)$$

Avec: $Ub = Z_w \cdot \gamma_w$.

D'où : Ub : Pression interstitielle.

Z_w : hauteur d'eau.

γ_w : poids volumiques d'eau.

I.4.2.3 La méthode de bishop simplifiée

La méthode Bishop simplifiée est basée sur l'hypothèse que les forces inter tranches sont horizontales et que la déformation des tranches est négligeable. Cette méthode permet de simplifier les calculs nécessaires pour déterminer la stabilité d'un talus et de faciliter l'analyse des risques liés à un glissement de terrain [14].

La méthode Bishop simplifiée utilise un coefficient de sécurité qui représente le rapport entre les forces de résistance et les forces de gravité agissant sur le talus.

Si le coefficient de sécurité est supérieur à 1, le talus est considéré comme stable. Dans le cas contraire, il est nécessaire de renforcer la structure ou de prendre des mesures pour prévenir les glissements de terrain.

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

La méthode Bishop simplifiée est une méthode d'analyse relativement simple, mais elle peut être utilisée avec précision dans des situations où les conditions de stabilité du talus sont bien comprises et où les hypothèses de la méthode peuvent être vérifiées.

L'hypothèse supplémentaire est que $V_n - V_{n+1} = 0$, quelle que soit la tranche considérée, l'équation () devient alors :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W \sin \alpha_n} \sum_{i=1}^n \frac{[W - Ub] \tan \varphi'_i + c'_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi'_i}{F_s}} \quad (1.6)$$

I.4.2.4 La méthode de Janbu généralisées

La méthode généralisée de Janbu [15] considère les deux forces inter-tranches et suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter-tranches. Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe à la fois avec les forces inter-tranches [16].

La formule générale de F_s de Janbu est :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (cl + (N - ul) \tan \varphi) \sec \alpha}{\sum_{i=1}^n (W - (V_n - V_{n+1}) \tan \alpha) + \sum_{i=1}^n (H_n - H_{n+1})} \quad (1.7)$$

Avec : $\sec \alpha = \frac{1}{\cos \alpha}$

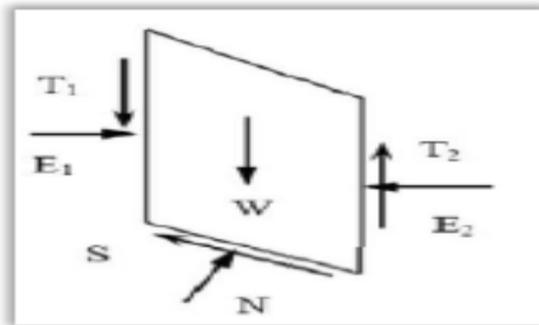


Figure I.16 Hypothèse de Janbu généralisée (USACE, 2003)

I.4.2.5 Méthode de Janbu simplifiée

Il s'agit d'une méthode qui utilise une surface de cisaillement non circulaire pour évaluer la stabilité des pentes.

Elle prend en compte les forces normales inter-tranches (E) pour déterminer la résistance au cisaillement (F_s) des sols, mais elle néglige les forces de cisaillement (T). Cette approche peut fournir des résultats satisfaisants dans certaines situations, mais il est important de noter que

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

les forces de cisaillement sont un élément clé dans l'évaluation de la stabilité des pentes et que leur négligence peut entraîner des erreurs dans les résultats.

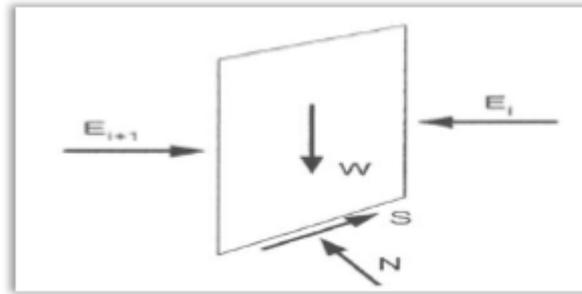


Figure I.17 Hypothèse de Janbu simplifiée (USACE, 2003)

E_i et E_{i+1} : Forces normales horizontales inter-tranche.

La formule générale de F_s de Janbu simplifiée est :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (cl + (N - ul) \tan \phi) \sec \alpha}{\sum_{i=1}^n W \tan \alpha + \sum_{i=1}^n \Delta E} \quad (1.8)$$

Avec $\sum \Delta = E_i + E_{i+1}$

I.4.2.6 Méthode de Spenser (1967)

La méthode de calcul de stabilité des pentes utilisée initialement suppose une surface de glissement circulaire, mais elle peut être étendue pour prendre en compte des surfaces de rupture non circulaires.

Cependant, il est important de noter que cette extension peut nécessiter des ajustements supplémentaires pour refléter la forme réelle de la surface de rupture.

De plus, la méthode suppose que les forces entre les tranches sont horizontales et que le rapport entre les forces de cisaillement et les forces normales est constant. Cependant, cette hypothèse peut ne pas être applicable dans toutes les situations, notamment lorsque les forces inter-tranches ne sont pas horizontales ou que la résistance des sols varie en fonction de la contrainte normale appliquée [17].

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

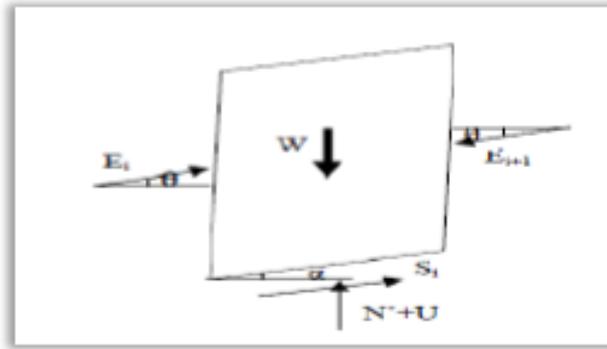


Figure I.18 Forces agissent sur une tranche. (USACE, 2003)

I.4.2.7 Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965)

La méthode suppose une surface de glissement non circulaire. Elle suppose que les forces entre les tranches sont parallèles entre elles afin de rendre le problème déterminé [18]. La force normale N agit au centre de la base de chaque tranche. Cette méthode est précise, elle est applicable à toutes les géométries et types de sol

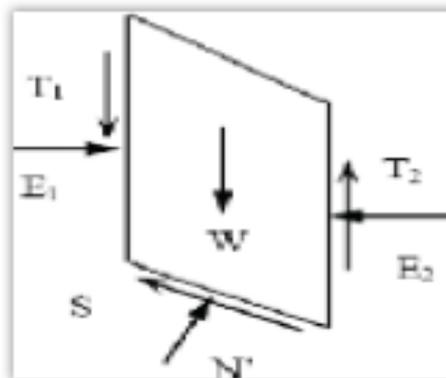


Figure I.19 Hypothèse de Morgenstern et Price. (USACE, 2003)

I.4.3 La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode numérique utilisée pour analyser la stabilité des pentes [19].

Elle divise la surface de la pente en éléments finis et applique des conditions aux limites pour simuler les conditions de charge et de contrainte.

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

Cette méthode permet de prendre en compte les propriétés des sols, les charges appliquées, les variations spatiales des propriétés des sols, et d'étudier l'effet de diverses conditions de charge et de contrainte sur la stabilité de la pente.

I.4.3.1 Méthode d'élasticité

La méthode de l'élasticité est une basée sur les principes de la mécanique des solides élastiques.

Elle considère que le sol est un matériau élastique et que les contraintes et les déformations sont proportionnelles.

Cette méthode peut être utilisée pour étudier la stabilité des pentes en utilisant des modèles d'éléments finis pour simuler les conditions de charge et de contrainte.

La méthode de l'élasticité peut prendre en compte les propriétés des sols, les charges appliquées, les variations spatiales des propriétés des sols, et les effets des conditions de limite.

Elle peut également être utilisée pour étudier l'effet de diverses conditions de charge et de contrainte sur la stabilité de la pente.

I.4.3.2 Méthode de plasticité

La méthode de plasticité est considérée le sol comme un matériau plastique plutôt qu'élastique.

Elle permet de prendre en compte la rupture du sol en prenant en compte les mécanismes de déformation plastique et de fissuration.

Cette méthode peut être utilisée pour étudier la stabilité des pentes en utilisant des modèles d'éléments finis pour simuler les conditions de charge et de contrainte.

La méthode de plasticité peut prendre en compte les propriétés des sols, les charges appliquées, les variations spatiales des propriétés des sols et les effets des conditions de limite.

Elle peut également être utilisée pour étudier l'effet de diverses conditions de charge et de contrainte sur la stabilité de la pente.

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

I.5 Comparaison entre les méthodes

Tableau I.3 Comparaison des caractéristiques des méthodes d'équilibre des limites

méthodes	Méthode des tranches ordinaires	Bishop simplifiée	Spencer	Morgenster et Price	Janbu	Equilibre limite général
Précision		X	X			X
Surfaces de glissement parallèles à la face de la pente						
Surfaces de glissement circulaires	X	X	X	X	X	X
Surfaces de glissement non circulaires - toute forme			X	X	X	
Convient pour les calculs manuels	X	X		X		

Tableau I.4 Considération d'équilibre de force et des moments selon les différentes méthodes

Méthode	Equilibre des moments	Equilibre des forces
Fellenius	Oui	Non
Bishop	Oui	Non
Janbu	Oui	Oui
Morgenstern-Price	Oui	Oui
Spencer	Oui	Oui

CHAPITRE I. GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

Tableau I.5 Considération des efforts inter-tranches verticaux et horizontaux selon les différentes méthodes

Méthode	Efforts inter-tranches verticaux	Efforts inter-tranches horizontaux
Fellenius	Non	Non
Bishop	Oui	Non
Janbu	Oui	Non
Morgenstern-Price	Oui	Oui
Spincer	Non	Oui

I.6 Différents logiciels de calcul de stabilité

Il existe plusieurs logiciels de calcul de stabilité des pentes. En voici quelques-uns :

- **Slope/W** : C'est l'un des logiciels de calcul de stabilité des pentes les plus couramment utilisés. Il permet de modéliser la géométrie de la pente, de définir les propriétés des sols et de l'eau, et de réaliser des analyses de stabilité.
- **Slide** : Slide est un logiciel de calcul de stabilité des pentes développé par Roc science. Il permet de modéliser la géométrie de la pente, de définir les propriétés des sols et de l'eau, et de réaliser des analyses de stabilité.
- **GeoStudio** : GeoStudio est un ensemble de logiciels géotechniques qui comprend plusieurs outils de calcul de stabilité des pentes. Les modules les plus couramment utilisés pour l'analyse de la stabilité des pentes sont SLOPE/W, SEEP/W et SIGMA/W.
- **LPILE** : LPILE est un logiciel de calcul de fondations de pieux et de capacité portante des pieux. Il peut également être utilisé pour réaliser des analyses de stabilité des pentes en considérant la capacité portante des pieux.
- **PLAXIS** : PLAXIS est un logiciel de calcul de géotechnique 2D et 3D qui peut être utilisé pour réaliser des analyses de stabilité des pentes.

Il est important de noter que chaque logiciel a ses propres caractéristiques, avantages et inconvénients. Le choix du logiciel dépendra donc des besoins spécifiques de l'utilisateur et des caractéristiques du projet.

CHAPITRE II : METHODES DE CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAINS

II.1 Introduction

Les glissements de terrain sont des phénomènes géologiques dangereux qui peuvent causer des dégâts considérables aux personnes, aux biens et aux infrastructures.

Pour limiter les risques liés à ces événements, des méthodes de confortement des glissements de terrain ont été développées pour renforcer les zones à risque et prévenir les mouvements de terrain.

Ces méthodes de confortement sont basées sur des techniques variées, telles que l'ajout de matériaux stabilisants, la construction de murs de soutènement, la consolidation des sols, l'amélioration de la surface de glissement, la dérivation des eaux souterraines, ou encore l'installation de systèmes de drainage.

Dans cette introduction, nous allons explorer quelques-unes des méthodes de confortement les plus utilisées pour lutter contre les glissements de terrain et améliorer la sécurité des populations et des infrastructures.

II.2 Types de confortements

L'instabilité d'un versant engendrée par la nature ou par les activités humaines apporte son lot de problème

Pour prévenir les risques de rupture, différents systèmes de confortement sont utilisés, qui peuvent être classés en deux approches : l'approche douce et l'approche dure [20].

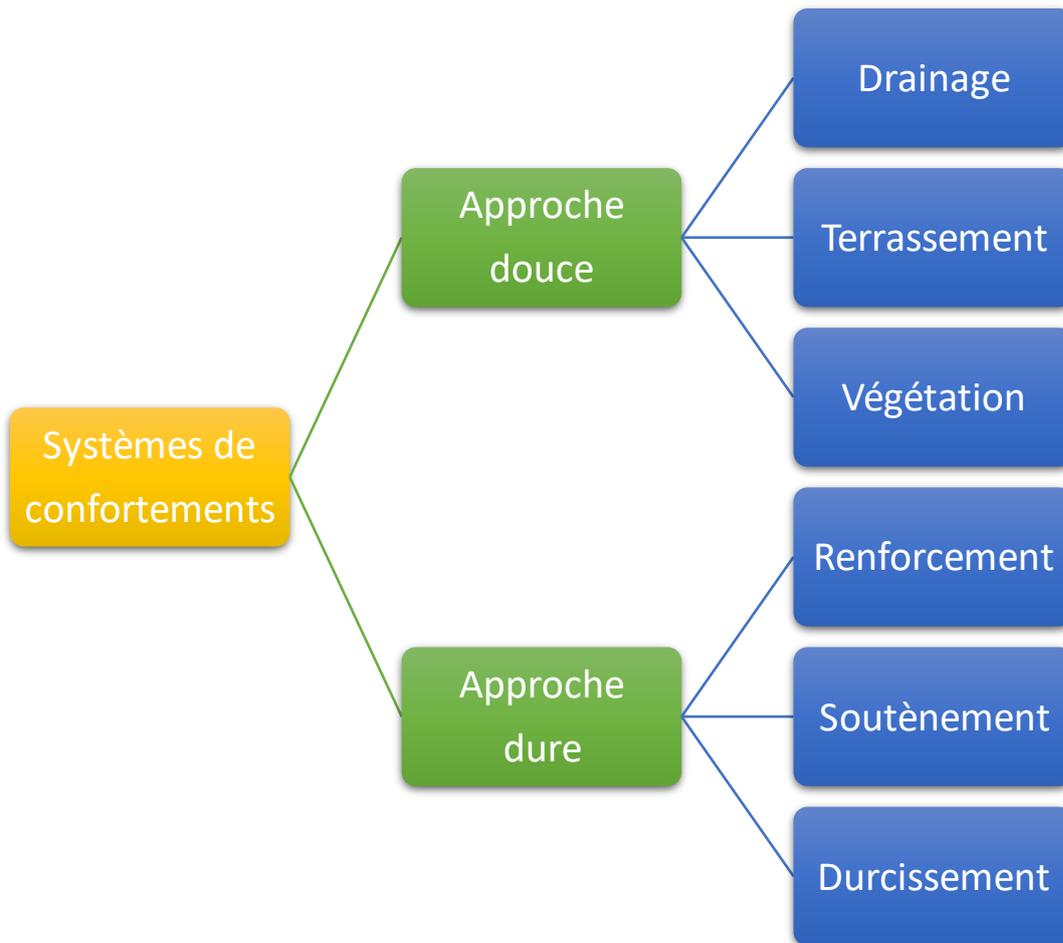


Figure II.1 Organigramme des méthodes de confortements (Badr. 2008).

II.2.1 Approche douce

L'approche douce consiste à utiliser des techniques de stabilisation qui ne modifient pas radicalement les caractéristiques du sol, mais qui renforcent sa résistance à la rupture.

Cela peut inclure des méthodes telles que le drainage des eaux souterraines, la plantation de végétation, ou la stabilisation par terrassement.

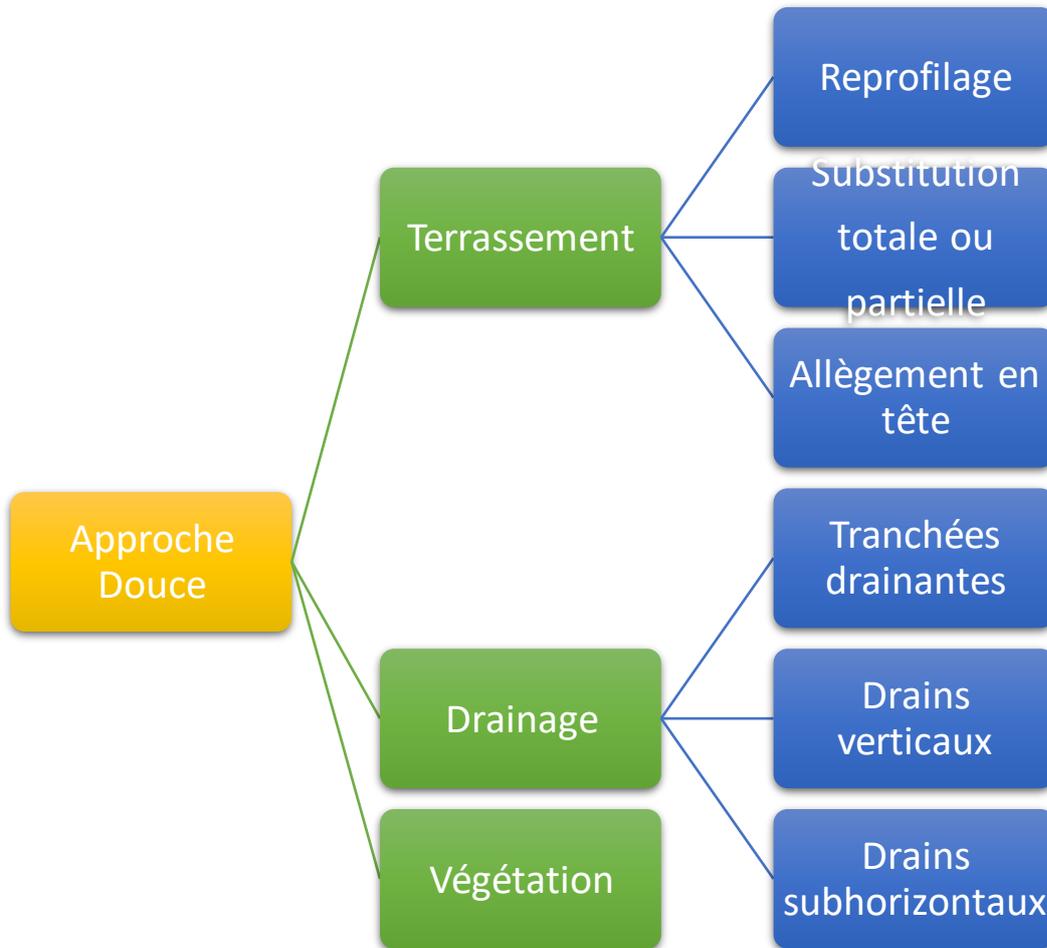


Figure II.2 Organigramme de l'approche douce (Badr. 2008).

II.2.1.1 Terrassement

Les conditions de stabilité d'un talus sont étroitement liées à sa pente et le terrassement reste le moyen le plus naturel d'assurer la stabilisation d'un talus [21]. 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.

a. Allègement en tête

Cette technique vise à rééquilibrer les forces qui s'exercent sur le talus en allégeant la partie supérieure et en renforçant la partie inférieure.

Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité.

Cette méthode est efficace dans le cas de la présence des matériaux cohérents à rupture circulaire probable.

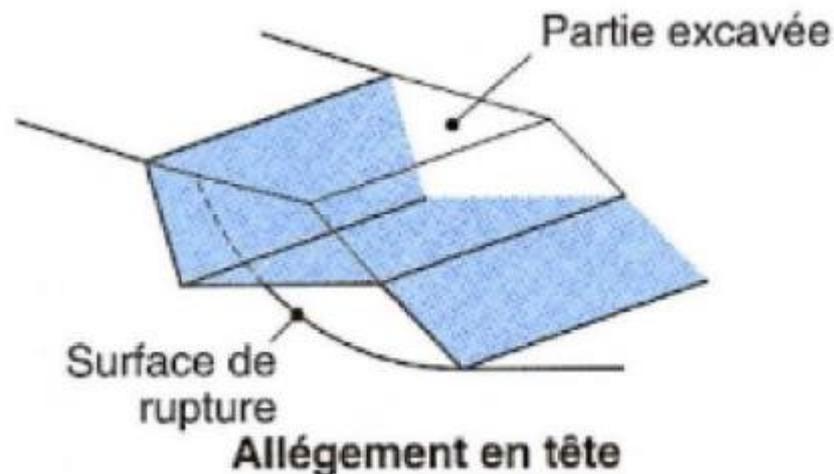


Figure II.3 Schéma d'un allègement en tête [22]

b. Reprofilage

Le reprofilage consiste à modifier le profil d'une zone et à adoucir la pente moyenne pour augmenter la sécurité en présence de cavités, de falaises ou de matériaux d'épaisseur instable qui peuvent générer des risques.

Cette méthode peut être réalisée à l'aide de différentes techniques de purges, telles que des purges manuelles ou mécaniques, des purges à l'explosif ou du terrassement par découpage mécanique.

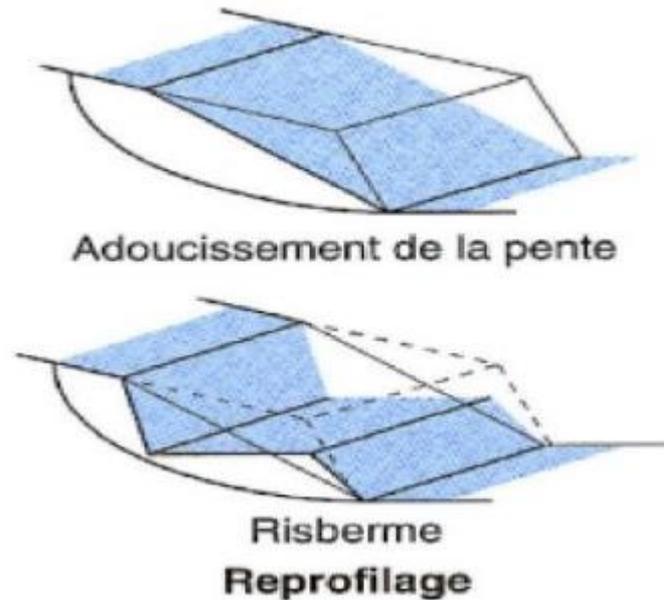


Figure II.4 Schéma d'un reprofilage [22].

L'objectif du reprofilage est de réduire la pente du versant, ce qui permet de diminuer les contraintes exercées sur le sol et de réduire les risques de glissement de terrain.

La méthode consiste à créer des talus et des plateformes pour modifier la topographie du site et à renforcer la stabilité des sols en utilisant des matériaux tels que des remblais, des déblais ou des murs de soutènement.

c. Les substitutions partielles ou totales de la masse instable

La stabilisation d'un talus peut être réalisée par substitution totale ou partielle des matériaux instables par des matériaux plus stables.

La substitution totale consiste à remplacer entièrement les matériaux instables pour reconstituer le profil initial du talus.

Les substitutions partielles sont souvent préférées pour des raisons économiques et environnementales et peuvent prendre la forme de bûches ou de confort discontinus [22]

Il est important de vérifier la stabilité du talus pendant les travaux et après la réalisation du talus final, en prenant en compte les caractéristiques des matériaux utilisés.

Les travaux doivent être réalisés par des professionnels compétents après une analyse approfondie de la stabilité du talus

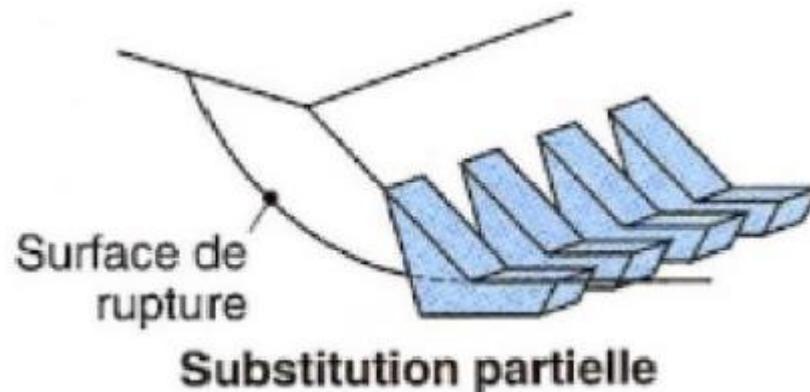


Figure II.5 Schéma d'une substitution partielle [22].

II.2.1.2 Drainage

Le drainage est une méthode courante de confortement des glissements de terrain, qui consiste à éliminer l'excès d'eau dans le sol.

L'eau est souvent un facteur clé dans l'instabilité des talus, car elle peut diminuer la cohésion du sol et causer des mouvements de terrain.

Le drainage peut être réalisé en utilisant différentes techniques, comme la mise en place de drains horizontaux ou verticaux ou encore des tranchées drainantes

Le choix de la technique de drainage dépend des caractéristiques du terrain, des objectifs de la stabilisation, des contraintes économiques et environnementales, et de la disponibilité des ressources [23].

a) Tranchées drainantes

Cette technique consiste à creuser une tranchée peu profonde (environ 30 à 60 cm de profondeur) et large (environ 30 à 60 cm) et à la remplir de graviers ou de matériaux similaires qui facilitent le passage de l'eau.

La tranchée drainante est ensuite recouverte d'une couche de géotextile, qui permet de filtrer les particules fines et d'empêcher les matériaux de la tranchée de se mélanger avec le sol environnant.

La tranchée peut ensuite être recouverte de terre ou de gazon pour s'intégrer dans l'environnement.

CHAPITRE II. METHODES DE CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAINS

L'eau s'écoule naturellement dans la tranchée, où elle est collectée et évacuée par un système de drainage situé à l'extrémité de la tranchée.

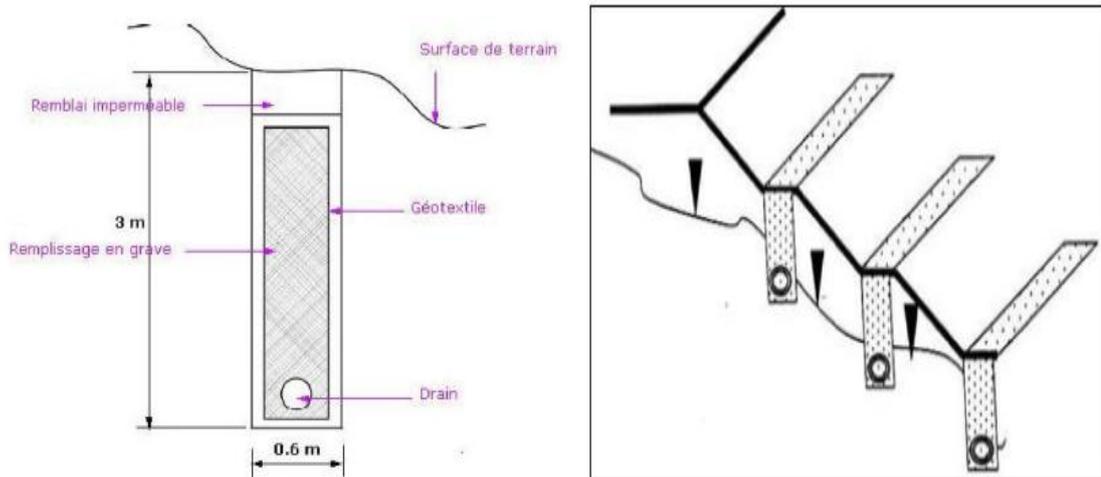


Figure II.6 Tranchées drainants. (APAT, 2003)

b) Drains subhorizontaux

Cette technique consiste à creuser des tranchées horizontales peu profondes (environ 50 cm) dans le sol, puis à y placer des tuyaux perforés ou des drains en plastique enveloppés de géotextile.

Les drains subhorizontaux sont installés en suivant la courbe de niveau de la zone à traiter, ce qui permet de collecter l'eau qui s'infiltré dans le sol et de la diriger vers une zone de décharge en aval.

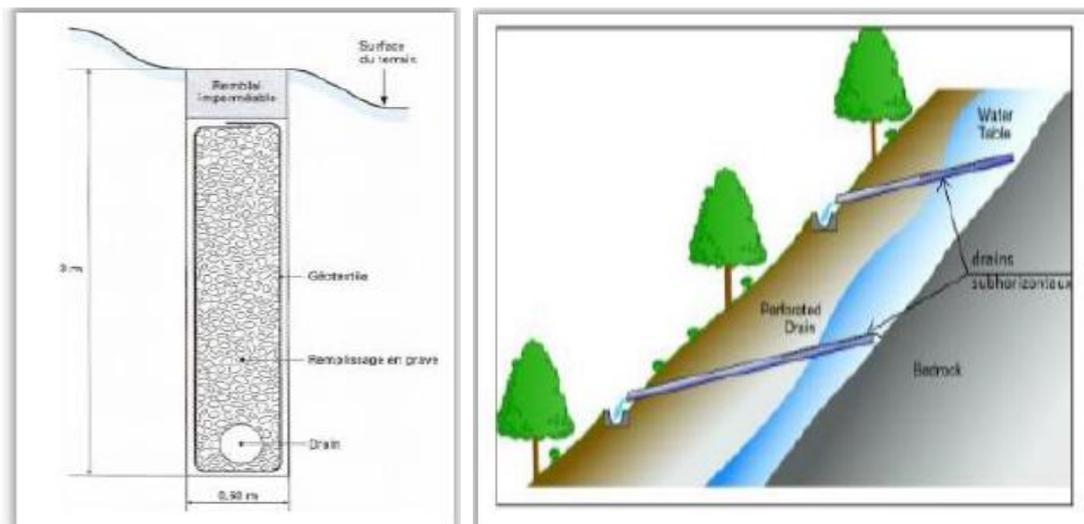


Figure II.7 Draine subhorizontaux. (APAT, 2003)

c) Drains verticaux et galeries drainantes

Cette méthode consiste à forer des trous verticaux dans le sol à une profondeur déterminée et à y placer des tubes perforés ou des drains en plastique enveloppés de géotextile.

Les drains sont installés en suivant une disposition régulière pour couvrir efficacement la zone à traiter.

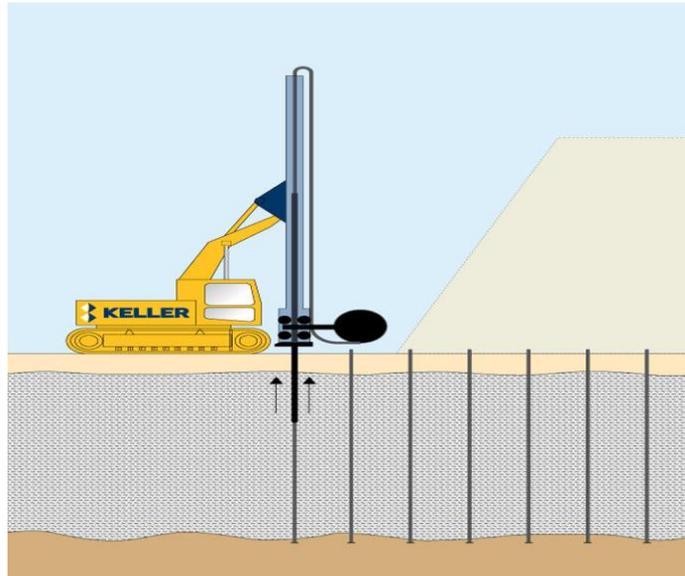


Figure II.8 Draine vertical (KELLER ALGERIE).

II.2.1.3 La végétalisation

La végétalisation est une méthode à la fois écologique et économique pour stabiliser le sol en utilisant des plantes ou des arbres adaptés à l'environnement.

Cette méthode est souvent utilisée pour protéger les talus, qu'ils soient en sol meuble ou rocheux, contre l'érosion due aux forces naturelles telles que la pluie, le vent ou les courants d'eau [24].

Les racines des plantes agissent comme des ancrages pour retenir le sol en place, tandis que les parties aériennes de la plante aident à réduire l'impact des intempéries.

CHAPITRE II. METHODES DE CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAINS

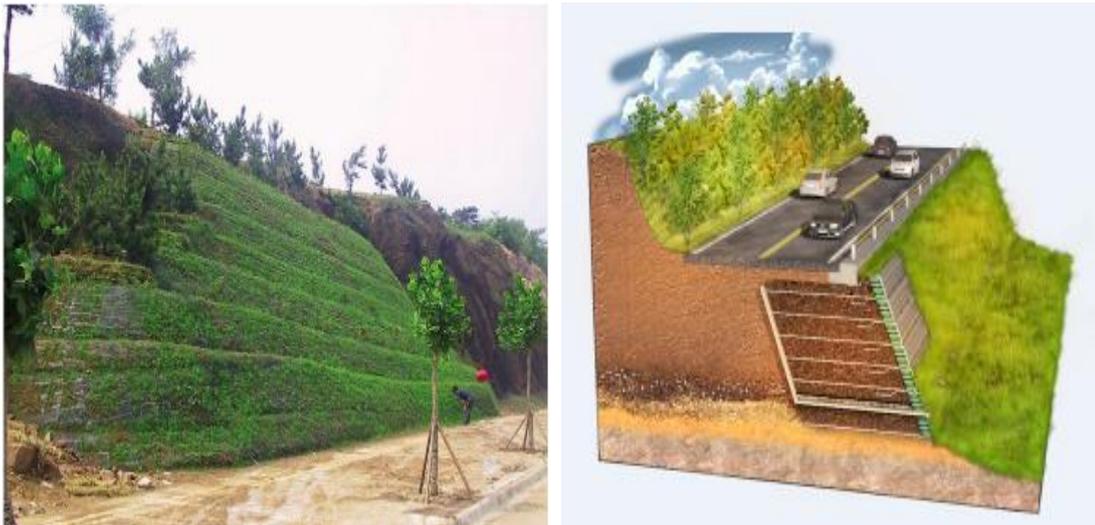


Figure II.9 Méthode de confortement, végétation (Youcef tani,2021)

II.2.1.4 Les Avantages et inconvénients du l'approche douce

Tableau II.1 1 Cite quelque avantage et inconvénient de l'approche douce

Techniques	Avantages	Inconvénients
Terrassement	<ul style="list-style-type: none"> • Nivellement du terrain pour la construction • Contrôle de la circulation de l'eau • Amélioration de l'accessibilité 	<ul style="list-style-type: none"> • Impact environnemental • Coûts élevés • Risques pour la sécurité • Délais d'exécution
Drainage	<ul style="list-style-type: none"> • Réduction des risques d'inondations et de l'érosion des sols • Amélioration de la qualité de l'eau et de la santé des plantes en éliminant l'excès d'eau • Protection des fondations des bâtiments contre les dommages causés par l'eau 	<ul style="list-style-type: none"> • Coûts élevés liés à l'installation de systèmes de drainage • Risques de pollution si les eaux de drainage ne sont pas correctement traitées • Risques de dommages pour les racines des plantes si le drainage est mal conçu ou mal exécuté.
Végétation	<ul style="list-style-type: none"> • Réduction de l'érosion des sols • Amélioration de la qualité de l'air en absorbant le dioxyde de carbone et en produisant de l'oxygène • Réduction de la température ambiante par l'ombre et l'évapotranspiration • Création d'habitats pour la faune 	<ul style="list-style-type: none"> • Besoins en entretien et en irrigation • Risques de dommages aux bâtiments et aux infrastructures si la végétation n'est pas correctement entretenue • Risques pour la sécurité si la végétation est mal placée et peut causer des obstructions visuelles ou des obstacles pour les piétons et les véhicules

II.2.2 Approche dure

L'approche dure est souvent considérée comme une méthode efficace en raison de ses délais d'exécution rapides par rapport aux méthodes alternatives basées sur une approche douce.

CHAPITRE II. METHODES DE CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAINS

Contrairement à ces dernières, l'approche dure vise à modifier directement les propriétés mécaniques, physiques ou chimiques du sol pour résoudre le problème de stabilité des talus.

Bien que l'approche dure puisse être considérée comme plus coûteuse et ayant un impact environnemental potentiellement plus important, elle peut être la solution la plus appropriée dans les situations où la rapidité d'exécution est essentielle et où les autres méthodes n'offrent pas une résistance suffisante.

Les méthodes de confortements qui utilisent cette approche sont :

- Le renforcement
- Le soutènement
- Le durcissement

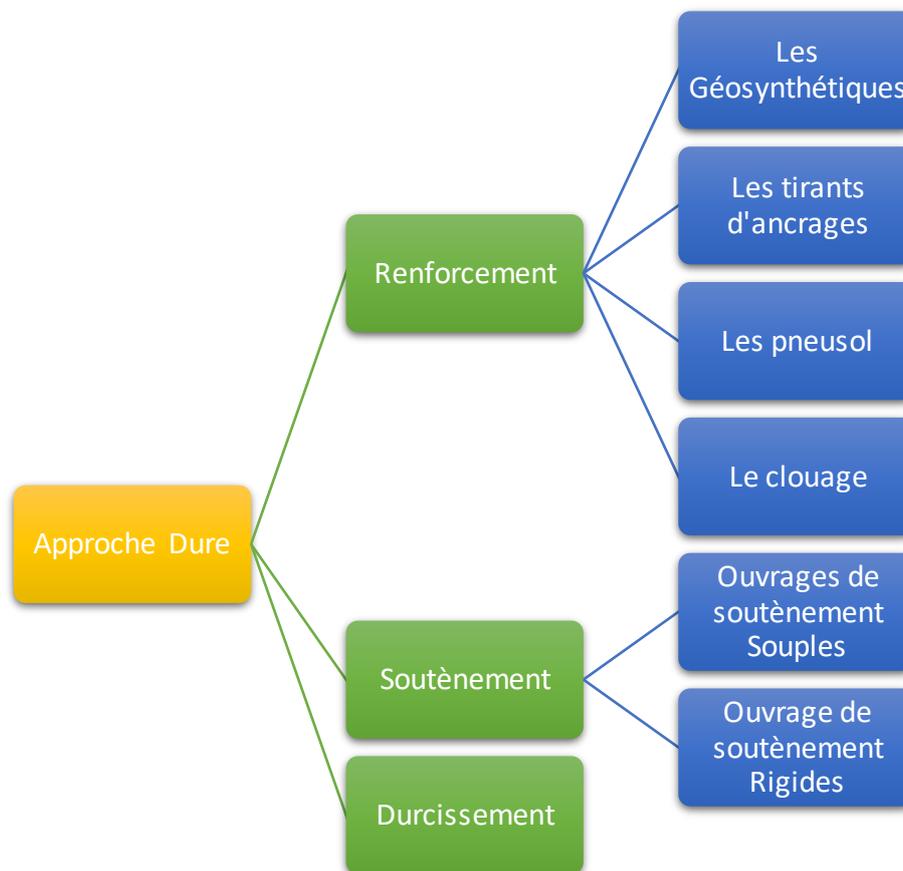


Figure II.10 Organigramme de l'approche dure (Badr. 2008).

II.2.2.1 Le renforcement

a) Les géo synthétiques

Les géo synthétiques sont des matériaux synthétiques qui jouent un rôle majeur dans le domaine du génie civil. Ils se présentent sous différentes formes, telles que des structures tridimensionnelles, des nappes ou des bandes.

Les géo synthétiques de renforcement, tels que les géotextiles et les géogrilles, permettent de convertir les contraintes verticales du remblai en efforts horizontaux qui sont repris par leurs ancrages sur le sol de fondation [25]. Ils sont utilisés dans de nombreux domaines, tels que la géotechnique routière, les aménagements hydrauliques, le renforcement des fondations, les centres de stockage des déchets et la stabilisation des sols.

Ils permettent d'augmenter la résistance et la stabilité des sols, ce qui peut prolonger la durée de vie des structures et réduire les coûts de construction.

Les géo synthétiques sont également faciles à installer et peuvent réduire les délais de construction.



Figure II.11 Renforcement par géotextile (France Environnement)

b) Les tirants d'ancrages

Les tirants d'ancrage sont des éléments de renforcement qui permettent de stabiliser des talus ou des parois rocheuses.

CHAPITRE II. METHODES DE CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAINS

Ils consistent en des barres d'acier ou des câbles métalliques ancrés dans le sol ou la roche et reliés à la structure à stabiliser.

Les tirants d'ancrage permettent de transférer les efforts de traction du talus ou de la paroi à l'ancrage dans le sol ou la roche. Ils sont souvent utilisés dans des situations où les contraintes sont importantes, telles que des talus très raides ou des parois rocheuses instables.

Ils peuvent également être utilisés pour prévenir les glissements de terrain ou les effondrements.

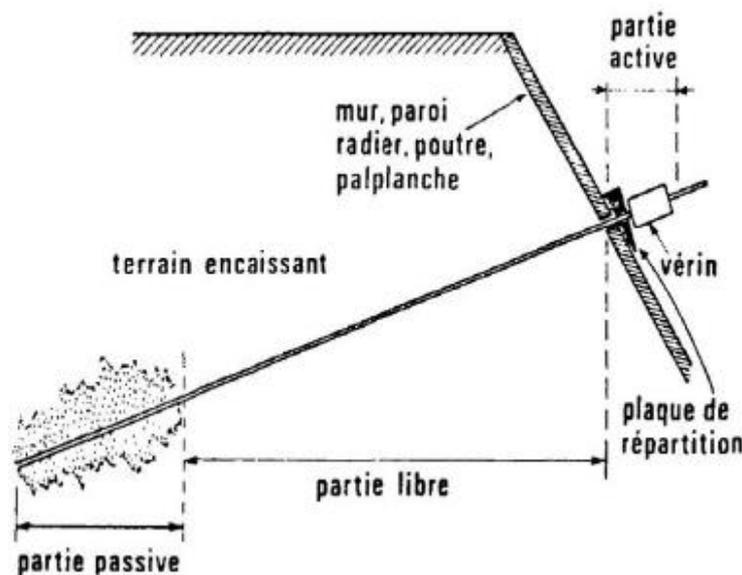


Figure II.12 Schéma d'un tirant (M. DESURMONT et AL., 1978).

c) Le pneu sol

Le pneu sol est un matériau géo synthétique qui consiste en des pneus usagés en caoutchouc recyclé. Ce matériau est utilisé pour renforcer et stabiliser les sols, les talus et les murs de soutènement.

Le pneu sol est une alternative écologique aux méthodes traditionnelles de stabilisation des sols, car il permet de réutiliser des matériaux qui autrement finiraient dans des décharges. De plus, sa mise en œuvre est relativement simple et rapide.

Les pneus sont coupés en morceaux, puis mélangés avec du sable ou de la terre pour créer un matériau composite. Le matériau composite est ensuite compacté pour former une structure solide et résistante.



Figure II.13 Chantier Moutiers-mur expérimental pneu sol à Bou-Smail.



Figure II.14 Merlon-de-Moutiers-mur Pare-bloc-8000-pneudécoupés

d) Le clouage

Cette technique implique l'insertion d'inclusions rigides en métal dans le sol afin de renforcer sa stabilité.

Les inclusions métalliques sont généralement placées par forage et injection d'un coulis pour les lier au terrain, ou par battage de barres métalliques.

Les inclusions métalliques utilisées dans le clouage peuvent travailler en traction, en flexion ou en cisaillement, en fonction des exigences de l'ouvrage.

Le clouage est particulièrement efficace pour les ouvrages en déblai, où la stabilité des talus est essentielle pour prévenir les glissements de terrain et les effondrements.

Lors de la réalisation d'un projet de clouage, il est important de prendre en compte les caractéristiques du sol, les charges exercées sur le terrain, ainsi que les exigences de l'ouvrage à réaliser.

CHAPITRE II. METHODES DE CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAINS

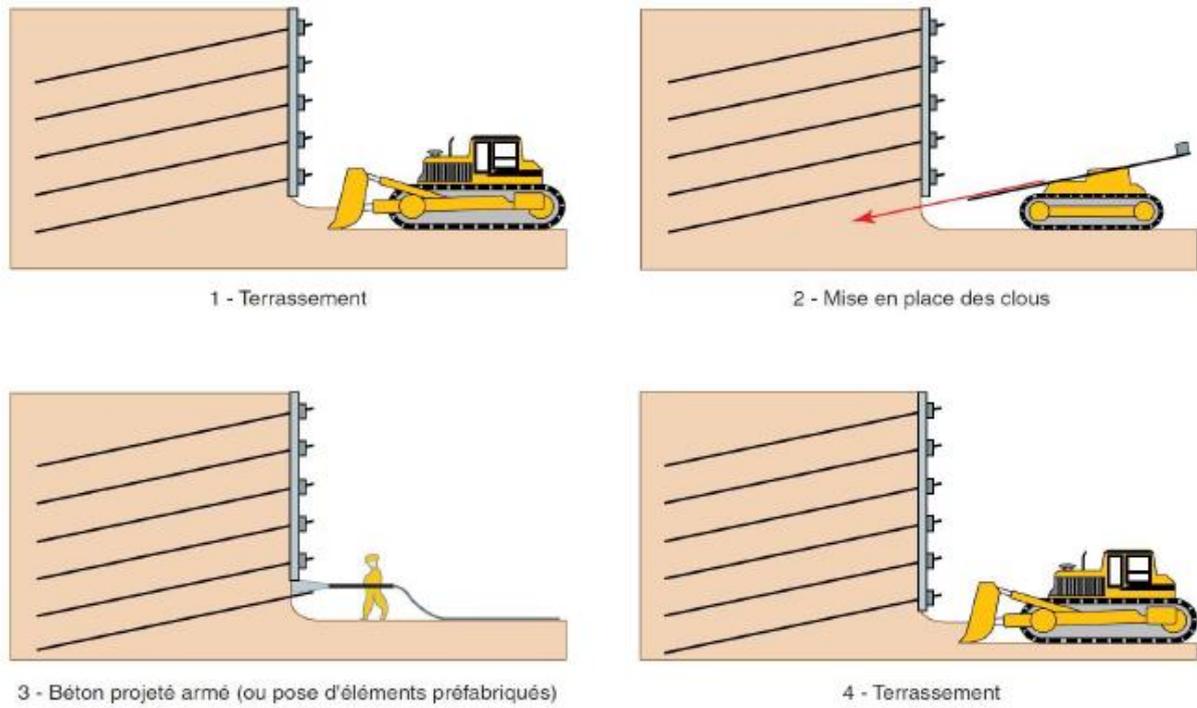


Figure II.15 Phases d'exécution d'un mur en sol cloué. (G.Sève & P.Pouget, 1998)



Figure II.16 Un versant stabilisé par clouage (Maccaferri France).

II.2.2.2 Les soutènements

Les ouvrages de soutènement sont des structures conçues pour créer un dénivelé entre des terres en leur amont et en leur aval. Il existe des murs de soutènements souples ou rigides [26].

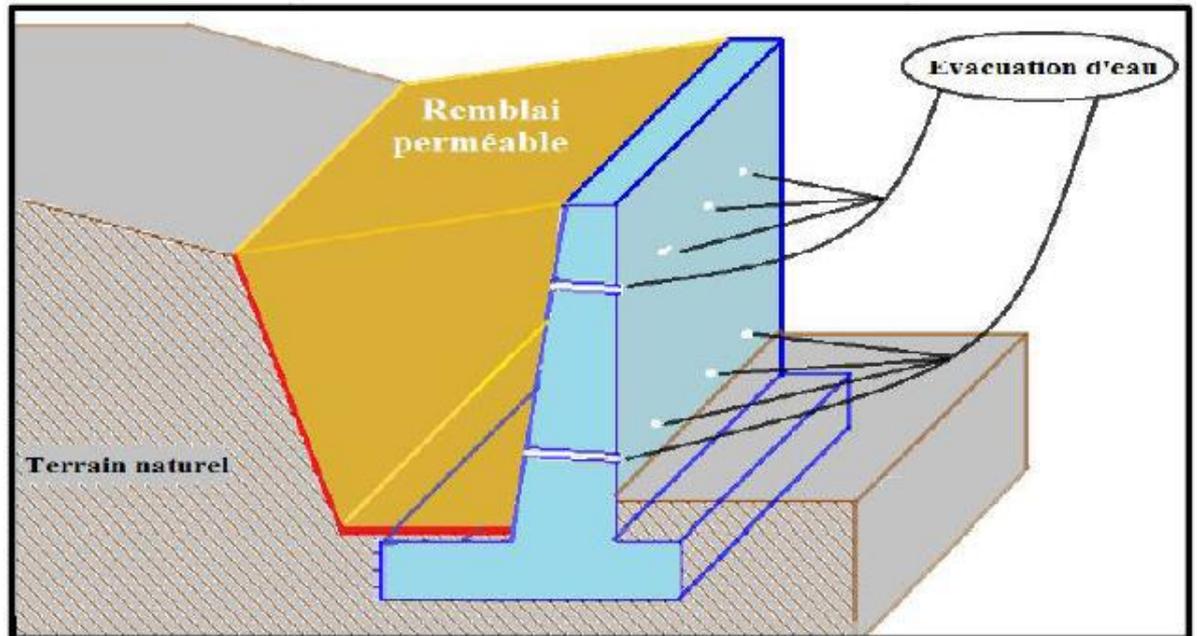


Figure II.17 Schéma d'un mur de soutènement (Youcef tani,2021).

a) Les murs de soutènements rigides

Un mur est rigide si sa surface de contact avec le sol reste indéformable 'reste plane après le chargement (exemple : cantilever, contrefort, etc.).

Ils sont souvent utilisés pour stabiliser des terrains en pente ou pour créer des niveaux dans des terrains accidentés.

Ils sont généralement construits en béton armé ou en acier et sont renforcés avec des armatures pour leur donner une résistance supplémentaire.

La conception des murs de soutènement rigides est un processus complexe qui nécessite une évaluation minutieuse des conditions du sol et des charges potentielles.

La construction d'un mur de soutènement rigide peut être coûteuse en raison de la quantité de matériaux et de travail nécessaires pour sa construction.

CHAPITRE II. METHODES DE CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAINS

Les murs de soutènement rigides doivent être entretenus régulièrement pour assurer leur durabilité et leur efficacité.



Figure II.18 Mur en béton armé préfabriqué (Youcef tani,2021).



Figure II.19 Mur en cantilever (Youcef tani,2021).

b) Les murs de soutènements souples

On dit qu'un mur est flexible si sa surface de contact avec le sol est déformable (exemple : paroi moulé, rideaux de palplanche, gabion, etc.), les murs de soutènement souples utilisent des matériaux tels que des géotextiles, des grillages ou des paniers en gabion pour retenir le sol.

Les murs de soutènement souples sont souvent utilisés dans des situations où il y a des contraintes de poids ou d'espace, ou dans des zones où les sols sont instables ou difficiles à travailler.

Ils sont également plus économiques et faciles à construire que les murs de soutènement rigides.

Ils peuvent être utilisés dans une variété d'applications, y compris le contrôle de l'érosion, la stabilisation des pentes.

Ils peuvent être construits sur des terrains inclinés ou accidentés et peuvent être utilisés pour des projets de petite à grande échelle.



Figure II.20 Réalisation un mur en gabions (Youcef tani,2021).



Figure II.21 Des rideaux de palplanches (Youcef tani,2021).

II.2.2.3 Le Durcissement

Le durcissement est un processus qui vise à modifier les propriétés physico-chimiques d'un sol ou d'un talus pour améliorer sa résistance et sa stabilité [27].

Cette technique est souvent utilisée dans des situations difficiles où l'utilisation d'autres systèmes de parades est impossible ou peu pratique, ou encore comme une solution de stabilisation à court terme.

Parmi les techniques de durcissement, l'utilisation de la chaux est très courante pour améliorer la qualité des argiles.

La chaux peut modifier chimiquement les propriétés des particules du sol en seulement quelques jours, ce qui réduit leur plasticité et améliore leur résistance.

Elle peut également être utilisée pour accélérer le processus de séchage des sols humides.

II.2.2.4 Les avantages et inconvénients de l'approche dure

Tableau II.2 Avantages et inconvénients de l'approche dure.

Techniques	Avantages	Inconvénients
Géosynthétique	Réduit les coûts de construction par rapport aux méthodes traditionnelles. Résistant aux UV et aux produits chimiques. Facile à installer et à entretenir.	Peut nécessiter une supervision professionnelle pour une installation correcte. Certaines variétés peuvent ne pas être écologiques ou biodégradables

CHAPITRE II. METHODES DE CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAINS

Tirant d'ancrage	Ils peuvent augmenter considérablement la capacité de charge d'une structure. Ils sont souvent utilisés pour réduire les déformations et les vibrations dans les structures.	L'installation de tirants d'ancrage peut être coûteuse. Ils peuvent être difficiles à installer dans des espaces restreints ou dans des zones où l'accès est limité.
Pneusol	Ils sont résistants aux intempéries, aux chocs et à l'abrasion. Les pneusol ont une surface antidérapante, ce qui les rend sûrs à utiliser dans des environnements humides ou glissants	Ils peuvent dégager une odeur forte et désagréable, surtout lorsqu'ils sont neufs. Ils peuvent se déformer ou se décolorer avec le temps, surtout s'ils sont exposés à la lumière directe du soleil pendant de longues périodes.
Clouage	Il ne nécessite pas d'outils électriques complexes et peut être fait à la main.	Limité aux petits glissements Déconseillé en terrain meuble Onéreux et peu efficace
Soutènement	Il peut être utilisé dans une grande variété d'environnements Les matériaux utilisés pour le soutènement sont souvent durables et résistants à l'usure	Sensibilité à la corrosion Structure non déformable Déplacements latéraux importants Sensibilité à l'abrasion
Durcissement	Il peut empêcher les inondations et les débordements. Il peut être conçu pour être esthétique et s'intégrer harmonieusement dans l'environnement.	Il peut modifier l'environnement naturel et perturber la faune et la flore locales. Il peut être difficile d'accéder à certains sites de travail en raison de la topographie ou de la proximité de voies de circulation

II.2.3 Choix de la méthode de confortement

Le choix de la technique de confortement dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- Les conditions géologiques et géotechniques du site, telles que le type de sol, la pente du terrain, la présence d'eau, etc.
- Les objectifs du confortement, tels que la stabilité du sol, la prévention des glissements de terrain, la protection contre les inondations, etc.
- Les contraintes environnementales, telles que la proximité des zones de conservation, la présence de sources d'eau potable, etc.
- Les contraintes budgétaires et les ressources disponibles, telles que les coûts de la main-d'œuvre, les matériaux, les équipements nécessaires, etc.

CHAPITRE II. METHODES DE CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAINS

- Les délais impartis pour le confortement, tels que les délais contractuels, les exigences réglementaires, etc.

En fonction de ces facteurs, différentes techniques de confortement peuvent être envisagées, telles que le soutènement, le clouage, le tirant d'ancrage, le durcissement, le drainage, etc.

CHAPITRE III :
CARACTÉRISATION DE LA
ZONE D'ETUDE

III.1 Introduction

La ville de Ghazaouet est d'une grande importance économique en raison de son port utilisé pour le commerce et le trafic de passagers.

Afin de faciliter l'entrée dans la ville et la connexion de l'autoroute Est-Ouest, une route de transit a été construite.

Cependant, le mouvement du sol est un phénomène complexe qui survient souvent dans les projets routiers situés en région montagneuse, dont notre zone d'étude.

Il est donc essentiel de protéger la sécurité du personnel en réalisant des études géotechniques et géologiques, notamment pour évaluer la stabilité des pentes potentiellement instables.

Pour cela, il est nécessaire de caractériser le terrain en termes de topographie, géologie, hydrogéologie et géotechnique.

III.2 Présentation de la liaison autoroutière

Le projet est une liaison autoroutière à 2*3 voies reliant le port de Ghazaouet à l'autoroute est-ouest à proximité de l'échangeur desservant la ville de Tlemcen, s'étendant sur 41 km (Figure III.1).

L'objectif principal du projet est d'assurer que le trafic routier lourd entrant et sortant du port soit connecté à l'autoroute est-ouest, qui atteindra 33 000 véhicules/jour d'ici 2040.

Le port de Ghazaouet se veut être un port de fret très important pour la région ouest, le projet est divisé en deux parties.



Figure III. 1 Le réseau autoroutier algérien en mai 2015 (ADA)

- 1^{ère} tranche sur de 13 km en cours de réalisation ; Cette tranche s'étend du Port de Ghazaouet jusqu'au village de Khoriba (Figure III.2).

- 2^{ème} tranche de Khoriba jusqu'à l'Autoroute Est-Ouest ; Les études d'avant-projet Détaillées (APD) sont finalisées et en cours de revue.



Figure III. 2 Le premier tranche de la pénétrante (ADA)

III.3 Reconnaissance du site

La détection des sols vous permet de comprendre les problèmes qui peuvent survenir lors d'une étude de projet de construction ou d'une évaluation des dommages. En reconnaissant les caractéristiques des biens, nous pouvons relier les causes des catastrophes aux solutions que nous proposons.

En général, il existe deux types de fonds de reconnaissance :

- Méthodes de mesure « in situ » basées sur la mesure des propriétés physiques du terrain.
- Méthodes d'observation de terrain in situ ou par échantillonnage : sondages, puits, sondages carottés, sondages en tranchée, etc.

III.3.1 La reconnaissance topographique

La morphologie de la région se présente sous forme de collines de moyenne hauteur et de forme arrondie, les pentes naturelles sont moyennes, variables de 10° à 25°.

L'altitude minimale à l'axe est de 113m au PK8+582, et maximale de 232m au PK6+096.1 L'altitude TN maximale est de 247.374m au PK6+100. Le profil en long monte régulièrement dans les PK croissants.

Selon l'enquête géotechnique, il y a un glissement sous forme de calebasse entre PK7+380 et PK7+420. Ce glissement a une longueur de 83.0m et une largeur de 40.0m, une

superficie de 2720m² et un volume de 9800m³, Le sondage montre que le corps de glissement est de 4.5m d'épaisseur.

Il y a un glissement au PK8+175 au PK8+250 ce glissement est situé dans une zone de montagne avec des pentes plus ou moins importantes. Le glissement est localisé à la base d'un terrain d'une pente d'environ 40% dans un talweg. Il fait partie d'un terrain visiblement en mouvement vu sa forme ondulée. En aval, on observe une série de petits glissements circulaires et/ou plans, Les bourrelets situés en contrebas du terrain en témoignent [28].



Figure III. 3 Vue aérienne du site [28]

III.3.2 La reconnaissance Géotechnique

Lors de l'étude de reconnaissance d'un site, la reconnaissance géotechnique est d'une importance primordiale et se divise en deux types d'essais : les essais de laboratoire et les essais in situ.

Les essais de laboratoire comprennent les limites d'Atterberg, l'analyse granulométrique, la teneur en eau naturelle, les essais de cisaillement, l'essai œdométrique et les essais de compactage.

Les essais in situ, quant à eux, incluent les essais à la plaque, le pénétromètre dynamique, les sondages, les carottages et le pénétromètre statique

III.3.3 La reconnaissance Géophysique

Les méthodes de reconnaissance géophysique sont parfois utilisées pour déterminer les caractéristiques des couches profondes du sol.

Parmi ces méthodes, on peut citer la prospection gravimétrique, la prospection électrique, la prospection sismique et l'analyse de la caractéristique magnétique du sol.

Ces techniques permettent d'obtenir des informations précieuses sur les caractéristiques géologiques et géotechniques des couches profondes, ce qui peut être utile dans le cadre de l'étude d'un site et de la planification d'un projet de construction.

III.3.4 La sismologie de la zone d'étude

Le paramètre sismique est un facteur déterminant dans le calcul des structures à long termes. C'est pourquoi nous devons le prendre en compte dès le début de l'étude. Notre section est classée en Zone I selon les dispositions techniques de « Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art » (RPOA2008) (figure III.4). Le coefficient de l'accélération sismique pour l'étude des travaux de terrassement retenu est $A=0.12g$ ce qui ne représente pas un danger pour l'avancement du projet [28].

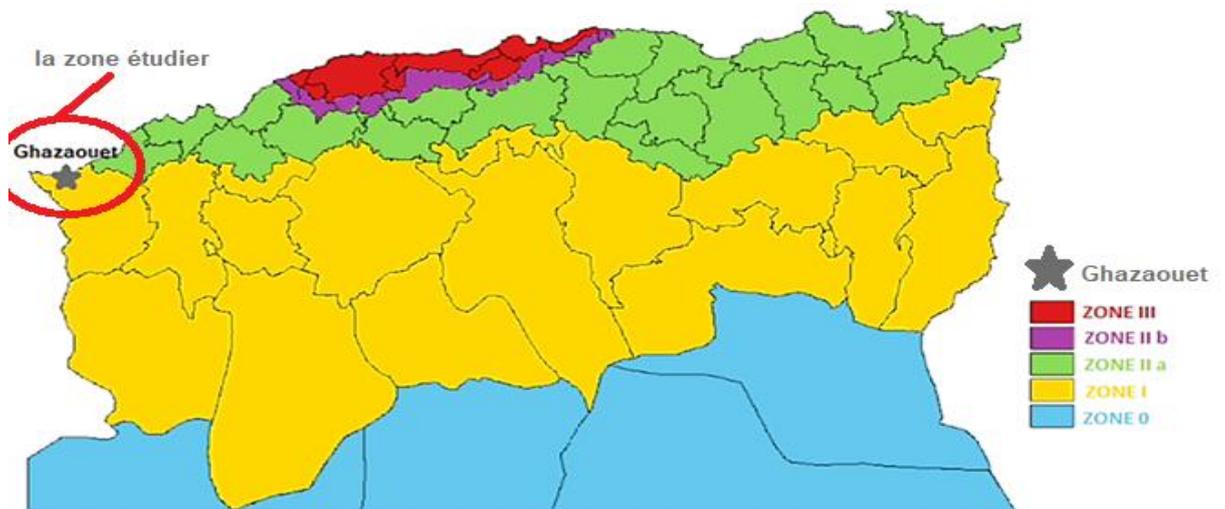


Figure III. 4 Carte de zonage sismique du territoire national (Youcef-tani,2021)

III.3.5 La climatologique et hydrologique de la zone d'étude

Climat de Ghazaouet est dit tempéré. La température moyenne annuelle à Ghazaouet est de $17,6^{\circ}\text{C}$. Les précipitations moyennes sont de 374 mm, les précipitations moyennes les plus faibles sont enregistrées en juillet avec 1mm seulement [28].

Une moyenne de 56 mm fait du mois de décembre c'est le mois ayant le plus haut taux de précipitation. Aout est le mois le plus chaud de l'année la température moyenne est de $24,5^{\circ}\text{C}$ à cette période. Le mois de janvier est le plus froid de l'année avec une température de $11,7^{\circ}\text{C}$.

Le caractère montagneux et escarpé de cette région, facilite les ruissellements pendant les périodes pluvieuses.

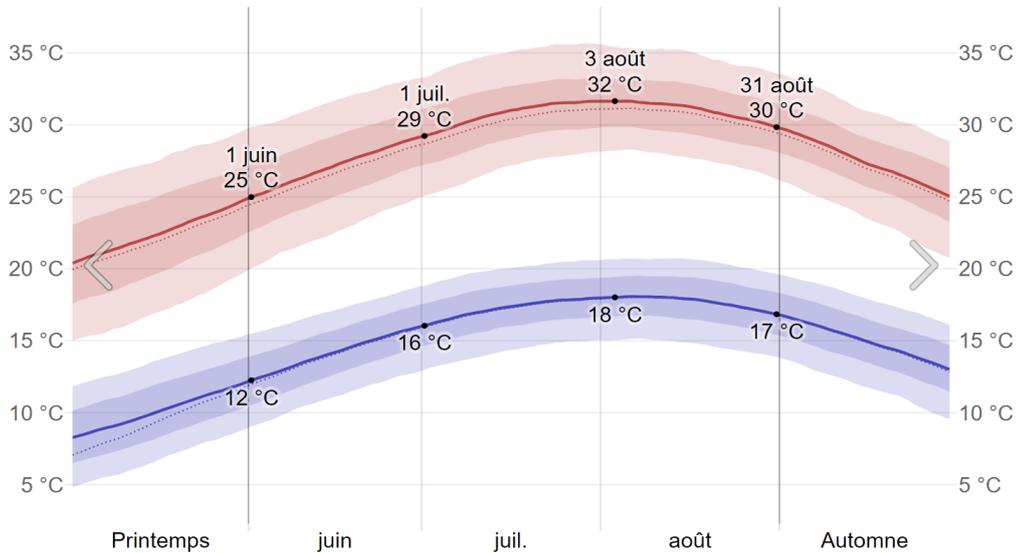


Figure III. 5 Carte de la température de Ghazaouet-Tlemcen [28]

III.3.6 La géologie de la zone d'étude

Le site étudié comprend trois ensembles lithologiques (Figure III.6) composés par des argiles, des limons et des éboulis de pente, qui forment la partie supérieure de la zone de glissement.

Ces formations appartiennent au quaternaire d'origine colluviale et torrentielle qui ont en partie rempli les anciens talwegs entaillant le versant.

A travers l'excavation réalisée dans cette formation, il a été constaté que les argiles et calcaires présentent un pendage de 10 à 20°, assez bien consolidés en profondeur, mais très altérés en surface.

Cette couche altérée présente une faible perméabilité et renferme des nappes d'eau pelliculaires temporaires provenant de petits ruisseaux[28].

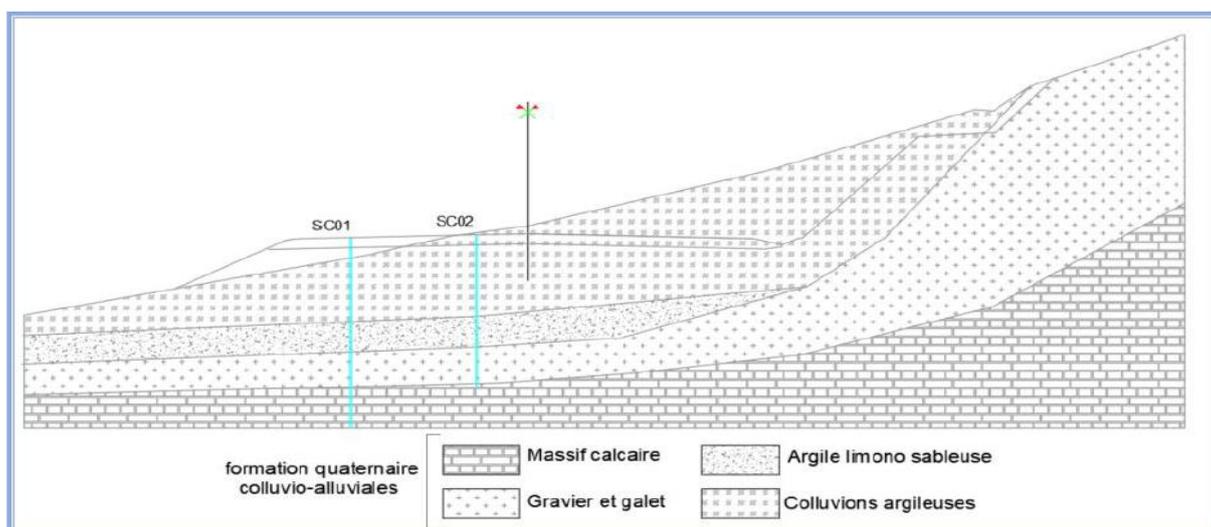


Figure III. 6 Coupe géologique [28]

III.3.7 La géomorphologie de la zone d'étude

Au niveau des interfaces l'évolution géomorphologique du site est schématisée sur la (figure III.7) [28].

Les talwegs ont été colmatés en partie par des colluvions fines (limons à graviers) et par des apports torrentiels plus grossiers (argiles à galets) qui présentent un fort potentiel aquifère.

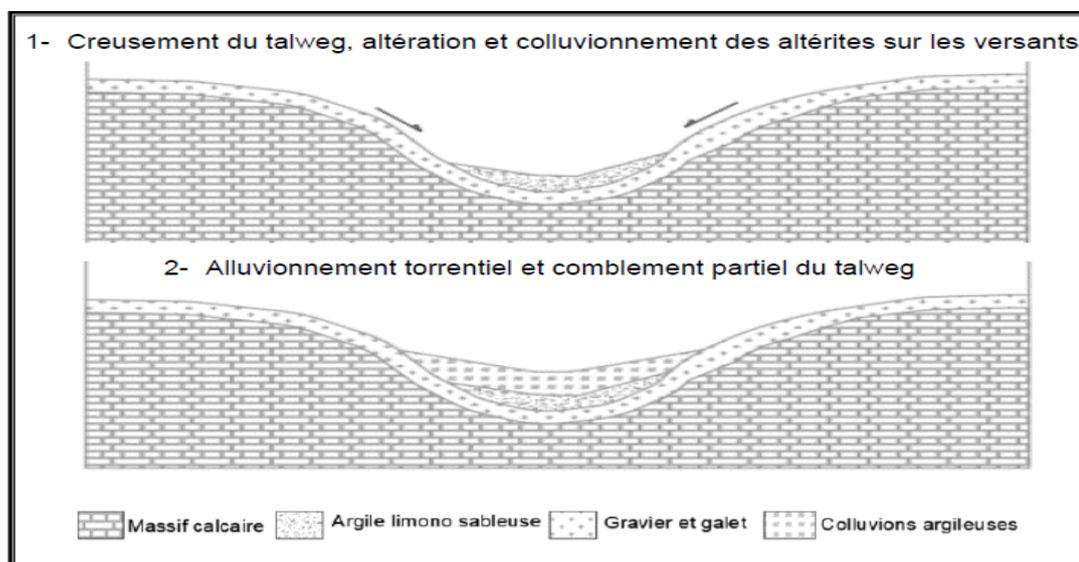


Figure III. 7 Évolution géomorphologique du site étudié [28]

III.4 Présentation du sujet d'étude

Notre sujet d'étude se présente par deux glissements de terrain.

Dans le cadre de la construction de l'autoroute, et suite aux travaux de terrassement (déblai-remblai), il s'est produit un glissement au niveau du talus dans la zone en déblai du côté droit de l'autoroute au PK8+195~PK8+250

CHAPITRE III. CARACTÉRISATION DE LA ZONE D'ETUDE

Après que les travaux de terrassement et de chaussée ont été réalisés, des fissures se sont apparues sur une partie de la chaussée côté gauche dans la partie remblai au PK8+200~PK8+290. La localisation de notre talus sur Google Earth (Figure III.8)

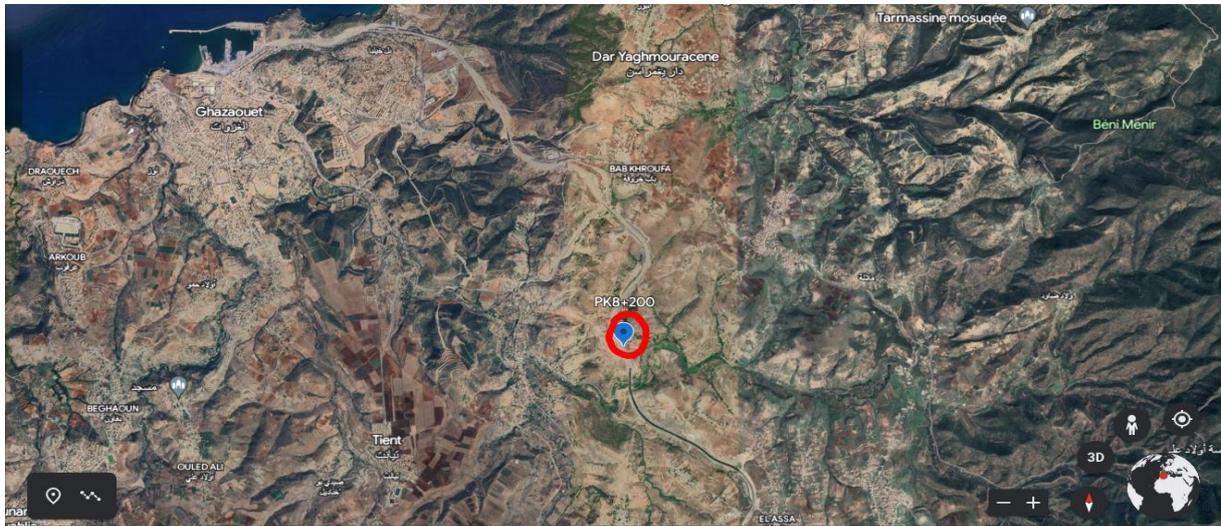


Figure III. 8 Localisation du talus (Google earth)

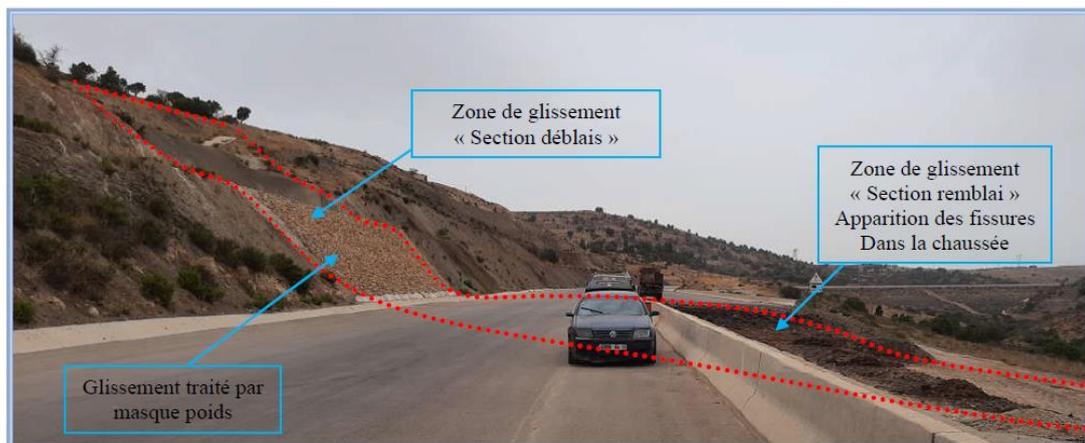


Figure III. 9 Position du glissement [28]

III.4.1 La description du talus PK8+195 au PK8+250

Sur la pente TN des formations quater dénaires alluvion, et éboulis de pente recouvrent des formations rocheuses-basalte et calcaire(substratum).

L'interface matériaux meubles/matériaux rocheux suit le TN mais présente des ondulations.

Dans les creux, les formations meubles sont plus épaisses et les eaux d'infiltration sont concentrées. Le profil en travers type des déblais dans cette zone a été cale a 1: 1(45°) en raison de la présence de terrain semi-rocheux a rocheux.

Mais le profil peut recouper localement des ``poches`` de matériaux meubles, le creux (ou poche) de matériau meuble (grave argileux) est recoupée entre les profils PK8+195 a PK8+250, soit sur 55ml de longueur.

Le PST n'est pas encore atteinte ($\approx 1\text{m}$).

Le matériau a glissé sur l'interface semi-rocheuse sur une épaisseur environ de 2m en tête et environ 4 à 6 mètres dans la masse du glissement. Le glissement est de type ``loupe de glissement curviligne``. Il est probable que ce glissement remonte plus haut dans la pente, lorsque le matériau sera enlevé à la base [29].



Figure III. 10 Pied du talus PK8+195 a PK8+250 [28]



Figure III. 11 Bord arrière du glissement [28]

III.4.1.1 La lithologie du talus PK8+195 au PK8+250

Sur le terrain de surface se repart des Argiles sableuse peu plastique et de Tuf de nature basaltique [28].

Tableau III. 1 Lithologie du talus

N0 de Couche	Nom Géotechnique	Symbole Lithologique	Epaisseur (m)	Couleur	Statut	Description
01	Argile Sableuse peu Plastique	Ap	0.0-4.9	Brique	Plastique	Sol hétérogène, contenant une faible quantité De graviers, intercalant des racines de plantes, un peu humide.
02	Tuf basaltique	Tuf	>47.4	Noir Grisâtre	Roche Tendre	Texture poreuse, structure massive, altération Assez forte, diaclases et fissures développées, La carotte est sous forme de colonne ou de bloc

III.4.1.2 Résultats des essais au laboratoire

A. Caractéristiques physiques

Tableau III. 2 Identification de Argile sableuse peu plastique (CTIC CRCC)

Paramètre	W (%)	γ_h	γ_d	γ_s	e	WL (%)	WP (%)	IP (%)	IC
		g/cm3							
Nombre de valeurs, N	1	1	1	1	1	6	6	6	1
Valeur max., x_{max}	12.5	2.05	1.82	2.72	0.493	47.1	21.6	26.8	1.34
Valeur min., x_{min}	12.5	2.05	1.82	2.72	0.493	31.7	17.4	14.3	1.34
Valeur moyenne, x_{moy}	12.5	2.05	1.82	2.72	0.493	41.4	19.7	21.7	1.34

Tableau III. 3 Caractéristiques granulométriques Argile sableuse peu plastique (CTIC CRCC)

Paramètre	< 200 mm	< 20.0 mm	< 2.0 mm	< 0.2 mm	< 0.08 mm	< 0.02 mm	< 0.002 mm
Nombre de valeurs, N	6	6	6	6	6	6	6
Valeur max., x_{max}	100	100	98	95.7	94.9	86.8	44.8
Valeur min., x_{min}	100	98.1	56.3	41.6	38.6	27.5	8.0
Valeur moyenne, x_{moy}	100	99.7	82.2	72.7	70.3	59.9	25.9

B. Caractéristiques de résistance à pression

Tableau III. 4 Caractéristiques de résistance en compression (CTIC CRCC)

Paramètre	(Tuf de nature basaltique)	
	γ_h (g/cm3)	Rc (nature) (MPa)
Nombre de valeurs, N	5	5
Valeur max., x_{max}	2.69	42.19
Valeur min., x_{min}	2.56	11.0
Valeur moyenne, x_{moy}	2.64	33.15
Valeur proposée	2.64	33.15

C. Caractéristiques de résistance au cisaillement

Tableau III. 5 Caractéristiques de résistance au cisaillement (CTIC CRCC)

Nom Géotechnique	$\gamma(\text{g/cm}^3)$	à court terme		à long terme	
		C(kPa)	ϕ (°)	C(kPa)	ϕ (°)
Argile sableuse peu plastique	2.05	05	33	05	33
Tuf basaltique	2.64	144	30	124	28

III.4.1.3 Analyse des propriétés géotechniques des sols

Argile sableuse peu plastique : brique, peu humide, plastique– raide, sol hétérogène, contenant une petite quantité de gravier.

Tuf basaltique : noir grisâtre, texture poreuse, formation massive, les carottes se présentent sous forme de bloc, la roche tendre s'altère rapidement à l'air libre et se désagrège. La classe GTR est en R62.

Ce matériau pourra être utilisé en remblai.

III.4.2 La description de glissement de la chaussée côté gauche au PK8+200~PK8+290

Après que les travaux de terrassement et de chaussée ont été réalisés, des fissures se sont apparues sur une partie de la chaussée côté gauche dans la partie remblai. La ligne de glissement est continue et suit quasiment la ligne de passage déblai / remblai (profil mixte) [28].

Ce glissement a été favorisé par quatre principaux facteurs dans l'ordre :

- L'existence d'un glissement ancien, de colluvion argileuse sur le substratum dans un paléo-talweg
- Les matériaux argileux du versant présentent des caractéristiques physiques défavorables, car ils ont une faible résistance
 - L'action de l'eau dans le remblai et dans le substrat altéré a engendré des pressions interstitielles supérieures à la résistance au cisaillement, permettant le développement des forces motrices nécessaires au déplacement
 - Les terrassements : travaux de déblaiement et poids du remblai, ont dérangé l'équilibre précaire du versant.



Figure III. 12 Localisation des fissures dans la chaussée côté gauche.



Figure III. 13 Vue en perspective de la zone excavé PK8+203 au PK8+233 [28]

III.4.2.1 La reconnaissance géotechnique du fissure longitudinale au voisinage de PK8+250

A. La lithologie du glissement de la chaussée

Les deux sondages carottes SC1 et SC2 réalisés dans la chaussée affectée par le glissement ont permis à partir des récupérations des sols obtenus de mettre en évidence les formations géologiques en place traversées de haut en bas comme suit [30]:

CHAPITRE III. CARACTÉRISATION DE LA ZONE D'ETUDE

a. Sondage carotté SC1 de 15 mètre de profondeur

0.00 – 0.80 m	Corps de chaussée, partie supérieure en gravier bitumé.
0.80 – 4.00 m	Remblai de graviers et fragments de basalte dur de couleur bleu noirâtre.
4.00 – 10.40 m	Argile légèrement limoneuse à constitution ferme de couleur marron clair à légèrement verdâtre par endroits, renfermant par passages des concrétions calcaires dures d'ordres millimétriques à centimétriques d'origines alluvionnaires.
10.40 – 12.30 m	Constitution de nature alluvionnaire faite de graviers et galets durs polygéniques d'ordre varié millimétriques à décimétriques.
12.30 – 15.0 m	Constitution faite d'éboulis massifs de nature volcanique beige très compact.

b. Sondage carotté SC2 de 12 mètre de profondeur

0.00 – 0.80 m	Corps de chaussée, partie supérieure en gravier bitumé.
0.80 – 1.90 m	Remblai de graviers et fragments de basalte.
1.90 – 12.00 m	Argile légèrement limoneuse à constitution ferme de couleur marron clair à légèrement verdâtre par endroits, renfermant par passages des concrétions calcaires dures d'ordres millimétriques à centimétriques d'origines alluvionnaires.

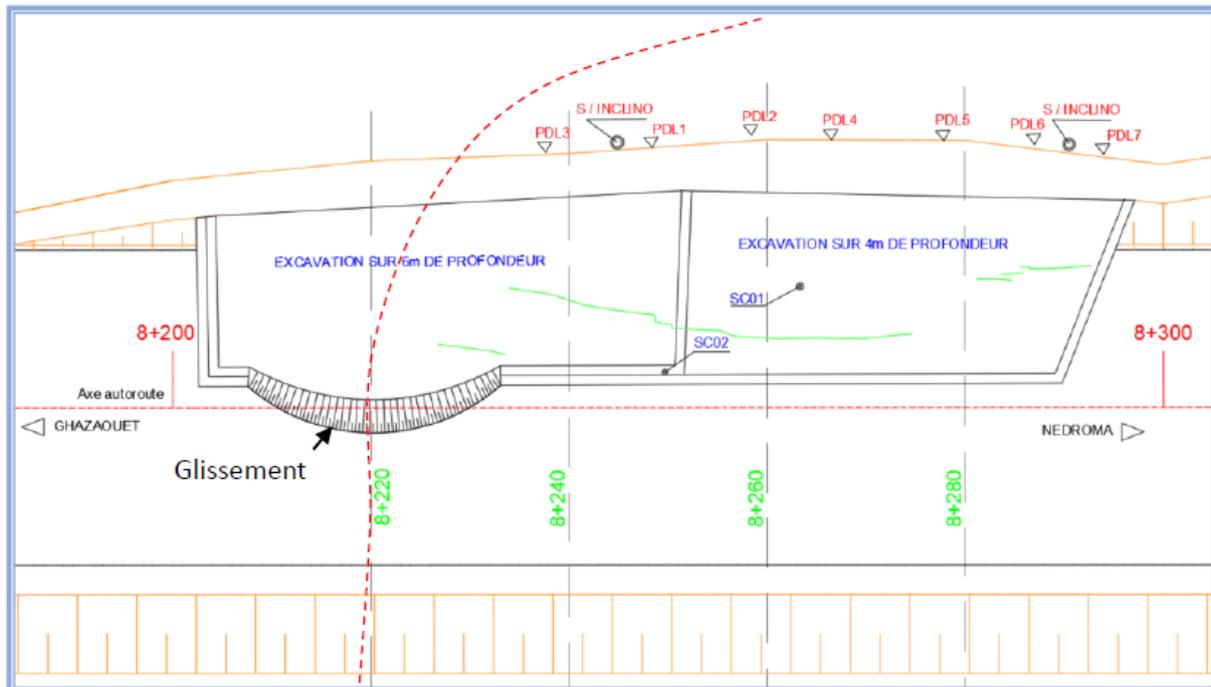


Figure III. 14 Schéma d'implantation des sondages carottés [28].

B. Pénétromètre dynamique Lourd (PDL)

On a fait sept essais de pénétrations dynamiques ont été réalisés en pied du talus aval, au niveau de terrain naturel dans l'alignement des deux sondages inclinométriques SC1 et SC2 réalisées antérieurement pour le suivi de révolution du glissement et ce, entre autres, dans le but de situer la concavité originelle du thalweg a ce niveau, actuellement remblayer en du pied du talus aval[30].

Les résultats sont présentés en annexe sous forme de diagrammes appelés pénétrogrammes donnant la résistance de pointe Rp (en bars) du sol en fonction de la profondeur en mètres. (Voir annexe A)

C. Résultats des essais géotechniques réalisés en laboratoire

Des essais géotechniques de laboratoire ont été réalisés sur quatre échantillons de l'argile rencontrée en sous-sol par les deux sondages (SC1 et SC2) effectués sur les lieux du glissement de la chaussée autoroutière coté aval[30].

Les essais ont concerné la détermination des densités relatives de l'argile, de sa teneur en eau ses limites d'Atterberg, sa granulométrie et la connaissance de sa cohésion et son angle de frottement « non drainés ».

Pour les graphes des essais de cisaillement rectiligne et les essais de granulométriques (voir annexe A)

Les résultats enregistrés figurent dans le tableau ci-après :

Tableau III. 6 Tableaux récapitulatif des résultats des essais au laboratoire (GETPRIM)

For N°	PROF (m)	W %	γ_h g / cm ³	γ_d g / cm ³	LIMITE DE CONSISTANCE			GRANULOMETRIE SEDIMENTOMETRIE			CISAILLEMENT DIRECT UU	
					LL%	LP%	IP%	G %	S %	F %	ϕ°	Cu bar
SC 01	7.00-7.40	8.0	1.84	1.70	47.02	25.60	21.42	20.0 0	15.0 0	65.0 0	21.60	0.48
SC 01	8.00-8.50	10.0	1.82	1.65	48.21	24.00	24.21	19.0 0	18.0 0	63.0 0	14.79	0.45
SC 02	3.00-3.30	9.50	1.85	1.68	53.63	26.00	27.63	20.0 0	12.5 0	67.5 0	16.72	0.44
SC 02	7.50-7.90	11.0	1.80	1.62	53.11	27.00	26.11	18.0 0	17.0 0	65.0 0	13.95	0.39

Tableau III. 7 Valeurs adoptées des indices physiques et mécaniques (CTIC CRCC)

Nom Géotechnique	γ [KN/m³]	C' [KPa]	Φ' [°]
Remblai basaltique	20	05	33
Argile	18	04	10
Argile sableuse	18	40	14
Gravier et galet	19	05	20
Massif calcaire	24	50	33
Gabion	24	02	38

Tableau III. 8 Paramètres du contrôle du compactage (CTIC CRCC)

Partie d'ouvrage	Densité sèche de γ_d		Essais de plaques		(Déflexion) (1/100 mm)
	γ_{dmoy}	γ_{dfc}	EV2	EV2 / EV1	
PST	$\geq 97\%$ γ_{dOPN}	$\geq 95\%$ γ_{dOPN}	≥ 50 MPa	< 2.0	≤ 250
Corps de Remblai	$\geq 95\%$ γ_{dOPN}	$\geq 92\%$ γ_{dOPN}	≥ 50 MPa	< 2.0	≤ 250
Substitution de purge	$\geq 95\%$ γ_{dOPN}	$\geq 92\%$ γ_{dOPN}	≥ 50 MPa	< 2.0	≤ 200
Terrain superficiel	$\geq 90\%$ γ_{dOPN}	-	≥ 30 MPa	< 2.2	≤ 400

III.5 Conclusion

Ce chapitre est basé sur les résultats des reconnaissances géotechniques effectuées sur terrain et des essais en laboratoire, durant lesquelles le laboratoire a réalisé des travaux sur terrain par l'exécution des sondages carottés et des sondages pénétrométriques, suivi par le prélèvement d'échantillons intacts pour analyse au laboratoire.

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

IV.1 Introduction

Pendant longtemps, le calcul des ouvrages géotechniques (fondation, pente et remblai, etc.) a été abordé d'un point de vue stabilité (calcul à la rupture), c'est-à-dire selon une méthode pour supposer le comportement d'un sol rigide-plastique (Plasticité parfaite : critère de Mohr-Coulomb).

Cette approche est validée par son application en routine dans les calculs de stabilité des pentes, à améliorer en tenant compte des déformations avant la rupture et non linéarité de la déformation du sol (élastique non linéaire, élasto plasticité).

Le développement de méthodes de calcul numérique informatisées (méthode différence finies et méthode des éléments finis) permet de trouver des solutions plus réalistes et généralistes, basées sur de nombreux modèles rhéologiques et algorithmes pour aborder tous les aspects du comportement sol.

Ces modèles sont basés sur des méthodes élastiques non linéaires ou l'approche élastoplastique, qui décrit assez correctement le comportement de sol. Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leurs performances, la première dépend de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence.

Le logiciel de calcul utilisé dans cette étude et présenté ci-dessous est basé sur ces principes, et est connu pour donner des résultats satisfaisants à d'autres égards.

Leur choix pour leur disponibilité et leur flexibilité, et leurs performances car elles cadrent bien avec les objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité de la pente sous charges statiques (poids propre et surcharge).

IV.2 Description générale sur logiciel PLAXIS 2D

PLAXIS 2D est un logiciel de modélisation géotechnique utilisé pour analyser le comportement des sols et des structures soumises à des charges. Il utilise la méthode des éléments finis pour représenter de manière précise les interactions entre le sol et la structure. Le logiciel permet aux ingénieurs de modéliser différents scénarios géotechniques, d'appliquer des charges, d'effectuer des analyses et d'obtenir des résultats détaillés. Il est largement utilisé dans l'ingénierie pour concevoir des fondations, des pentes, des remblais et d'autres ouvrages géotechniques.

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, calculations, Output et curves) : [31]

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

- **Input**

Ce programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et les conditions initiales. La génération des conditions initiales est faite dans un menu spécifique du programme Input (mode conditions initiales). La description se concentre tout d'abord sur la création d'un modèle géométrique et d'un maillage d'éléments finis (mode de création géométrique).

- **Calculs**

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis.

- **Output**

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de visualiser les résultats des calculs aux éléments finis.

- **Curves**

Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge-déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

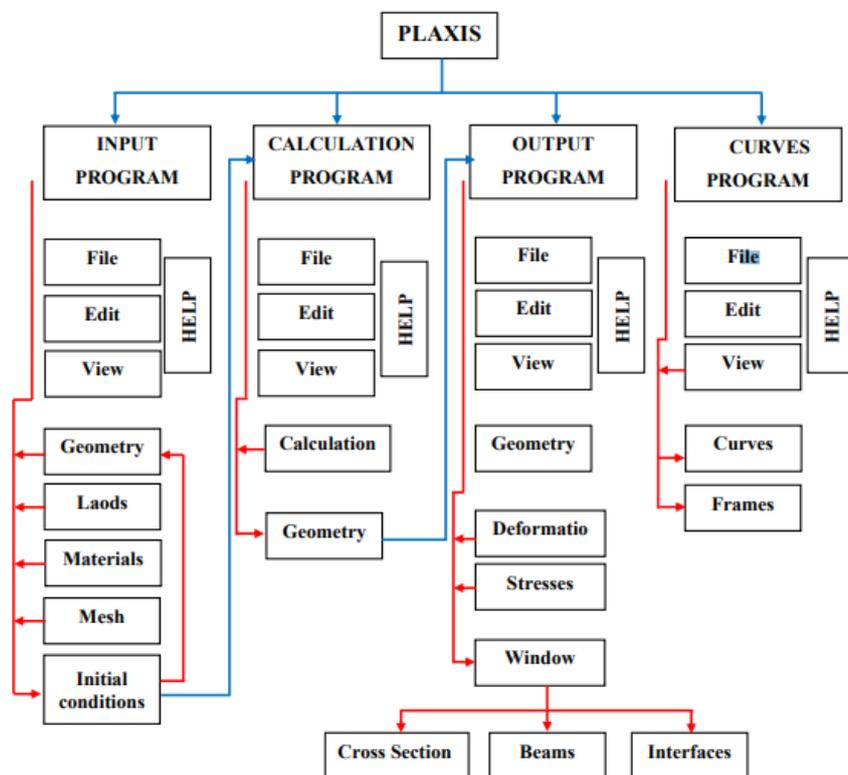


Figure IV. 1 Organigramme de code plaxis 2D

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

Tableau IV. 1 Différentes couche du talus

Nom Géotechnique	Couleur	γ [KN/m ³]	ν	E [Mpa]	C' [KPa]	Φ' [°]
Argile sableuse peu plastique		18	0.3	50000	5	33
Tuf basaltique		26.4	0.3	30000	28	124

IV.3 Cas du talus PK8+200 et PK8+220 terrain naturel coté droite

Remarque

- Les valeurs des paramètres [E,k,v] n'ont pas été données dans le rapport géotechnique, mais attribuées par LTPO

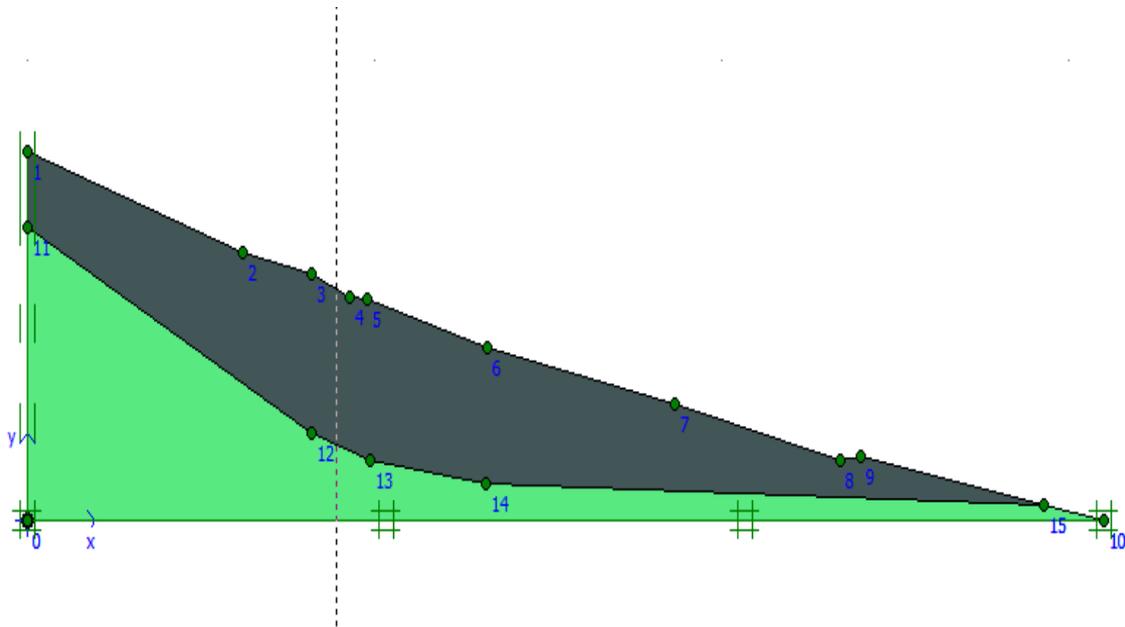


Figure IV. 2 Géométrie du talus Cas du talus PK8+200 terrain naturel

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

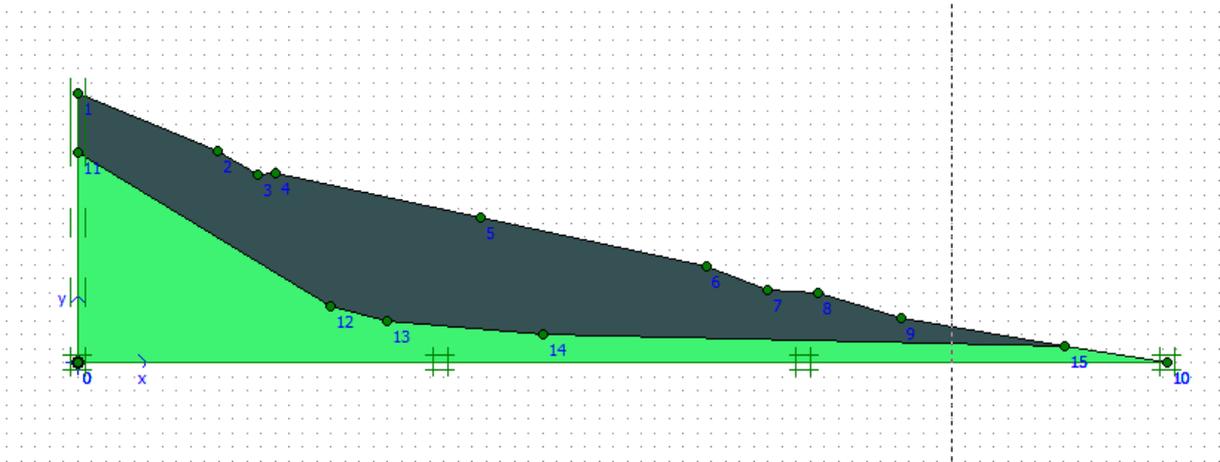


Figure IV. 3 Géométrie du talus cas du talus PK8+220 terrain naturel

Les figures IV.2 et IV.3 représente la géométrie du terrain naturel représente de qualité de matériaux argile sableuse et tuf basaltique selon le rapport CITIC CRCC, la forme géométrique et un terrain en pente qui présente une inclinaison significative sur certaine distance

L'analyse par éléments finis a été réalisée en deux dimensions avec les conditions aux limites de type fixation standard et un modèle d'éléments de type déformation plane avec des éléments triangulaires de 06 nœuds. Ces conditions aux limites ont été adaptées pour le reste du calcul.

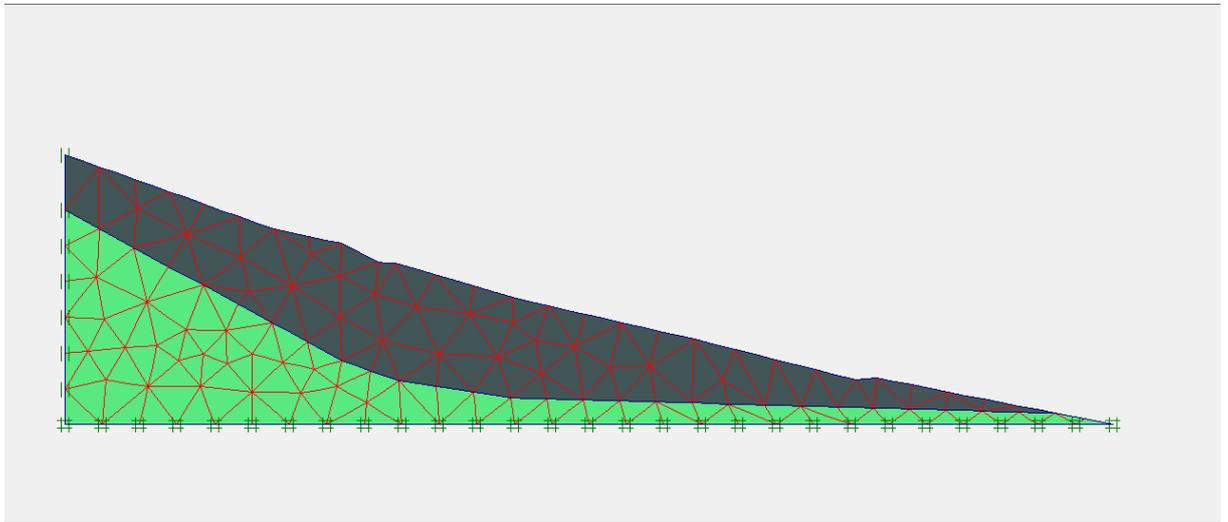


Figure IV. 4 Génération du maillage PK8+200

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

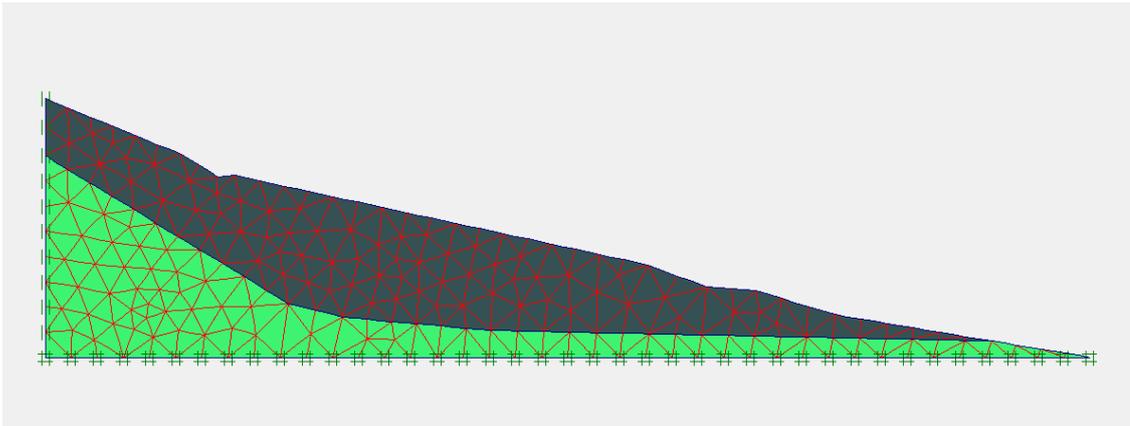


Figure IV. 5 Génération du maillage PK8+220

Les figures IV. 4 et IV.5 montrent le maillage utilisé, c'est un maillage fin. Dans cette étude, nous nous concentrons sur l'analyse de la stabilité d'un talus de sol cohérent. Pour représenter au mieux les variations des contraintes et des déformations dans le talus, nous avons opté pour un maillage fin et triangulaire, nous avons soigneusement positionné les nœuds du maillage en tenant compte de la topographie du site et des caractéristiques géométriques du talus. Dans les zones critiques telles que le pied du talus, nous avons augmenté la densité du maillage pour capturer avec précision les déformations locales.

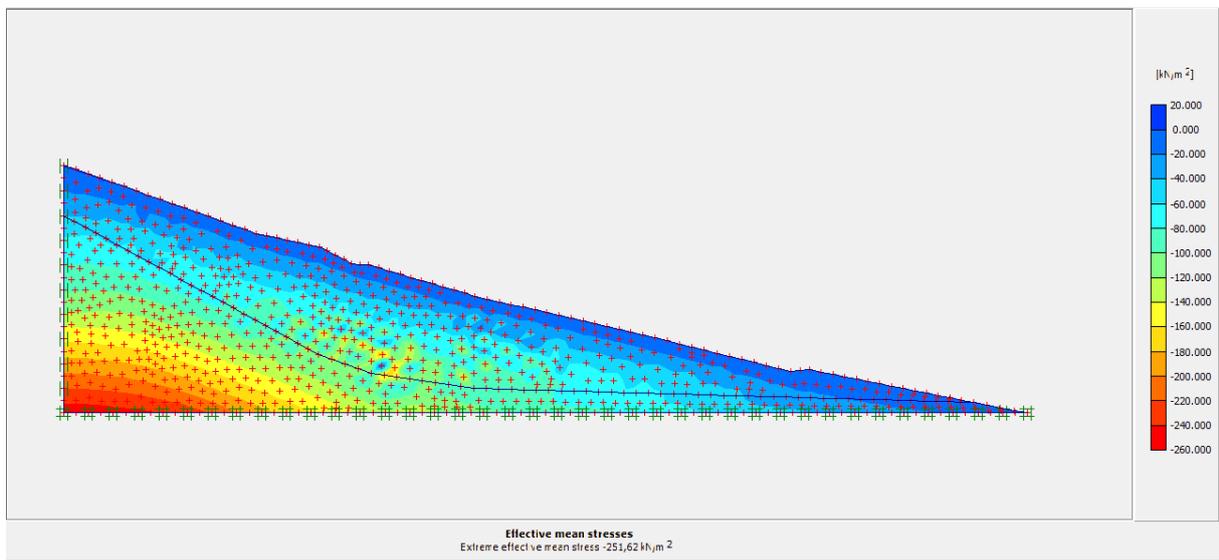


Figure IV. 6 Génération des contraintes totales PK8+200

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

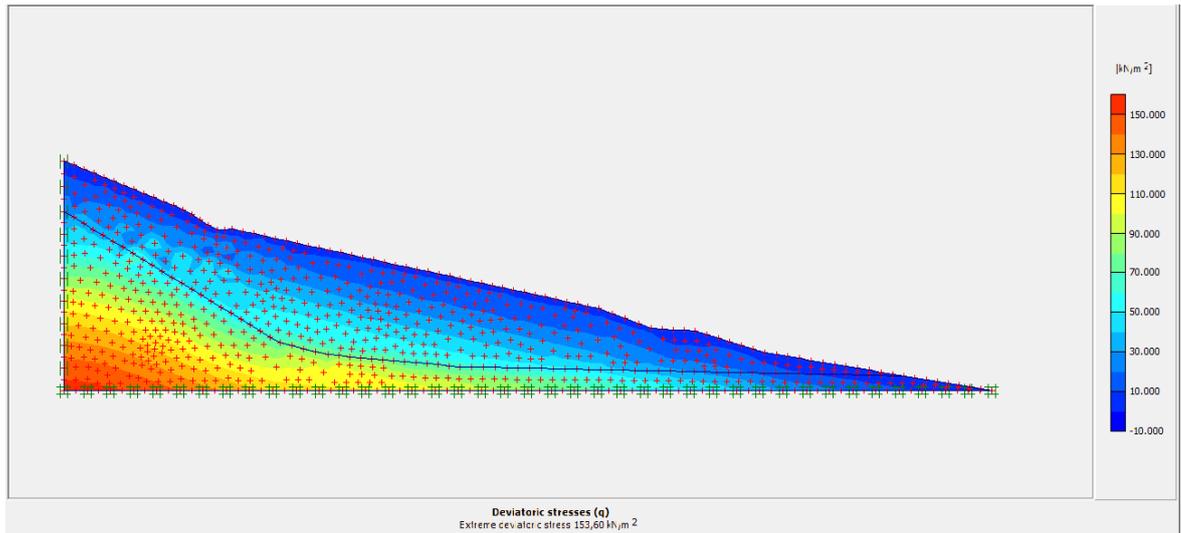


Figure IV. 7 Génération des contraintes totales PK8+220

Les figures IV.6 et IV.7 représentent les conditions initiales ont été générées selon le champ des contraintes totales initiales. La détermination de ces contraintes est effectuée en introduisant le coefficient de pression des terres au repos k_0 , en utilisant l'expression de Jaky, les contraintes est généralement situé à l'intérieur de la zone du terrain et ne s'étend pas jusqu'à la surface du sol. Cela indique que les contraintes totales dues au poids propre des terres sont bien équilibrées par les résistances au cisaillement des sols, assurant ainsi la stabilité du talus.

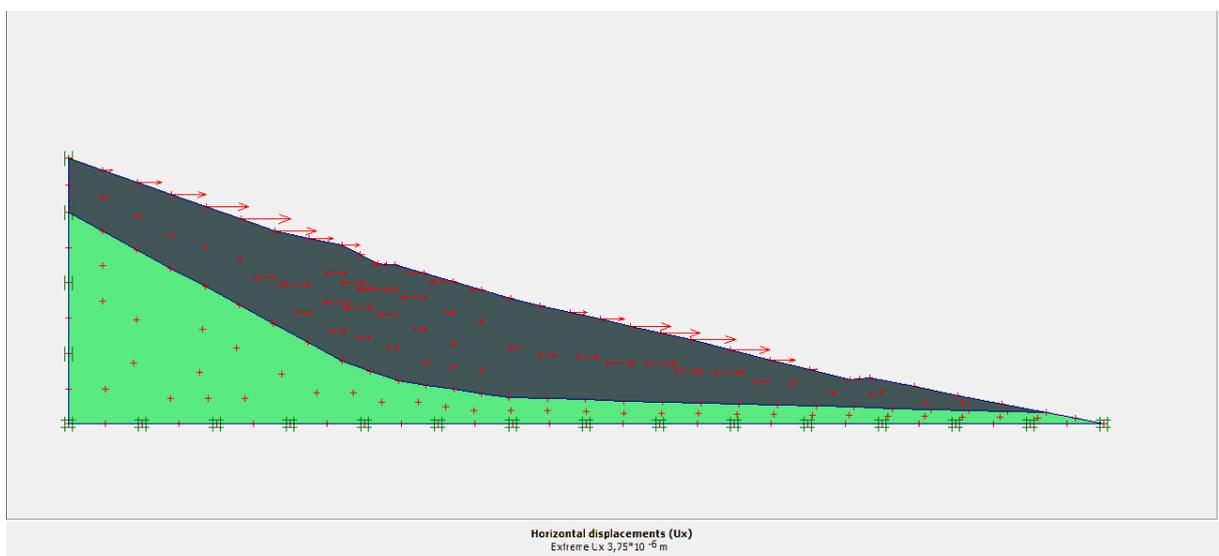


Figure IV. 8 Les déplacements totaux PK8+200

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

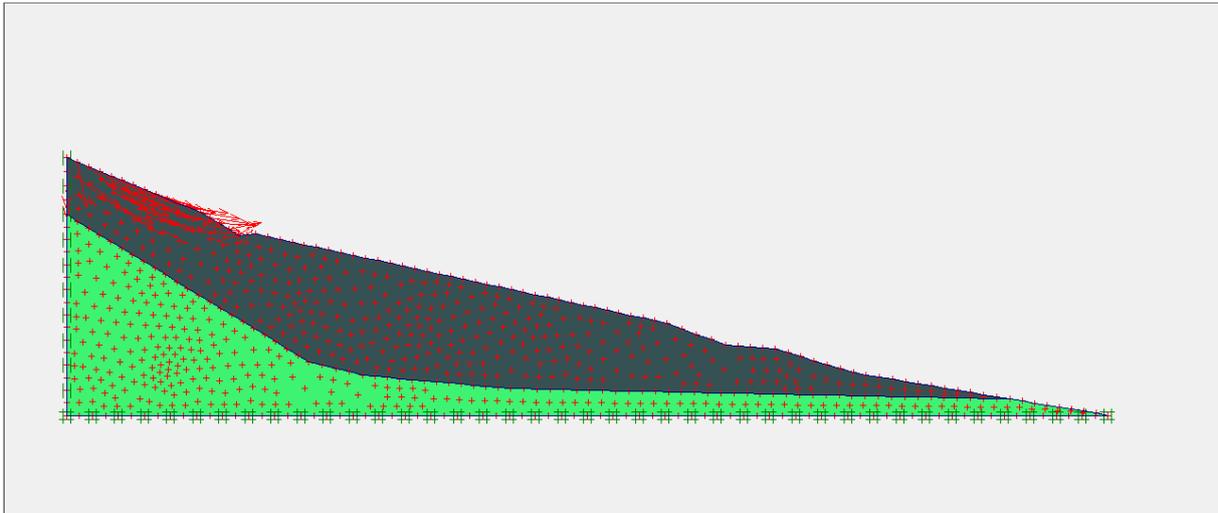


Figure IV. 9 Les déplacements totaux PK8+220

Les figures IV.8 et IV.9 représentent un faible déplacement sur les deux profils $U=3.75 \cdot 10^{-6}$ m

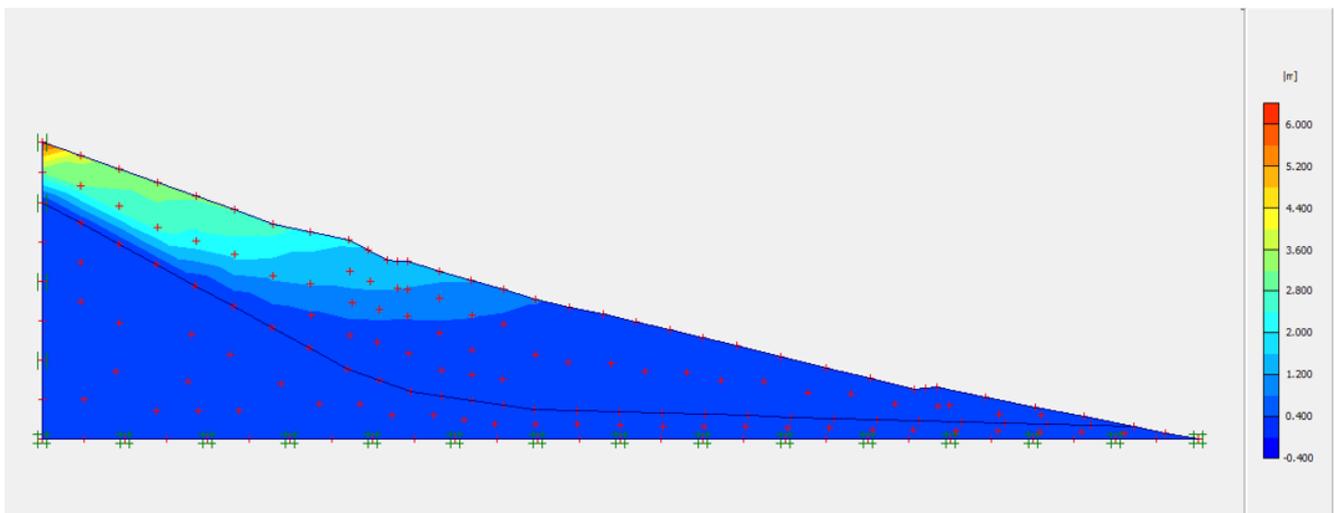


Figure IV. 10 Déplacement totaux PK8+200

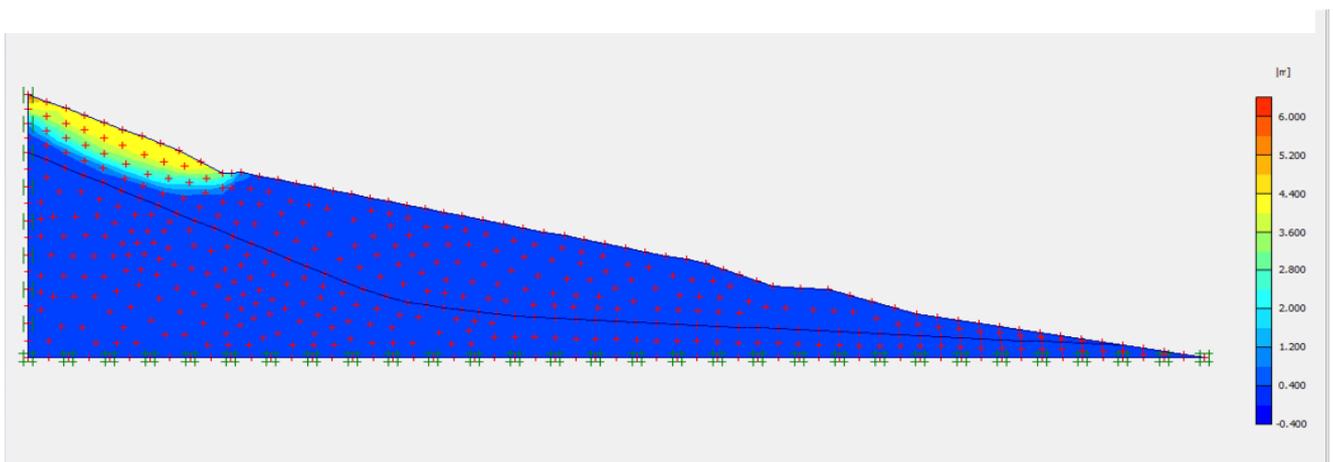


Figure IV. 11 Cercle de glissement PK8+220

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

Les figures IV.10 et IV.11 représentent le cercle de glissement des deux profils, on a obtenu une profondeur de cercle de glissement relativement faible suggère une stabilité accrue.

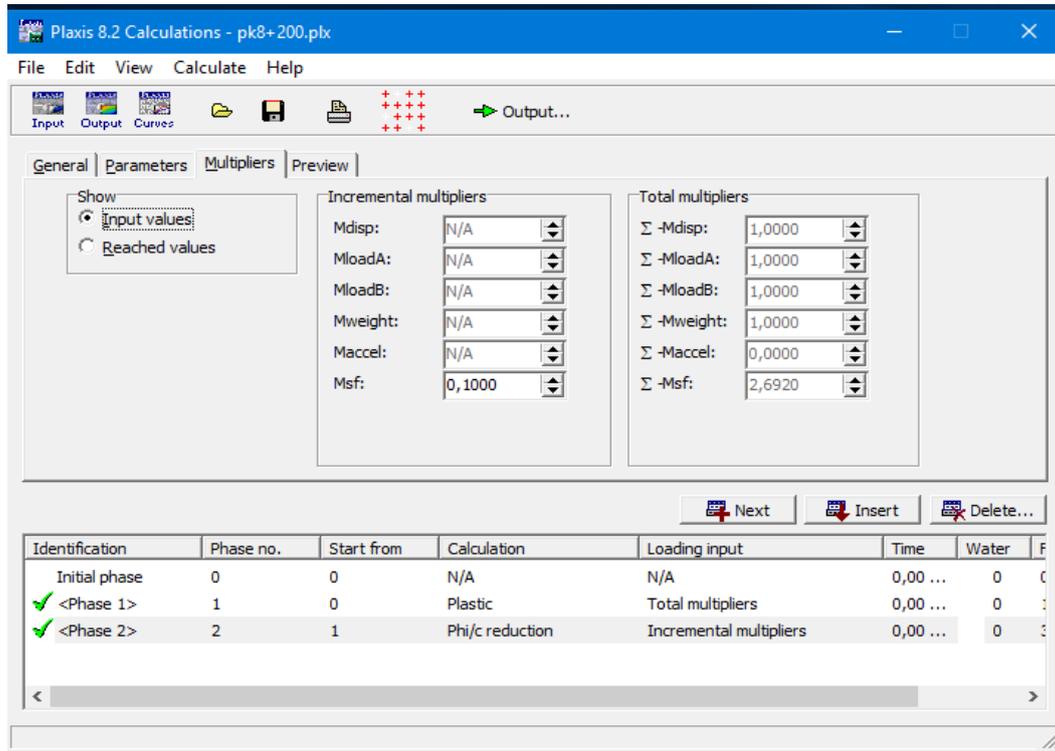


Figure IV. 12 Coefficient de sécurité du talus PK8+200 ($F_s = 2.692$)

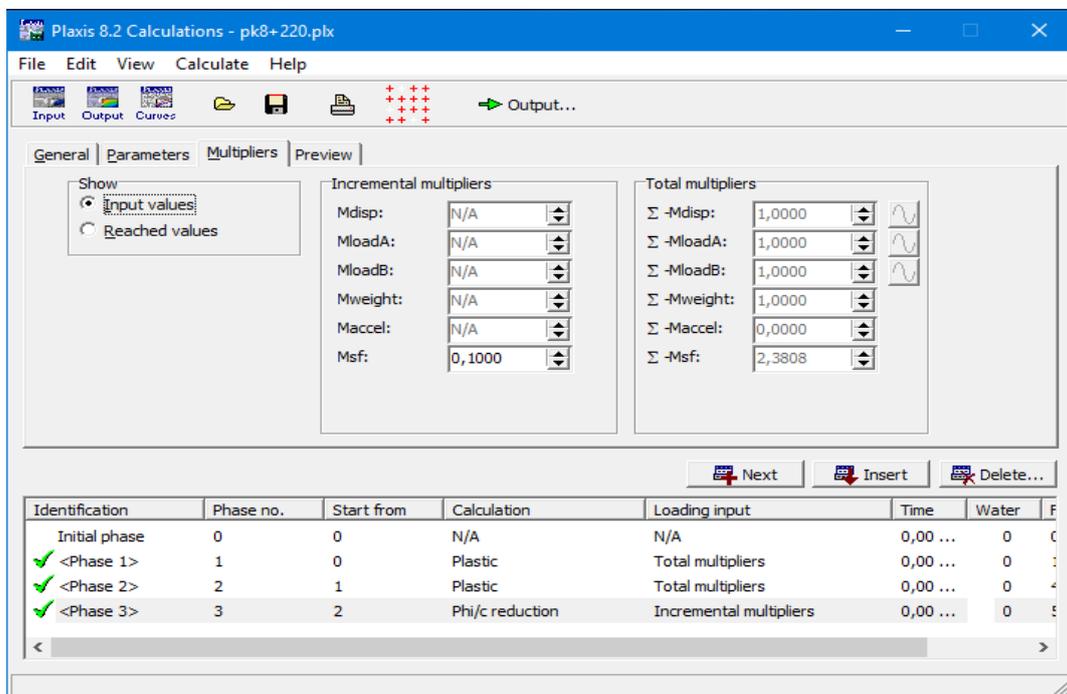


Figure IV. 13 Coefficient de sécurité du talus PK8+220 ($F_s = 2.3808$)

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

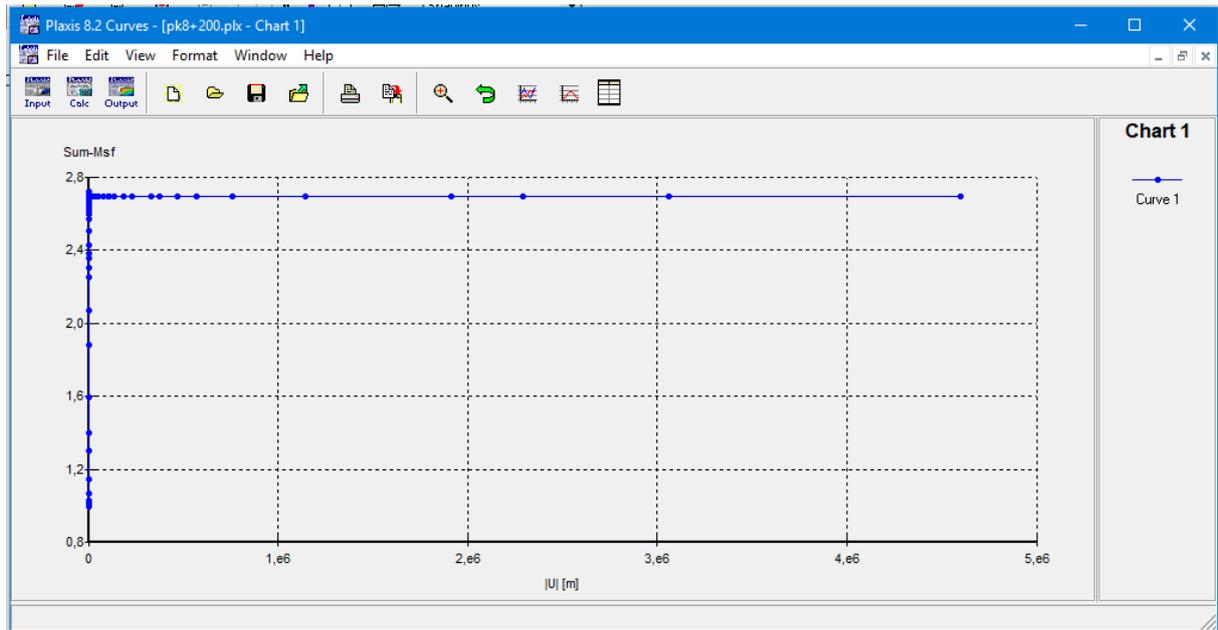


Figure IV. 14 Variation du coefficient de sécurité en fonction de déplacement PK8+200

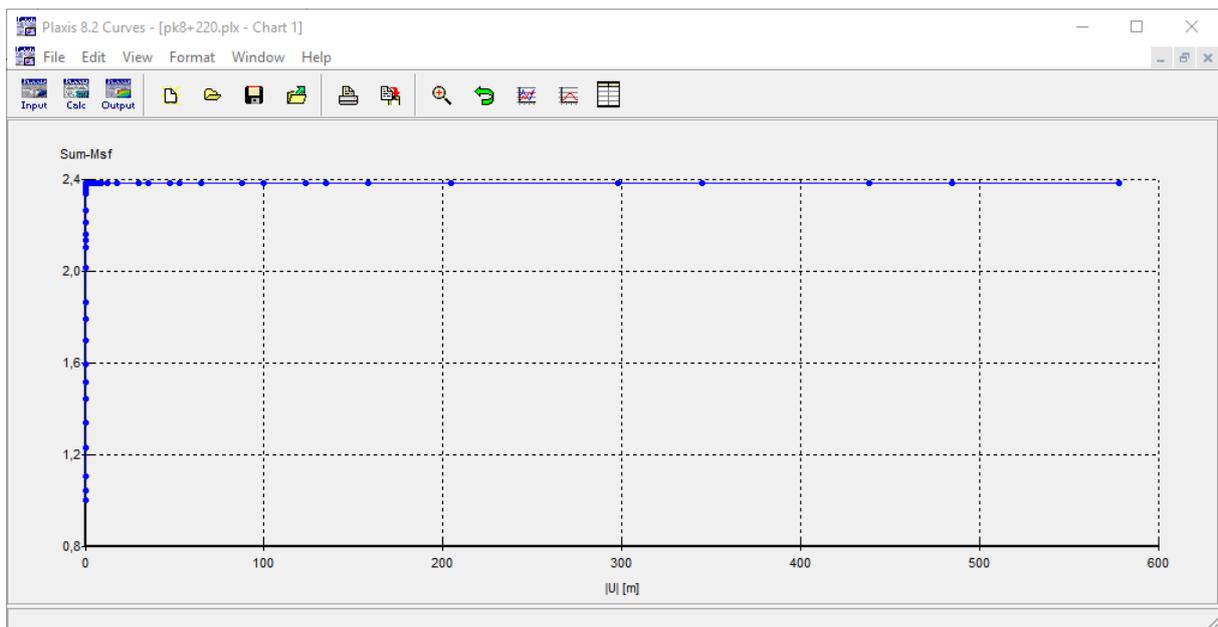


Figure IV. 15 Variation du coefficient de sécurité en fonction de déplacement PK8+220

La valeur du coefficient de sécurité obtenu à la fin du calcul est de l'ordre de 2.692 au PK8+200 et 2.3808 au PK8+220 (Figure IV.12 et IV13) indique une marge de sécurité significative, ce qui signifie que le terrain est capable de résister aux forces gravitationnelles et de maintenir son intégrité structurelle dans des conditions normales de terrain naturel. Cela suggère que les caractéristiques géotechniques du sol, telles que l'angle de frottement interne, la cohésion et la résistance au cisaillement, sont favorables et offrent une stabilité adéquate

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

IV.4 Cas du talus PK8+200 et PK8+220 après terrassement

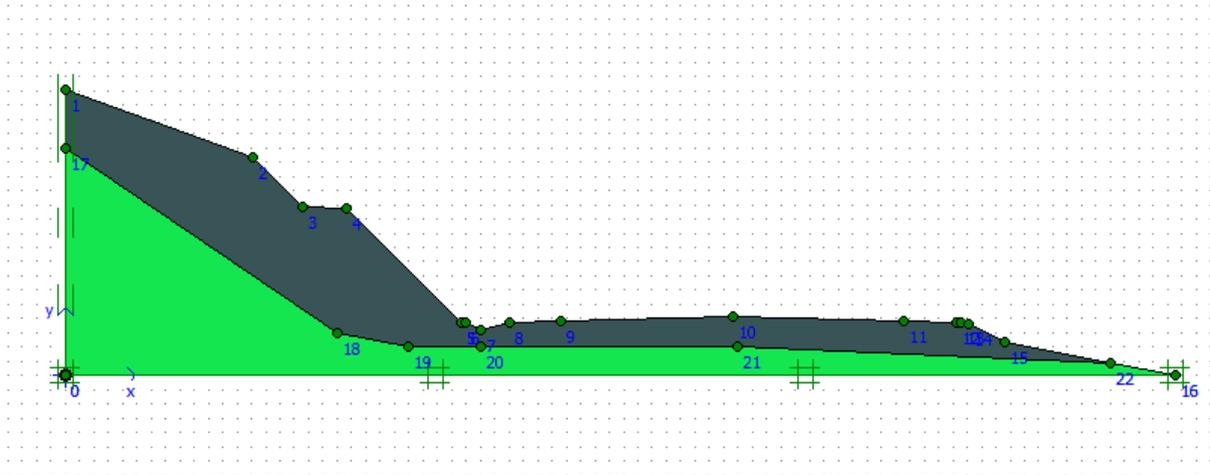


Figure IV. 16 Géométrie du talus PK8+200 après travaux de terrassements

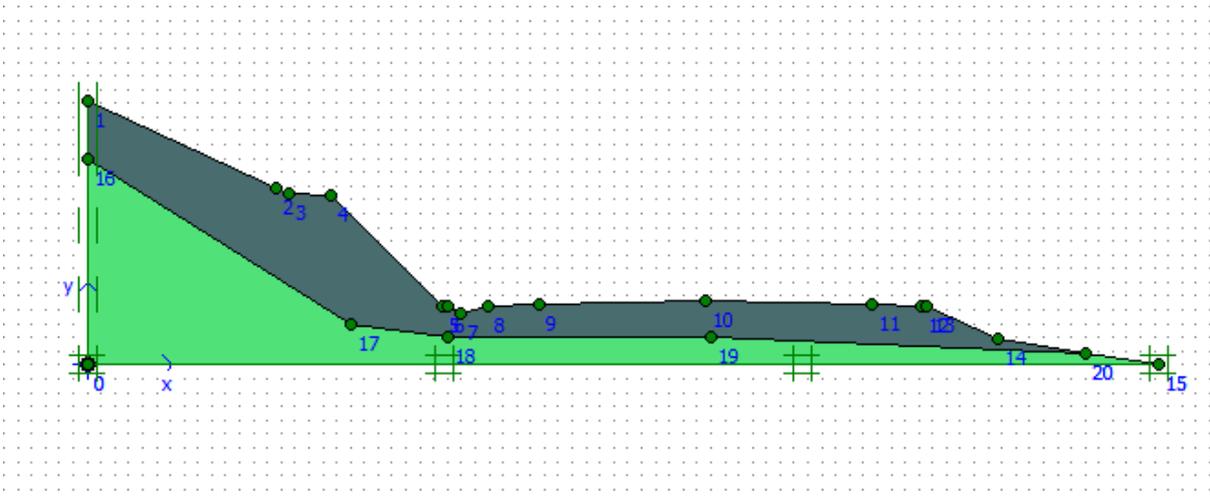


Figure IV. 17 Géométrie du talus PK8+220 après travaux de terrassements

La géométrie et les conditions aux limites du talus après terrassement sont illustrées sur (les figures IV.16, IV.17) représentent deux couches du sol naturel (argile sableuse et tuf basaltique), le terrassement a été effectué du haut au bas de talus et le profil en travers des déblais dans cette zone a été calé à $1/1(45^\circ)$.

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

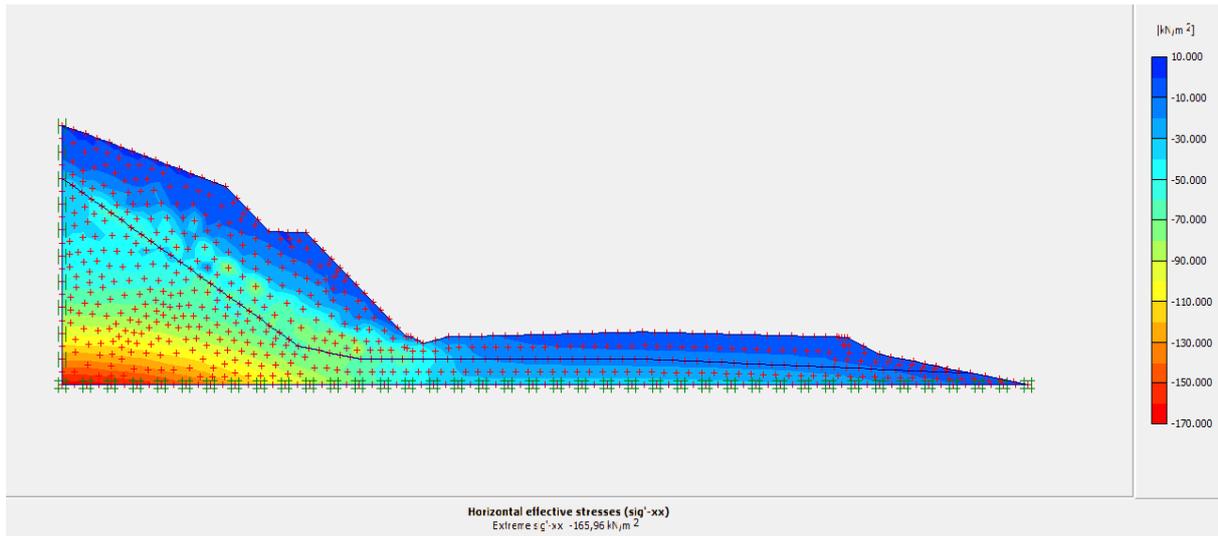


Figure IV. 18 Génération des contraintes totales PK8+200

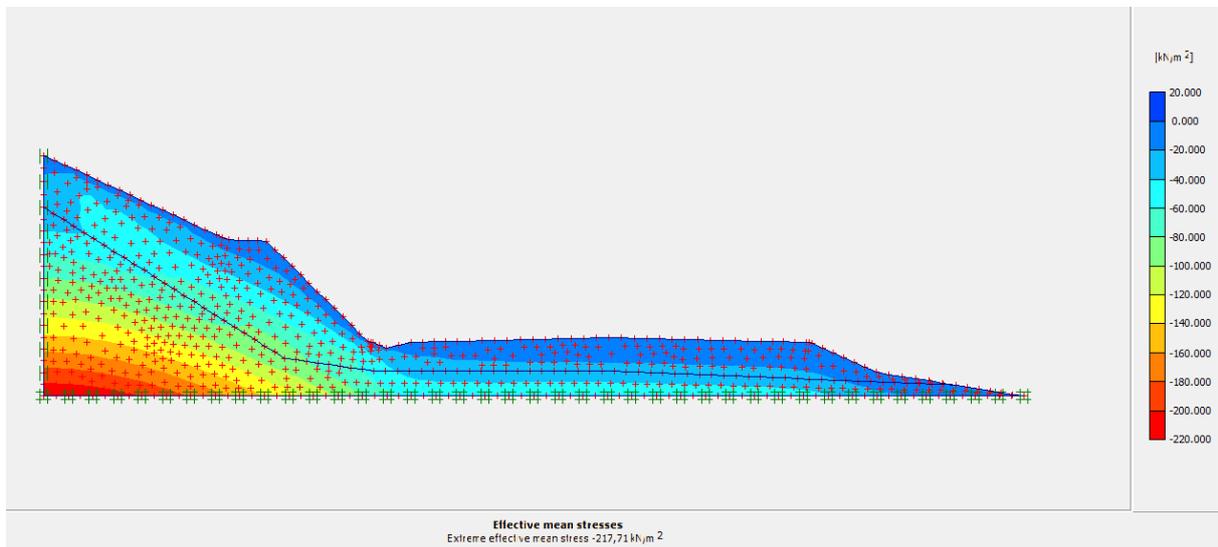


Figure IV. 19 Génération des contraintes totales PK8+220

Les figures IV.18 et 19 représentent les contraintes, les valeurs des contraintes totales sont diminuées du au volume de déblai évacuer et les résultats des contraintes totales après terrassement peuvent montrer comment les forces gravitationnelles sont redistribuées suite aux modifications apportées au talus.

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

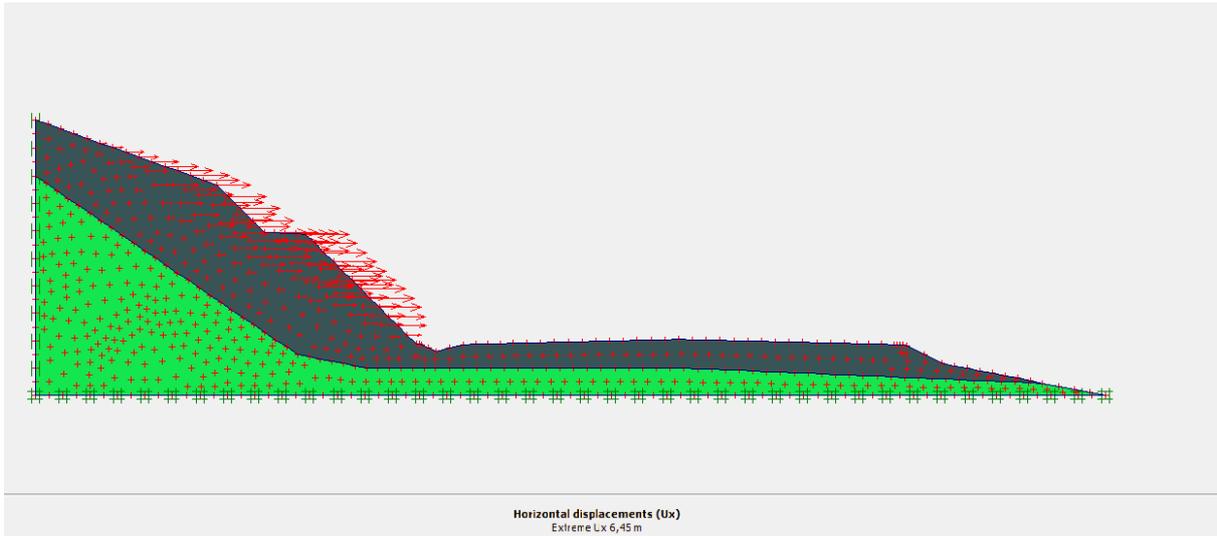


Figure IV. 20 Les déplacements totaux PK8+200

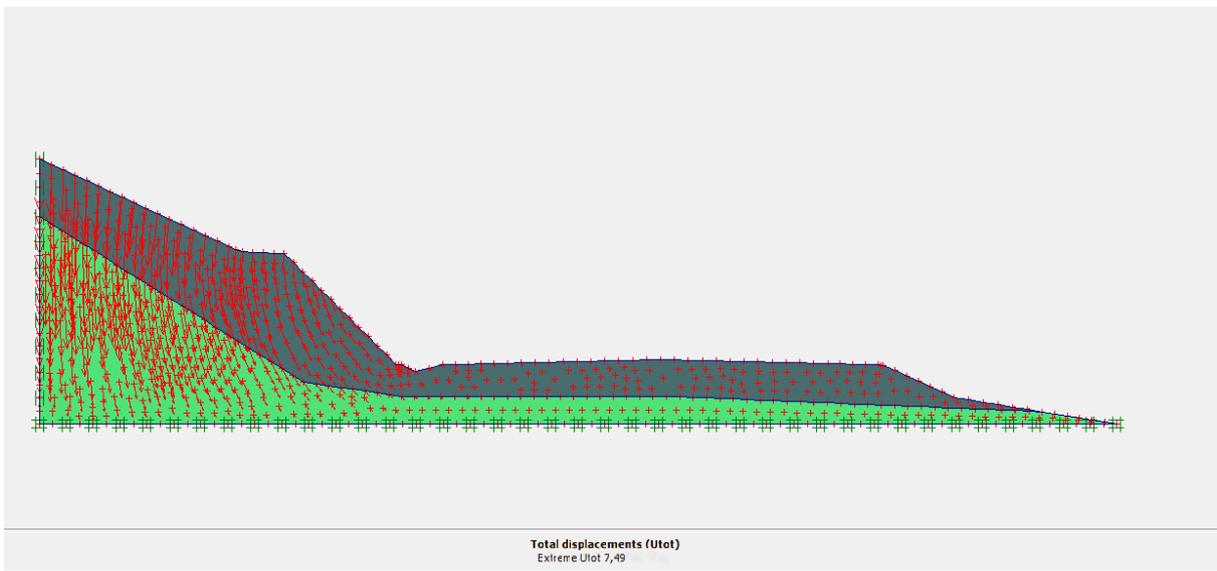


Figure IV. 21 Les déplacements totaux PK8+220

Les figures IV. 20 et IV.21 représentent les déplacements totaux des deux profils après terrassement, un déplacement de 6 à 7 mètres après terrassement est considérable et soulève des préoccupations quant à la stabilité du talus. Un tel mouvement peut indiquer une déformation importante du sol et suggérer des zones de faiblesse ou de contraintes élevées susceptibles de conduire à un glissement ou à une défaillance du talus.

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

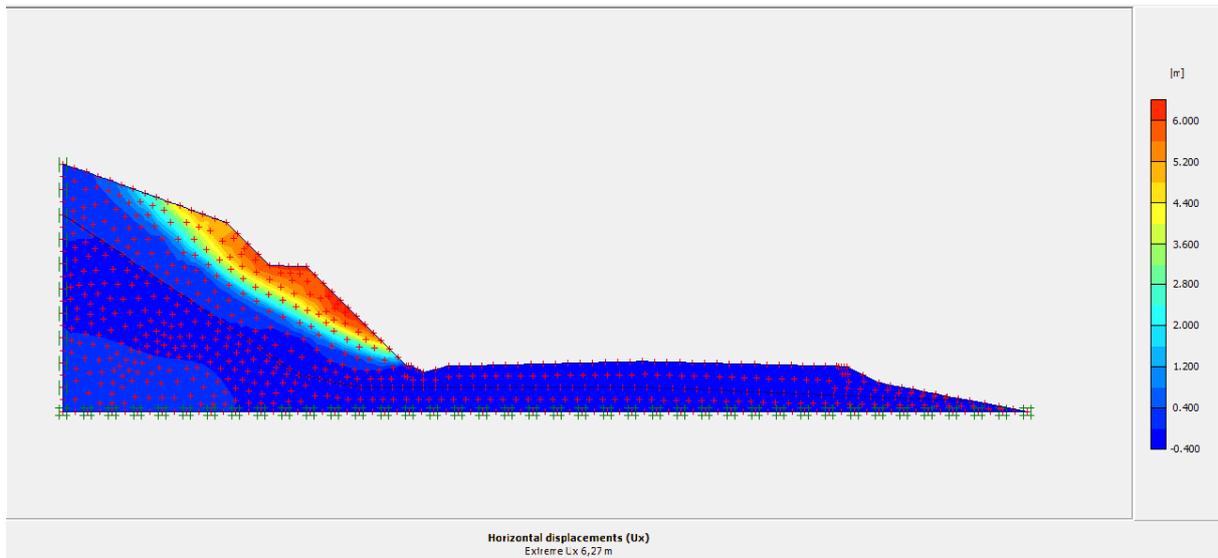


Figure IV. 22 Déplacement totaux PK8+200

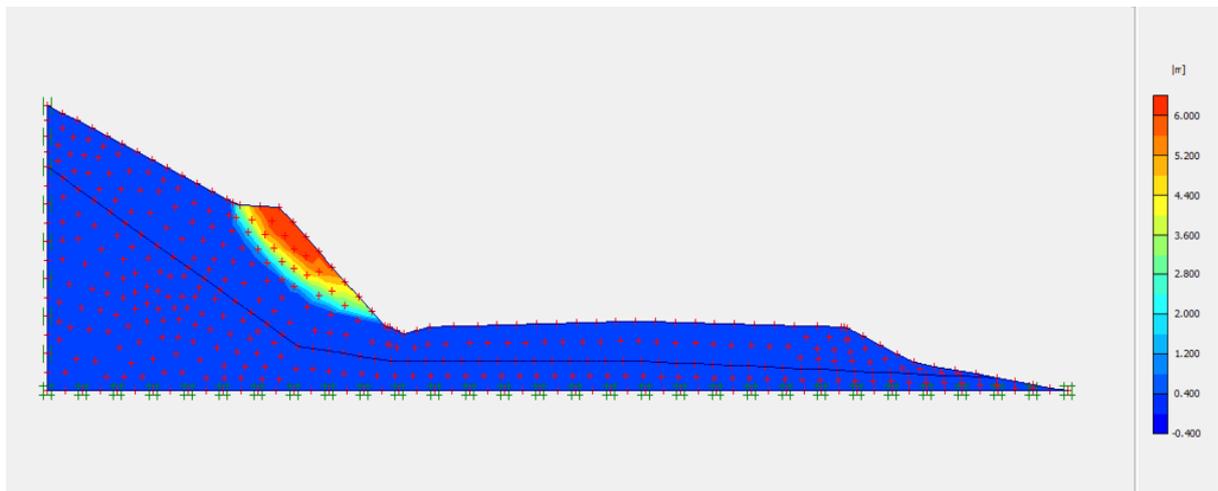


Figure IV. 23 Déplacement totaux PK8+220

La présentation dégradée et vecteur de déplacement total (fig.IV.22, fig.IV.23) montre une surface de rupture plane finie. On remarque aussi que le cercle de glissement est au voisinage du pied de talus et il est de l'ordre de 6.45 m.

- Le matériau a glissé sur l'interface de l'argile sableuse sur une épaisseur environ de 2m en tête et environ 4 à 6 mètres dans la masse du glissement.
- Le glissement est de type ``loupe de glissement curviligne``. Il est probable que ce glissement remonte plus haut dans la pente, lorsque le matériau sera enlevé à la base
- le cercle de glissement se situe à la limite du talus ou même à la surface du sol. Cela indique que les contraintes totales dues au poids propre des terres dépassent la résistance au cisaillement des sols, provoquant ainsi un potentiel de glissement.

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

- Le rayon du cercle de glissement dans ce cas plus grand que celui observé dans le cas stable. Cela indique que les forces potentielles de défaillance sont plus importantes et que la zone de glissement prévue est plus étendue.
- L'angle de frottement interne des sols joue un rôle crucial dans la formation du cercle de glissement dans le cas instable. On a un angle de frottement de l'argile sableuse de 33° et un talus qui a été réalisé avec une inclinaison de 45° ce qui introduit une diminution de la résistance au cisaillement, ce qui se traduit par un cercle de glissement plus grand.

On a remarqué que le glissement est très localisé au niveau de talus et n'a pas dérangé la chaussée.

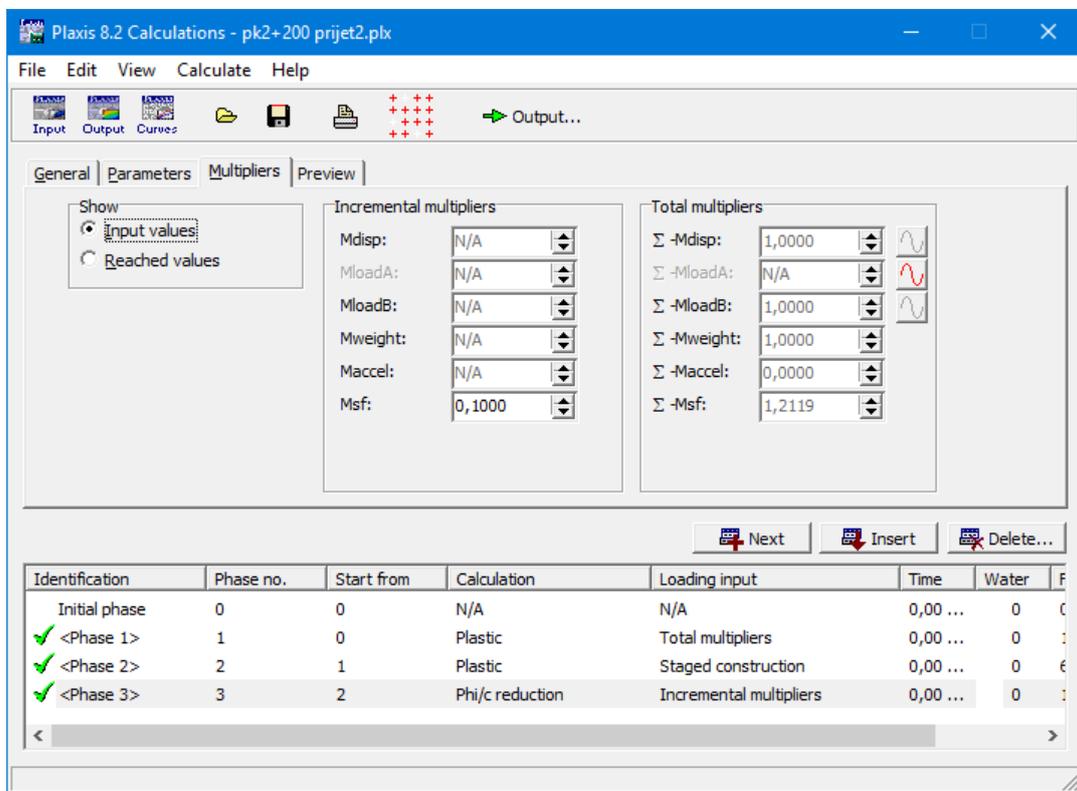


Figure IV. 24 Coefficient de sécurité du talus PK8+200 ($F_s = 1.2119$)

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

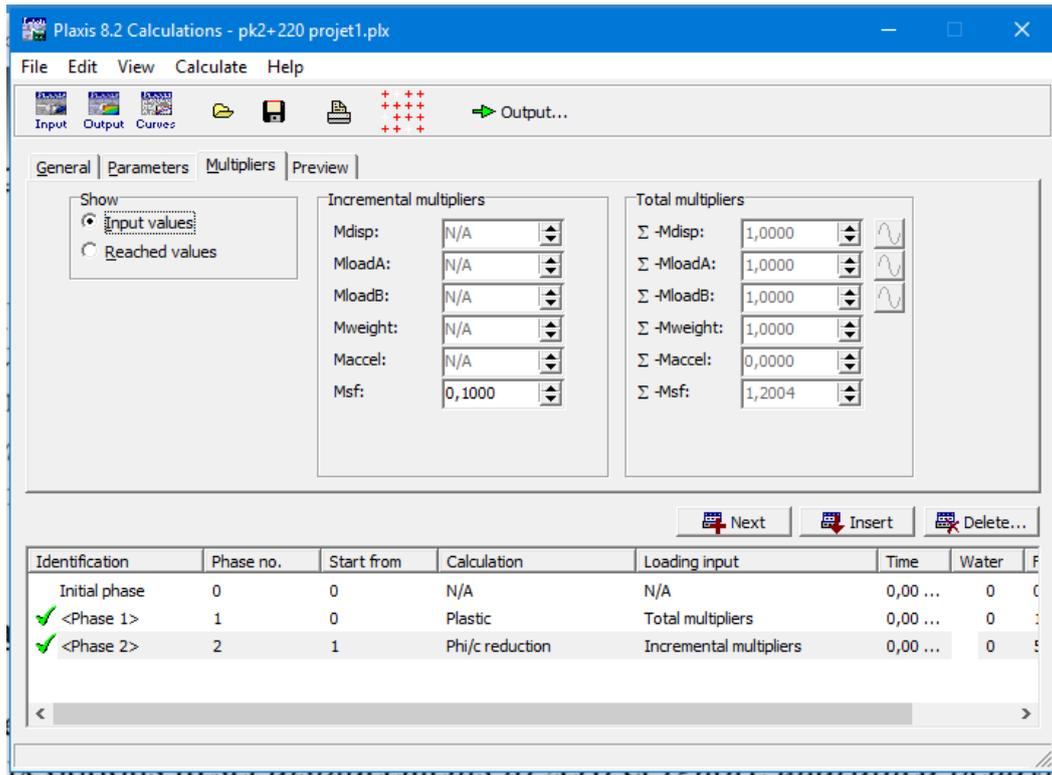


Figure IV. 25 Coefficient de sécurité du talus PK8+220 ($F_s = 1.2004$)

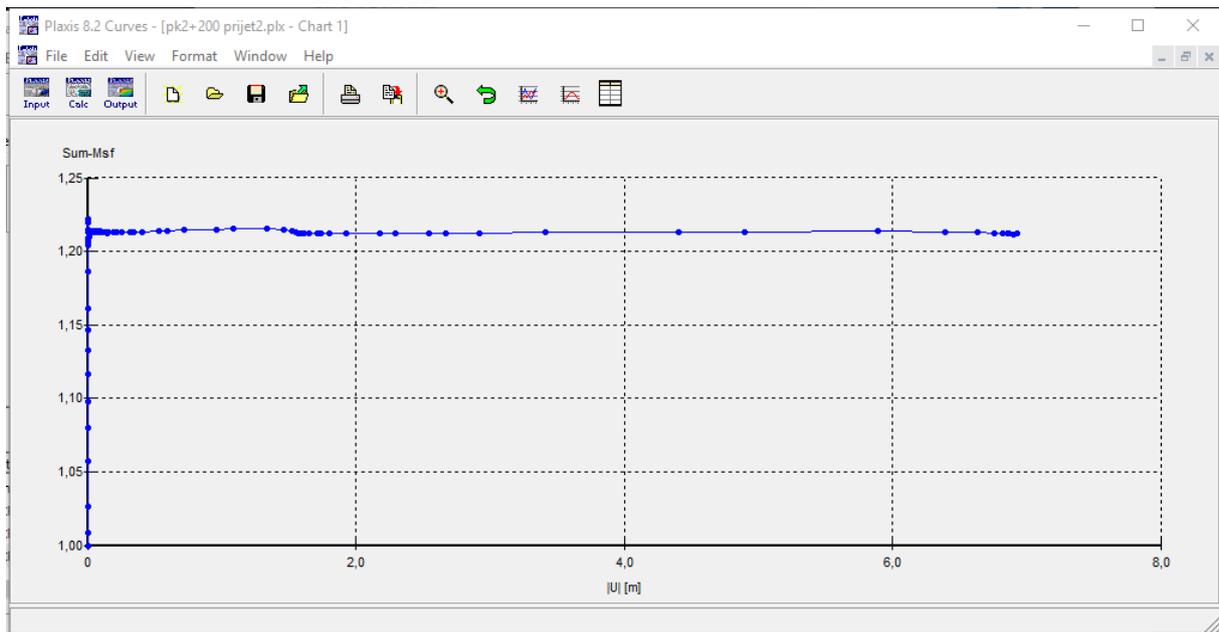


Figure IV. 26 Variation du coefficient de sécurité en fonction de déplacement PK8+200 après terrassement

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

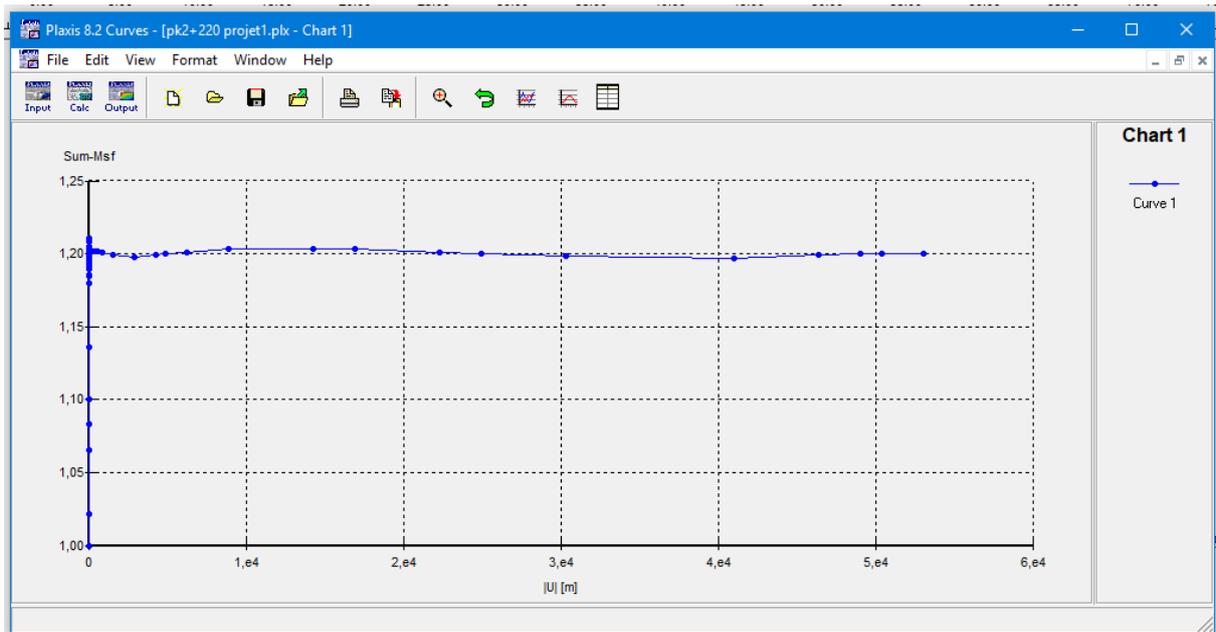


Figure IV. 27 Variation du coefficient de sécurité en fonction de déplacement PK8+220 après terrassement

Les figures IV.24 et IV.25 donnent la valeur du coefficient de sécurité après les travaux de terrassement.

- Au PK8+200 → $F_s = 1.2119$
 ≤ 1.5 a long terme selon le GTR ghazaouet
- Au PK8+220 → $F_s = 1.2004$

Ce qui confirme l'instabilité du talus.

IV.5 Comparaison entre les deux profils après terrassement

Tableau IV. 2 Comparaison entre les deux profils après terrassement

PK8+200	Contrainte totaux	165.95 KN/m ²
	Déplacement totaux	6.45 m
	Coefficient de sécurité	1.2119
PK8+220	Contrainte totaux	217.71 KN/m ²

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

	Déplacement totaux	7.49 m
	Coefficient de sécurité	1.2004

On a remarqué que la section du pk8+200 au pk8+250 a presque la même caractéristique géométrique et géotechnique et notre étude sur les deux profils pk8+200 et pk8+220 ont obtenue des résultats similaires (Coefficient de sécurité, Déplacement totaux, Contrainte totaux), Donc on a procédé un traitement comme suit.

IV.6 Analyse de la stabilité du talus PK8+220 après traitement avec réduction de la pente

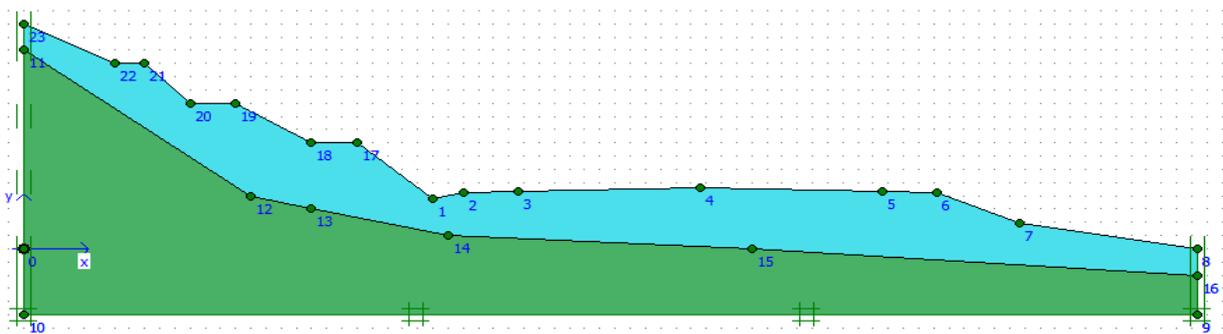


Figure IV. 28 Géométrie du talus Cas du talus PK8+220 après traitement

La figure IV.28 représente la géométrie du talus après traitement, on a deux couches du sol naturel (argile sableuse et tuf basaltique), le terrassement a été effectué du haut au bas de talus et le profil en travers des déblais dans cette zone a été calé à $3/4(36^\circ)$ avec une banquette de 3 m pour diminuer l'inclinaison du talus.

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

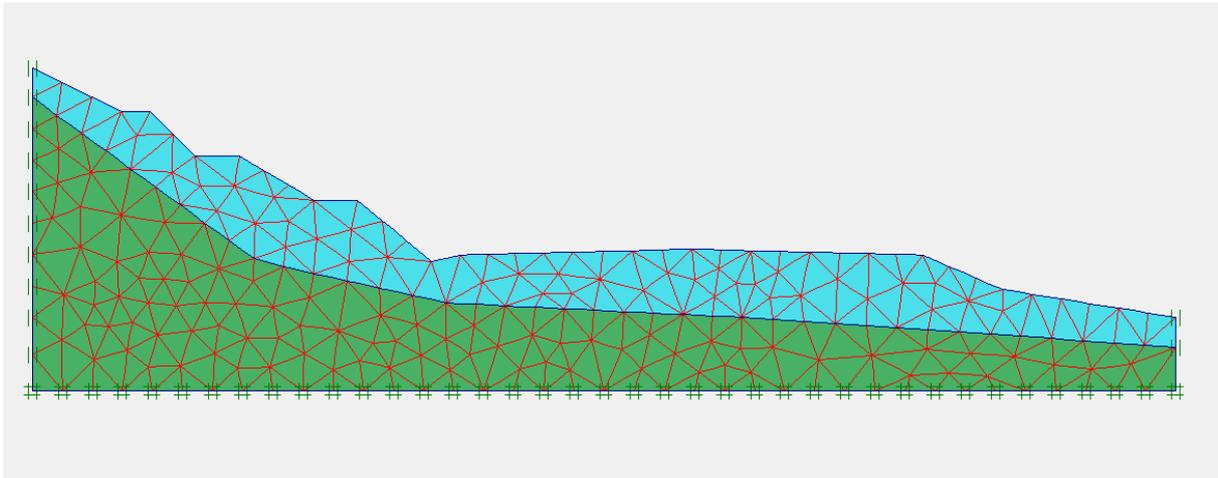


Figure IV. 29 Génération du maillage

Pour représenter au mieux les variations des contraintes et des déformations dans le talus, nous avons opté pour un maillage fin et triangulaire.

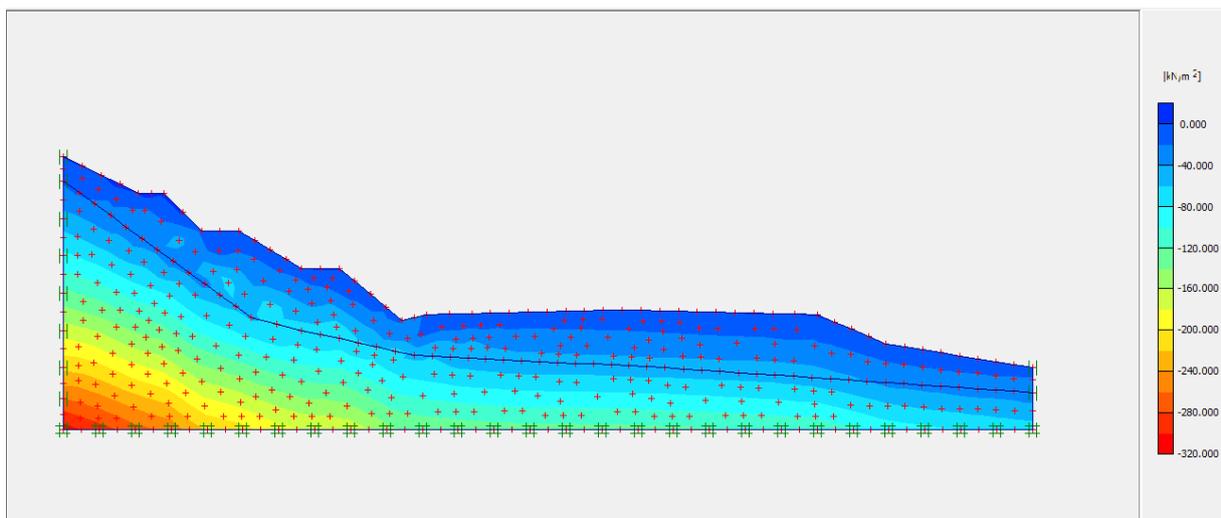


Figure IV. 30 Génération des contraintes totales PK8+220 après traitement

La figure IV.30 représente les contraintes totales PK8+220 après traitement, les contraintes sont principalement localisées à l'intérieur de la zone du terrain et ne s'étendent généralement pas jusqu'à la surface du sol. Cette distribution des contraintes indique un équilibre satisfaisant entre les contraintes totales dues au poids propre des terres et les résistances au cisaillement des sols. Ce mécanisme assure la stabilité du talus en garantissant que les forces gravitationnelles sont supportées par les caractéristiques géotechniques du sol, évitant ainsi les risques de glissement ou de défaillance.

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

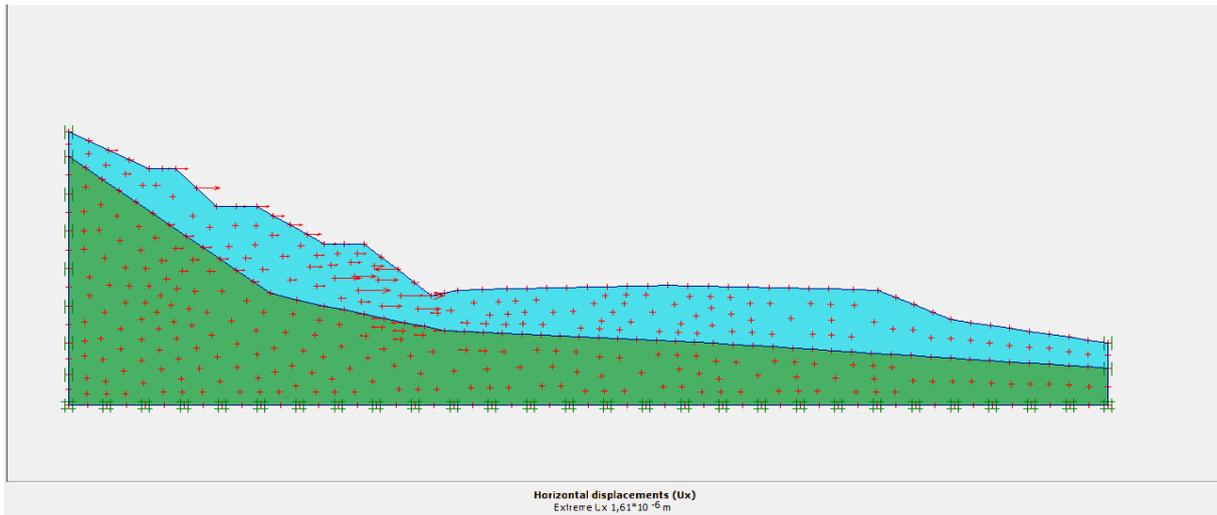


Figure IV. 31 Déplacements totaux PK8+220 après traitement ($1.61 \cdot 10^{-6}$)

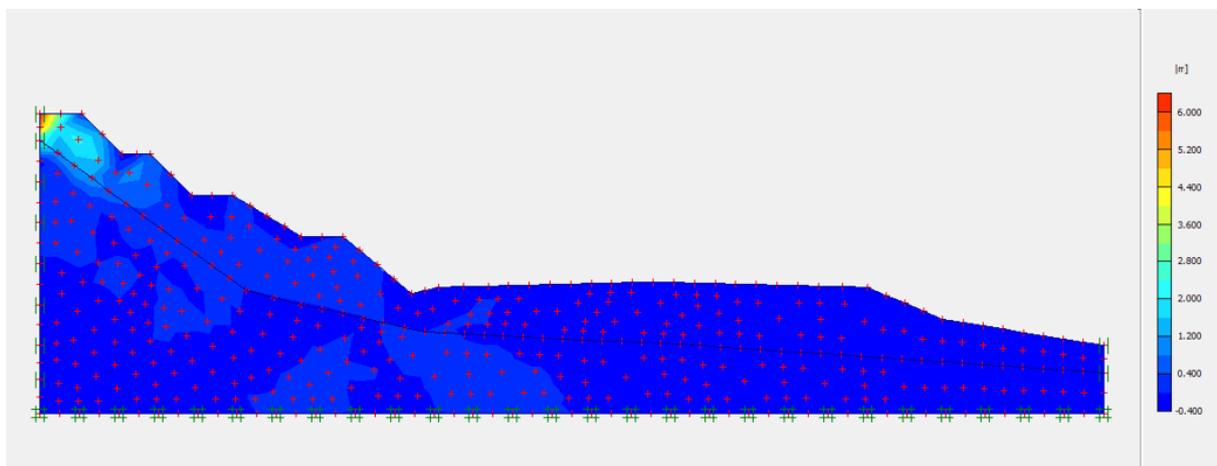


Figure IV. 32 Déplacement totaux PK8+220 après traitement

Les figures IV.31 et 32 montrent les déplacements et le cercle de glissement après traitement

- Un déplacement presque nul indique que le talus est relativement stable et qu'il subit peu ou pas de mouvements significatifs. Cela est positif car des déplacements importants peuvent indiquer une instabilité et des risques potentiels de défaillance du talus.
- Le fait qu'aucun cercle de glissement ne soit présent indique que les contraintes totales dues au poids propre des terres sont bien équilibrées par les forces de résistance du sol. Cela confirme que les mécanismes de défaillance, tels que les glissements, ne sont pas susceptibles de se produire dans les conditions actuelles du talus.

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

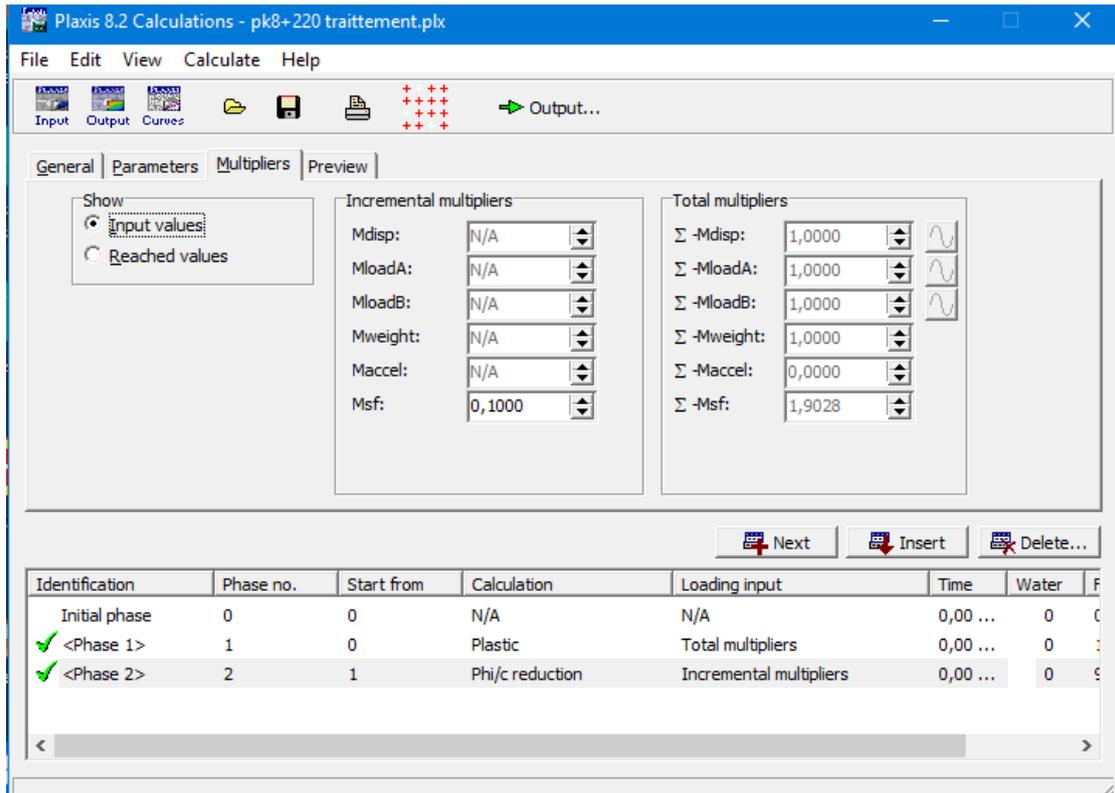


Figure IV. 33 Coefficient de sécurité du talus PK8+220 après traitement ($F_s=1.9028$)

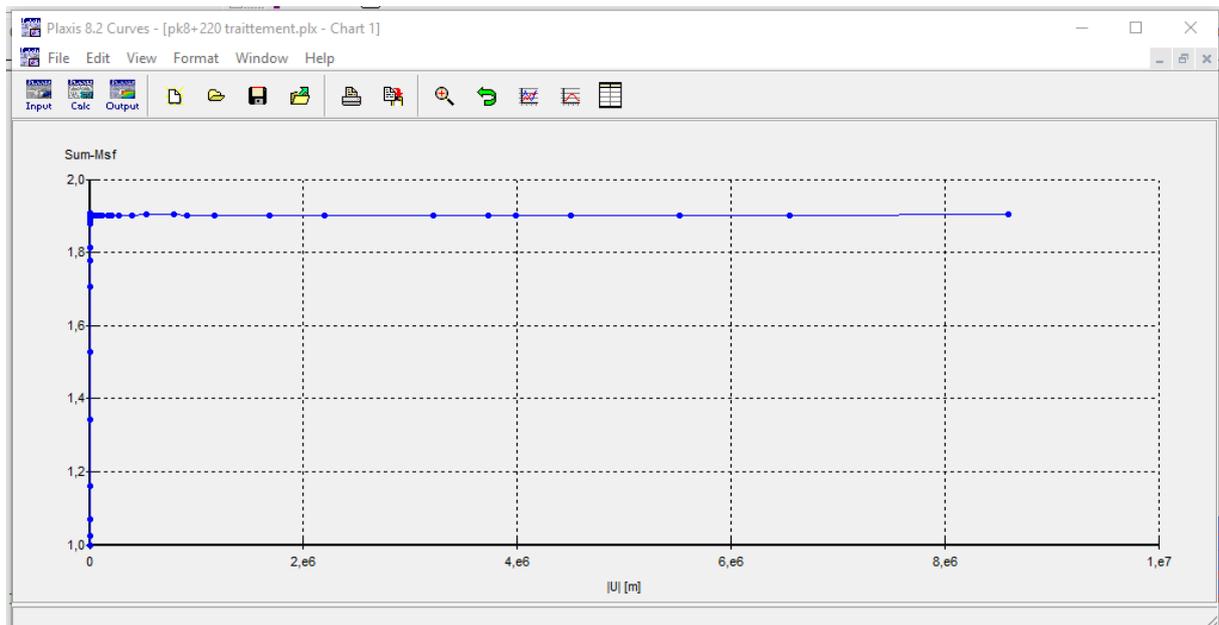


Figure IV. 34 Variation du coefficient de sécurité en fonction de déplacement PK8+220 après traitement

Après l'étude réalisée on a obtenu un coefficient de sécurité $F_s=1.9028$ ce qui confirme la stabilité du talus.

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

Efficacité du traitement appliqué : La présence d'un facteur de sécurité 1.9028, l'absence de cercle de glissement et un déplacement négligeable peuvent être attribués à l'efficacité du traitement mis en place.

Les mesures prises pour assurer la stabilité du talus, on a diminué l'angle de la pente, évacuation du matériau glisser et un terrassement doit se faire sur le talus, le but de changer le profil étudié et à adoucir la pente moyenne afin d'augmenter la sécurité

Donc on a procédé a la réduction de la pente de 3/4 avec une banquette de 3m du haut ou bas de talus.

IV.7 Cas de la chaussée PK8+240 coté gauche

Tableau IV. 3 Différentes couches de la chaussée

Nom géotechnique	Couleur	γ [KN/m ³]	ν	E [Mpa]	C' [KPa]	Φ' [°]
Remblai basaltique		20	0.3	50000	05	33
Argile		18	0.3	20000	04	10
Argile sableuse		18	0.3	100	40	14
Gravier et galet		19	0.3	50000	05	20
Massif calcaire		24	0.3	30000	50	33

Remarques

- Les valeurs des paramètres géotechniques du sol (γ , C, Φ') ont été obtenues du rapport de l'entreprise CITIC CRCC et Laboratoire GETPRIM
- Les valeurs des paramètres [E, ν] n'ont pas été données dans le rapport géotechnique, mais attribuées par LTPO

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

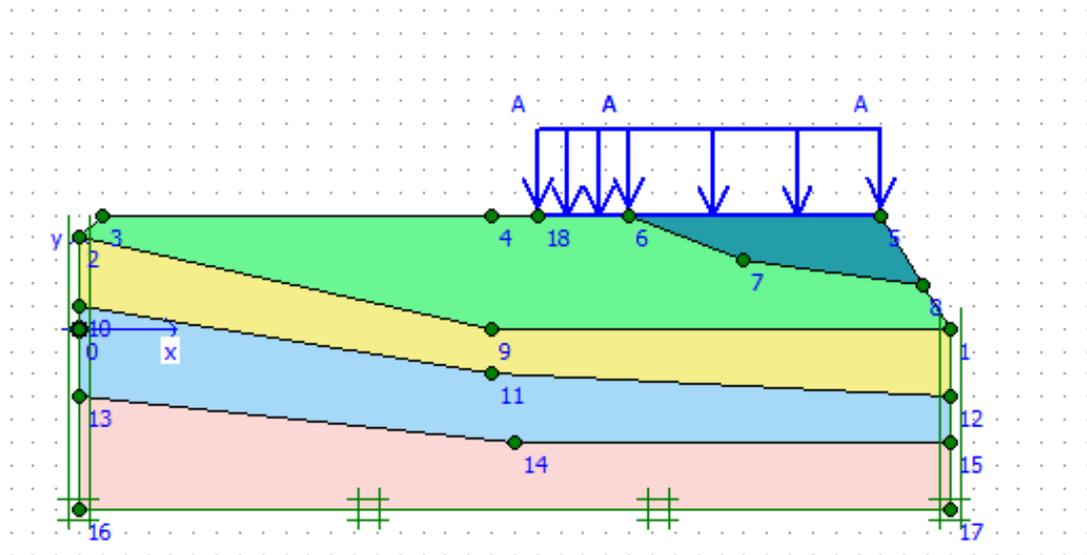


Figure IV. 35 Géométrie de la chaussée

La figure IV.35 montre les différentes couches de terrain naturel de la chaussée et la couche de remblai (remblai basaltique, argile, argile sableuse, gravier et galet et massif calcaire) et surcharge de 10KN avec les conditions aux limites de type fixation standard.

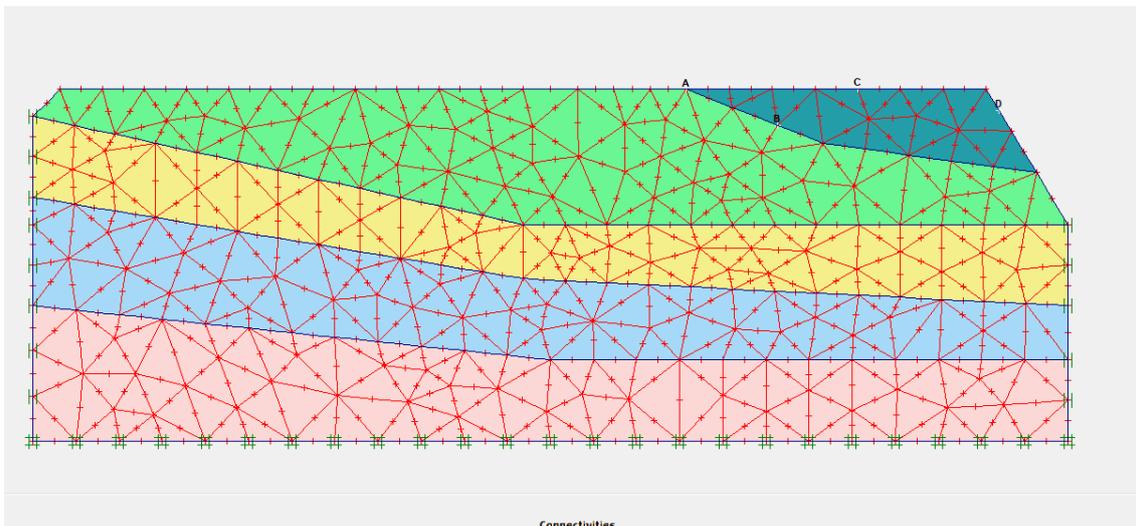


Figure IV. 36 Maillage de la chaussée

La figure IV.36 montre que le maillage utilisé est un maillage fin. Afin de représenter de manière précise les variations des contraintes et des déformations dans le talus, nous avons choisi d'utiliser un maillage fin et triangulaire. Nous avons accordé une attention particulière à la position des nœuds du maillage, en prenant en compte à la fois la topographie du site et les caractéristiques géométriques du talus.

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

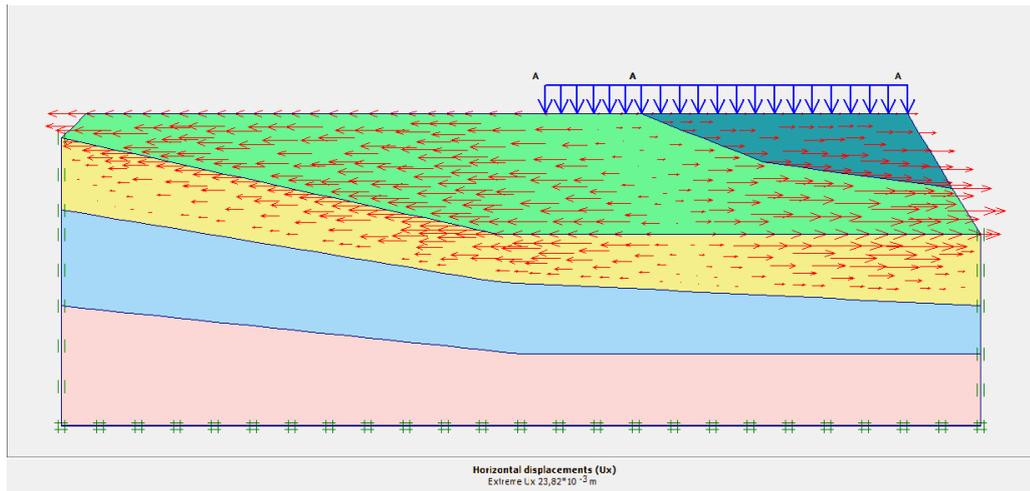


Figure IV. 37 Déplacement par rapport a X

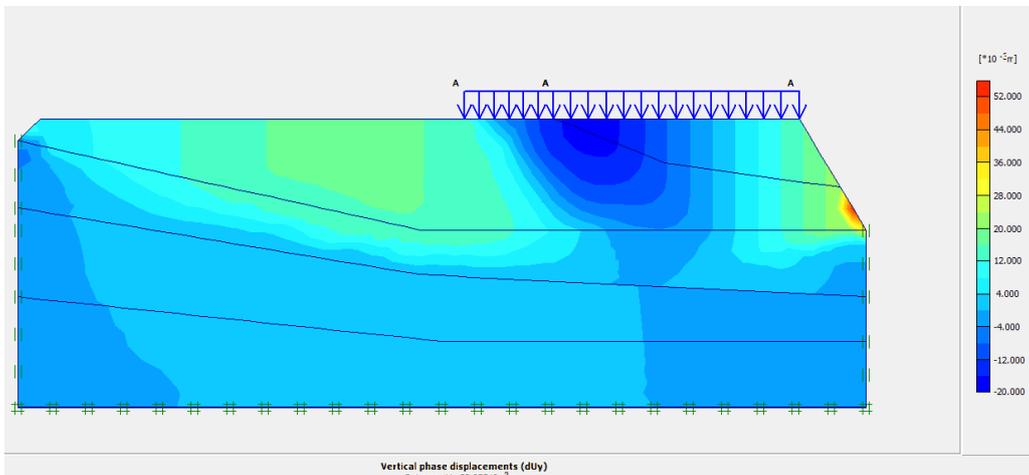


Figure IV. 38 Déplacement par rapport a Y

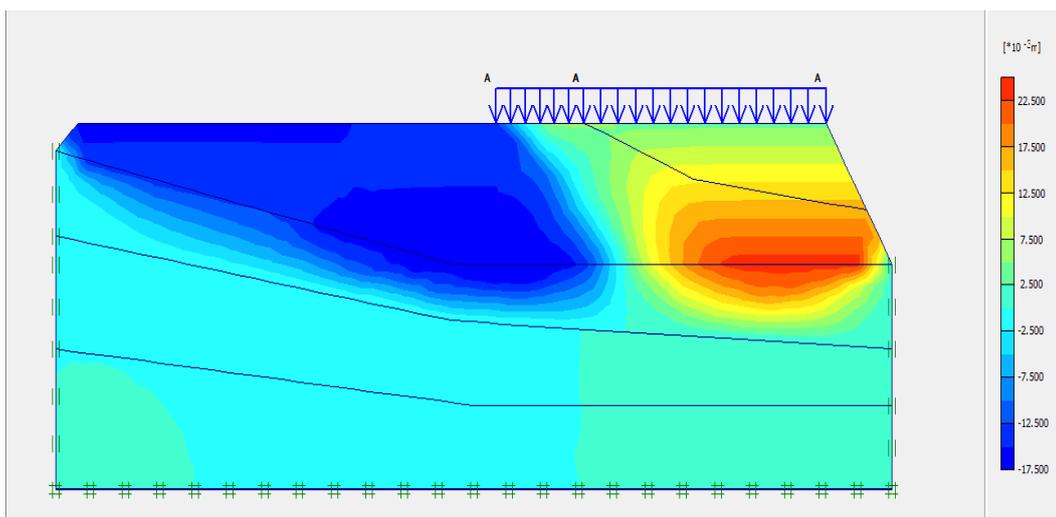


Figure IV. 39 Génération de déformation de la chaussée sous la surcharge de 10 KN

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

Les figure IV.37, IV.38 et IV.39 représentent les déplacements et les déformations de la chaussée

- Après notre étude de la chaussée on a confirmé que les fissures de la chaussée ne sont pas du ou glissement du talus coter droite mais sont du ou déformation de la couche d'argile qui se trouve sous le remblais est représenté des faible caractéristiques mécanique selon le rapport GETPRIM, en raison de ses propriétés géotechniques particulières, est sujette à des changements de volume en fonction des variations d'humidité. Cela peut entraîner une détérioration de la stabilité du sol, des mouvements différentiels et des fissures sur la chaussée.
- Le demi chaussé et un profile mixte déblai remblai qui n'a pas été réaliser sans banquettes donc le remblai a une faible assise.
- L'ajout de la charge supplémentaire sur la chaussée ($Q=10\text{KN}$) sans prendre en compte leur effet sur la stabilité peut compromettre la sécurité de la chaussée.
- Ces déplacements peuvent être causés par la déformation et la consolidation de la couche d'argile instable, entraînant une redistribution des contraintes et des charges dans le remblai.

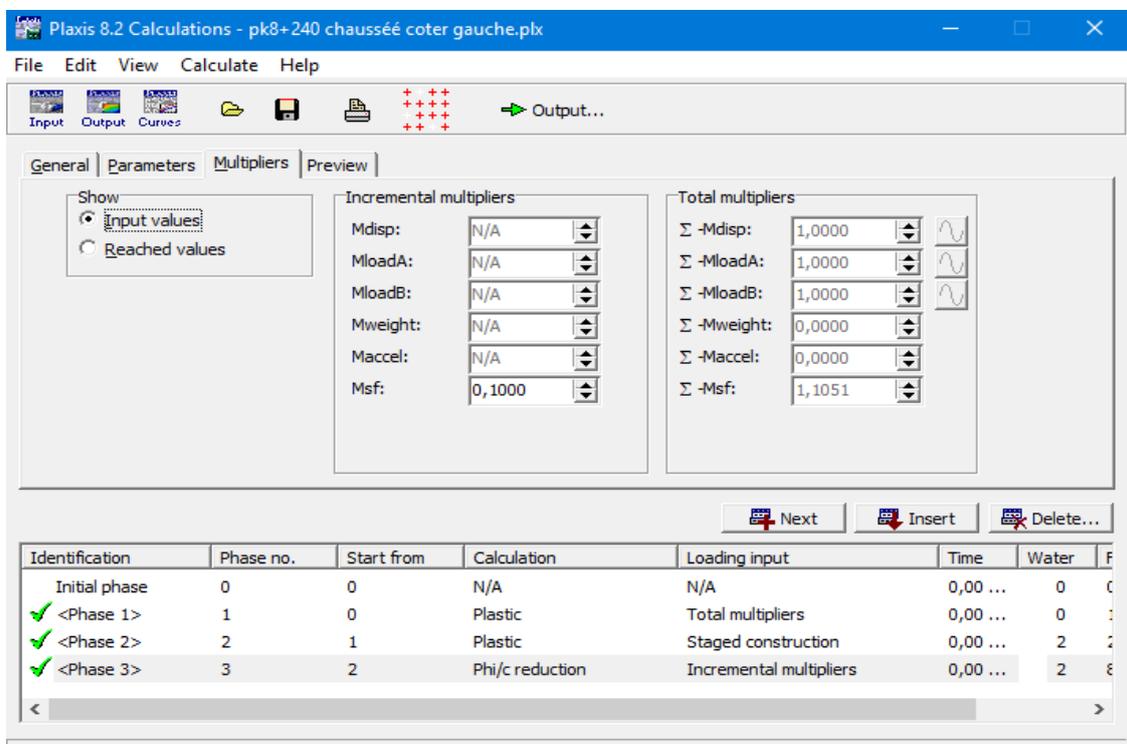


Figure IV. 40 Coefficient de sécurité du la chaussée ($F_s=1.1051$)

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

Un coefficient de sécurité de 1.1051 indique que les forces potentielles de défaillance sont supérieures à la résistance du sol, ce qui confirme qu'il y a un risque d'instabilité de la chaussée

IV.8 Traitement de la chaussée côté gauche PK8+240

Tableau IV. 4 D'efférentes couche du la chaussée après traitement

Nom Géotechnique	Couleur	γ [KN/m ³]	ν	E [Mpa]	C' [KPa]	Φ' [°]
Remblai basaltique		20	0.3	50000	05	33
Argile		18	0.3	20000	04	10
Argile sableuse		18	0.3	100	40	14
Gravier et galet		19	0.3	50000	05	20
Massif calcaire		24	0.3	30000	50	33
Gabion		24	0.3	50000	02	38

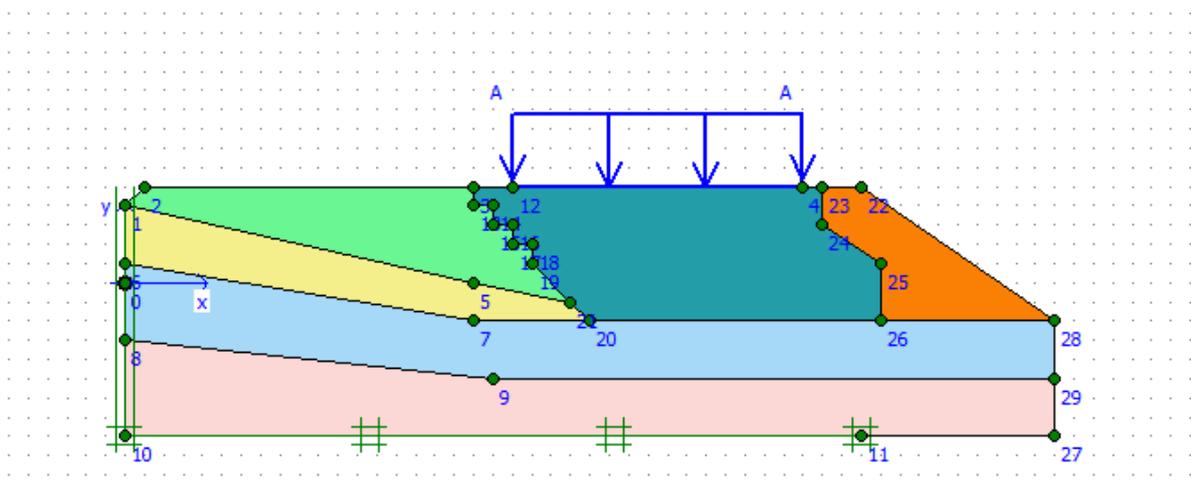


Figure IV. 41 Géométrie de la chaussée après traitement

La figure IV.41 montre les déférents couches de terrain naturel de la chaussée et la couche de remblai avec gabion et surcharge de 10KN

- ❖ Suite a la conclusion des causes des fissures de la chaussée on a proposé une solution comme de suite

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

- Un décaissement au niveau de la demi chaussée jusqu'à plus de 6m 7m de profondeur pour éliminé la couche d'argile au-dessus de remblai qui représente des faible caractéristique géotechnique
- On propose des banquettes pour la couche d'assise de la couche du remblai
- Suite a la hauteur importante du remblai on ajouter un mur poids en gabion pour renforcer la stabilité du remblai.

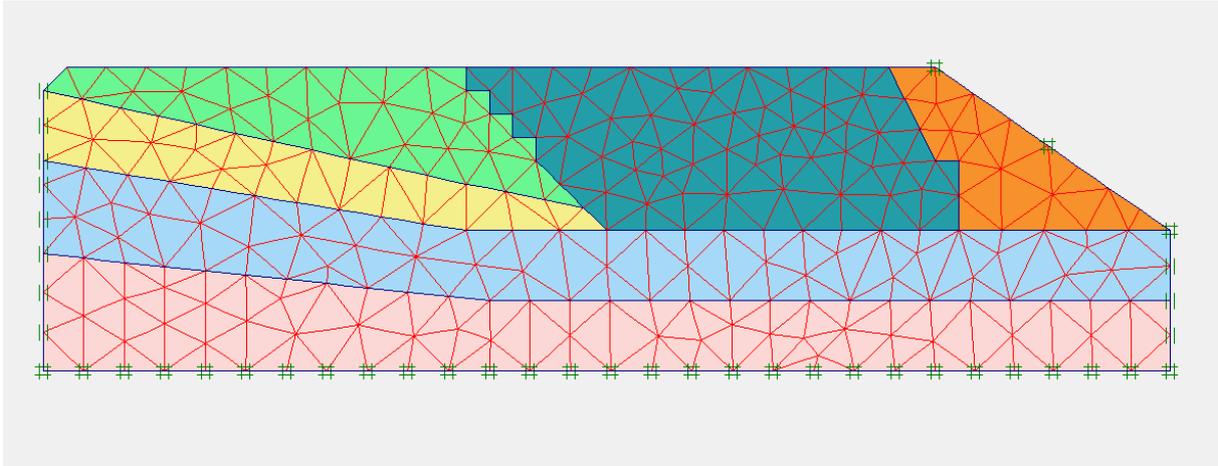


Figure IV. 42 Génération du maillage

La Figure IV.42 représente le maillage est un maillage fin. nous avons choisi d'utiliser un maillage fin et triangulaire. Nous avons accordé une attention minutieuse à la position des nœuds du maillage en prenant en compte à la fois la topographie du site et les caractéristiques géométriques du talus. Cette approche nous permet de représenter de manière précise les changements locaux des contraintes et des déformations, offrant ainsi une compréhension approfondie du comportement du la chaussée dans différentes zones.

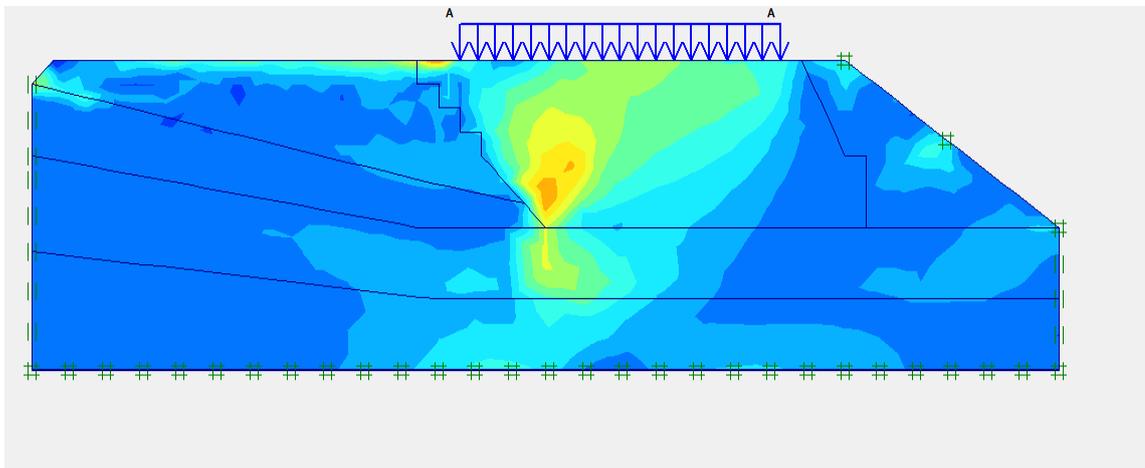


Figure IV. 43 Génération des contraintes totaux

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

Dans ce cas les contraintes totales sont réparties de manière équilibrée dans le remblai et le sol sous-jacent. Cela indique que les forces gravitationnelles exercées sur le remblai sont équilibrées par les résistances au cisaillement du sol, assurant ainsi une condition de stabilité.

Lorsque les contraintes totales ne présentent pas de concentrations excessives ou de points de contrainte élevée. Cela signifie que la répartition des charges sur la chaussée et dans le sol est uniforme, évitant ainsi les risques de déformation ou de rupture localisées.

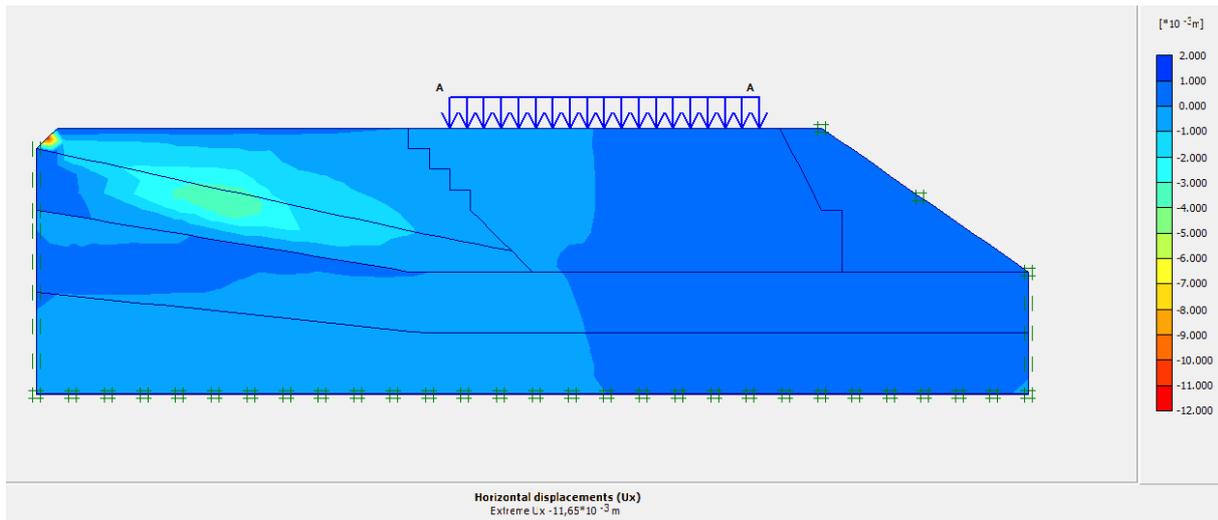


Figure IV. 44 Déplacement total ($11.65 \cdot 10^{-3}$)

Dans ce cas les déplacements totaux sont généralement minimes. Cela indique que la chaussée conserve sa position initiale sans subir de mouvements significatifs. Des déplacements négligeables sont souhaitables car ils assurent une stabilité structurelle et minimisent les risques de détérioration de la chaussée.

Les déplacements totaux limités impliquent également une absence de déformations excessives dans la chaussée en remblai. Cela signifie que la chaussée reste relativement uniforme et ne présente pas de déformations locales importantes qui pourraient compromettre sa fonctionnalité ou sa durabilité.

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

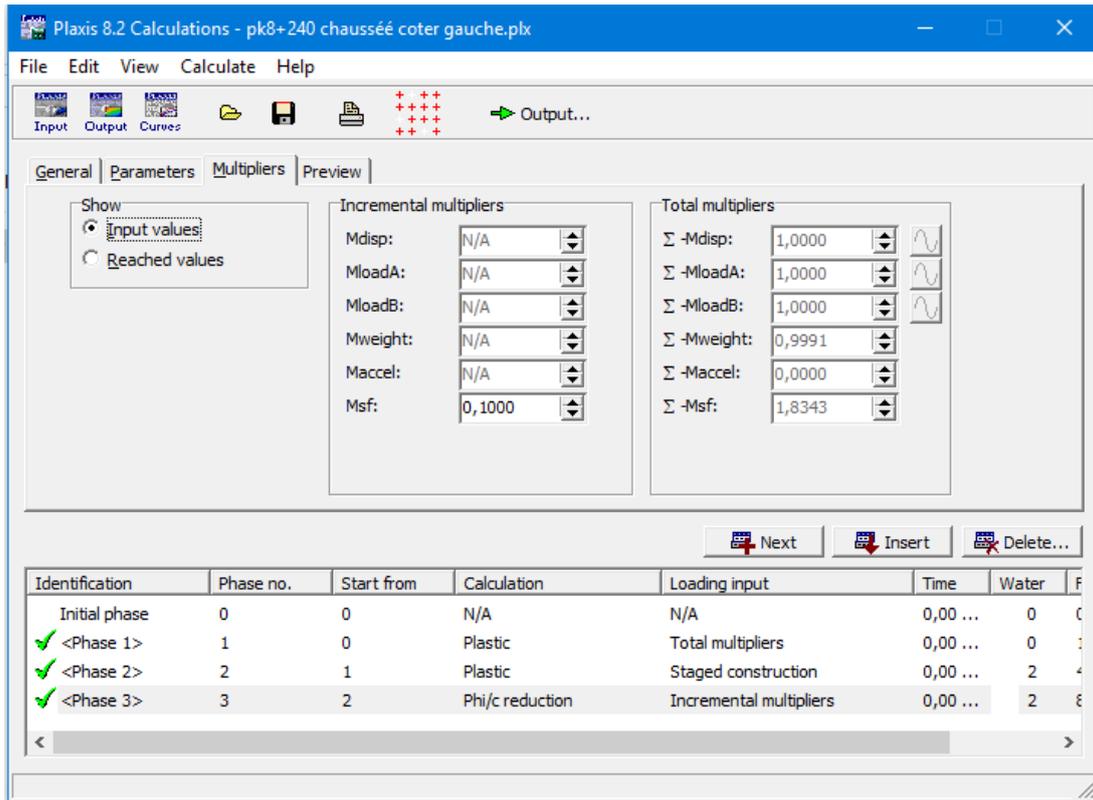


Figure IV. 45 Coefficient de sécurité de la chaussée après traitement ($F_s=1.8343$)

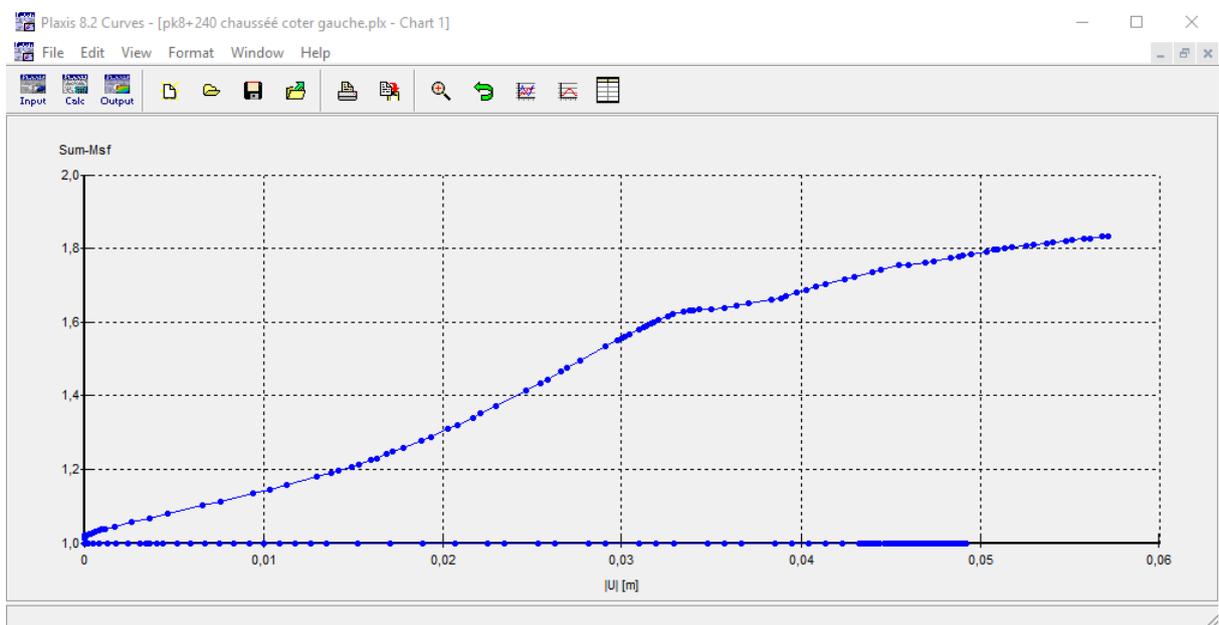


Figure IV. 46 Variation du coefficient de sécurité en fonction de déplacement PK8+240 après traitement

Après l'étude réalisée on a obtenu un coefficient de sécurité $F_s=1.8343$ ce qui signifie que la chaussée est totalement stable.

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

IV.9 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié la stabilité des deux glissements de terrain. L'un au talus PK8+200 sur le côté droit et l'autre au niveau de la route PK8+240 sur le côté gauche de la nouvelle pénétrante Ghazaouet, Les analyses ont été effectuées à l'aide du logiciel de calcul PLAXIS 8.2.

PLAXIS 8.2 est un logiciel de prévision basé sur la méthode des éléments finis qui permet de Calculer les déformations, les facteurs de sécurité, les contraintes, les déplacements etc.

Les résultats de la modélisation ont confirmé ce qui suit :

- Sur la base des résultats obtenus, la pente a été stable à son état naturel.
- Les travaux de terrassement ont provoqué un glissement de talus a cause d'inclinaison importante du talus qui a été réaliser au cours des travaux de terrassement de 1/1 (45°), donc on a procéder de a un adoucissement de la pente du talus de $\frac{3}{4}$ (36°) avec une banquettes de 3 m pour diminuer l'inclinaison du talus., cette méthode a fait augmenter le facteur de sécurité qui confirme la stabilité du talus.
- Après notre étude On a remarque que le glissement est très localisé au niveau de talus et n'a pas déranger la chaussée, donc les fissures au niveau de la chaussée sont due au géométrie du sol support du remblai qui n'a pas été réaliser dans l'énorme et les mauvaises caractéristique et géotechniques et physique de la couche d'argile sous remblai, donc on a proposé un décaissement au niveau de la demi chaussée jusqu'à plus de 6m de la profondeur pour éliminer la couche d'argile au-dessus de remblai qui représente des faible caractéristique géotechnique et on propose des banquettes pour la couche d'assise de la couche du remblai, suite a la hauteur importante du remblai on ajouter un mur poids en gabion pour renforcer la stabilité du remblai.

CHAPITRE IV. Modélisation numérique

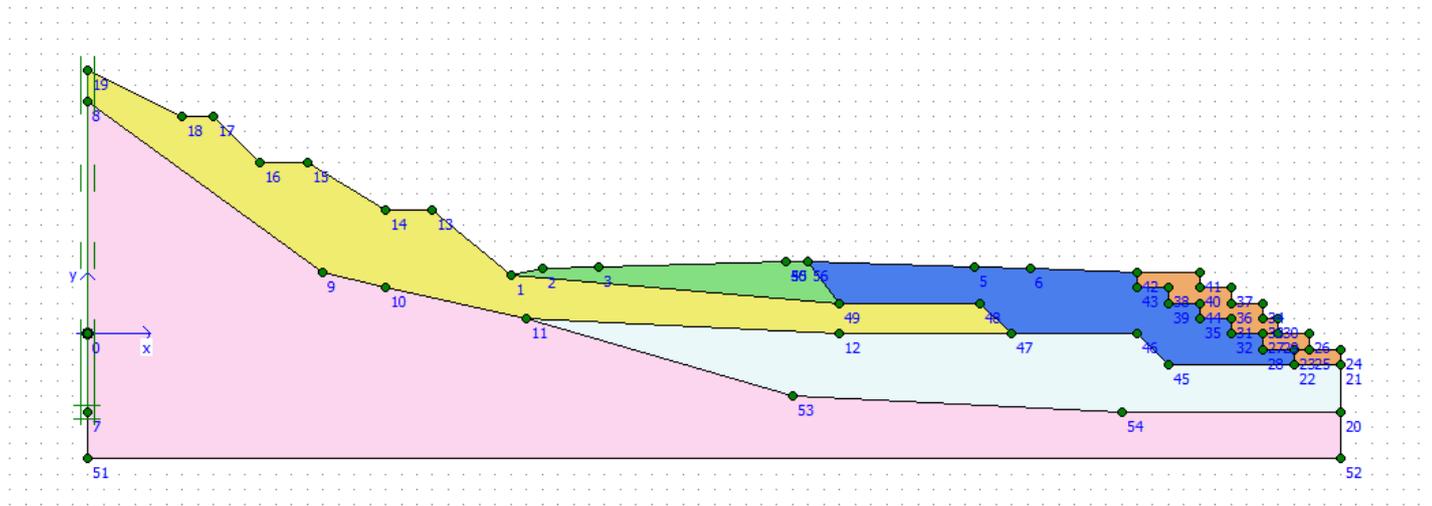


Figure IV. 47 Profil type de traitement talus et chaussée

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale

La stabilité des talus et les risques de glissements de terrain sont des préoccupations majeures lorsqu'ils menacent les populations et les infrastructures. Pour résoudre ces problèmes, il est essentiel de rechercher des solutions de protection.

Les approches traditionnelles utilisées pour aborder la stabilité des talus reposent sur des méthodes statiques simples, telles que le calcul en équilibre limite, qui ne tiennent pas compte des discontinuités et de l'hétérogénéité des sols. Les avancées récentes dans le domaine de l'informatique et du calcul numérique, notamment les méthodes des différences finies et des éléments finis, permettent une meilleure compréhension du problème et offrent des résultats intéressants.

Ce mémoire a permis de réaliser une étude modeste sur les glissements de terrain, en fournissant un aperçu des méthodes d'analyse et des différentes solutions de protection existantes. La classification des glissements de terrain et les méthodes d'analyse ont suscité des réflexions de la part de nombreux auteurs, conduisant à une diversité de critères et d'hypothèses. Cependant, il est important de noter que l'objectif ultime reste le même : apporter les meilleures solutions à chaque problème spécifique, quelle que soit la méthode de classification ou d'analyse utilisée.

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour objectif d'examiner la stabilité de deux glissements de terrain.

Glissement de talus (PK8+200 à PK8+250) côté droit et des fissures au niveau de la chaussée (PK8+200 à PK8+250) côté gauche de la pénétrante Ghazaouet, dans la wilaya de Tlemcen. L'étude de la stabilité des pentes nécessite plusieurs étapes, notamment une étude géologique et géotechnique, ainsi qu'une étude de stabilité.

Étant donné la complexité d'une étude de stabilité des pentes et du remblai, il est essentiel de disposer d'outils de calcul, tels que PLAXIS 8.2 basé sur la méthode des éléments finis, pour simuler numériquement ce comportement extrêmement complexe. Grâce à cette modélisation, nous avons constaté que les travaux de terrassement ont provoqué le glissement du talus qui était initialement stable dans son état naturel.

Conclusion générale

En conséquence, une solution proposée pour stabiliser le talus consiste à adoucir sa pente, ce qui a permis d'augmenter le coefficient de sécurité selon les résultats obtenus. Ainsi, nous pouvons conclure que cette méthode peut contribuer à stabiliser la pente.

Pour les fissures au niveau de la chaussée on a proposé de réalisation de la couche d'assise de la couche du remblai en gradin, et pour renforcer la stabilité du remblai qui a une hauteur importante et le profil reste un profil mixte on ajoute un mur en gabion ce qui a permis d'augmenter le coefficient de sécurité et assure la stabilité du remblai.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] Aleotti, P. (2004). A warning system for rainfall-induced shallow failures. *Engineering Geology*, 73(3-4), 247-265.
- [2] Varnes, D.J. (1978). Slope movement types and processes. *Landslides: Analysis and Control*, National Academy of Sciences, Transportation Research Board Special Report 176, pp. 11–33.
- [3] Jean, P. (1996). A propos de la classification des mouvements de terrain. *Bulletin de l'Association française de mécanique des sols et des travaux de fondations*, 156, 5-13.
- [4] Colas, J. G., & Pilot, G. (1990). Les mouvements de terrain. *La Houille Blanche*, 4, 277-284.
- [5] Van Westen, C. J., Rengers, N., & Terlien, M. T. (2003). An integrated spatial assessment of landslide hazards: supporting information for spatial planning and decision-making. *Natural Hazards*, 30(3), 399-419.
- [6] Hungr, O., Leroueil, S., & Picarelli, L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11(2), 167-194.
- [7] Corominas, J., Van Westen, C., Frattini, P., Cascini, L., Malet, J.P., Fotopoulou, S., & Catani, F. (2014). Recommendations for the quantitative analysis of landslide risk. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 73(2), 209-263.
- [8] "Slope stability and stabilization methods" par Lee W. Abramson et Thomas S. Lee, éditions Wiley, 2018.
- [09] "Rockfall Engineering" par Derek Wyman, John Harrison et John Cosgrove. (ISBN-10: 0415240672)
- [10] Hovius, N., Stark, C. P., & Allen, P. A. (1997). Sediment flux from a mountain belt derived by landslide mapping. *Geology*, 25(3), 231-234
- [11] Chen Wanga , Bipul Hawladera,* Naveel Islama,b , Kenichi Sogac.(2019) Implementation of a large deformation finite element modelling technique for seismic slope stability analyses
- [12] A. Johari , H. Rahmati (2019) . System reliability analysis of slopes based on the method of slices using sequential compounding method
- [13] Zhang Tianwen a,b , Cai Qingxiang a,† , Han Liu a , Shu Jisen a , Zhou Wei a(2016) .3D stability analysis method of concave slope based on the Bishop method.

Références bibliographiques

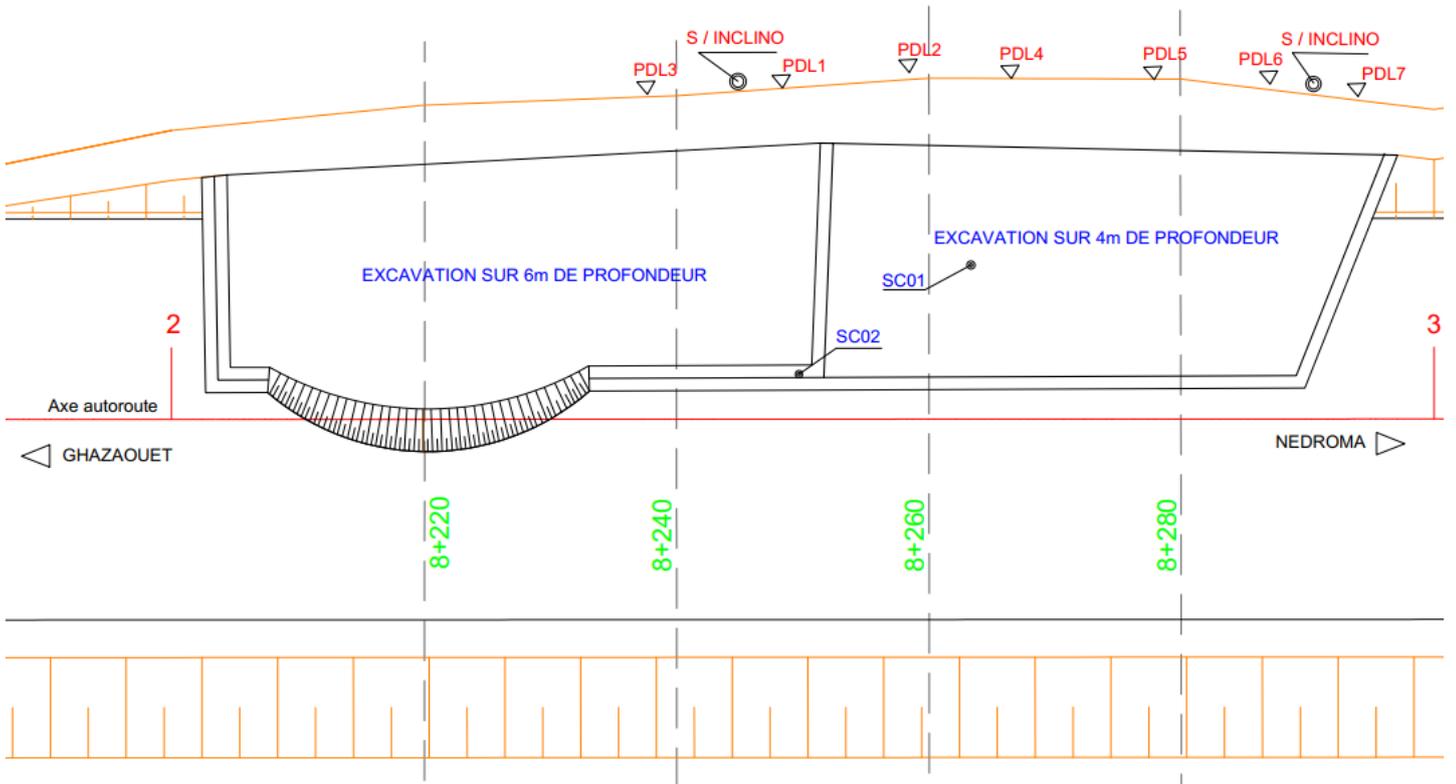
- [14] Jian Jia , Weijie Zhanga , Fei Zhanga , Yufeng Gaoa,* , Qing Lüb (2019) .Reliability analysis on permanent displacement of earth slopes using the simplified bishop method
- [15] Janbu, N., Slope stability computation. In Embankment-Dam Engineering, Casagrande Volume, ed. R. C. Hirschfeld and S. J. Poulos. Krieger Pub. Co., 1987, pp. 47-86.
- [16] B. K. Lowa & Wilson H. Tangb (1997).Probabilistic Slope Analysis Using Janbu's Generalized Procedure of Slices
- [17] M.W. Agama , M.H.M. Hashima * , M.I. Murada and H. Zabidia.(2016). Slope Sensitivity Analysis using Spencer's Method in Comparison with General Limit Equilibrium Method
- [18] Guanhua Sun ^a, Shengguo Cheng ^b, Wei Jiang ^b, Hong Zheng (2016). A global procedure for stability analysis of slopes based on the Morgenstern-Price assumption and its applications
- [19] Zhenning Su, Longtan Shao(2020). A three-dimensional slope stability analysis method based on finite element method stress analysis
- [20] Samir Bedr, 2008, modélisation et interaction renforcement sol pour les talus instables, Université A. Belkaid, Tlemcen, Algérie.
- [21] K.M. Briggs a,* , J.A. Smethurst a, W. Powriea, A.S. O'Brien,b, D.J.E. Butcher (2013). Managing the extent of tree removal from railway *earthwork slopes*
- [22] Durville J.L, Sève G.(1996), Stabilité des pentes : Glissements en terrain meuble, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction.
- [23] Tahereh Shaghaghia , Mohsen Ghadrana , Ali Tolooiyan (2020). Design and Optimisation of Drainage Systems for Fractured Slopes Using the XFEM and FEM
- [24] Mohsen Emadi-Tafti a,* , Behzad Ataie-Ashtiani a , Seiyed Mossa Hosseini (2021). Integrated impacts of vegetation and soil type on slope stability: A case study of Kheyroud Forest, Iran
- [25].Keitaro Yamase.Chikage Todo (2021). Dynamics of soil reinforcement by roots in a regenerating coppice stand of *Quercus serrata* and effects on slope stability
- [26] Bo Li a, Duanyou Li a, Zhijun Zhang b, Shengmei Yang a,(2015) .Slope stability analysis based on quantum-behaved particle swarm optimization and least squares support vector machine
- [27] . Zhikai Wang a , Yiming Wang a,* , Minzhe Zhang a,* , Aixiang Wu a , Zhuen Ruan a,b,c , Guangyi Y (2022) .Effect of curing pressure on the stability of bottom cemented paste backfill under different types of barricade
- [28] CRCC- Groupement Réalisation de la liaison Autoroutière Reliant le Port de Ghazaouet À l'Autoroute Est-Ouest sur 41km-1ère Tranche sur 13km Terrassement (PK8+200-PK8+250) Coté droite [Report]. - khriba : [s.n.], 2019

Références bibliographiques

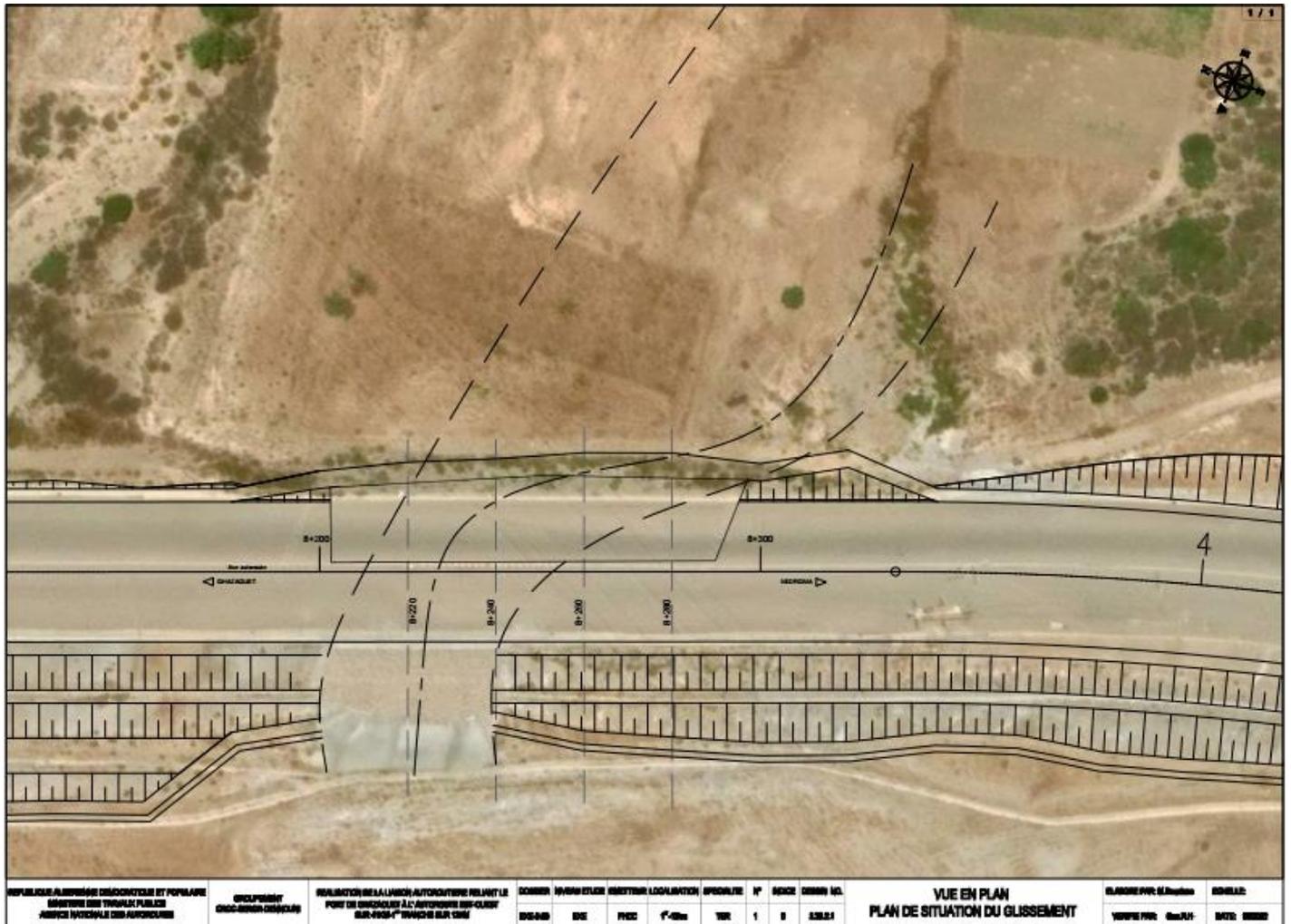
- [29] Dominique Mr Rapport circonsanciel des traveaux de conforetement [Report]. - [s.l.] : egis international, 2019.
- [30] Rapport géotechnique de glissement de terrain de PK8+200 au PK8+250 côté gauche (Laboratoire GETPRIM)
- [31] "Numerical Methods in Geotechnical Engineering" par Chandrakant S. Desai et John T. Christian
- [32] Clément Desodt, Julien Launay et Hélène Horsin Molinaro, 2017, Les glissement terrain modélisation et prévision
- [33] Boukli Hacene M.H et Boukli Hacene M.K., 2011, Renforcement des talus instables par geosynthetique, Université A. Belkaid, Tlemcen, Algérie.
- [34] US Army Corps of Engineers, 2003, Slope stability, Engineering Manuel EM 1110-2-1902, Department of The Army U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC 20314-1000.
- [35] Youcef tani sanaa et ramdani chahreddine ali., 2021, Analyse de la stabilité du talus : cas d'un glissement de terrain sise dans la pénétrante autoroutière Ghazaouet-Tlemcen, Université A. Belkaid, Tlemcen, Algérie.

Annexe

Annexe

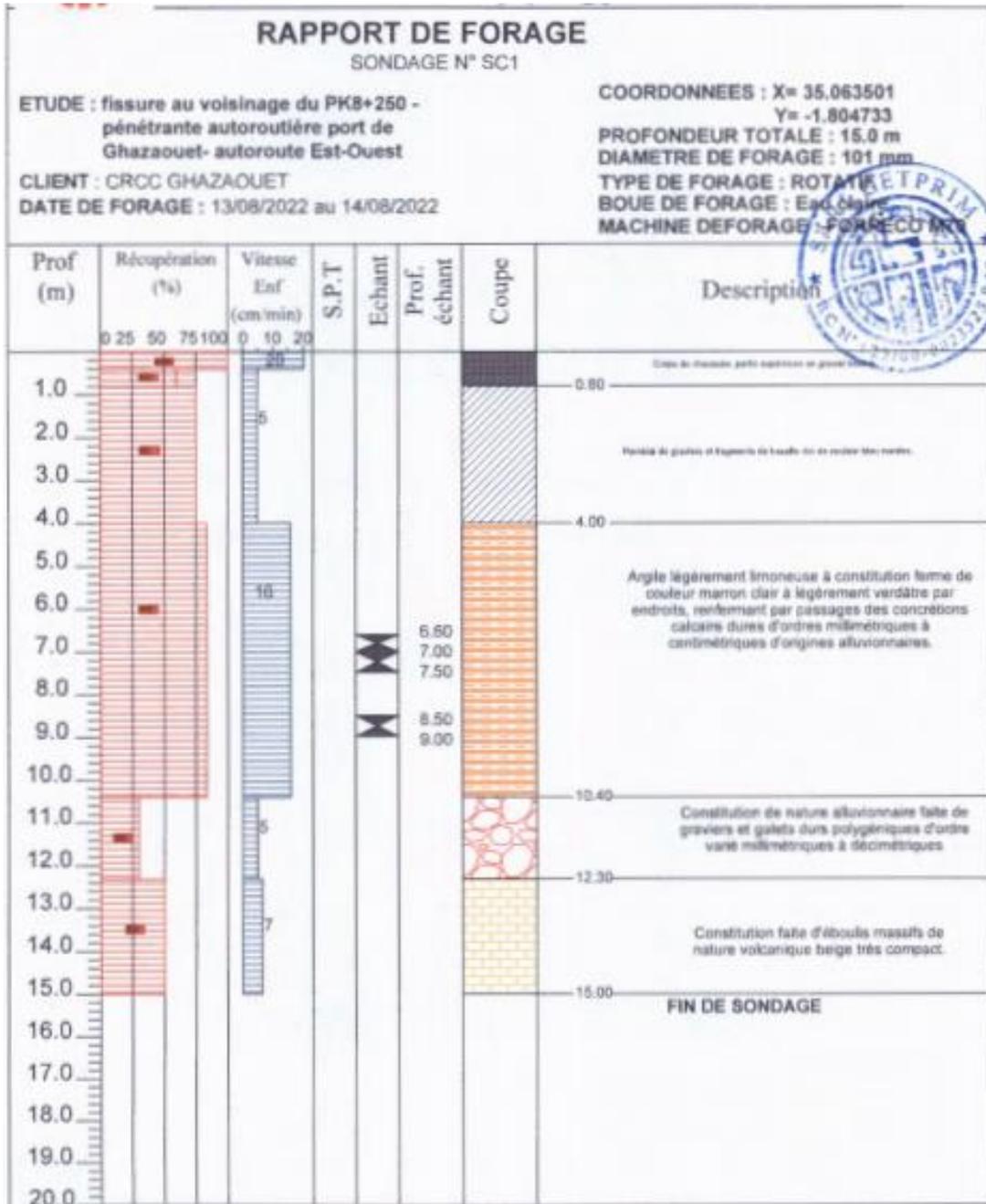


Annexe 01 : Vue en plans



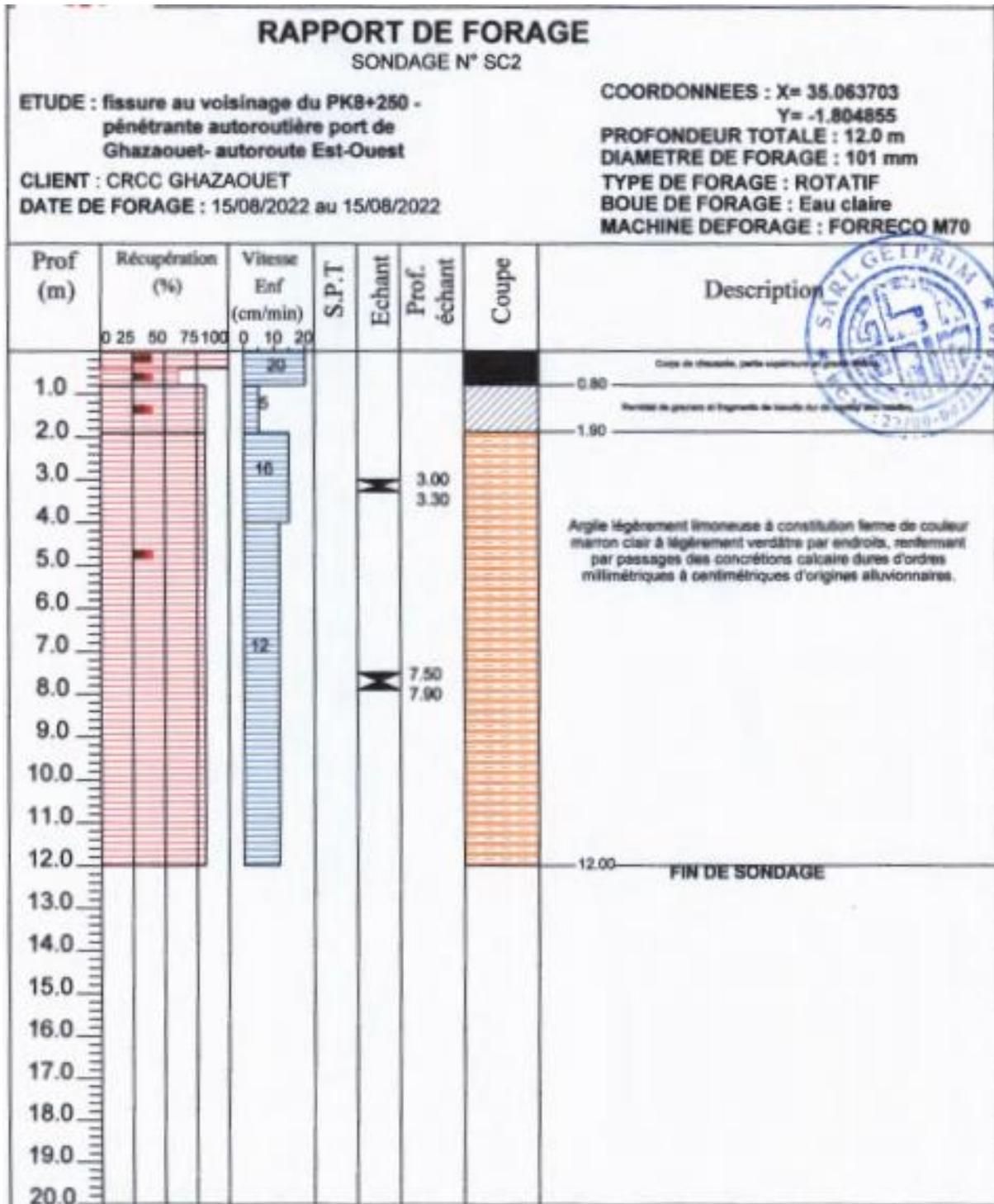
Annexe 02 : Vue en plans plan de situation de glissement

Annexe



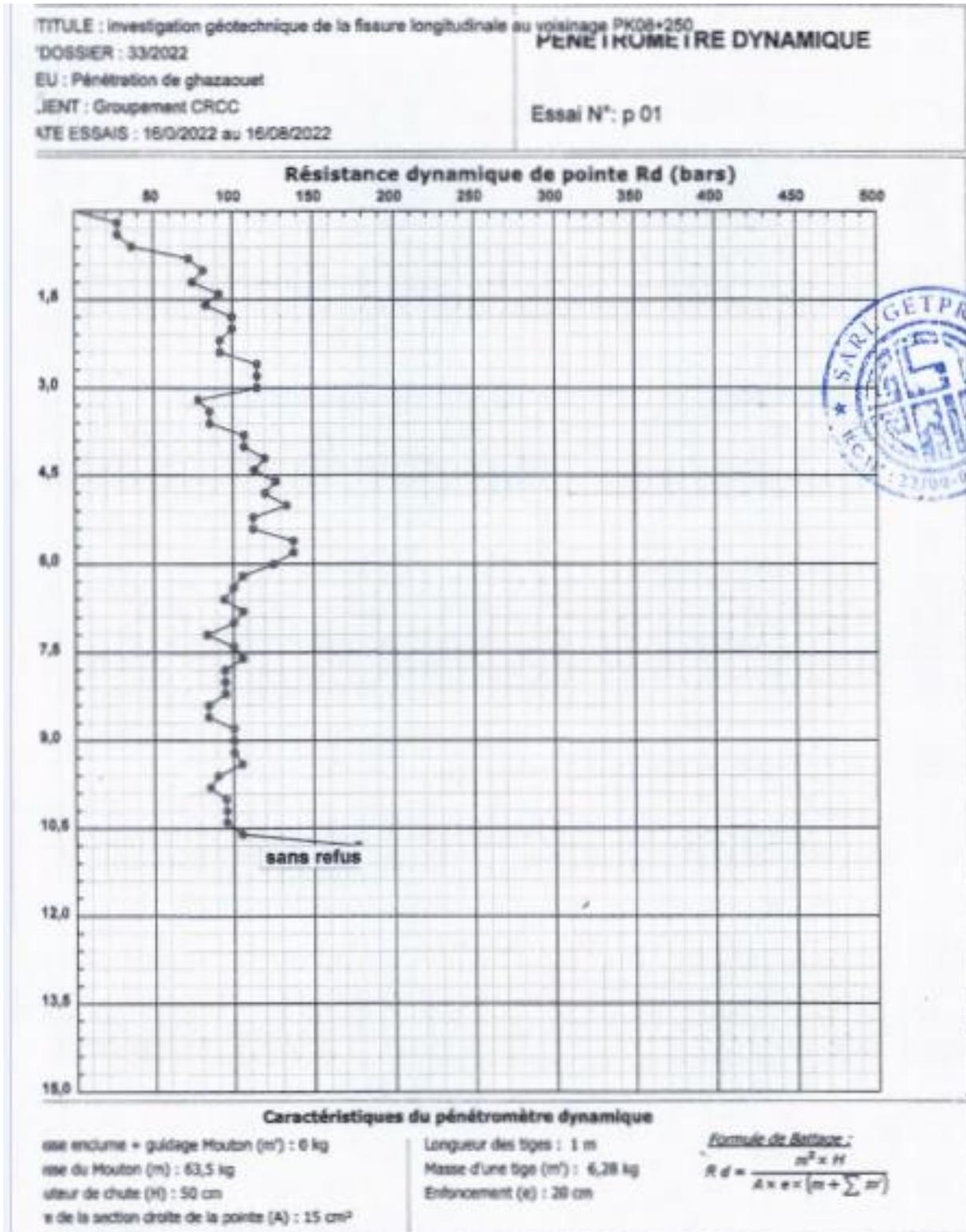
Annexe 03 : Rapport de forage « Sondage SC1 »

Annexe

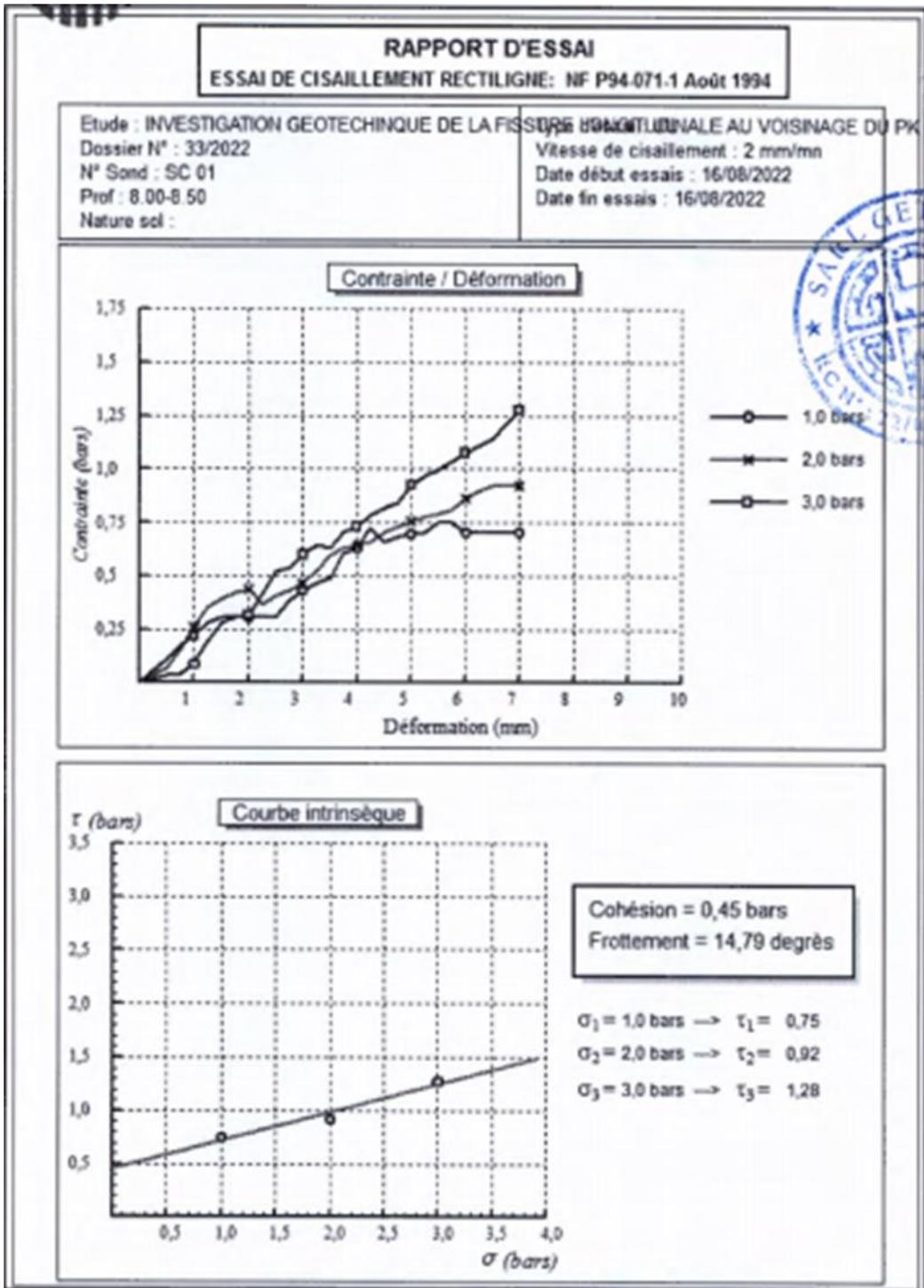


Annexe 04 : Rapport de forage « Sondage SC02 »

Annexe



Annexe 05 : Le 1er essai de pénétromètre dynamique



Annexe 06 : Essai de cisaillement rectiligne



Annexe 07 : Caisse de sondage SC1



Annexe 08 : Caisse de sondage SC2

