الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique Et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة الشهيد الشيخ العربي التبسي – تبسة

Université Echahid Cheikh Larbi Tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **Master Académique**

En : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Par :

MEBROUK Mohamed Islem

Sujet

Etude numérique de trois gradins soutenus et non soutenus soumis à un couple d'essieux.

Présenté et soutenu publiquement, le 11/06/2025, devant le jury composé de:

M/ BOUFAREH Rafik	Docteur	Président
M/ HOUAM Abdelkader	Professeur	Rapporteur
M/ SALHI Mouhamed Lamine	Docteur	Examinateur

Promotion : 2024/2025.


بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَٰنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Grand remerciement à *ALLAH UNIZUE ET TOUT PUISSANT*

de nous avoir aidé et éclairé dans notre travail.

Je tiens à remercier professeur *Houam Abd El Kader* , encadreur pour sa qualité remarquable d'encadrement, pour sa grande disponibilité, sa grande contribution, et pour le temps qu'il a consacré à la correction de ce mémoire

Je remercie également les enseignants du département de génie civil pour leur soutien et leur encouragement

Remercie également tous ceux qui ont aidé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail

Enfin, que Messieurs le président de jury et les membres qui feront l'honneur d'examiner ce mémoire ; trouvent l'expression de ma parfaite considération.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mes chers parents *Abd el aziz* et *maya*

qui n'ont jamais cessé de prier pour moi.

A tous mes frères *khair el dine* ,*mahdi* et *hamza*.

A La femme et les enfants de mon frère

A ma fiancée *C .Malek*,

qui m'ont beaucoup Soutenu durant mon cursus d'étude.

A tous les membres de ma famille

A mes amies

Pour leur aides et supports dans les moments difficiles .

Liste des notations et symboles

Symbole	Description	Unité
γ	Poids volumique	kN/m³
γ_{sat}	Poids volumique saturé	kN/m³
γ_{unsat}	Poids volumique non saturé	kN/m³
c	Cohésion du sol ou du joint	kPa
φ	Angle de frottement interne	°
δ	Angle de dilatance	°
α	Inclinaison du plan de discontinuité	°
E	Module d'Young	kPa ou MPa
ν	Coefficient de Poisson	-
G	Module de cisaillement	kPa
σ	Contrainte normale	kPa
τ	Contrainte de cisaillement	kPa
$\mathbf{K_0}$	Coefficient de pression latérale au repos	-
u	Pression interstitielle	kPa
Fs ou Msf	Facteur de sécurité	-
W	Poids d'une tranche ou d'un bloc	kN
b	Largeur de la tranche	m
h	Hauteur moyenne de la tranche	m
Tn	Composante tangentielle de la force résistante	kN
N	Composante normale de la force résistante	kN
Ux	Déplacement horizontal	m
Uy	Déplacement vertical	m
Utot	Déplacement total	m
ru	Coefficient de pression interstitielle (Bishop-Morgenstern)	-

R	**Rayon du cercle de glissement**	**m**
ΔX	Différence des forces horizontales entre les tranches	kN
φ'	Angle de frottement effectif	°
c'	Cohésion effective	kPa
m, n	Coefficients des abaques (Bishop-Morgenstern)	-
λ	Facteur d'échelle des forces inter-tranches (Morgenstern-Price)	-
f(x)	Fonction des forces inter-tranches	**-**

Liste des abréviations

Abréviation	Signification
PLAXIS	Programme de modélisation
JRM	Jointed Rock Model
MEF	Méthode des Éléments Finis
RMR	Rock Mass Rating
UCS	Uniaxial Compressive Strength
RQD	Rock Quality Designation
FS ou Msf	Factor of Safety
φ-c	Réduction des paramètres φ et c dans l'analyse de stabilité

Liste des tableaux

CHAPITRE I :RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau 1.1 : Variations de ru en fonction des conditions hydrauliques 21

CHAPITRE II:EFFET DES ESSIEUX SUR LES GRADAINS

Tableau 2.1 : Classification RMR, d'après Bieniawski 1989**.....30**

CHAPITRE IV:MODELISATION NUMERIQUE

Tableau 4.1 : La dimension de modèle**.....42**
Tableau 4.2 : Propriétés du matériaux du massif**.....43**

CHAPITRE V:ETUDE PARAMETRIQUE

Tableau 5.1 : Valeurs des déplacements et du facteur de sécurité pour α = 25° **.....60**
Tableau 5.2 : Valeurs des déplacements et du facteur de sécurité pour α = 30° **.....63**
Tableau 5.3 : Valeurs des déplacements et du facteur de sécurité pour α = 35° **.....67**
Tableau 5.4 : Valeurs des déplacements et du facteur de sécurité pour α = 40° **.....71**
Tableau 5.5 : Valeurs des déplacements et du facteur de sécurité pour α = 45° **.....76**
Tableau 5.6 : Évaluation géotechnique de la stabilité en fonction de l'angle α **.....77**
Tableau 5.7 : Évolution des déplacements totaux et composés en fonction de l'angle α **.....77**

Liste des figures

CHAPITRE I :RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure 1.1 : Talus naturels 4

Figure 1.2 : Talus artificiels 4

Figure 1.3 : Schéma en coupe d'un glissement de terrain..... Error! Bookmark not defined.

Figure 1.4 : Description de la surface de rupture. 8

Figure 1.5 : Description de découpage en tranches avec la surface de rupture. .. 10

Figure 1.6 : Démonstration des forces agissant sur une tranche. 10

Figure 1.7 : Les forces agissant sur une surface d'après FELLENIUS. 12

Figure. 1.8 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de 14

Figure1.9 : Schéma statique - méthode de Janbu 16

Figure 1.10 : Représentation graphique des forces sur une tranche. 18

Figure 1.11 : Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre m 21

Figure 1.12 : Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre n 22

CHAPITRE III: PRESENTATION DE LOGICIEL

Figure 3. 1 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique…35

Figure 3. 2 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol. 35

Figure 3. 3 : Décomposition d'un élément de structure en éléments finis……36

Figure 3.4 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode de création géométrique)[..... 36

Figure 3.5 : Fenêtre principale du programme de calcul 37

Figure 3.6 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output 37

Figure 3.7 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Curves 38

CHAPITRE IV: MODELISATION NUMERIQUE

Figure 4.1 : Présentation de modèle 42

Figure 4.2 : Fenêtre des paramètres du modèle JRM 44

Figure 4.3 : Condition aux limites 44

Figure 4.4 : Application de charge 45
Figure 4.5 : Nombre d'élément et des nœuds du maillage. 46
Figure 4.6 : Maillage et conditions aux limites de la géométrie du modèle 46
Figure 4.7 : Conditions hydrauliques initiales du JRM 47
Figure 4.8 : Génération de la pression interstitielle 47
Figure 4.9 : Fenêtre de valeur de K0 de JRM 48
Figure 4.10 : Génération des contraintes initiales 48
Figure 4.11 : Les différentes phases de calcul 49
Figure 4.12 : Maillage déformé du modèle 50
Figure4.13 : Les contraintes totales du modèle 51
Figure 4.14: Les contraintes effectives du modèle 51
Figure4.15 : Points plastiques du modèle 52
Figure 4.16 : Déplacement totale du modèle 53
Figure 4.17 : Déplacement verticale du modèle 53
Figure 4.18 : Déplacement horizontale du modèle 53
Figure 4.19 : Evolution du coefficient de sécurité en fonction du déplacement Fs= 2.221 54

CHAPITRE V:ETUDE PARAMETRIQUE

Figure 5.1 : Le paramètre de α 57
Figure 5.2 : Maillage déformé du modèle 58
Figure 5.3 : Déplacement total 59
Figure 5.4 : Déplacement horizontal 58
Figure 5.5 :Déplacement verticale 59
Figure 5.6 :Valeur du facteur de sécurité F_s 59
Figure 5.14 : Evolution du facteur de sécurité en fonction du déplacement Fs= 2.46 59
Figure 5.8 : Le paramètre de α 60
Figure 5.9 : Maillage déformé du modèle 61
Figure 5.10 : Déplacement totale du modèle 61
Figure 5.11 : Déplacement horizontale du modèle 62
Figure 5.12 : Déplacement verticale du modèle 63
Figure 5.13 :Valeur du facteur de sécurité F_s 63
Figure 5.14 : Evolution du facteur de sécurité en fonction du déplacement Fs= 2.221 64

Figure 5.15 : Le paramètre de α 64
Figure 5.16 : Maillage déformé du modèle 65
Figure 5.17 : Déplacement totale du modèle 66
Figure 5.18 : Déplacement horizontale du modèle 66
Figure 5.19 : Déplacement verticale du modèle 67
Figure 5.20 :Valeur du facteur de sécurité F_s 67
Figure 5.21 : Evolution du facteur de sécurité en fonction du déplacement Fs= 3.098 68
Figure 5.22 : Le paramètre de α 69
Figure 5.23 : Maillage déformé du modèle 69
Figure 5.24 : Déplacement totale du modèle 70
Figure 5.25 : Déplacement horizontale du modèle 70
Figure 5.26 : Déplacement verticale du modèle 71
Figure 5.27 :Valeur du facteur de sécurité F_s 71
Figure 5.28 : Evolution du facteur de sécurité en fonction du 72
Figure 5.29 : Le paramètre de α= 45° 73
Figure 5.30 : Maillage déformé du modèle 73
Figure 5.31 : Déplacement totale du modèle 73
Figure 5.32 : Déplacement horizontale du modèle 74
Figure 5.33 : Déplacement verticale du modèle 75
Figure 5.34 :Valeur du facteur de sécurité F_s 75
Figure 5.35 : Evolution du facteur de sécurité en fonction du déplacement Fs= 3.129 75
Figure 5.36 : Evolution du facteur de sécurité (Fs) en fonction de l'angle des joints (α) 77
Figure 5.37 : Evolution du facteur de sécurité (Fs) en fonction de l'angle des joints (α) 77

Résumé

Ce mémoire porte sur l'analyse numérique de la stabilité de trois gradins successifs en massif rocheux, soumis à l'action d'un couple d'essieux simulant le passage de véhicules lourds, typiques des environnements miniers. L'étude repose sur la méthode des éléments finis via le logiciel PLAXIS 2D, en utilisant le modèle Jointed Rock (JRM) pour représenter la discontinuité du massif rocheux. Une série d'analyses paramétriques est réalisée pour étudier l'impact de l'inclinaison des joints géologiques sur la stabilité, les déplacements et le facteur de sécurité du système.

Les résultats démontrent une forte dépendance des mécanismes de rupture aux angles de discontinuités, soulignant l'importance de leur prise en compte dans la conception géotechnique.

Mots-clés :

Stabilité des gradins, PLAXIS 2D, modélisation numérique, Jointed Rock Model, essieux, talus rocheux, discontinuités, facteur de sécurité, éléments finis, déformations, géotechnique, carrière à ciel ouvert

ملخص

يتناول هذا البحث دراسة رقمية لاستقرار ثلاث درجات متتالية في كتلة صخرية، خضعت لتأثير زوج من المحاور يمثل مرور مركبات ثقيلة، كما هو الحال في بيئات المناجم. تعتمد الدراسة على طريقة العناصر المحدودة باستخدام برنامج PLAXIS 2D، وذلك بالاعتماد على نموذج Jointed Rock (JRM)لتمثيل التصدعات في الكتلة الصخرية. تم إجراء سلسلة من التحاليل البارامترية لدراسة تأثير ميلان الفواصل الجيولوجية على الاستقرار والإزاحات ومعامل الأمان .

أظهرت النتائج أن آلية الانهيار تعتمد بشكل كبير على زاوية الميل، مما يبرز أهمية أخذها بعين الاعتبار في التصميم الجيوتقني.

الكلمات المفتاحية :

استقرار الدرجات، PLAXIS 2D، النمذجة الرقمية، نموذج الصخور المتشققة، المحاور، المنحدرات الصخرية، الفواصل، معامل الأمان، العناصر

Abstract

This thesis focuses on the numerical analysis of the stability of three successive benches in a rock mass, subjected to the action of a pair of axles simulating the passage of heavy vehicles, typical of mining environments. The study is based on the finite element method using the software PLAXIS 2D, and employs the Jointed Rock Model (JRM) to represent the discontinuities within the rock mass. A series of parametric analyses is conducted to investigate the impact of geological joint inclination on the system's stability, displacements, and safety factor.

The results demonstrate a strong dependency of failure mechanisms on joint angles, emphasizing the importance of accounting for these features in geotechnical design.

Keywords

Bench stability, PLAXIS 2D, numerical modeling, Jointed Rock Model, axles, rock slope, discontinuities, safety factor, finite elements, deformations, geotechnics, open-pit quarry.

Table des matières

Dédicace

Remerciement

Liste des notations et symboles..... I

Liste des abréviations..... **II**

Liste des tableaux ..... **III**

Liste des figures ..... **IV**

Introduction Générale.....

CHAPITRE I : RECHERCHEBIBLIOGRAPHIEQUE

1. Introduction 3

2. Définition du Talus..... 3

2.1 Types de Talus..... **4**

3. Mécanique des sols et roches appliquée aux talus 5

4. Facteurs influençant la stabilité des talus .....

4.1. Facteurs géométriques.....

4.1.1. Inclinaison du talus : .....

4.1.2. Hauteur du talus :..... 6

4.1.3. Longueur du talus : 6

4.2. Propriétés des matériaux..... **6**

4.2.1. Cohésion : 6

4.2.2. Angle de frottement interne :..... 6

4.2.3. Poids volumique :.....

4.3. Conditions hydrogéologiques.....

4.3.1. Présence de nappes phréatiques :.....

4.3.2. Infiltration :.....

4.3.3. Érosion :.....

4.4. Conditions sismiques .....

4.4.1. Forces dynamiques : .....

4.4.2 Liquéfaction : .....

4.5. Effets climatiques..... **7**

4.5.1. Précipitations : 7

4.5.2. Cycles gel-dégel :..... 7

4.5.3. Variations de température 7

5. Calcul de stabilité des talus.....

6. Définition du coefficient de sécurité..... 8

• ..... **Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches.** 8

• **Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissurait. [04 ; 02]** 9

7. Méthodes de calcul 9

• **Les méthodes basées sur l'équilibre limite.** 9

• **Les méthodes numériques.** 9

• **Les méthodes des abaques** 9

7.1 Méthodes basées sur l'équilibre limite (Méthode des tranches) **9**

7.2 Méthode ordinaire (de Fellenius) **11**

7.2.1 Limites et avantages de la méthode 13

7.3 la méthode de Bishop simplifiée **13**

Selon Huang [11], R. Whitlow [10] a formulé l'équation de la méthode de Bishop comme suit : **14**

L'équilibre le long de la base de la tranche : **14**

7.3.1 Avantages et limites de la méthode de Bishop simplifiée 15

7.4 Méthode de Janbu **15**

7.4.1 Principe de la méthode de Janbu 16

7.4.2 Etapes de la méthode Janbu pas à pas 16

7.4.3 Avantages et inconvénients de la méthode de Janbu 17

7.5 Méthode de Morgenstern et Price (1965) **18**

7.6 La méthode numérique (MEF) **19**

7.7 Méthode des abaques **20**

7.7.1 Abaques de Bishop-Morgenstern 20

7.7.2 Abaques de Hoek et Bray 22

7.7.3 Abaques de Kérisel 22

CHAPITRE II : EFFET DES ESSIEUX SUR LES GRADAINS

1. Introduction 25

2.Définitions du gradin 25

2.1 Géométrie et conception des gradins **25**

2.2 Rôle des discontinuités dans la stabilité des gradins **26**

2.3 Effets des charges roulantes sur les gradins **26**

3. Définition des charges des essieux 26

3.1 Caractéristiques des Charges d'Essieux **27**

4. Définition des massifs rocheux 27

4.1 Types de massifs rocheux **27**

5. La classification des massifs rocheux 27

6.Conclusion 30

CHAPITRE III : PRESENTATION DE LOGICIEL

1.Introduction 32
2. Présentation du logiciel 32
2.1. Définition **32**
2.2 Les type de modèle et Influence du maillage : **33**
2.2.1 Les type de modèle : 33
2.2.2 Influence du maillage : 34
2.3 Les sous-programmes de Plaxis **35**
2.3.1 Le programme d'entrée de données (Input) 35
2.3.2 Le programme de calcul (Calculations) 36
2.3.3 Le programme de résultats (Output) 37
2.3.4 Le programme courbe (Curves) 37
2.4 Modèles de comportement utilisés dans la modélisation numérique : **38**
2.4.1 Introduction 38
2.4.2 Modèle de Jointed Rock 39

CHAPITRE IV : MODELISATION NUMERIQUE

1. Introduction 41
2. Objectif 41
3. Présentation de l'ouvrage 41
4.Modélisation numérique 42
4.1Géométrie du model **42**
4.2 Propriétés de matériaux **43**
4.3 Présentation des paramètres du Modèle Jointed Rock **44**
4.4 Condition aux limites et chargement **44**
4.4.1 Condition aux limites 44
4.4.2 Chargement vertical 45
4.5 Génération du maillage **45**
4.6 Conditions initiales **46**
4.6.1 Conditions hydrauliques 47
4.6.2 Contraintes initiales 48
4.7 Procédure de calcul **48**
4.7.1 Présentation et discutions des résultats 49
4.7.2 Points plastiques 52
4.7.3 Déplacements 52
4.7.4 Courbe 54
5. Conclusion 54

CHAPITRE V: ETUDE PARAMETRIQUE

1. INTRODUCTION 56
2 . Etude paramétrique 56
2.1 . Les cas **57**
2.1.1 - 1er cas : α =25° 57
2.1.2 – 2em cas : α =30° 57
2.1.3 - 3em cas : α =35° 64
2.1.4 - 4em cas : α =40° 68
2.1.5 - 5em cas : α =45° 72
3 Tableau comparatif des résultats 76
3.1 Interprétation **76**
4. Les résultats finales des études paramétriques 77
4.1 Interprétation **78**
5. Conclusion 78
Conclusion Générale 79

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'ingénierie géotechnique moderne fait face à des défis toujours plus complexes liés à la sécurité des excavations et ouvrages réalisés dans des environnements rocheux fortement sollicités. Dans le contexte particulier des mines à ciel ouvert et des carrières, les gradins rocheux sont soumis à des charges dynamiques engendrées par le passage d'engins lourds, pouvant compromettre leur stabilité. La modélisation numérique s'impose alors comme un outil puissant, capable de simuler avec précision les interactions entre les structures, les matériaux et les chargements.

Ce travail s'inscrit dans cette perspective en proposant une étude approfondie sur la stabilité de gradins en roches fracturées soumis à l'action d'un couple d'essieux, à travers l'utilisation du logiciel PLAXIS 2D. En intégrant des modèles géomécaniques avancés tels que le **Jointed Rock Model**, cette recherche vise à reproduire fidèlement le comportement des massifs rocheux discontinus, en tenant compte de la géométrie des gradins, des propriétés mécaniques des matériaux et des charges roulantes.

Outre l'aspect académique, cette étude répond à un besoin pratique pressant : assurer la sécurité et la durabilité des exploitations minières en terrain difficile. L'analyse paramétrique menée permettra d'identifier les configurations critiques en matière d'inclinaison des discontinuités et de proposer des recommandations pour une conception plus fiable et plus robuste des talus.

En définitive, ce mémoire contribue à une meilleure compréhension des mécanismes de rupture en géotechnique minière et illustre l'intérêt des outils numériques dans l'ingénierie moderne.

Le plan de ce mémoire est organisé en quatre chapitres :

- **INTRODUCTION GENERALE**
- **Chapitre I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**
- **Chapitre II : EFFET DES ESSIEUX SUR LES GRADAINS**
- **Chapitre III : PRESENTATION DE LOGICIEL**
- **Chapitre IV : MODELISATION NUMERIQUE**
- **Chapitre V : ETUDE PARAMETRIQUE**
- **CONCLUSION GENERALE**

CHAPITRE I :
RECHERCHEBIBLIOGRAPHIQUE

1. Introduction

La stabilité des talus constitue une problématique essentielle en géotechnique, en génie civil et en aménagement du territoire. Un talus, qu'il soit naturel (pente de terrain, versant montagneux) ou artificiel (tranchée, remblai routier, digue), est soumis à des contraintes internes et externes qui peuvent compromettre son équilibre. Lorsqu'un talus perd sa stabilité, cela peut entraîner des glissements de terrain, mettant en danger des infrastructures, des biens, voire des vies humaines.

L'analyse de la stabilité des talus vise à évaluer le risque de rupture ou de glissement en fonction de divers facteurs tels que la nature du sol, l'inclinaison de la pente, la présence d'eau, les charges appliquées ou encore les conditions climatiques. Elle permet de proposer des mesures de prévention ou de renforcement adaptées, garantissant la sécurité des ouvrages et des personnes.

Dans ce contexte, il est fondamental de comprendre les mécanismes de rupture, les méthodes d'analyse disponibles (limite d'équilibre, calculs numériques, modélisation), ainsi que les solutions techniques utilisées pour stabiliser les talus. Cette étude s'inscrit donc dans une démarche de gestion durable des risques géotechniques.

2. Définition du Talus

Le **talus** est une surface de terrain inclinée, naturelle ou artificielle, qui forme un angle avec l'horizontale. Les talus peuvent être classés en deux catégories principales :

- **Talus naturels** : Formés par des processus géologiques et géomorphologiques sur de longues périodes [01] (figure 1.1).



Figure 1.1 : Talus naturels

- **Talus artificiels** : Créés par l'intervention humaine, souvent dans le cadre de projets de construction ou d'aménagement [01] (figure 1.2).

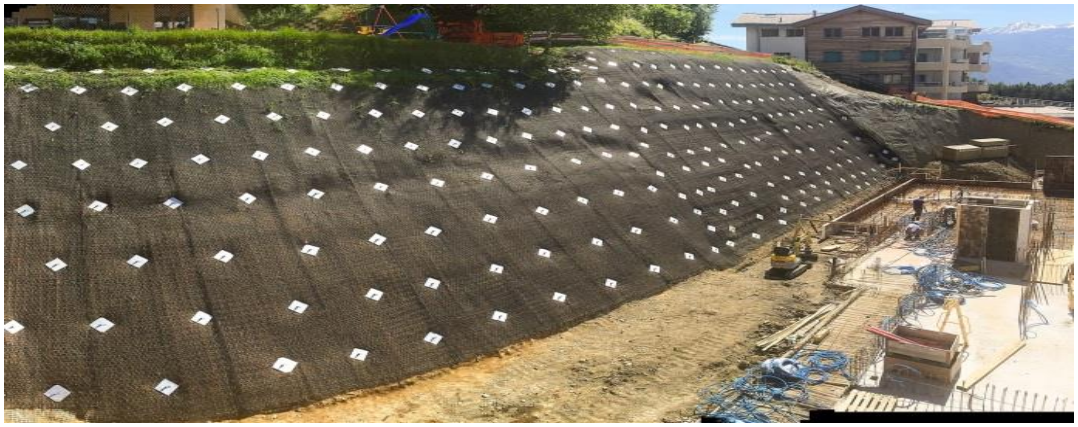


Figure 1.2 : Talus artificiels

2.1 Types de Talus

On distingue plusieurs types de talus en fonction de leur origine et de leur configuration :

- **Talus de déblai** : Résultant de l'excavation du terrain naturel.
- **Talus de remblai** : Constitués de matériaux rapportés et compactés.
- **Talus mixtes** : Combinant déblai et remblai.
- **Talus rocheux** : Composés principalement de roches.

- **Talus de sol meuble** : Constitués de sols cohésifs ou granulaires.

3. Mécanique des sols et roches appliquée aux talus

La stabilité des talus est directement liée aux propriétés mécaniques des sols et des roches qui les composent. Les principales propriétés à considérer sont [01] :

- **Cohésion (c)** : Force d'attraction entre les particules du sol, exprimée en kPa
- **Angle de frottement interne (φ)** : Mesure de la résistance au glissement entre les particules, exprimée en degrés.
- **Volumique (γ)** : Poids par unité de volume du sol, exprimé en kN/m³.

Ces propriétés ont un impact significatif sur la stabilité des talus :

- Une cohésion élevée augmente la résistance au cisaillement du sol, améliorant la stabilité du talus.
- Un angle de frottement interne important accroît également la résistance au glissement.
- Le poids volumique influence les forces gravitationnelles agissant sur le talus.

4. Facteurs influençant la stabilité des talus

La stabilité d'un talus est influencée par une multitude de facteurs qui peuvent être regroupés en plusieurs catégories :

4.1. Facteurs géométriques

4.1.1. Inclinaison du talus : Plus la pente est raide, plus le risque d'instabilité augmente. Une pente de 45° est souvent considérée comme la limite supérieure pour de nombreux sols.

4.1.2. Hauteur du talus : Les talus plus hauts sont généralement moins stables en raison de l'augmentation des contraintes à leur base.

4.1.3. Longueur du talus : Des talus plus longs peuvent accumuler plus d'eau et sont donc potentiellement plus instables.

4.2. Propriétés des matériaux

4.2.1. Cohésion : Une cohésion plus élevée augmente la résistance au cisaillement du sol.

4.2.2. Angle de frottement interne : Un angle de frottement plus grand améliore la stabilité du talus

4.2.3. Poids volumique : Influence les forces gravitationnelles agissant sur le talus.

4.3. Conditions hydrogéologiques

L'eau joue un rôle crucial dans la stabilité des talus :

4.3.1. Présence de nappes phréatiques : Peut réduire la résistance au cisaillement du sol et augmenter les pressions interstitielles.

4.3.2. Infiltration : L'eau de pluie qui s'infiltre peut saturer le sol et réduire sa cohésion.

4.3.3. Érosion : L'écoulement de l'eau peut éroder la base du talus, compromettant sa stabilité.

4.4. Conditions sismiques

Les séismes peuvent avoir des effets dévastateurs sur la stabilité des talus :

4.4.1. Forces dynamiques : Les secousses sismiques induisent des forces supplémentaires qui peuvent déclencher des glissements.

4.4.2 Liquéfaction : Certains sols peuvent perdre leur résistance lors d'un séisme, entraînant des instabilités majeures.

4.5. Effets climatiques

4.5.1. Précipitations : Des pluies intenses peuvent saturer le sol et déclencher des glissements.

4.5.2. Cycles gel-dégel : Peuvent fragiliser la structure du sol, particulièrement dans les régions froides.

4.5.3. Variations de température : Peuvent causer des fissures et des détériorations dans certains types de sols et de roches.

Il est crucial de prendre en compte tous ces facteurs lors de l'analyse de la stabilité d'un talus. Par exemple, un talus stable en conditions sèches peut devenir instable après de fortes pluies ou lors d'un séisme [01].

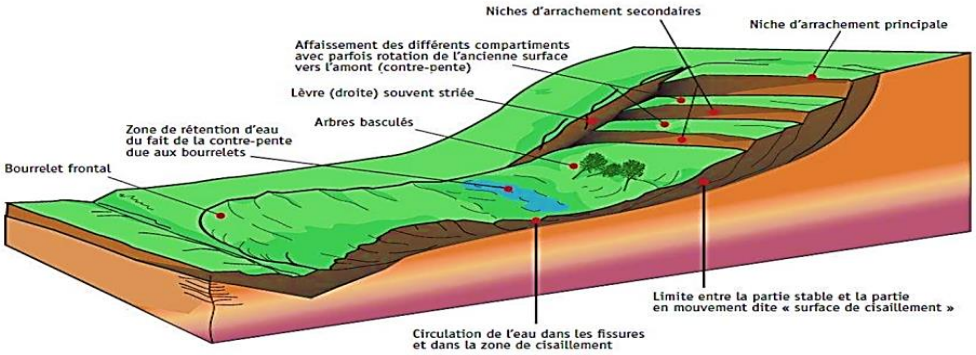


Figure 1.3 : Schéma en coupe d'un glissement de terrain *[01]*

5. Calcul de stabilité des talus

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : Lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse de sol du reste de massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture (figure 1.4). Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe. [02 ; 03

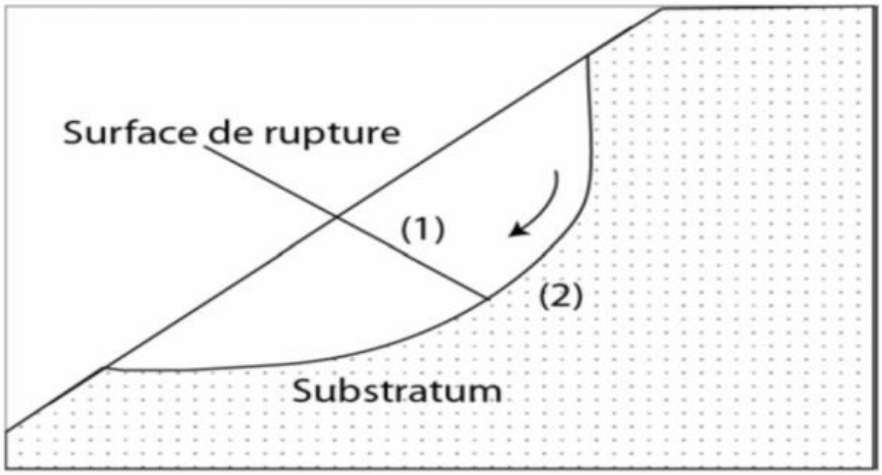


Figure 1.4 : Description de la surface de rupture [03].

6. Définition du coefficient de sécurité

Le calcul de stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé coefficient de sécurité $\boldsymbol{F_S}$. Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistant au glissement aux forces provoquant le glissement. [04 ; 02]

$$\boldsymbol{F_s} = \frac{\boldsymbol{momoents\ des\ forces\ résistance\ au\ mvt}}{\boldsymbol{moments\ des\ forces\ provoquant\ le\ mvt}} \qquad (1.1)$$

Théoriquement [04 ; 02] :

- **Fs > 1,** le talus est stable.
- **Fs < 1,** le talus ne peut que glisser.
- **Fs = 1,** le talus est en état d'équilibre limite.

Mais dans la pratique, le coefficient Fs est compris entre 1,15 et 1,30 jusqu'à 1,50 en tenant compte des facteurs suivants :

• Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de stabilité du bord.

•Les incertitude expérimentale de la détermination des propriétés physico-mécanique des roche

• Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissurait. [04 ; 02]

7. Méthodes de calcul

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

• Les méthodes basées sur l'équilibre limite.

• Les méthodes numériques.

• Les méthodes des abaques

La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières :

1. On étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement ou La ligne de rupture est la plupart du temps supposé circulaire. C'est la « méthode globale » (méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIAREZ…) [05 ; 03].
2. Décomposer le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre Individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses Simplificatrices ;

c'est la « méthode des tranches » (méthode de FELLENIUS, Méthode de BISHOP, JANBU…). [03 ; 06]

7.1 Méthodes basées sur l'équilibre limite (Méthode des tranches)

Les méthodes dites de calcul à l'équilibre limite reposent sur une hypothèse de mécanisme de rupture à priori suivant des surfaces de glissement, et l'analyse de la stabilité de la partie du massif délimitée par ces surfaces de rupture. [06]

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres de talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement. [02].

Les figures suivantes (1.5 et 1.6) illustrent le principe de la méthode des tranches :

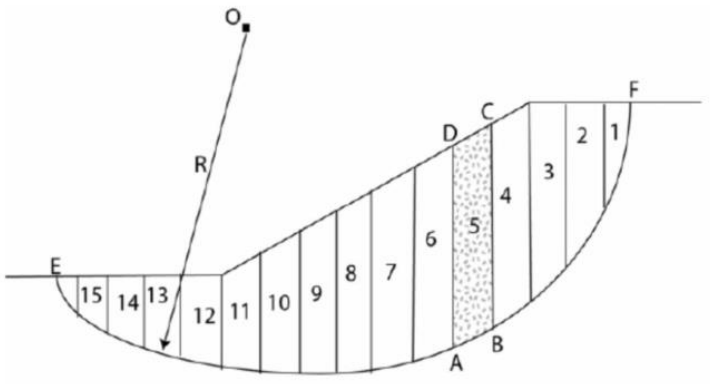


Figure 1.5 : Description de découpage en tranches avec la surface de rupture [07] .

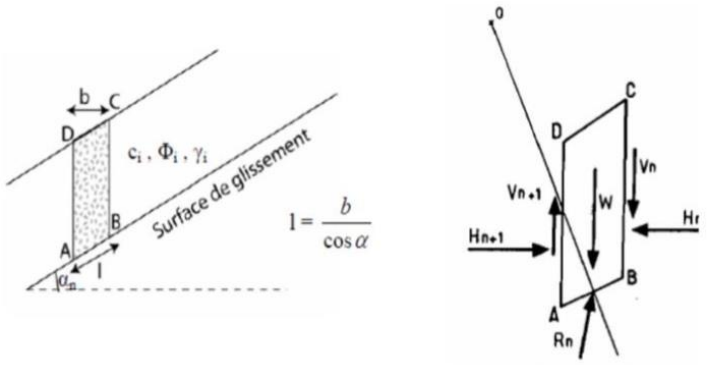


Figure 1.6 : Démonstration des forces agissant sur une tranche [07]

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume du sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à :

- **Son Poids propre (W) :**

$$W = \gamma_n \cdot h_n \cdot b_n \qquad (1.2)$$

Où :

γ_n **:** poids volumique du sol dans la tranche n

***h_n* :** hauteur moyenne de la tranche n

***b_n* :** largeur de la tranche n

- **Efforts inter-tranches**

1. **Forces horizontales :** H_n (à gauche) et H_{n+1} (à droite)
2. **Forces verticales :** V_n (à gauche) et V_{n+1} (à droite)

La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance au cisaillement).

Elle se décompose en une composante normale et une composante tangentielle. D'un point de vue conceptuel, l'inconvénient principal de ces méthodes est qu'elles peuvent conduire à des solutions qui sont supérieures aux charges limites réelles sur les ouvrages (Coussy et Salençon, 1979). [08]

7.2 Méthode ordinaire (de Fellenius)

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. On considère dans cette méthode Appelée aussi méthode suédoise ou méthode ordinaire, que :

- La ligne de glissement est de forme circulaire.
- les efforts inter-tranches (horizontaux et verticaux) sont négliges.
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.
- L'équilibre étudié est l'équilibre des moments. [09]

Par rapport au centre O, on peut définir :

-le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.

-le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de Rn. [02]

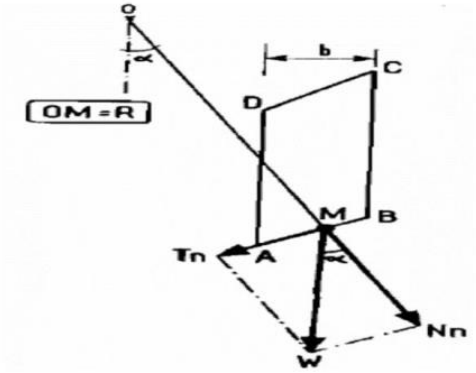


Figure 1.7 : Les forces agissant sur une surface d'après FELLENIUS **[02].**

D'après la loi de Coulomb, elle s'écrit

$$Rn = c_n * AB + N_n * tan\varphi_n \tag{1.3}$$

Avec

$$N_{N=} W_n * \cos\alpha_n \tag{1.4}$$

Donc

$$Rn = c_n * AB + W_n * \cos\alpha_n * tan\varphi_n \tag{1.5}$$

Et on a :

$$AB = I_n = \frac{b_n}{\cos\alpha_n} \tag{1.6}$$

La somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\sum_{n=1}^{n=m} R.(c_i.\frac{b_n}{\cos\alpha_n} + N_n.\tan\varphi_i) \tag{1.7}$$

m : nombre total de tranches,

R : rayon de cercle de glissement,

$\boldsymbol{c_i}$ & $\boldsymbol{\varphi_i}$: caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc de la tranche AB.

-le moment moteur est dû à Tn et est égal à Tn*R, d'où :

$$T_N = W_n * \sin\alpha_n \tag{1.8}$$

En remplaçant (2) et (3) dans l'équation (1.6), on obtient l'expression du facteur de Sécurité suivante :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} R.(c_i.AB + N_n.\tan\varphi_i)}{\sum_{n=1}^{n=m} T_n} \quad (1.9)$$

7.2.1 Limites et avantages de la méthode

Bien que simple et rapide, la méthode de Fellenius présente quelques avantages est limite [01] :

Avantages :

- Méthode simple à appliquer.
- Bien adaptée aux sols cohérents.
- Utilisation largement reconnue dans l'industrie

Limites :

- Elle ne prend pas en compte les forces entre les tranches
- Elle peut surestimer le facteur de sécurité pour certaines géométries de talus
- Elle n'est pas adaptée pour des surfaces de rupture non circulaires

7.3 la méthode de Bishop simplifiée

Bishop ne néglige plus les forces horizontales inter-tranches, dans sa méthode simplifiée la résultante verticale des forces inter-tranches est nulle, d'où : $X_i = X_{i+1}$ mais $E_i \neq E_{i+1}$ (figure 3.3)

Cette méthode satisfait, l'équilibre des forces verticales de chaque tranche ainsi que l'équilibre des moments par rapport au centre du cercle de rupture.

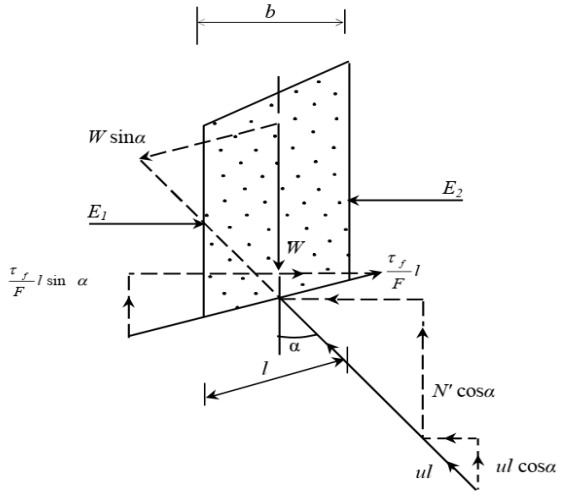


Figure 1.8 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Bishop[10]

Selon Huang [11], R. Whitlow [10] a formulé l'équation de la méthode de Bishop comme suit :

L'équilibre le long de la base de la tranche :

$$0 = W \sin\alpha - \frac{\tau_f}{F} l = W \sin\alpha - \frac{c' l + N' \tan\varphi'}{F}$$

(1.10)

L'équilibre dans la direction verticale :

$$0 = W - N' \cos\alpha - ul\cos\alpha - \frac{c'}{F} l\sin\alpha - \frac{N' \tan\varphi'}{F} \sin\alpha$$

(1.11)

$$l = b \sec\alpha$$

(1.12)

Après substitution de, *l* et *N'* (tirés de l'équation (1.11) dans l'équation (1.10), On trouve une équation de coefficient de sécurité non linéaire :

$$F = \frac{1}{\sum W \sin\alpha} \sum \frac{[c' b + (W - ub)\tan\varphi'] \sec\alpha}{1 + \frac{\tan\alpha \tan\varphi'}{F}}$$

1.12

Ces méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. La programmation à l'aide d'un ordinateur permet de trouver une solution rapide après seulement quelques

cycles. En supposant tout d'abord que *F=1* à droite, et en calculant ensuite la valeur de gauche. Cette dernière valeur de *F* est comparée à la valeur proposée, s'il n'est pas suffisamment proche, le coefficient *F* calculé est utilisé dans la prochaine itération et ainsi de suite.

Il existe une autre version rigoureuse pour Bishop qui justifiée toutes les équations d'équilibre mais, l'écart entre la version rigoureuse et la version simplifiée n'étant que de 1% [12]

7.3.1 Avantages et limites de la méthode de Bishop simplifiée

Avantages

- Relativement simple à mettre en œuvre
- Donne des résultats satisfaisants pour la plupart des cas pratiques

Limites

- Ne considère que les surfaces de rupture circulaires
- Peut sous-estimer le FS dans certains cas (sols très cohésifs ou pentes très raides)

7.4 Méthode de Janbu

La méthode de Janbu est une méthode des tranches générale développée sur la base de l'équilibre limite. Elle nécessite un équilibre satisfaisant des forces et des moments agissant sur des blocs individuels (seul le moment d'équilibre au dernier bloc le plus élevé n'est pas satisfait). Les blocs sont créés en divisant le sol au-dessus de la surface de glissement par des plans de division. Les forces agissant sur les blocs individuels sont représentées sur la figure suivante [01] :

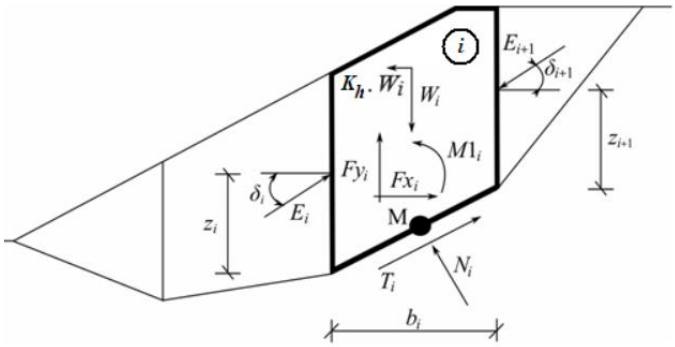


Figure 1.9 : Schéma statique - méthode de Janbu **[01]**

7.4.1 Principe de la méthode de Janbu

La méthode de Janbu repose sur le calcul de la stabilité d'une pente en utilisant un facteur de sécurité (F_S) qui représente la résistance d'un sol à un glissement par rapport à la force qui tend à provoquer ce glissement. Ce facteur est défini comme étant le rapport entre les forces de résistance (forces de cohésion et de friction) et les forces mobilisées par l'instabilité (poids de la masse en mouvement, etc.), [01].

7.4.2 Etapes de la méthode Janbu pas à pas

Étape 1 : Découpez votre talus en tranches

Prenez votre talus et découpez-le en tranches verticales. Plus vous faites de tranches, plus votre analyse sera précise (mais aussi plus longue à calculer).

Étape 2 : Analysez chaque tranche

Pour chaque tranche, calculer :

- Son poids
- Les forces de cisaillement à sa base
- Les forces normales à sa base
- Les forces entre les tranches.

Étape 3 : calcul du facteur de sécurité

C’est là que la magie opère ! Vous allez utiliser une formule qui ressemble à ça

- **Formule Janbu complète :**

$$FS = \Sigma[c'b + (W - ub + \Delta X) \tan \varphi'] / \Sigma[W \tan \alpha]$$

(1.13)

- **Formule Janbu simplifiée :**

$$FS = [\Sigma(c'b + (W \cos\alpha - ub) \tan \varphi') \sec\alpha] / [\Sigma W \sin\alpha]$$

(1.14)

Ou

- **FS** : facteur de sécurité
- **c' :** cohésion effective du sol
- **b :** largeur de la tranche
- **W :** le poids de la tranche
- **u :** pression interstitielle
- **ΔX** : différence des forces horizontales entre les tranches
- **φ'** : angle de frottement interne du sol
- **α :** angle de la base de la tranche avec l'horizontale

Étape 4 : Interprétez le résultat

- **Fs > 1,** le talus est stable.
- **Fs < 1,** le talus ne peut que glisser.
- **Fs = 1,** le talus est en état d'équilibre limite.

7.4.3 Avantages et inconvénients de la méthode de Janbu

Avantages

- Approche flexible
- Prise en compte de la géométrie complexe
- Adaptation aux conditions de site
- Méthode reconnue et largement utilisée
- Souplesse dans l'analyse des facteurs de sécurité

Inconvénients

- Simplification des conditions réelles
- Complexité computationnelle
- Nécessité de données précises
- Méthode itérative
- Pas adapté pour tous les types de sols

7.5 Méthode de Morgenstern et Price (1965)

La méthode de Morgenstern et Price satisfait à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranches. Selon Morgenstern – Price (1965), l'inclinaison des forces inter-tranches peut varier par une fonction arbitraire (f (x)) comme:

$$\boldsymbol{T = f\,(x)\lambda\, E} \qquad (1.15)$$

Les forces considérées sont indiquées dans la figure (Fig.3.9.) :

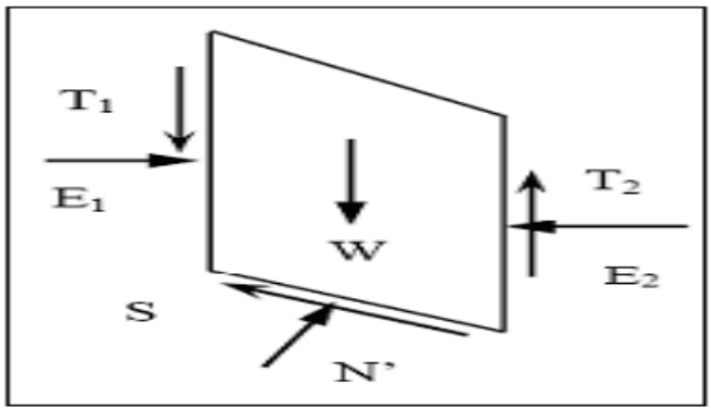


Figure 1.10 : Représentation graphique des forces sur une tranche.

Où

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

- λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée.

La méthode propose tout type assumant la fonction de la force, par exemple demi-sinus, trapézoïdal ou autre. Les relations de la force normale à la base (N) et les forces intertranches (E, T) sont les mêmes que dans la méthode générale de Janbu. Pour une fonction de force, les forces inter-tranches sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que F_f soit égal à F_m dans les équations suivantes [13] :

$$F_f = \frac{\sum[\{c'l+(N-ul)\tan\varphi'\}\sec\alpha]}{\sum\{W-(T_2-T_1)\}\tan\alpha+\sum(E_2-E_1)} \quad (1.16)$$

Et

$$F_m = \frac{\sum\{c'l+(N-ul)\tan\varphi'\}}{\sum W\sin\alpha} \quad (1.17)$$

En général, cette méthode :

- considère les deux forces inter tranches.
- suppose une fonction des forces inter-tranches f (x).
- permet la sélection de la fonction des forces inter tranches.
- le coefficient de sécurité est calculé à la fois par les équations d'équilibres des forces et des moments.[13]

7.6 La méthode numérique (MEF)

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul numérique qui ayant un profond caractère plus physique qu'abstrait, elle a été inventée plutôt par les ingénieurs que par les mathématiciens. Cette méthode a été appliquée pour la première fois dans des problèmes liés à l'analyse des contraintes et depuis elle a été étendue dans d'autres problèmes liés au milieu continu. La MEF représente une modalité d'obtenir une solution numérique correspondant à un problème spécifique. Cette méthode n'offre pas une formule pour une certaine solution et ne résout pas une classe de problèmes.

La MEF est une méthode approximative à moins qu'un certain problème puisse être extrêmement simple conduisant ainsi à une formule exacte toujours valable. [14]

7.7 Méthode des abaques

Le principe de cette méthode consiste en l'estimation de facteur de sécurité en fonction de plusieurs paramètres :

La hauteur de gradin (Hg) et l'angle d'inclinaison (α) qui représentent les paramètres de talus ; le poids volumique (γ), la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (φ) qui représentent les paramètres de matériau à étudier. [15]

Plusieurs auteurs ont proposé leurs propres abaques, on distingue : l'abaque de HOEK, de FELLENIUS, de BISHOP-MORGENSTERM (1960) et de MORGENSTERM (1963).

7.7.1 Abaques de Bishop-Morgenstern

Les abaques de Bishop-Morgenstern ont étés établies pour permettre le calcul du facteur de sécurité d'un talus (et donc lié au cercle de rupture le plus critique) pour un sol homogène, peu ou faiblement cohésif mais soumis à un régime hydraulique défini.

Ce dernier est défini par le paramètre ru donné par la formule ci-dessous :

$$\boldsymbol{\gamma_u = \frac{u}{\gamma.h}} \tag{1.18}$$

On suppose aussi que ce rapport reste constant sur toute la section de la pente. Cette hypothèse est fortement restrictive car ru n'est constant que si la surface piézométrique est confondue avec l'enveloppe du talus. Dans ce cas, si l'on considère la nappe au repos (pas d'écoulement), ru est égal au rapport entre le poids volumique de l'eau et le poids volumique du sol et varie entre 0.4 et 0.5 suivant le poids du sol. La valeur de rudiminue lorsque la nappe phréatique se trouve sous la surface du talus et augmente lorsque la nappe se trouve au-dessus du talus. Pour les calculs simples d'avant-projet,nous proposons d'appliquer les coefficients reportés ci-dessous :

Tablau 11 **:** Variations de ru en fonction des conditions hydrauliques régnant au

Conditions hydrauliques	r_u
Pas de nappe	0.0
Nappe à mi-hauteur du talus	0.25
Nappe confondue avec le talus	0.4-0.5
Talus immerge	0.6

Le coefficient de sécurité d'une pente donné peut être alors défini par :

$$FS = m\,(c', \varphi', \beta) - n\,(c', \varphi', \beta).ru \qquad (1.19)$$

Les abaques de Bishop-Morgenstern, qui donnent les facteurs m et n sont adaptés aux cas où la cohésion est nulle. Ils sont présentés dans les figure (1.13 et 1.14) ci-après.

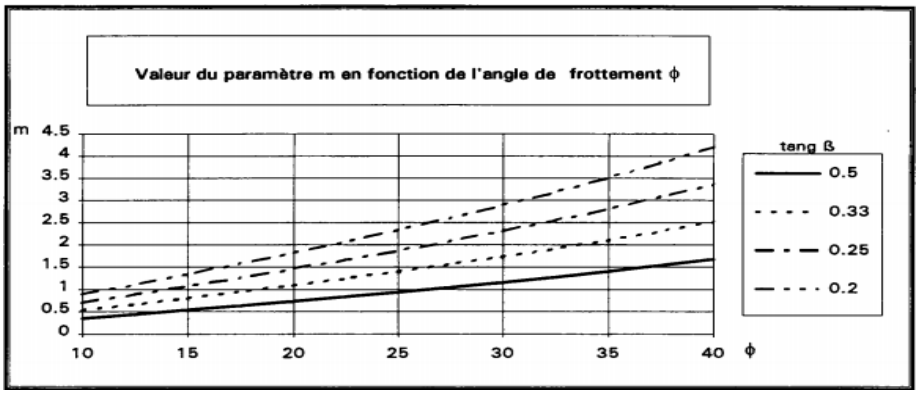


Figure 1.11: Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre m **[16]**

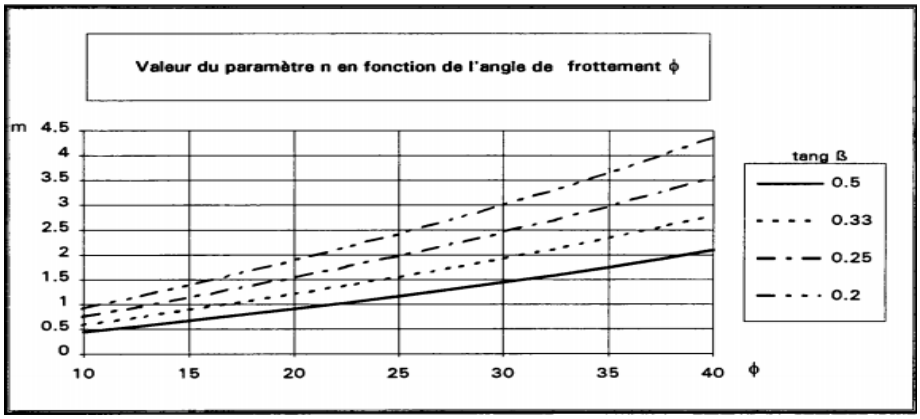


Figure 1.12 : Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre n [16]

- **Les autres abaques**

Les abaques de Taylor-Biarez, permettent la définition du facteur de sécurité pour des talus et remblais constitué de sols granulaires dont la résistance est définie par les caractéristiques de cisaillement $\boldsymbol{c'}$et $\boldsymbol{\varphi'}$. La présence d'une nappe phréatique n'est pas envisagée. Pour les sols non cohésifs, ces abaques donnent les résultats définis par la

$$\boldsymbol{F_s = \frac{\tan \varphi'}{tan\beta}} \qquad (1.20)$$

7.7.2 Abaques de Hoek et Bray

Ne s'appliquent pas aux talus constitués de matériaux non cohérents. Elles ont cependant l'avantage de donner des facteurs de sécurité pour cinq configurations hydrauliques prédéterminées de talus homogènes présentant éventuellement une fissure de traction (fente)en tête de talus.

7.7.3 Abaques de Kérisel

Permettent de déterminer le facteur de sécurité ainsi que le cercle le plus défavorable à la stabilité pour des talus en fonction des paramètres de résistance et de l'angle d'inclinaison par rapport à la normale des lignes de courant rectilignes et uniformes.

Pour terminer nous citons les abaques de Pilot qui traitent de la stabilité des talus et remblais reposant sur des sols compressibles.

Cependant, du fait que l'on s'appuie sur le comportement associé (élastique parfaitement plastique) donc sur une rhéologie relativement éloignée du

comportement réel, les méthodes classiques ne peuvent fournir que des bornes inférieure et supérieure correspondant respectivement aux champs statiquement admissibles et cinématiquement admissible. Dès lors, des modèles de comportement élasto-plastiques sont nécessaires et la méthode de calculs par éléments finis permet de contourner ces difficultés dans l'étude de la stabilité des pentes.

CHAPITRE II : EFFET DES ESSIEUX SUR LES GRADAINS

1.Introduction

Ce chapitre traite des aspects fondamentaux liés à la conception et à l'évaluation géomécanique des gradins dans les carrières ou mines à ciel ouvert. Les gradins, éléments structurants des talus, jouent un rôle crucial dans la stabilité globale des pentes, la gestion de circulation sécuritaire des engins d'exploitation. Leur conception repose sur une compréhension approfondie de la géométrie du terrain, des propriétés mécaniques du massif rocheux et de l'influence des charges mobiles appliquées, telles que les charges d'essieux des véhicules miniers. Par ailleurs, la qualité du massif rocheux est déterminée à l'aide de classifications géotechniques reconnues, notamment le système RMR de Bieniawski.

2.Définitions du gradin .

Les **gradins** sont des structures en escalier formées sur les talus de carrières à ciel ouvert ou de mines. Ils ont un rôle crucial dans la stabilité générale des pentes, la gestion de l'eau de ruissellement, et la circulation des engins d'exploitation. Leur géométrie (hauteur, largeur, pente) est définie en fonction des caractéristiques mécaniques du massif rocheux et des conditions d'exploitation. Selon Hoek et Bray (1981), la conception des gradins repose sur un équilibre entre sécurité, efficacité économique, et accessibilité technique [01].

2.1 Géométrie et conception des gradins

La géométrie d'un gradin dépend principalement de la hauteur du front, de la largeur de la berme et de l'angle général du talus. D'après Brady et Brown (2004), une conception efficace doit limiter la hauteur des gradins afin d'éviter des instabilités à petite échelle tout en maintenant un talus général stable[02].

La norme canadienne CANMET (*Canada Centre for Mineral and Energy Technology*) recommande des angles de gradin plus ouverts dans les formations fracturées, pour limiter les ruptures planaires ou en coin [03].

2.2 Rôle des discontinuités dans la stabilité des gradins

Les discontinuités géologiques (joints, diaclases, failles) ont une influence majeure sur le comportement des gradins. La présence de plans de faiblesse peut entraîner des mécanismes de rupture localisés, notamment des glissements planaires ou des chutes de blocs (Goodman, 1989). Les modèles comme le Hoek-Brown criterion sont souvent utilisés pour estimer la résistance des roches massives et des blocs entre les joints [04].

2.3 Effets des charges roulantes sur les gradins

L'application de **charges d'essieux** sur les gradins, comme celles des camions de transport en carrière (typiquement 70–300 tonnes), peut induire des déplacements et affecter la stabilité locale. Les charges mobiles peuvent générer des zones de plastification dans les massifs fracturés, en particulier lorsque le front est proche de la surface.Une attention particulière est donc requise lors de la conception des bermes pour assurer la capacité portante sous trafic lourd [05].

3. Définition des charges des essieux

Les charges des essieux désignent les forces appliquées au sol (ou au massif rocheux) par les roues d'un véhicule à travers ses essieux. Dans le contexte des gradins en massif rocheux, notamment dans les mines à ciel ouvert ou les carrières, ces charges jouent un rôle crucial dans l'évaluation de la stabilité des talus ou des gradins.

Lorsqu'un véhicule lourd (camion benne, chargeuse, etc.) circule ou s'arrête sur un gradin, le poids de la machine est transmis au massif rocheux par ses essieux sous forme de charges concentrées ou partiellement réparties. Ces charges peuvent provoquer [05] :

- Une augmentation des contraintes verticales et tangentielles dans le massif rocheux ;
- Une réduction du facteur de sécurité des talus, surtout si la roche est fracturée ;
- Une mobilisation de discontinuités naturelles (plans de glissement, diaclases) pouvant entraîner des ruptures locales ou généralisées

3.1 Caractéristiques des Charges d'Essieux

Les charges d'essieux varient en fonction du type de véhicule, de sa charge utile et de la configuration des essieux. Par exemple, un tombereau de 100 tonnes peut exercer une charge de 25 tonnes par essieu. Ces charges sont transmises au sol à travers les pneus, créant des pressions de contact qui peuvent atteindre plusieurs mégapascals, en fonction de la surface de contact[03].

4. Définition des massifs rocheux

Un massif rocheux se définit comme Un ensemble de roches compactes ou fracturées constituant une unité géotechnique continue, dans laquelle les propriétés mécaniques résultent à la fois de la nature de la roche (roche intacte) et de la présence de discontinuités (fractures, diaclases, failles, plans de stratification, etc.)[04]

4.1 Types de massifs rocheux :

- **Massifs compacts** : peu fracturés, bonne cohésion.
- **Massifs fissurés** : avec de nombreuses fractures ou failles.
- **Massifs altérés** : roches décomposées ou altérées par des processus chimiques ou physiques.[06]

5. La classification des massifs rocheux

- **D'après RMR**

Le RMR (Rock Mass Rating) est un système de classification des massifs rocheux développé par Z.T. Bieniawski à partir de 1973. Il est largement utilisé en géotechnique pour évaluer la qualité d'un massif rocheux et déterminer son comportement mécanique, notamment dans les projets de tunnels, fondations, pentes, et excavations [07]

Bieniawski a publié en 1976 les détails d'une classification des masses rocheuses intitulée Geomechanics Classification or the Rock Mass Rating (RMR) system. Depuis la version originale, certaines modifications ont été apportées. Désormais, plusieurs variantes de la classification de Bieniawski sont disponibles. Les versions 1976 et 1989 sont les plus couramment utilisées. La classification de Bieniawski prévoit l'évaluation de différents paramètres pour chacun desquels un coefficient numérique est attribué

suivant le barème présenté dans le tableau ci-dessous. La somme de ces coefficients détermine la valeur du RMR, qui peut varier de 0 à 100. Les six paramètres suivants sont nécessaires pour estimer la résistance à la compression d'un massif rocheux en utilisant le système RMR [08] :

- la résistance à la compression uniaxiale de la roche,
- la valeur de l'indice RQD pour la masse rocheuse,
- l'espacement des discontinuités,
- l'état des discontinuités,
- les conditions hydrauliques,
- l'orientation des discontinuités.

Tableau 2.1 : Classification RMR, d'après Bieniawski 1989 [23]

A. Paramètres de classification et leurs notes									
Paramètre			Intervalle de valeurs						
1	Résistance de la roche intacte	Indice Franklin (MPa)	> 10	4 -10	2 – 4	1 – 2	Essai de compression uniaxiale préférable pr cette basse gamme		
		Résistance à la compression uniaxiale (MPa)	> 250	100 – 250	50 -100	25 -50	5 -25	1 -5	< 1
	Note		15	12	7	4	2	1	0
2	R Q D (%)		90 – 100	75 – 90	50 - 75	25 – 50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints		> 2 m	0,6-2 m	200-600 mm	6O-200 mm	< 60 mm		
	Note		20	15	10	8	5		
4	Etat des discontinuités (voir E)		Surfaces très rugueuses non continues. Epontes en contact et non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Ouverture < 1mm Epontes légèrement altérées	Surfaces légèrement rugueuses Ouverture < 1mm Epontes fortement altérées	Surfaces lustrées ou remplissage < 5mm ou ouverture 1-5 mm. Joints continus.	Remplissage mou >5 mm ou ouverture > 5 mm. Joints continus.		
	Note		30	25	20	10	0		
5	Eau souterraine	Débit entrant par 10 m de longueur du tunnel (l/min)	Aucun debit	< 10	10 – 25	25 -125	> 125		
		Rapport (Pression d'eau dans le joint)/(contrainte principale majeure)	0	< 0,1	0,1 – 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
		Conditions hydrauliques	Complètement sec	Humide	Mouillé	Très mouillé	Ecoulement		
	Note		15	10	7	4	0		
B. Note d'ajustement due à l'orientation des discontinuités (voir F)									
Orientations des pendages et des traces des discontinuités.			Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable		
Notes		Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12		
		Fondations	0	-2	-7	-15	-25		
		Talus	0	-5	-27	-50			
C. Classification du massif rocheux déterminée à partir de la somme des notes									
Notes RMR			100 → 81	80 → 61	60 → 41	40 → 21	< 20		
Classe du massif			I	II	III	IV	V		
Description			Très bon massif	Bon massif	Massif moyen	Mauvais massif	Massif très médiocre		
D. Signification de la classification du massif rocheux									
Classe du massif			I	II	III	IV	V		
Temps moyen de tenue			20 ans pour 15 m de portée	1 an pour 10 m de portée	1 semaine pour 5 m de portée	10 h pour 2,5 m de portée	30 min pour 1 m de portée		
Cohésion du massif (kPa)			> 400	300 – 400	200 – 300	10 – 200	< 100		
Angle de frottement du massif			> 45°	35° – 45°	25° – 35°	15° – 25°	< 15°		
E. Directives pour la classification de l'état de discontinuité.									
Longueur du joint (persistance) Note			< 1 m 6	1 – 3 m 4	3 – 10 m 2	10 – 20 m 1	> 20 m 0		
Ouverture Note			Aucune 6	< 0,1 mm 5	0,1 – 1 mm 4	1 – 5 mm 1	> 5 mm 0		
Rugosité Note			Très rugueux 6	Rugueux 5	Légère rugosité 3	Liss e 1	Lustrée 0		
Remplissage Note			Aucu n 6	Remp. dur <5 mm 4	Remp. dur >5 mm 2	Remp. mou < 5 mm 2	Remp. mou > 5 mm 0		
Altération Note			Non altéré 6	Légèremnt altéré 5	Modérémnt. altéré 3	Fortement altéré 1	Décomposé 0		
F. Effet de l'orientation de la trace et du pendage des discontinuités dans les tunnels (d'après Wickham et al. 1972)									
Trace perpendiculaire à l'axe du tunnel					Trace parallèle à l'axe du tunnel				
Creusement dans le sens d'un pendage de 45-90°		Creusement dans le sens d'un pendage de 20-45°			Pendage de 45-90°		Pendage de 20-45°		
Très favorable		Favorable			Très défavorable		Moyen		
Creusement dans le sens inverse d'un pendage de 45-90°		Creusement dans le sens inverse du pendage de 20-45°			Pendage de 0 - 20° - Indépendamment de la trace				
Moyen		Défavorable			Moyen				

6.Conclusion

En résumé, la stabilité des gradins dans les exploitations à ciel ouvert repose sur une interaction complexe entre la géométrie des talus, les discontinuités géologiques, les charges dynamiques induites par les engins et la qualité intrinsèque du massif rocheux. La compréhension fine de ces facteurs permet de concevoir des structures sûres, durables et économiquement viables. La classification RMR offre un cadre systématique et rigoureux pour évaluer la résistance et le comportement du massif rocheux, ce qui est essentiel pour optimiser les opérations d'exploitation et minimiser les risques de rupture. Ce chapitre met en lumière l'importance de l'intégration des paramètres géotechniques dans la planification minière pour assurer la sécurité des travailleurs des projets

CHAPITRE III : PRESENTATION DE LOGICIEL

1.Introduction

En s'appuyant sur les lois physiques qui régissent les relations entre contraintes, déformations et déplacements, la modélisation géotechnique numérique vise à comprendre, prédire et expliquer le comportement des structures, artificielles ou naturelles. Au cours des cinquante dernières années, cette discipline a connu une évolution constante, devenant aujourd'hui omniprésente dans tous les domaines.

Au fil des années, la modélisation est devenue une composante essentielle de la méthode scientifique, aux côtés de la théorie et de l'expérimentation, principalement grâce à l'avènement des ordinateurs performants. Cette avancée a permis de résoudre des problèmes autrefois insurmontables avec les méthodes de calcul traditionnelles, en développant des modèles numériques capables d'étudier des phénomènes complexes tels que les mouvements de terrains, les changements de niveau d'eau, ou encore les impacts du trafic routier et ferroviaire. Cependant, malgré la disponibilité de nombreux logiciels spécialisés, leur utilisation optimale reste entravée par la méconnaissance de leurs fonctionnalités et des modèles qu'ils proposent, ainsi que par la difficulté d'interprétation des résultats.

De plus, la sophistication des outils de calcul disponibles, qui diffèrent par leur capacité à représenter avec précision la géométrie des structures, les propriétés anisotropes et hétérogènes des matériaux, ainsi que les exigences qui leur sont imposées, influence les performances des modèles numériques. En fin de compte, ces outils diffèrent dans leur approche de la résolution des équations fondamentales, toujours liées à l'intégration des fonctions de déplacement.

2. Présentation du logiciel

2.1. Définition

PLAXIS est un logiciel d'analyse par éléments finis, conçu spécialement pour réaliser des études de déformation et de stabilité dans le domaine géotechnique, que ce soit en deux ou en trois dimensions. Il permet de modéliser des situations réelles à l'aide de modèles plans ou axisymétriques. Grâce à une interface graphique conviviale, les utilisateurs peuvent rapidement générer des modèles géométriques et des maillages d'éléments finis en se basant sur la coupe verticale de l'ouvrage à analyser.

L'algorithme principal de PLAXIS résout de manière itérative un système d'équations algébriques non linéaires afin de déterminer les champs de déplacement aux différents nœuds du maillage, ainsi que les contraintes et les états de rupture du sol. **[01]**

PLAXIS version 8.2 a été développé pour fonctionner dans un environnement bidimensionnel. Les situations réelles peuvent être modélisées à l'aide de plans ou de modèles axisymétriques.

Le logiciel offre une interface graphique conviviale qui permet aux utilisateurs de créer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis en se basant sur la coupe verticale de la structure à étudier. Imaginé par des géotechniciens spécialisés dans la modélisation numérique, le code éléments finis de PLAXIS représente sans aucun doute un état de l'art dans l'analyse pseudo statique en 2 D sur les plans scientifique et pratique **[02]**

2.2 Les type de modèle et Influence du maillage :

2.2.1 Les type de modèle :

PLAXIS Version 8.2 permet d'effectuer des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit en déformations planes (Plane strain), soit axisymétrique (Axisymmetric). Les modèles en déformations planes sont utilisés pour les structures présentant une section plus ou moins uniforme, avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction *z*). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls, mais les contraintes normales dans la direction *z* sont pleinement prises en compte.

Les modèles axisymétriques (Axisymmetric) sont appropriés pour les structures circulaires ayant une section radiale plus ou moins uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales. Il convient de noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée *x* représente le rayon et la coordonnée y correspond à l'axe de symétrie.

Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix entre déformations

planes et axisymétrique implique de restreindre les degrés de liberté en translation par nœud dans les directions *x* et *y* a deux **[02].**

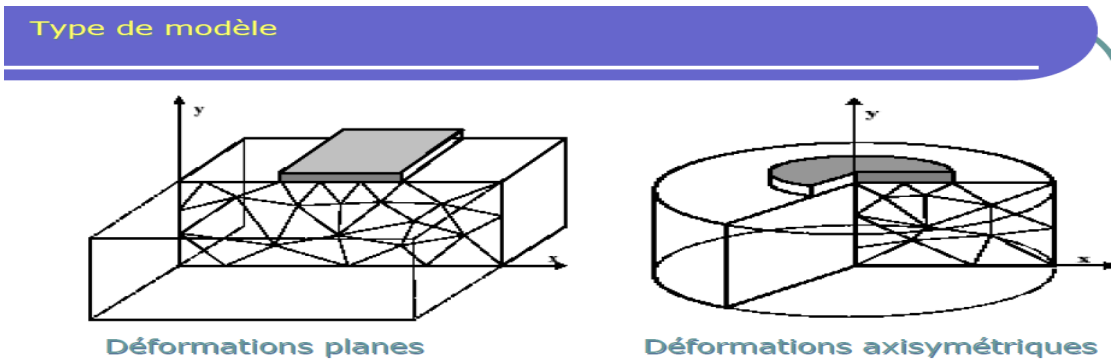


Figure 3. 1 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique. **[02]**

2.2.2 Influence du maillage :

Pour modéliser les couches de sol et d'autres éléments de volume dans PLAXIS, l'utilisateur doit choisir entre des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds. Par défaut, PLAXIS utilise des triangles à 6 nœuds, offrant des interpolations du second ordre pour les déplacements. La matrice de rigidité des éléments est évaluée par intégration numérique à l'aide de trois points de Gauss (points de contrainte) au total. En revanche, les triangles à 15 nœuds offrent une interpolation d'ordre quatre, nécessitant douze points de contrainte pour l'intégration. Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol sélectionné **[03].**

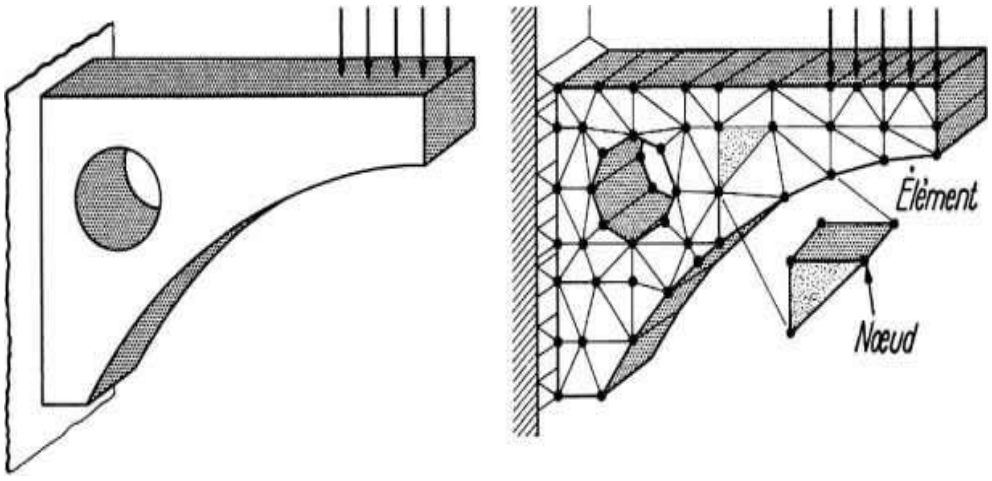
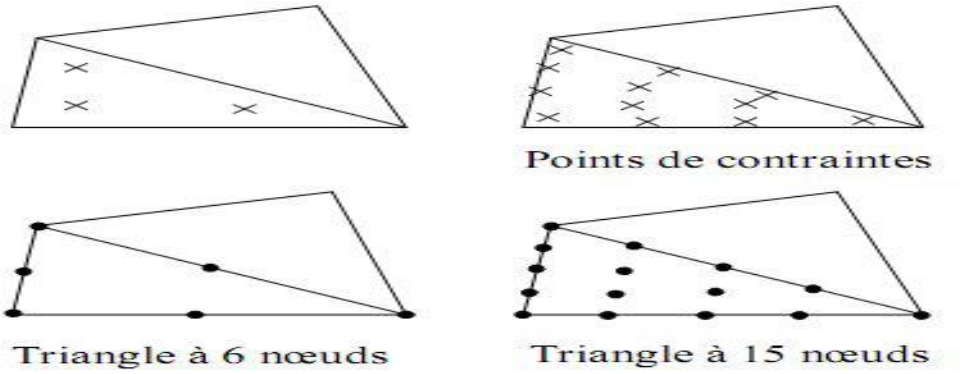


Figure 3. 2 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol. [03]

Le triangle à 15 nœuds représente une option extrêmement précise qui a démontré son efficacité dans la génération de résultats de contraintes de haute qualité, notamment dans des scénarios tels que le calcul de la rupture des sols incompressibles. Toutefois,

son utilisation entraîne une consommation de mémoire relativement élevée, ce qui peut ralentir les opérations de calcul et de manipulation. C'est pourquoi une alternative plus simple est également proposée

Le triangle à 6 nœuds offre une précision relative et génère des résultats satisfaisants pour les analyses standards en déformation, à condition d'employer un nombre adéquat d'éléments. Toutefois, il est nécessaire d'être attentif lors de l'utilisation dans des modèles axisymétriques ou dans des contextes où une éventuelle rupture doit être prise en considération, tels que le calcul de la capacité portante ou l'évaluation des coefficients de sécurité selon la méthode de réduction de phi-c. En général, les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont susceptibles d'être surestimés avec des éléments à 6 nœuds. Pour de telles applications, il est recommandé d'opter plutôt pour des éléments à



15 nœuds **[04]**.

Figure 3. 3 : Décomposition d'un élément de structure en éléments finis. **[03]**

2.3 Les sous-programmes de Plaxis

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input Calculations, Output et Curves)

2.3.1 Le programme d'entrée de données (Input)

Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec PLAXIS l'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données (Input).

Pour générer un modèle d'éléments finis, l'utilisateur doit créer un modèle géométrique bidimensionnel composé de points, de lignes et d'autres composants. La génération d'un filet approprié, des propriétés et des conditions aux limites élément par

élément est réalisée automatiquement par le générateur de filet de PLAXIS à partir du modèle géométrique précédemment entré. Les utilisateurs peuvent également retoucher le maillage des éléments finis pour améliorer ses performances. La dernière partie de l'entrée de données comprend la génération des pressions interstitielles et des contraintes effectives pour définir l'état initial **[5]** (figure 3.4).

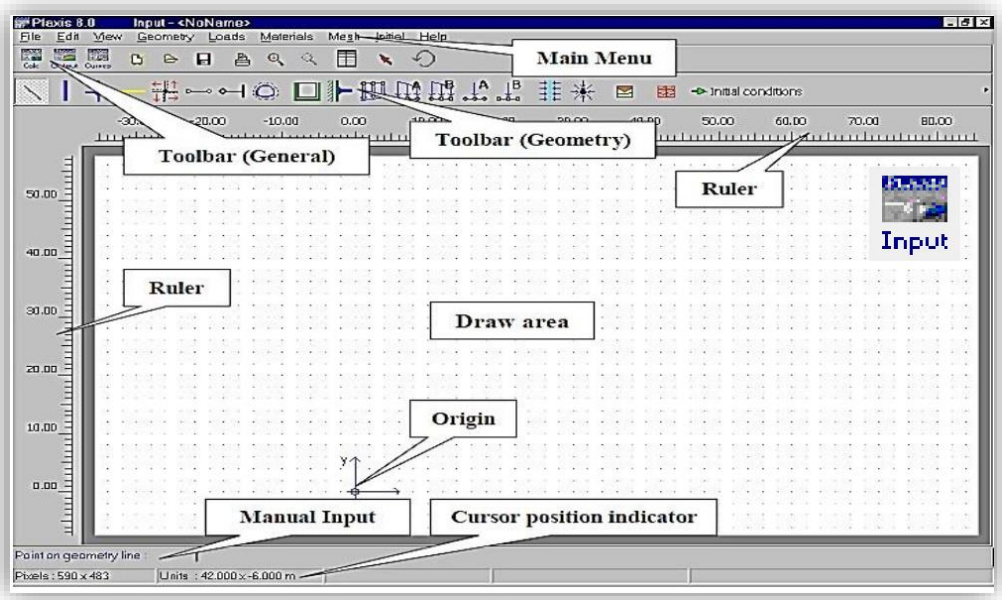


Figure 3.4 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode de création géométrique)**[06].**

2.3.2 Le programme de calcul (Calculations)

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (Calculation).

PLAXIS permet d'effectuer différents types de calculs sur les éléments finis. Le programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (Plastic Calculation), une analyse de consolidation (Consolidation Analysis),), un calcul de coefficients de sécurité (Phi-C Reduction) ou un calcul dynamique (Dynamic Calculation) **[5]** (figure 3.5).

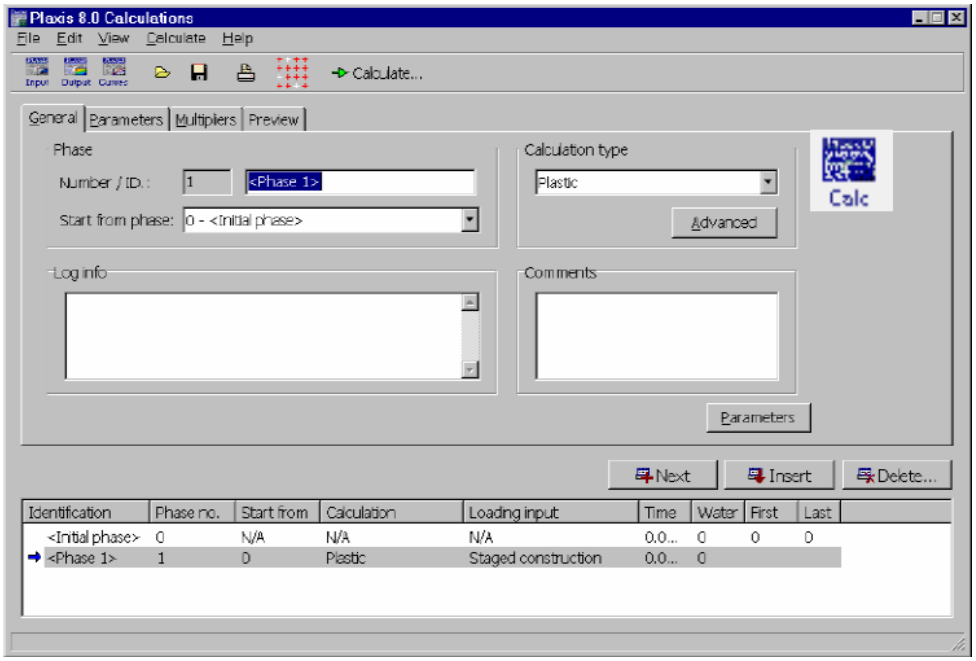


Figure 3.5: Fenêtre principale du programme de calcul **[06]**

2.3.3 Le programme de résultats (Output)

Les principaux résultats d'un calcul des éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contrainte. De plus, lorsqu'un modèle d'éléments finis inclut des éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments. PLAXIS propose une large gamme d'outils pour afficher les résultats d'une analyse des éléments finis. **[5]** (figure 3.6).



Figure3.6 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output [06].

2.3.4 Le programme courbe (Curves)

Le programme de courbes peut être utilisé pour dessiner des courbes de charge ou de temps-déplacement, des courbures de contrainte-déformation, des chemins de contraintes ou de déformation pour des points choisis en géométrie.

Ces courbes représentent les évolutions en cours des différentes phases de calcul, et cela donne un aperçu du comportement global et local du sol. Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches, non linéaire et dépendant du temps et anisotropique **[05]** (figure 3.7).

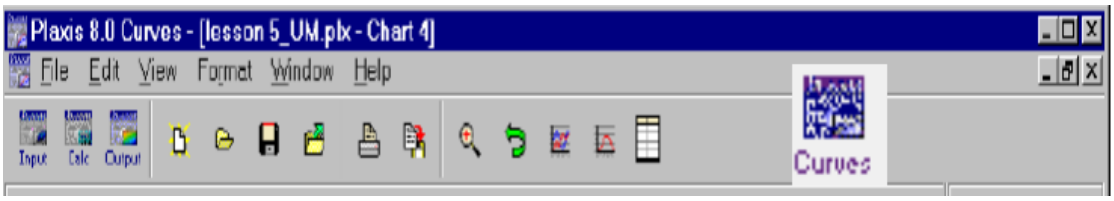


Figure3.7 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Curves **[06].**

2.4 Modèles de comportement utilisés dans la modélisation numérique :

2.4.1 Introduction

Il existe une multitude de modèles de comportement des sols, allant du modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb aux lois de comportement les plus sophistiquées, capables de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, qu'ils soient soumis à une sollicitation monotone ou cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis, où la modélisation par éléments finis permet de résoudre les problèmes aux limites en prenant en compte, grâce à une loi de comportement réaliste, le comportement réel du sol.

Cependant, deux difficultés majeures ont entravé la pleine réalisation de ce schéma. Tout d'abord, les lois de comportement qui décrivent efficacement le comportement des sols sont complexes et exigent des études spécifiques approfondies pour déterminer les paramètres qu'elles contiennent, ce qui dépasse souvent le cadre des projets d'ingénierie, même les plus complexes. La validation de ces lois de comportement a nécessité, dans les années 80, plusieurs ateliers visant à comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation **[02].**

Ensuite, l'intégration de ces lois de comportement dans les codes par éléments finis, qu'ils soient bi ou tridimensionnels, a posé problème. Actuellement, peu de codes sont opérationnels avec des lois de comportement sophistiquées, et le coût de ces calculs est

généralement élevé **[07].**

On le définir le modèle utilisés pour cette modélisation : Modèle de Jointed Rock

2.4.2 Modèle de Jointed Rock

Le **modèle** *Jointed Rock* est un **modèle constitutif avancé** disponible dans Plaxis 2D (version 8.2 et supérieures). Il permet de simuler le comportement des **roches massives avec systèmes de discontinuités planaires** orientés, tels que les failles, diaclases, joints ouverts ou soudés (Brady & Brown, 2007 ; Plaxis Manual, 2020).

2.4.2.1 Principe général du (JRM)

Le modèle considère que la roche est composée de deux éléments :

- La matrice rocheuse (massif intact)**,** souvent modélisée comme un matériau élastoplastique (ex. Mohr-Coulomb ou Hoek-Brown).
- Des plans de discontinuité (joints**)**, qui peuvent se déformer et glisser selon leur propre loi de comportement.

Ce modèle est implémenté dans plusieurs logiciels numériques, notamment dans **Plaxis 2D**, où les joints sont modélisés de façon implicite et superposés à la matrice continue

CHAPITRE IV : MODELISATION NUMERIQUE

1. Introduction

La stabilité des gradins en carrière ou en excavation constitue une problématique cruciale en géotechnique, en particulier lorsqu'ils sont soumis à des charges roulantes importantes. Dans le cadre de cette étude, une analyse numérique est menée afin d'évaluer la stabilité de trois gradins successifs soumis à l'action d'un couple d'essieux, représentant le passage d'un véhicule industriel de forte capacité, tel qu'un camion articulé utilisé en environnement minier ou de terrassement.

Ce travail s'inscrit à la fois dans une démarche d'optimisation de la sécurité des opérations sur site, et dans un cadre académique visant à développer une méthodologie d'analyse rigoureuse pour l'évaluation de la stabilité en présence de charges mobiles.

2. Objectif

L'objectif principal de ce travail est de simuler différentes configurations de l'angle d'inclinaison α
α_{11} et de chargement sur des gradins rocheux afin d'évaluer leur stabilité et les déplacements induits, en s'appuyant sur une modélisation réaliste des conditions géotechniques. Pour ce faire, le modèle de comportement *Jointed Rock* (*JRM*) est utilisé, permettant de représenter explicitement la discontinuité des matériaux rocheux.

L'analyse tient compte de la géométrie réelle de l'ouvrage ainsi que des propriétés mécaniques des matériaux constitutifs. L'ensemble de l'étude est réalisé à l'aide de la méthode des éléments finis implémentée dans le logiciel Plaxis 2D, qui permet de simuler le comportement mécanique de la roche et d'identifier les mécanismes de rupture potentiels associés aux différentes configurations d'angle et de chargement.

Pour cette étude numérique, nous avons utilisé deux modèles de comportements de (*JRM*)

3. Présentation de l'ouvrage

Le modèle présenté sur la figure 4.1 est utilisé pour examiner la stabilité des trois gradins. Le modèle de référence est de hauteur 24 m et largeur de 40 m

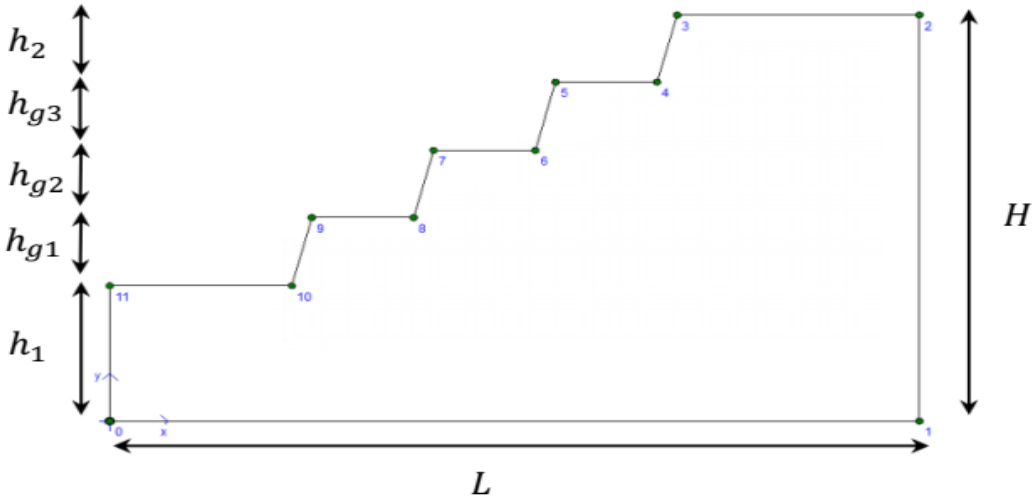


Figure 4.1 : Présentation de modèle

La dimension de modèle présenté sur le tableau suivant :

Tableau 4.1 : La dimension de modèle

Symbole	Description	Valeur	Unité
H	Hauteur totale	24	M
L	Longueur totale	40	M
h_1	Hauteur de base	08	M
h_2	Hauteur supérieure	04	M
h_{g1}	Hauteur du gradin 1	04	M
h_{g2}	Hauteur du gradin 2	04	M
h_{g3}	Hauteur du gradin 3	04	M

4.Modélisation numérique

4.1Géométrie du model

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini,les propriétés des matériaux, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. L'élément fondamental, utilisé dans nos modèles est l'élément triangulaire à 15 nœuds, qui est caractérisé par sa précision et il fournit des résultats de haute qualité sur les différents problèmes.

Les modèles géométrique retenus dans le code Plaxis.

4.2 Propriétés de matériaux

Les propriétés géotechniques du massif sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 4.2 : Propriétés du matériaux du massif

Paramètre	Symbol	Rock	Unités
Général			
Modèle de matériau	-	Jointed Rock	-
Type de drainage	-	Drainé	-
Poids volumique (saturé et non saturé)	$\gamma_{sat}, \gamma_{unsat}$	24.0	kN/m^3
Propriétés mécaniques			
Module d'Young de la roche intacte	E_t	$1.3 \cdot 10^6$	kN/m^2
Coefficient de Poisson de la roche intacte	υ_{nt}	0.25	-
Module d'Young de la roche jointée	E_n	$400 \cdot 10^3$	kN/m^2
Coefficient de Poisson de la roche jointée	υ_{ts}	0.25	-
Module de cisaillement	G_{nt}	$133 \cdot 10^3$	kN/m^2
Nombre de plans	-	1	-
Cohésion du plan 1	C_t	50.0	kN/m^2
Angle de frottement du plan 1	φ_1	22.0	^{0}
Angle de dilatance du plan 1	ψ_1	0.0	^{0}
Angle d'inclinaison du plan 1	α_{11}	30	^{0}
Conditions initiales			
Coefficient de pression latérale initiale	K_0	1	-

4.3 Présentation des paramètres du Modèle Jointed Rock

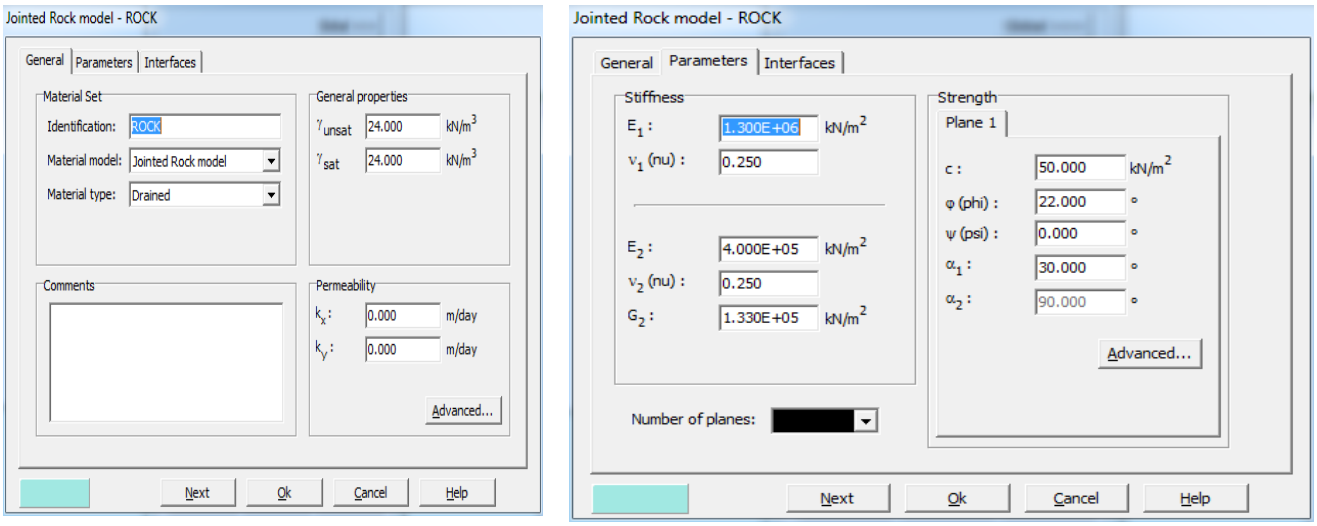


Figure 4.2 : Fenêtre des paramètres du modèle JRM

4.4 Condition aux limites et chargement

4.4.1 Condition aux limites

Pour notre modèle on utilise le réglage standard des conditions aux limites géométriques impose par Plaxis 2D. Ces conditions aux limites sont générées selon les règles suivantes :

- Déplacement horizontaux sur les bords latéraux = 0
- Déplacement sur base inferieure du modèle = 0

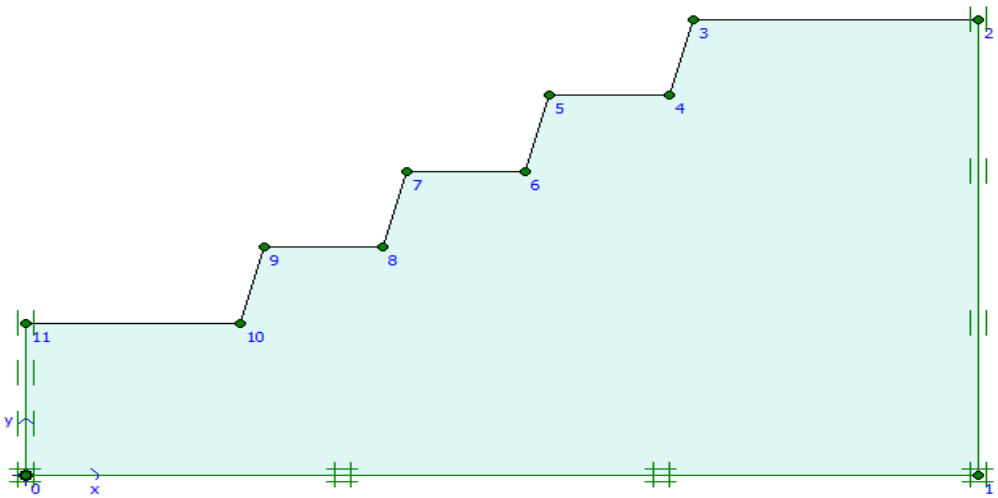


Figure 4.3 : Condition aux limites

4.4.2 Chargement vertical

Le chargement appliqué dans cette étude correspond à un camion articulé de 70 tonnes (700 kN), représenté par deux essieux, chacun supportant une charge verticale de 350 kN. L'empattement entre les deux essieux est de 1 mètres. La charge est appliquée au niveau de la plateforme supérieure du gradin afin de simuler le passage du véhicule au sommet du talus. Dans le modèle numérique, cette charge est introduite soit sous forme de charges réparties sur la largeur des roues 0.5m sont présentés dans la (figure 4.5).

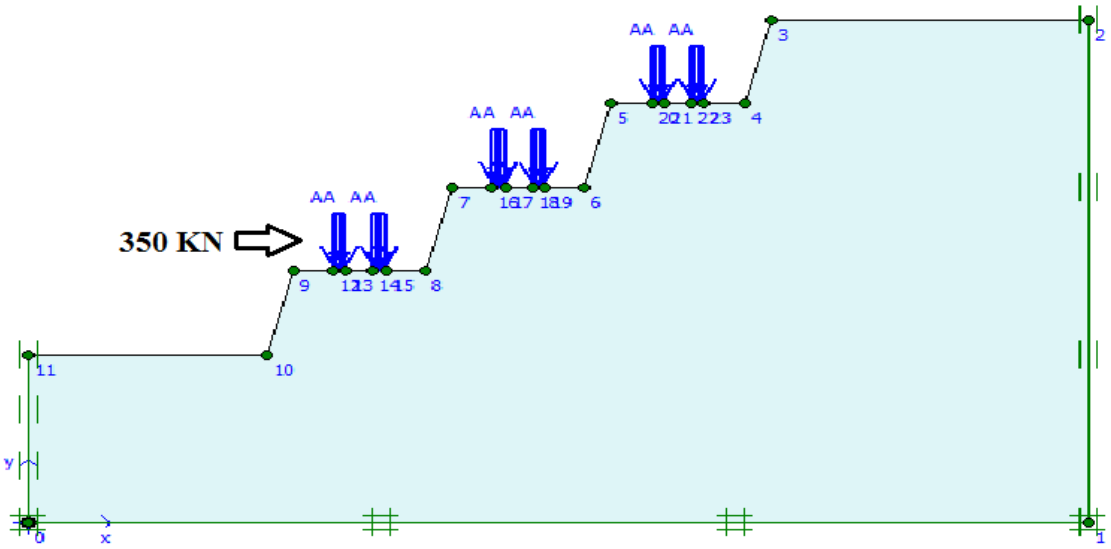


Figure 4.4 : Application de charge

4.5 Génération du maillage

Lorsque le modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis. Les éléments fondamentaux sont des éléments triangulaires à 15 nœuds .Le nombre d'éléments est de 123 , celui des nœuds est de 1067 et le nombre des points de contraintes 1476 .

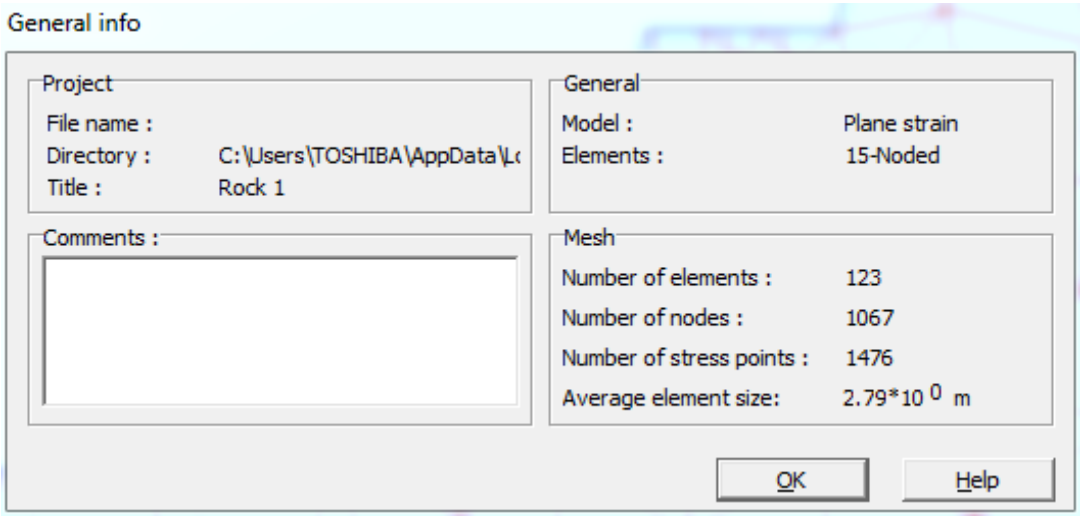


Figure 4.5 : Nombre d'élément et des nœuds du maillage.

Le maillage et les conditions aux sont représentés par la figure 4.6.

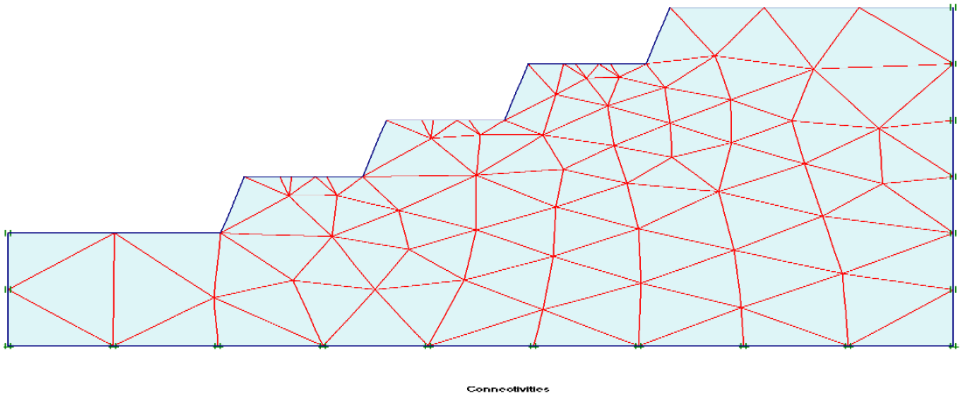


Figure 4.6 : Maillage et conditions aux limites de la géométrie du modèle

4.6 Conditions initiales

Les conditions initiales sont générées selon les règles suivantes :

- Comme les pressions interstitielles ne seront pas prises en considération, le niveau de la nappe phréatique initiale sera situé dans la limite inferieur

- Pour la génération des contraintes initiales seulement le poids des terres est pris en considération.

4.6.1 Conditions hydrauliques

La nappe phréatique est situé dans la limite inferieur du modèle (figure4.8) .

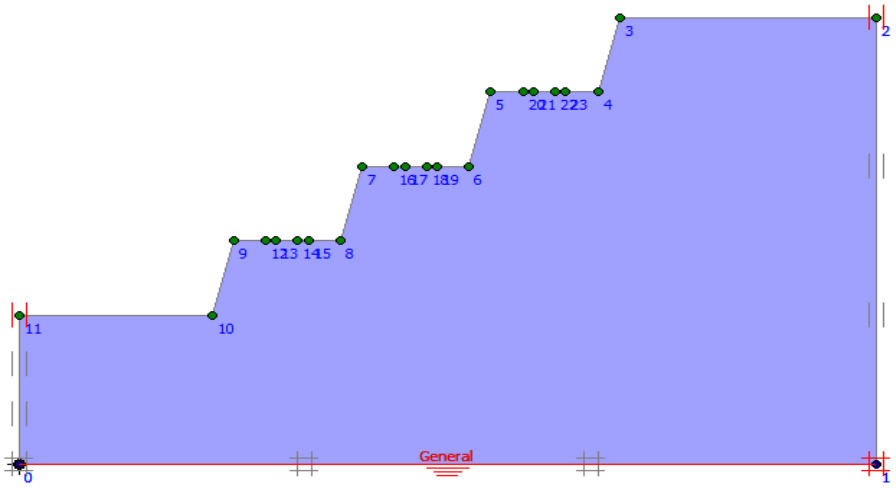


Figure 4.7 : Conditions hydrauliques initiales du JRM

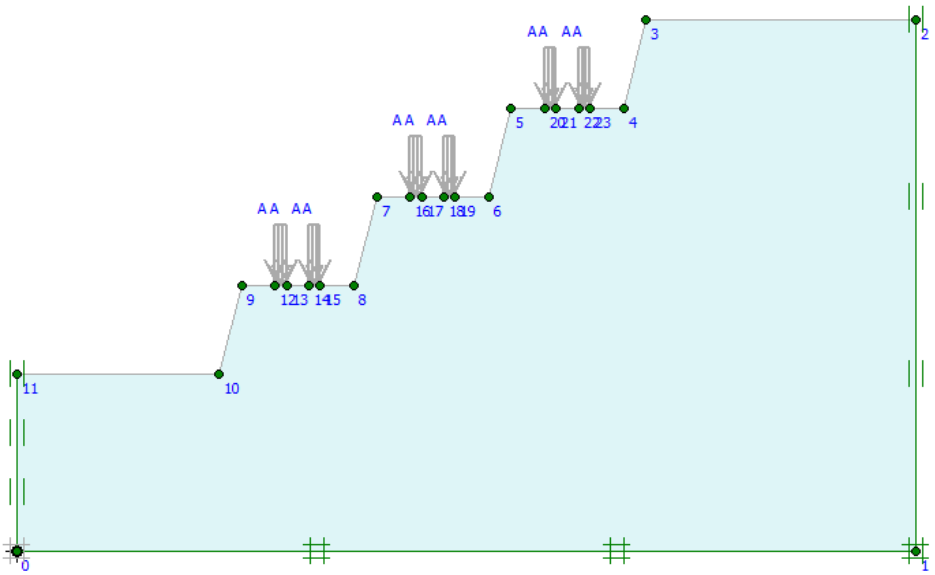


Figure 4.8 : Génération de la pression interstitielle

4.6.2 Contraintes initiales

L'initialisation des contraintes se faire en condition $K_0 = 1$

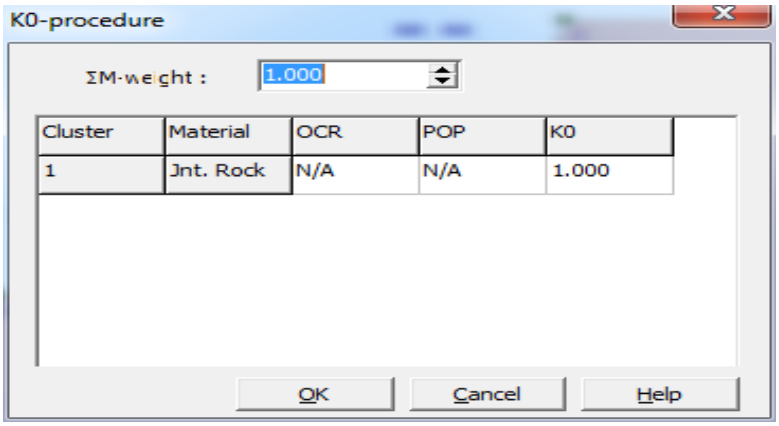


Figure 4.9: Fenêtre de valeur de K0 de JRM

La génération des contraintes initiales nous donne une contrainte principale effective extrême de **-572.52 KN/m^2**

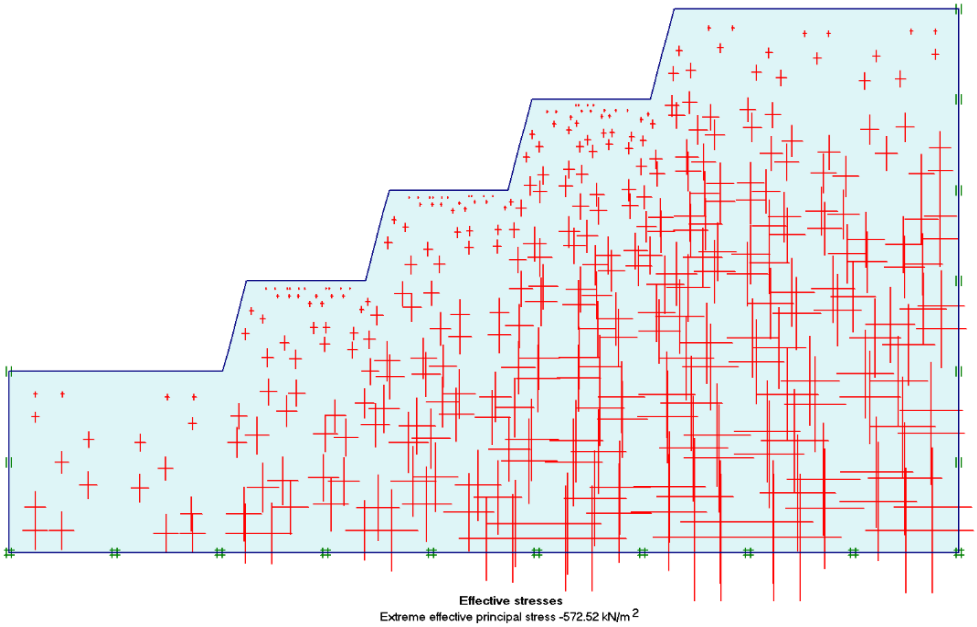


Figure 4.10 : Génération des contraintes initiales

4.7 Procédure de calcul

Après la définition des données des modèles dans le code PLAXIS, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Le but de la série des calculs est de déterminer les valeurs des facteurs de sécurité a la rupture par l'approche plastique selon le *JRM* ,

et par la méthode "Phi-c réduction" . La réduction des caractéristiques mécaniques (Phi-c réduction) est une option disponible dans PLAXIS qui permet de calculer de facture de sécurité F_S .Pour notre cas, la procédure de calcul se fait en 3 phases :

Phase 0 : Générée automatiquement par le logiciel, elle permettre de déterminée les contraintes initiales.

Phase 1 : Cette phase est caractérisée par l'application de la gravité selon les réglages suivants :

- ✓ Calcul plastique ;
- ✓ Choisir des points de suivi des déplacements en tête de chaque gradains .

Phase 2 : Cette phase est exécutée pour le Calcul du F_S dans les conditions initiales selon les réglages suivants :

- ✓ Calcul Phi-c réduction ;
- ✓ Accepter le choix de l'incrément standard = 0,1

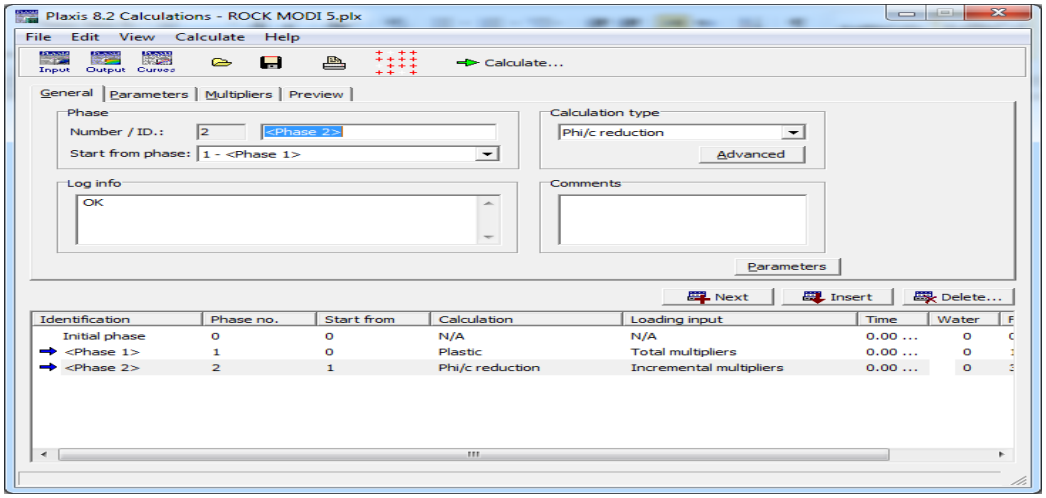


Figure 4.11 : Les différentes phases de calcul

4.7.1 Présentation et discutions des résultats

4.7.1.1 Les déformations

Le maillage déformé typique de ce modèle numérique est représenté sur la (figure 3.13)

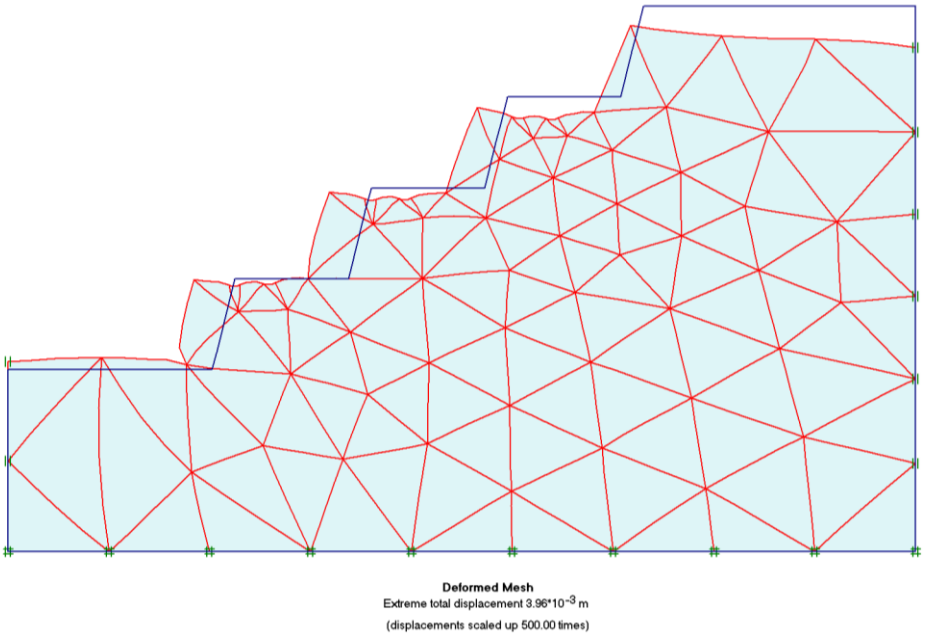


Figure4.12 : Maillage déformé du modèle

La figure ci-dessus montre le maillage déformé du modèle numérique, qui représente trois marches sous l'influence d'une paire d'axes. Le maillage est de forme triangulaire, adapté à la géométrie irrégulière de la section. Ces déplacements, de valeur 4,72 × 10^{-3} mètres, sont relativement faibles. On constate qu'ils se produisent principalement au sommet des marches, ce qui correspond logiquement à la zone d'application de la charge , c'est une déformation négligeable.

4.7.1.2 Les contraintes

Les résultats sont donnés par le module Output du logiciel Plaxis . Les valeurs des contraintes sont calculées à la rupture σ'xx= 581.57 $kN/\mathbf{m^2}$. La figure 4.14 présente les zones de contraintes totales .

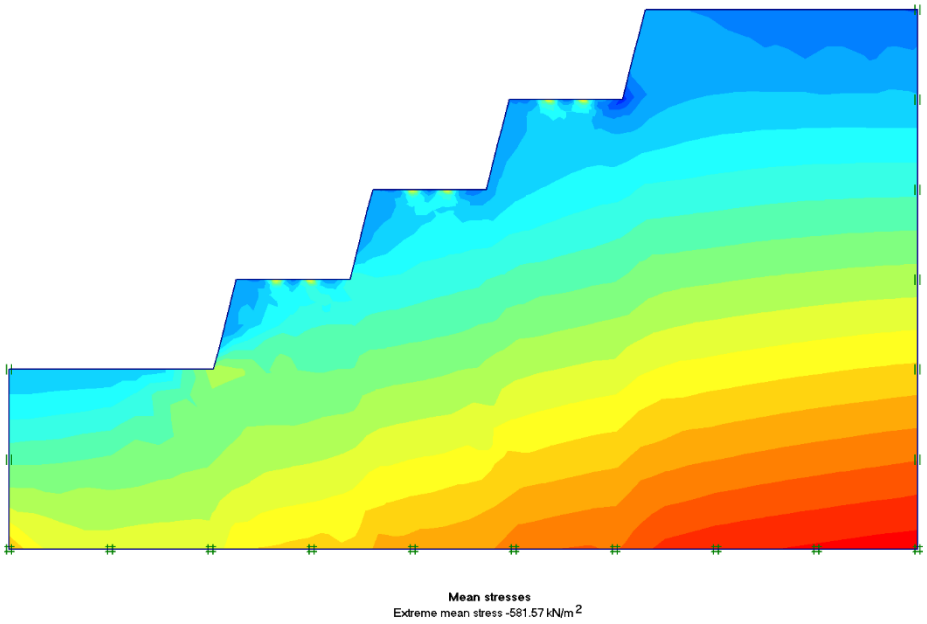


Figure 4.13 : Les contraintes totales du modèle

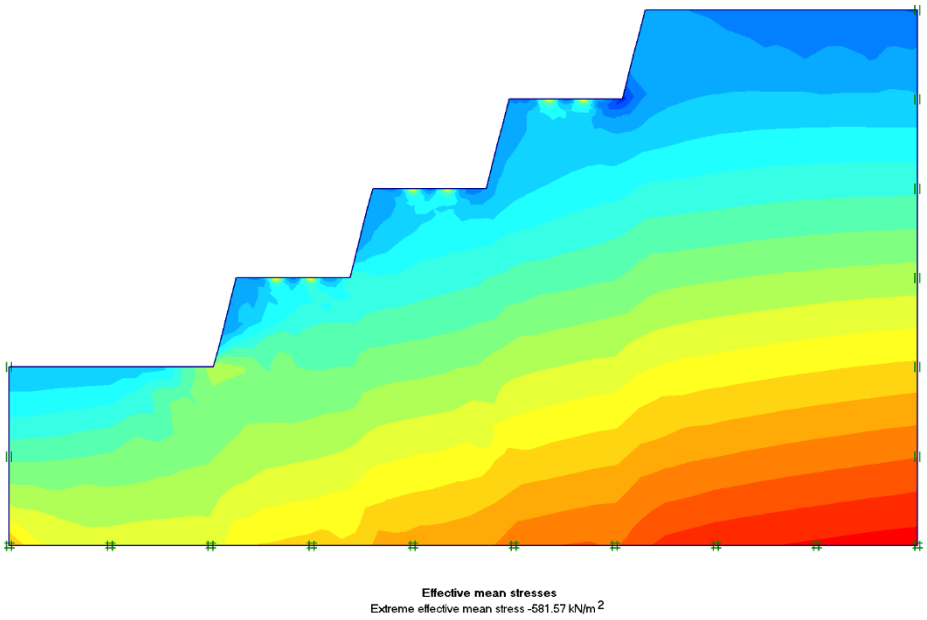


Figure 4.14 : Les contraintes effectives du modèle

4.7.2 Points plastiques

les points plastiques représentent des zones de plastification et le debut de rupture

.

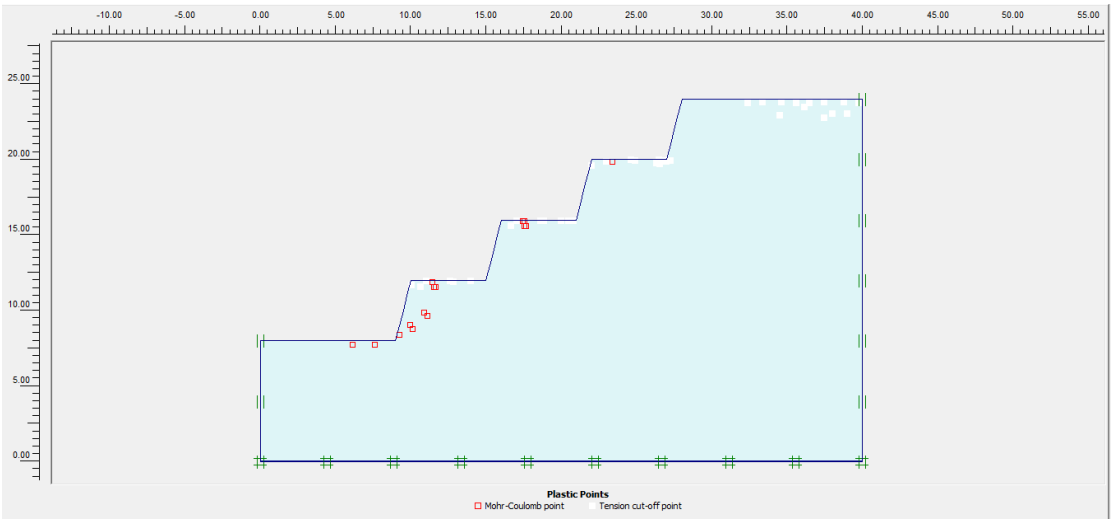


Figure 4.15 : Points plastiques du modèle

4.7.3 Déplacements

A. Déplacement totale

La figure 4.17 montre la distribution des déplacements totaux (U_{tot}) dans la masse de roche , calculée par le modèle *JRM* constitué et présenté dans un modèle à géométrie non déformé

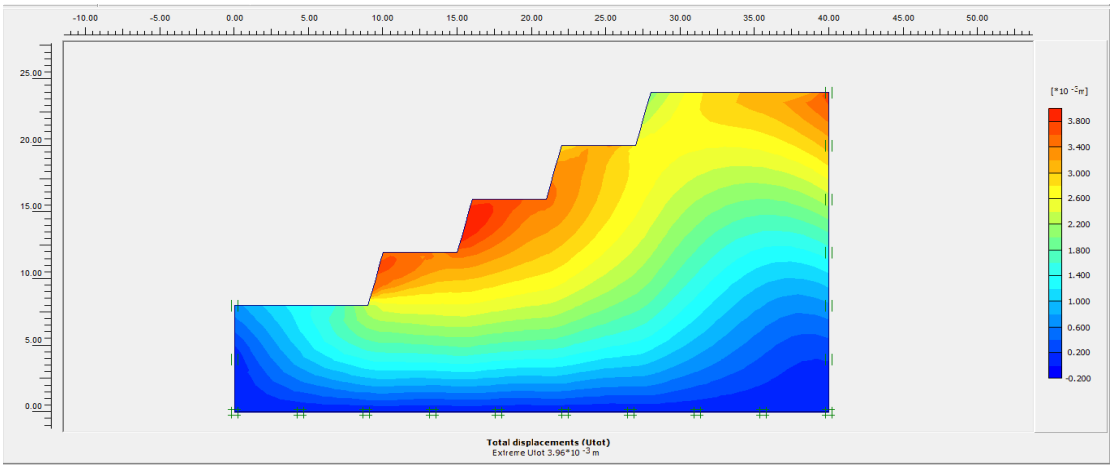


Figure4.16 : Déplacement totale du modèle

B. Déplacement verticale

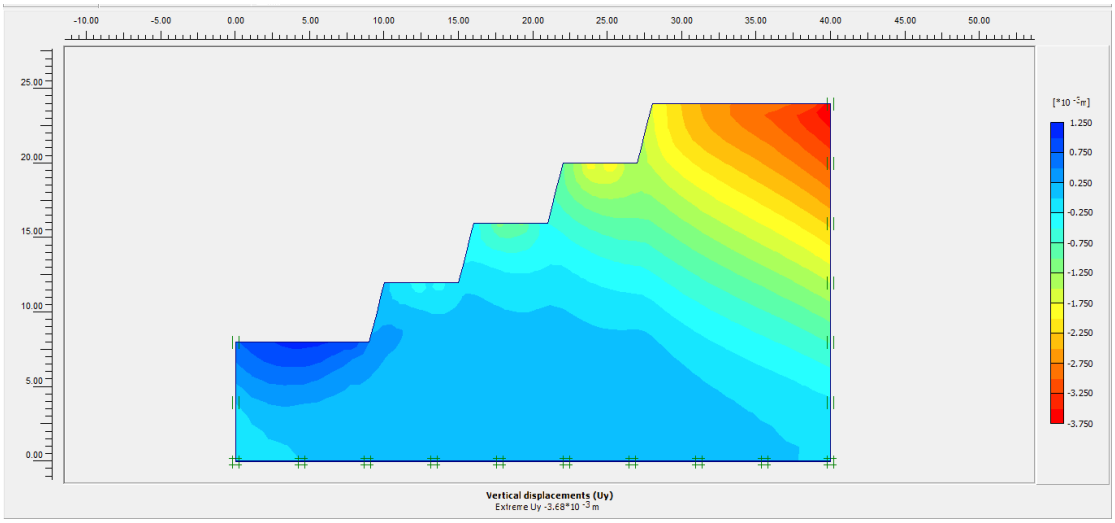


Figure 4.17 : Déplacement verticale du modèle

C. Déplacement horizontale

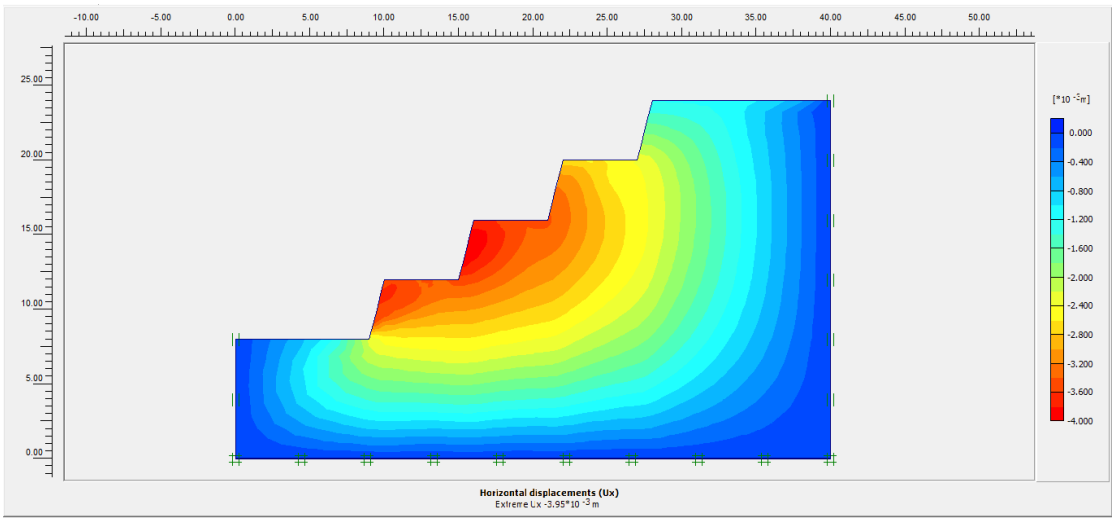


Figure 4.18 : Déplacement horizontale du modèle

4.7.4 Courbe

On trace le facteur de sécurité en fonction de déformation. La valeur du coefficient de sécurité est *Msf* = 2. 221

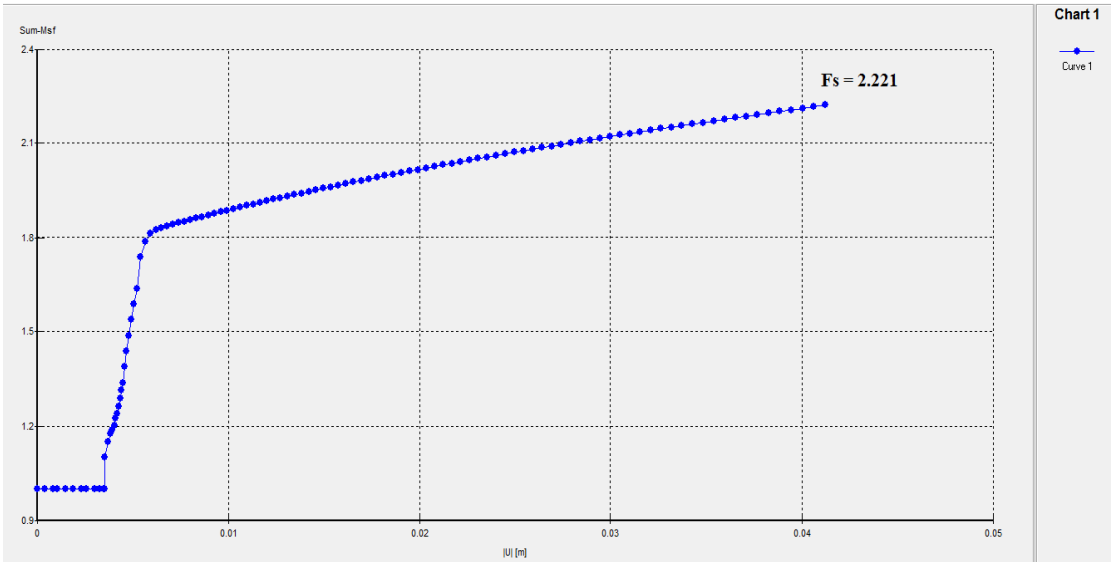


Figure4.19 : Evolution du coefficient de sécurité en fonction du déplacement

Fs= 2.221

5. Conclusion

Dans ce chapitre l'étude numérique a permis d'évaluer la stabilité de trois gradins rocheux soumis à l'action d'un couple d'essieux simulant le passage d'un véhicule industriel de grande capacité. À travers l'utilisation du modèle *Jointed Rock* dans Plaxis 2D, les discontinuités du massif ont été représentées de manière réaliste, permettant ainsi une analyse fidèle du comportement du massif rocheux.

Les résultats obtenus montrent des déplacements limités et un facteur de sécurité global satisfaisant (*Msf* = 2.221), attestant de la stabilité de la structure dans les conditions simulées. Cette démarche méthodologique constitue un apport pertinent pour la compréhension des mécanismes de rupture en contexte d'excavation rocheuse, et offre une base solide pour l'optimisation de la sécurité dans les projets de génie

Géotechnique en milieu minier.

CHAPITRE V : ETUDE PARMETRIQUE

1. INTRODUCTION

La stabilité des talus en gradins dans les massifs rocheux fracturés représente un enjeu crucial en géotechnique, en particulier dans les contextes d'exploitation minière à ciel ouvert ou de travaux d'infrastructure sur terrains rocheux. Ces structures sont souvent soumises à des charges dynamiques ou quasi-statiques générées par le passage d'engins lourds, tels que les camions articulés. Ces charges peuvent induire des déformations importantes, voire des mécanismes de rupture, surtout lorsque la géométrie du massif est défavorable.

Dans ce contexte, l'orientation des discontinuités naturelles (joints, failles, lits de stratification) joue un rôle prépondérant dans la stabilité globale. L'angle α, représentant l'inclinaison des joints par rapport à l'horizontale, influence directement les mécanismes de glissement ou de renversement au sein du massif rocheux. La modélisation de ces effets est rendue possible grâce à des outils numériques avancés tels que PLAXIS 2D, et à des modèles constitutifs adaptés comme le *Jointed Rock Model* (*JRM*).

La présente étude propose une analyse paramétrique de la stabilité d'un talus à trois gradins en roche fracturée, soumis à l'action d'une charge de camion (30 tonnes) représentée par un couple d'essieux. L'objectif est d'évaluer l'impact combiné de l'inclinaison des joints (angle α), de la présence de la charge roulante

Cette approche permet de mieux comprendre les conditions les plus critiques pour la stabilité des gradins.

2 . Etude paramétrique

Après la modélisation numérique, nous modifierons l'angle α et, par conséquent, calculerons le déplacement total (U_{TOT}), horizontal (U_X), vertical (U_Y) et le facteur de sécur (*Msf)*.

Un total de 5 cas ont été définis selon les combinaisons suivantes :

- **5 angles de joints α** : 25°, 30° , 35° ,40° et 45°

• **Etat de chargement** :

- ✓ Camion de 70 tonnes (approximativement 700 kN).
- ✓ Répartie sur deux essieux (2 × 350 kN).
- ✓ Largeur de contact par essieu : 0.5 m.
- ✓ Distance entre essieux : 1 m.
- ✓ Appliquée en surface du gradin supérieur

2.1 . Les cas

2.1.1 - 1er cas : α =25°

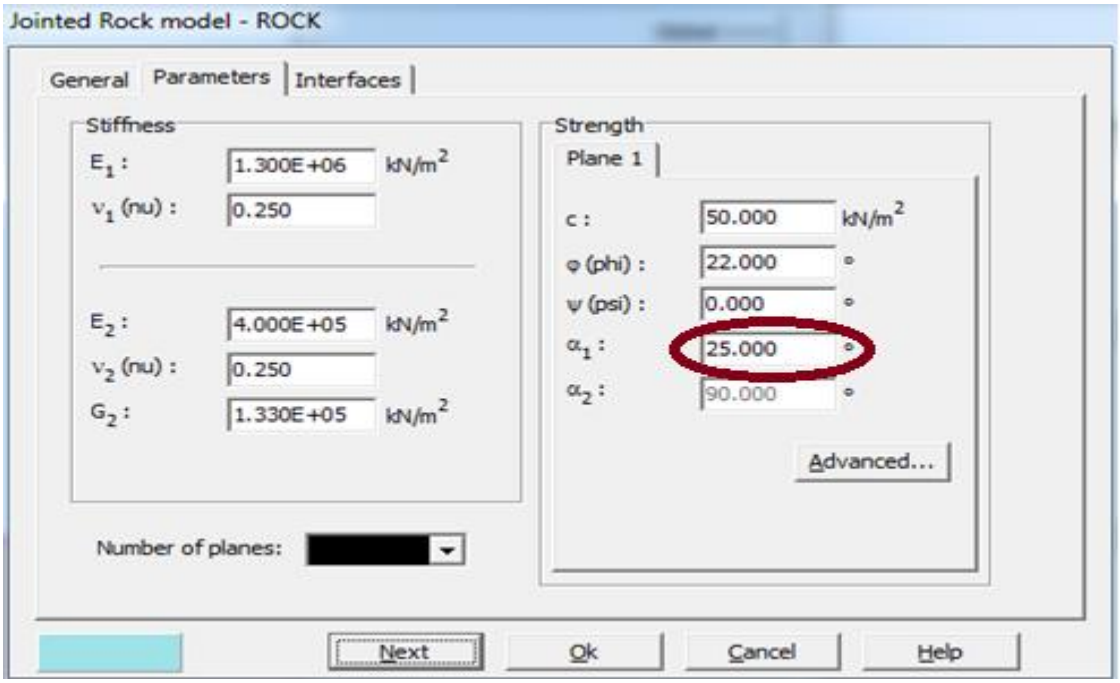


Figure 5.1 : Le paramètre de α

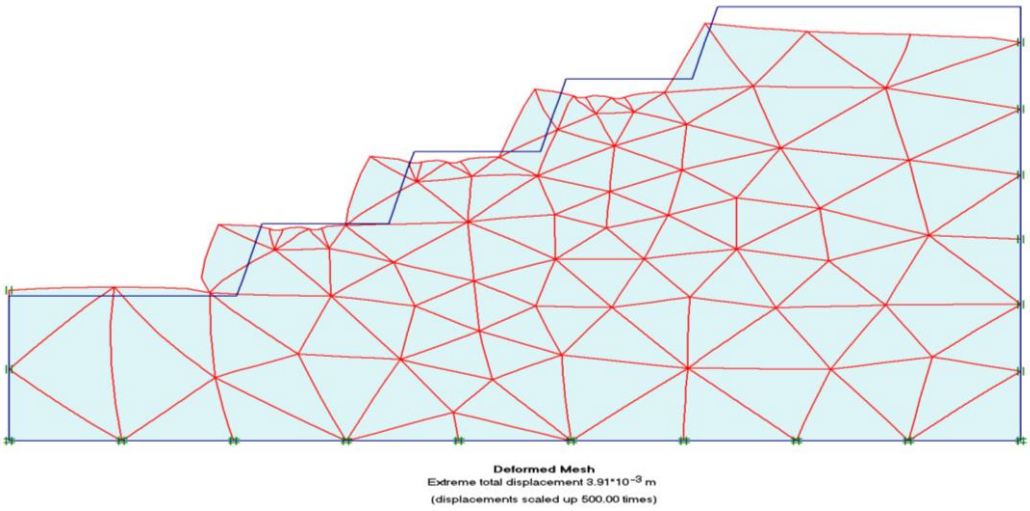


Figure 5.2 : Maillage déformé du modèle

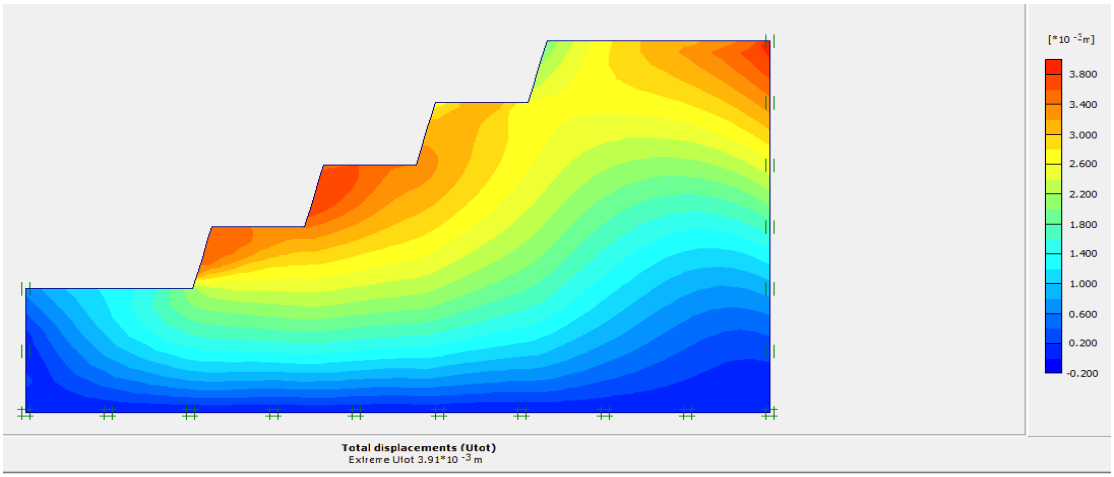


Figure 5.3 : Déplacement totale

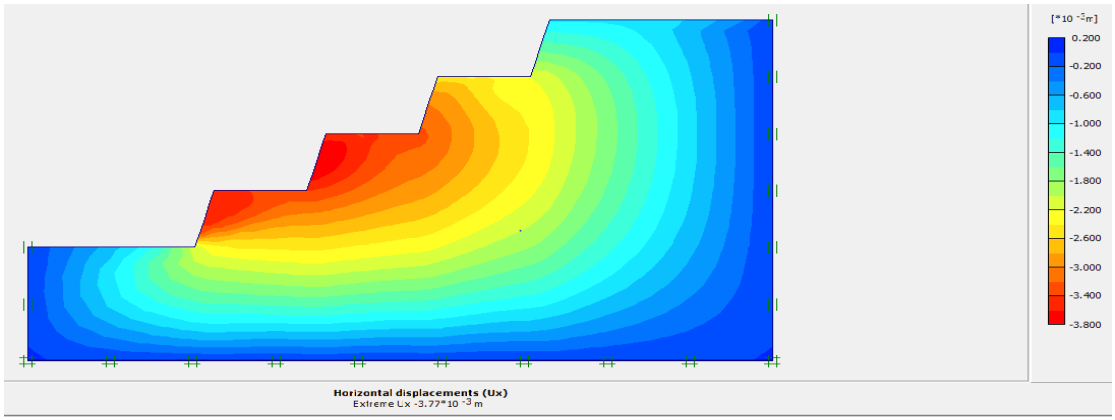


Figure5.4 : Déplacement horizontal

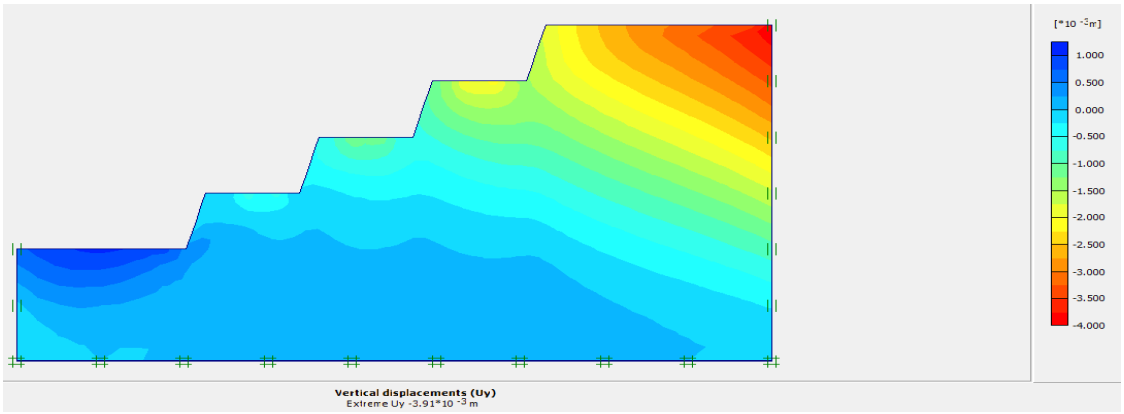


Figure 5.5 : Déplacement verticale

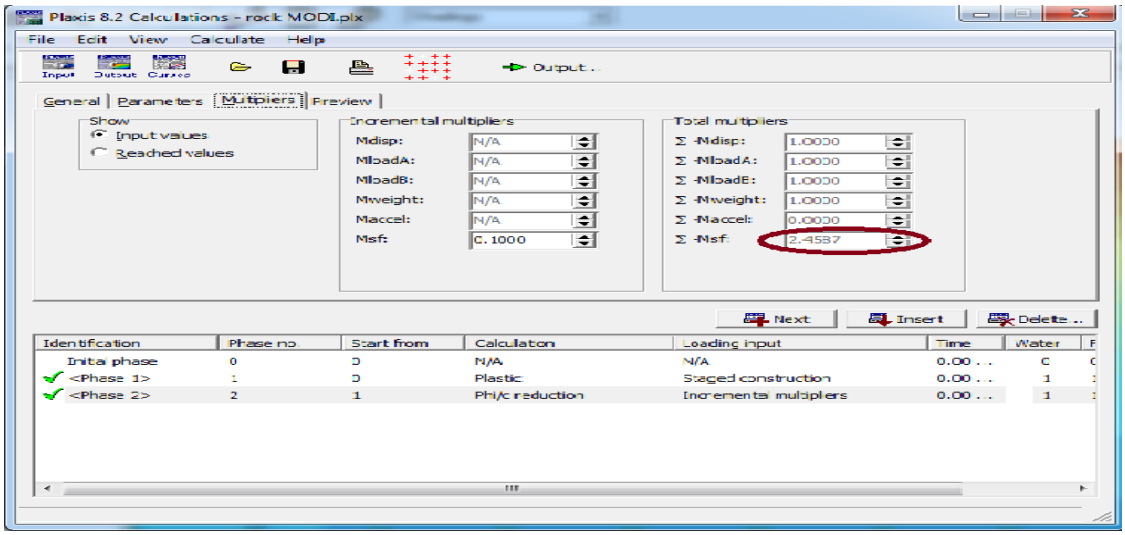


Figure 5.6 : Valeur du facteur de sécurité F_s

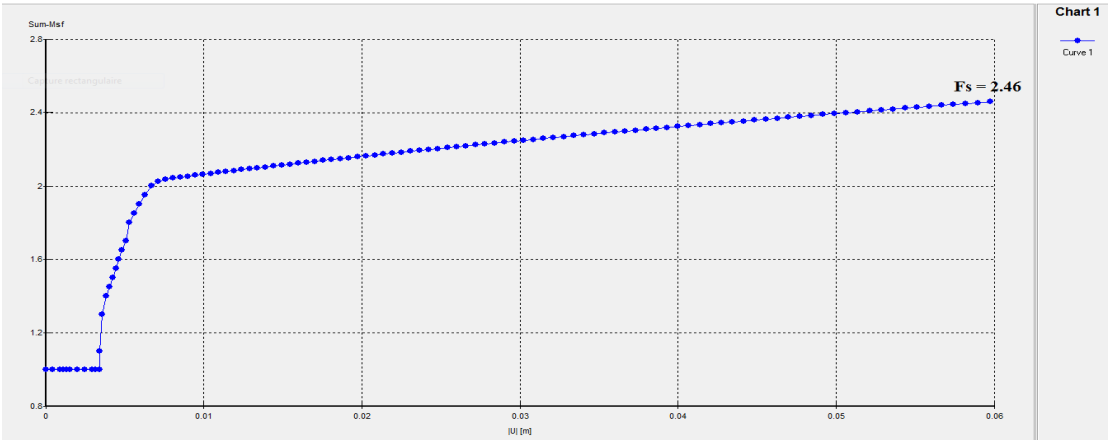


Figure 5.7 : Evolution du facteur de sécurité en fonction du déplacement Fs= 2.46

2.1.1.1 Les résultat obteunus par plaxis

Tableau 5.1: Valeurs des déplacements et du facteur de sécurité pour α = 25°

α °	U_{tot} (m)	U_X (m)	U_Y (m)	F_s
25	$3.91 * 10^{-3}$	$3.77 * 10^{-3}$	$3.91 * 10^{-3}$	2.46

2.1.1.2 Interprétation

À une inclinaison de 25°, les discontinuités sont proches de l'horizontale, ce qui les rend propices à la formation de surfaces de glissement plan. Malgré cela, le facteur de sécurité reste relativement élevé, ce qui indique une stabilité acceptable dans cette configuration. Ce niveau de stabilité peut être attribué à l'absence d'alignement direct entre la force générée par la charge du camion et l'orientation des discontinuités. Les déplacements horizontaux et verticaux enregistrés demeurent modérés

2.1.2.-2em cas : α =30°

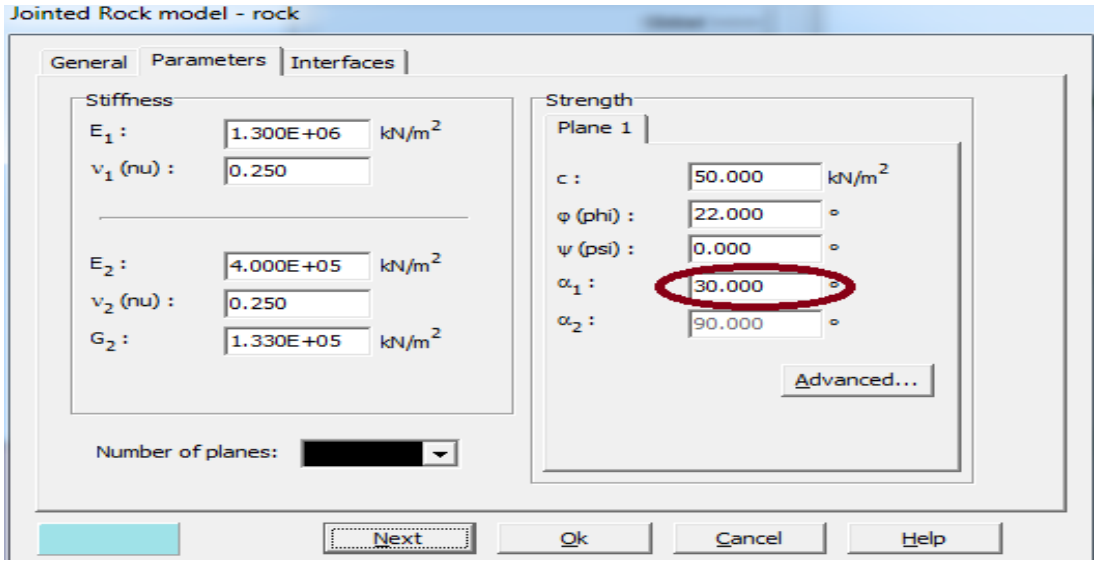


Figure5.8 : Le paramètre de α

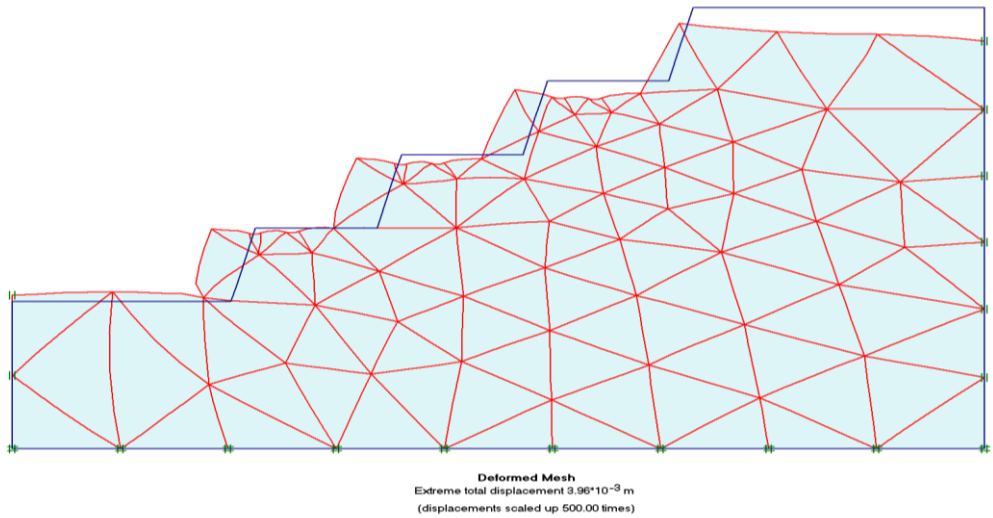


Figure5.9 : Maillage déformé du modèle

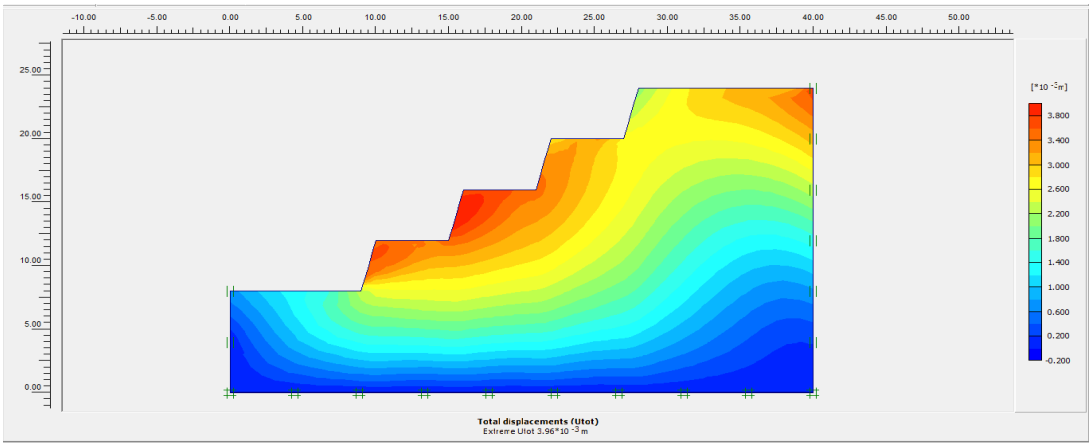


Figure 5.10 : Déplacement totale du modèle

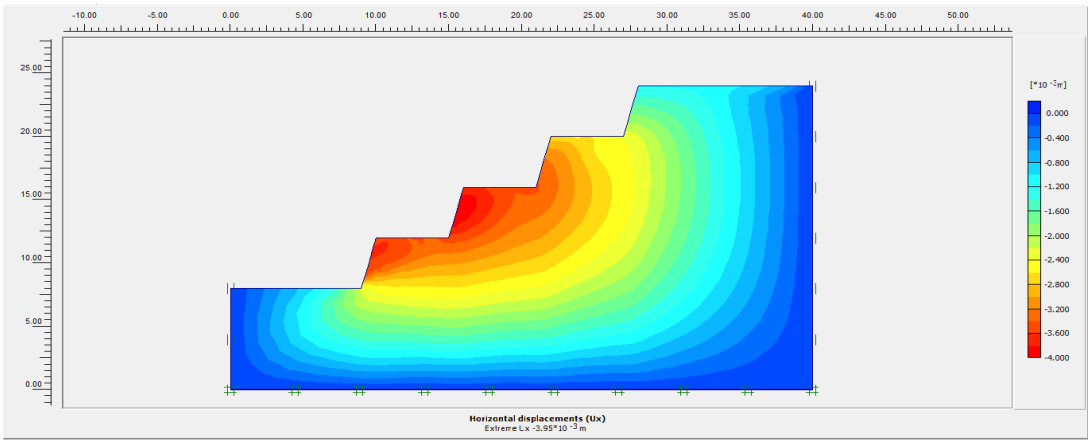


Figure12 : Déplacement horizontale du modèle

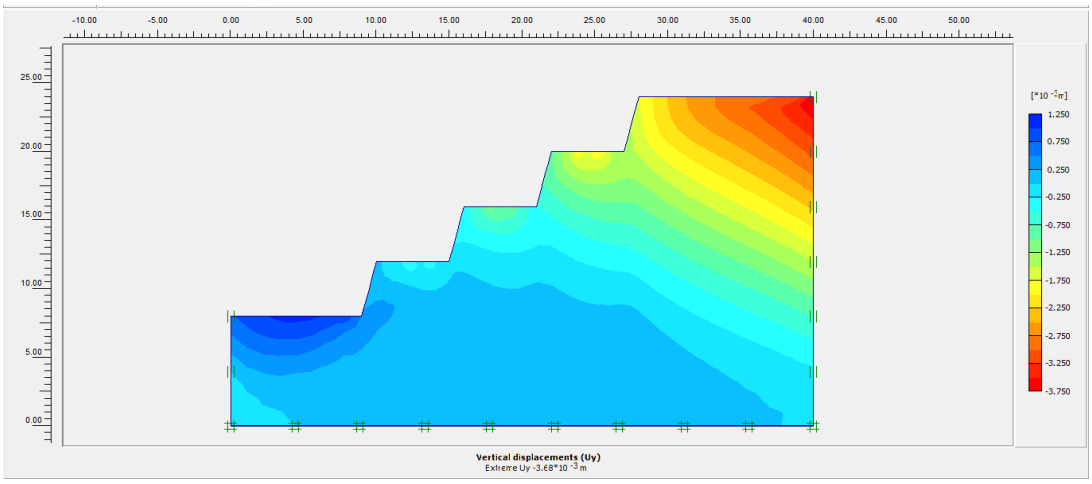


Figure 5.12 : Déplacement verticale du modèle

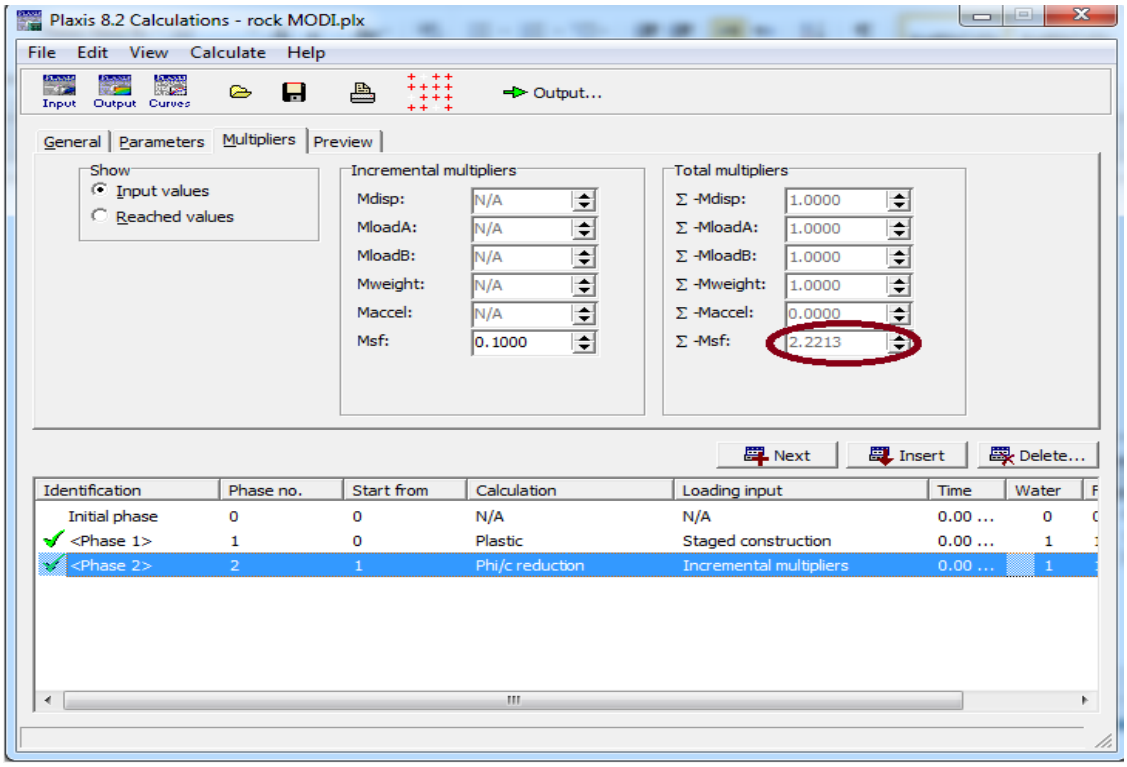


Figure 5.13 : Valeur du facteur de sécurité F_s

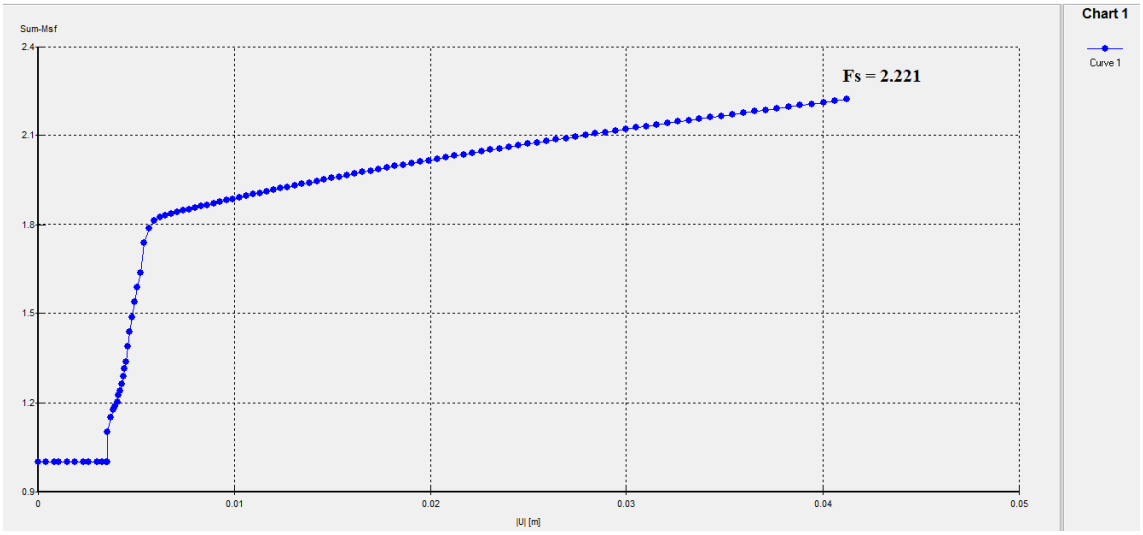


Figure5.14 : Evolution du facteur de sécurité en fonction du déplacement F_s= 2.221

2.1.2.1 Les résultat obteunus par plaxis

Tableau13 **:** Valeurs des déplacements et du facteur de sécurité pour α = 30°

α °	U_{tot} (m)	U_X (m)	U_Y (m)	F_s
30	$3.96 * 10^{-3}$	$3.95 * 10^{-3}$	$3.68 * 10^{-3}$	2.221

2.1.2.2 Interprétation

Lorsque l'angle d'inclinaison est porté à 30°, les discontinuités se rapprochent de l'angle critique favorisant le glissement, ce qui entraîne une réduction de la stabilité du massif rocheux. La diminution du facteur de sécurité reflète une augmentation du potentiel de glissement. Une légère hausse des déplacements, notamment horizontaux, est également observée, témoignant d'une tendance réelle au déplacement des blocs le long des joints

2.1.3 - 3^{em} cas : α =35°

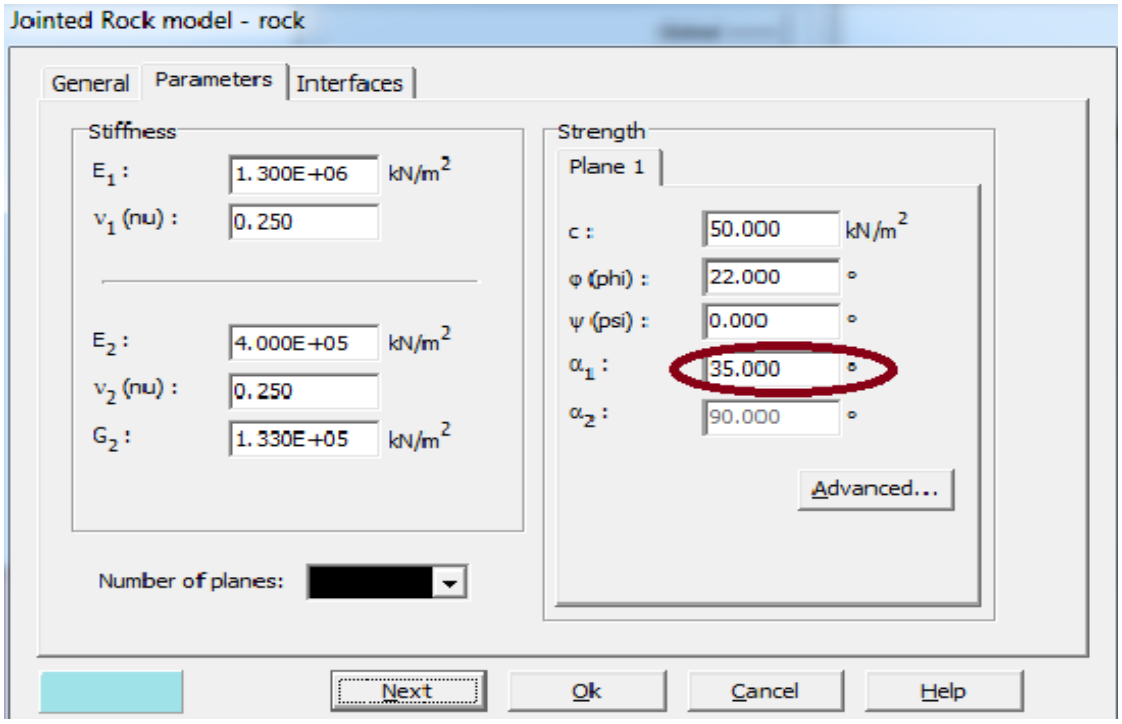


Figure5.15 : Le paramètre de α

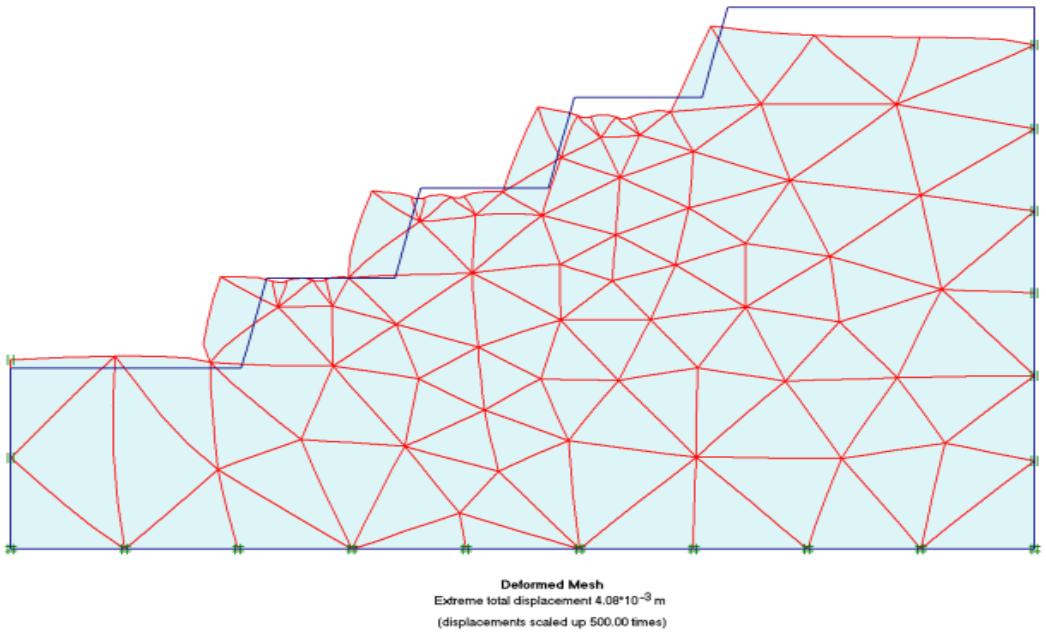


Figure 5.16 : Maillage déformé du modèle

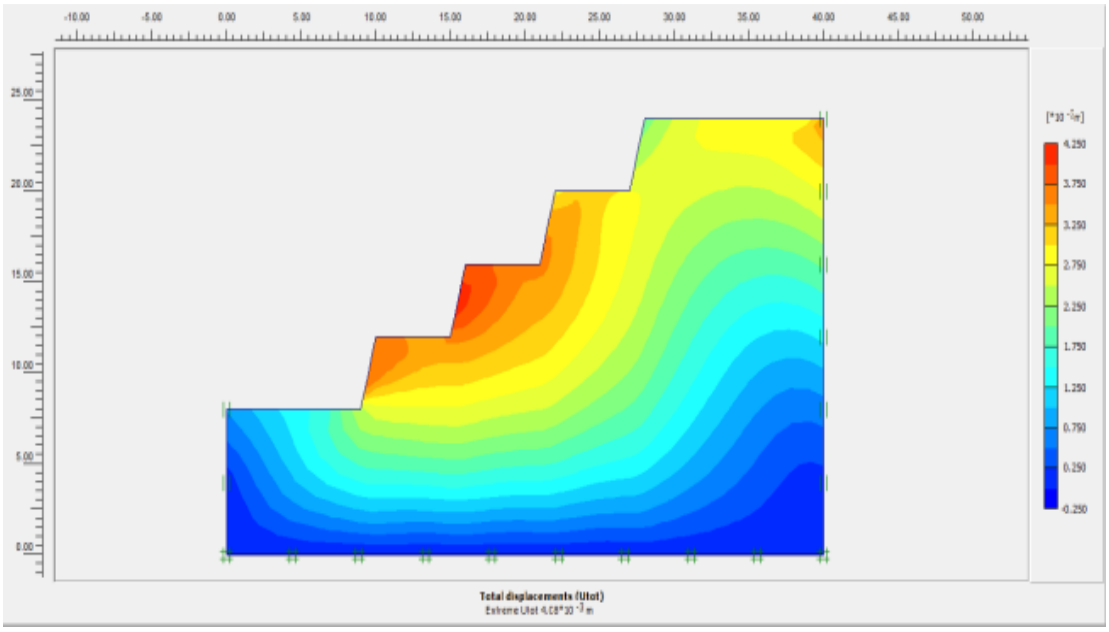


Figure5.17 : Déplacement totale du modèle

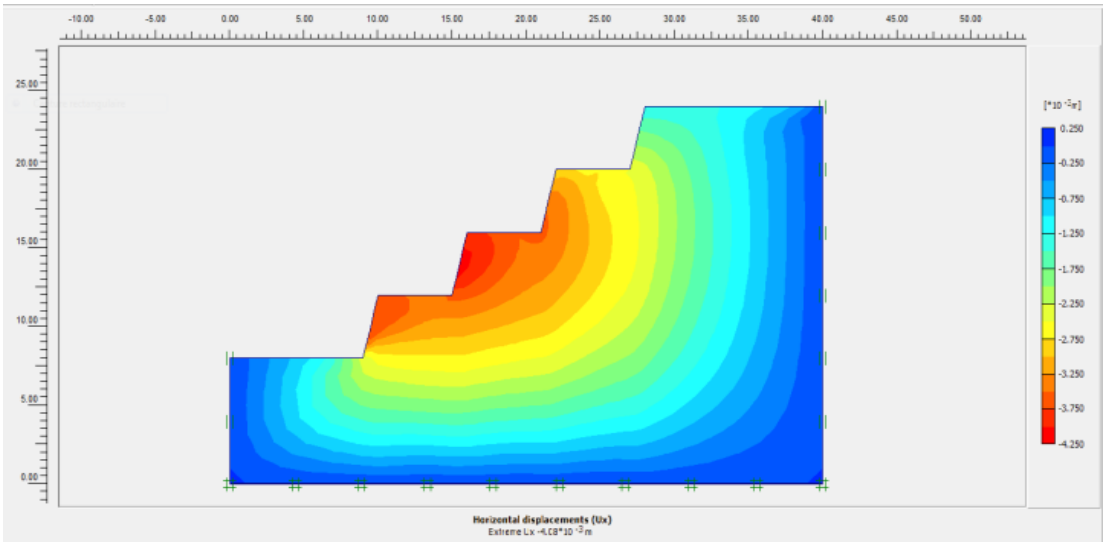


Figure 5.18 : Déplacement horizontale du modèle

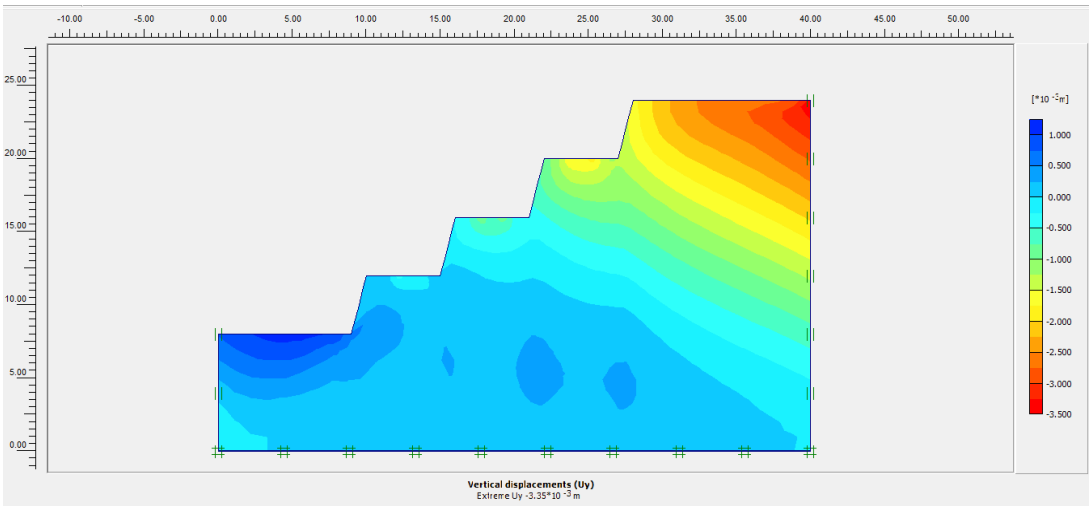


Figure5.19 : Déplacement verticale du modèle

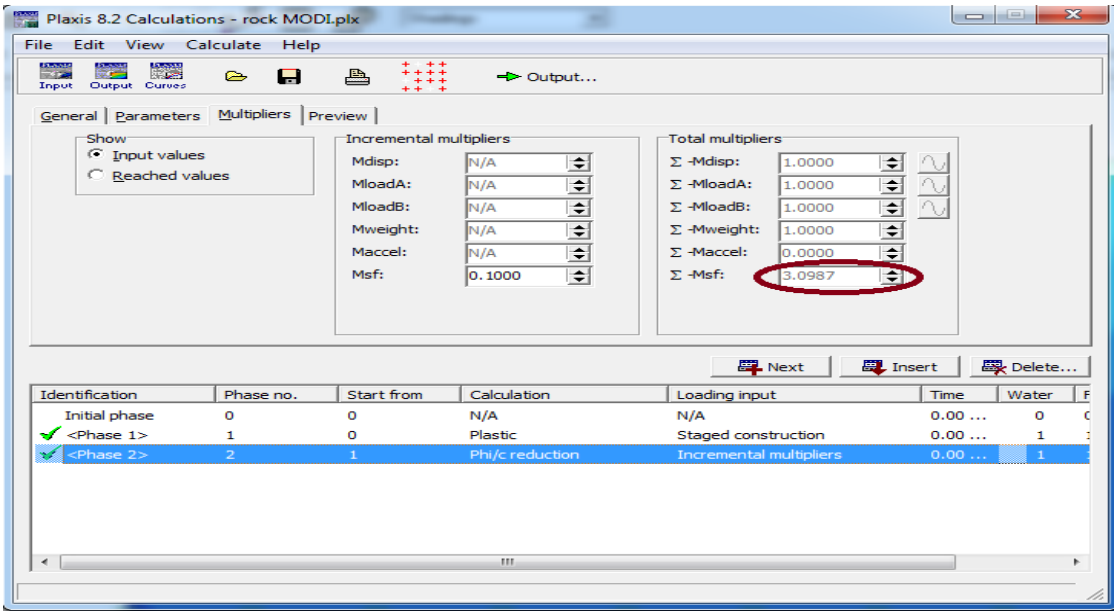


Figure5.20 : Valeur du facteur de sécurité F_s

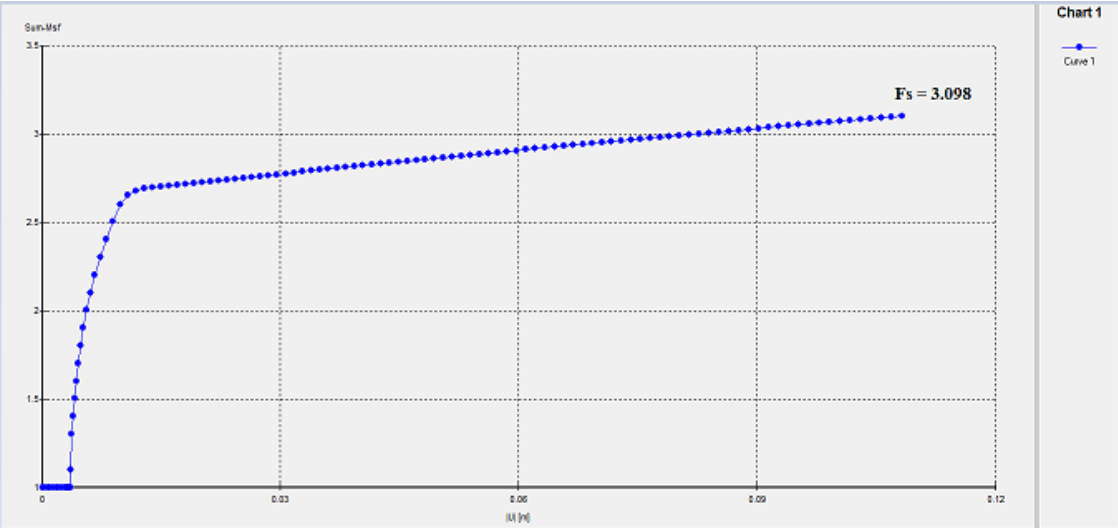


Figure5.21 : Evolution du facteur de sécurité en fonction du déplacement F_s= 3.098

2.1.3.1 Les résultat obteunus par plaxis

Tableau 14 **:** Valeurs des déplacements et du facteur de sécurité pour α = 35°

α °	U_{tot} (m)	U_X (m)	U_Y (m)	F_s
35	$4.08 * 10^{-3}$	$4.08 * 10^{-3}$	$3.35 * 10^{-3}$	3.098

2.1.3.2 Interprétation

À 35°, l'orientation des joints s'éloigne de la direction propice au glissement plan, ce qui renforce la stabilité du talus. Une augmentation marquée du facteur de sécurité est constatée, accompagnée d'une nette réduction des déplacements. Cette orientation des discontinuités rend difficile l'apparition d'un plan de rupture continu, réduisant ainsi fortement le risque d'un glissement généralisé.

2.1.4 - 4em cas : α =40°

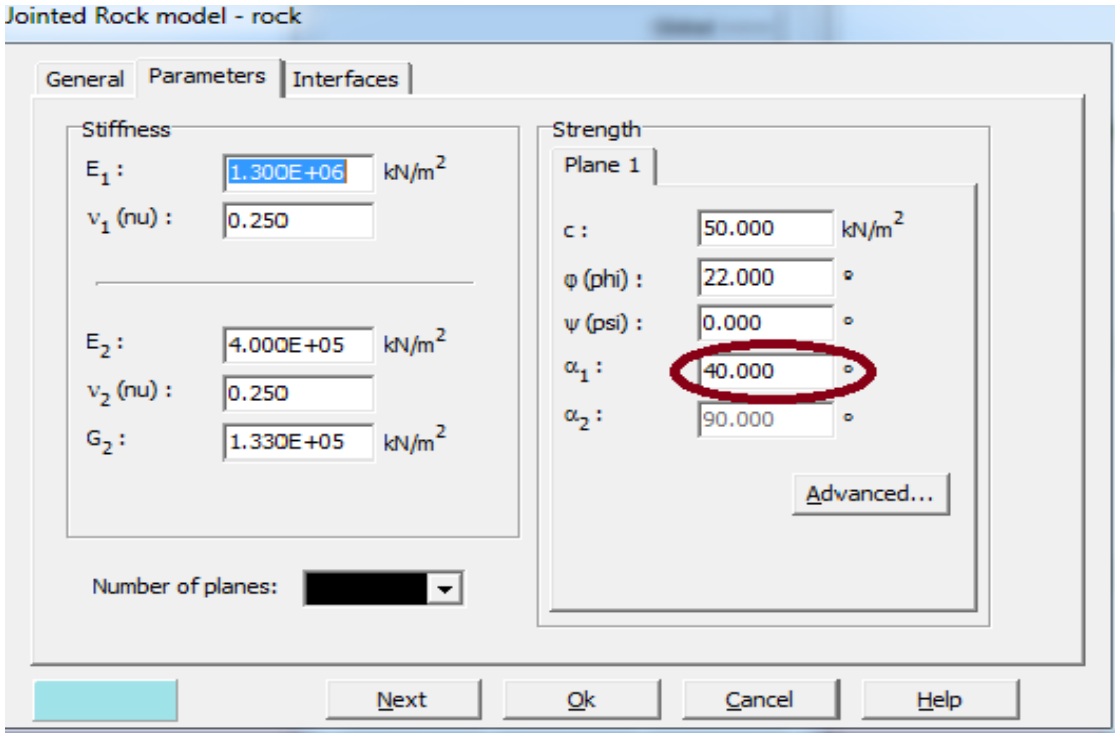


Figure5.22: Le paramètre de α

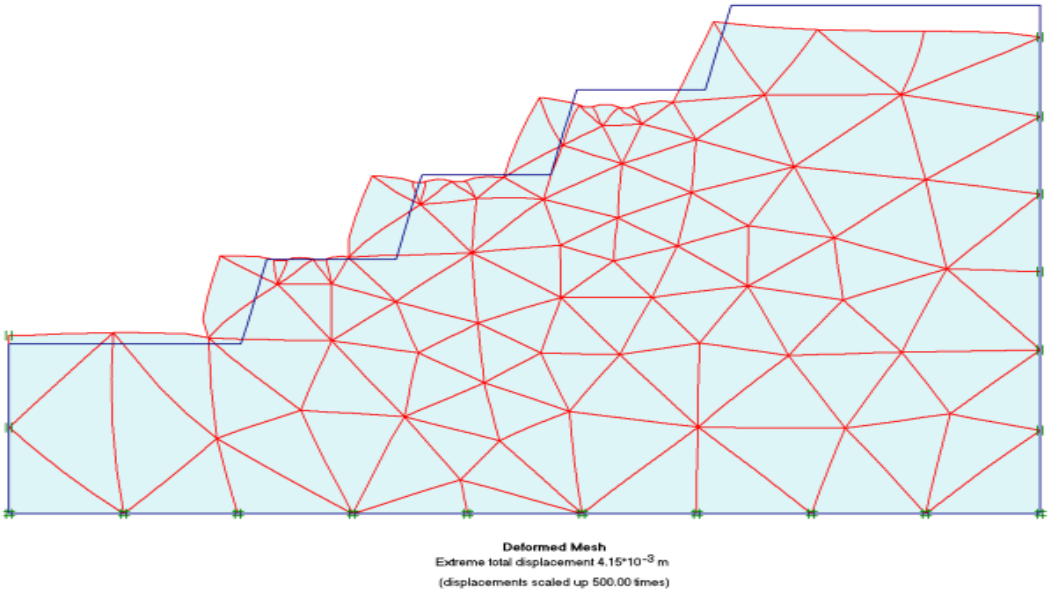


Figure 5.23 : Maillage déformé du modèle

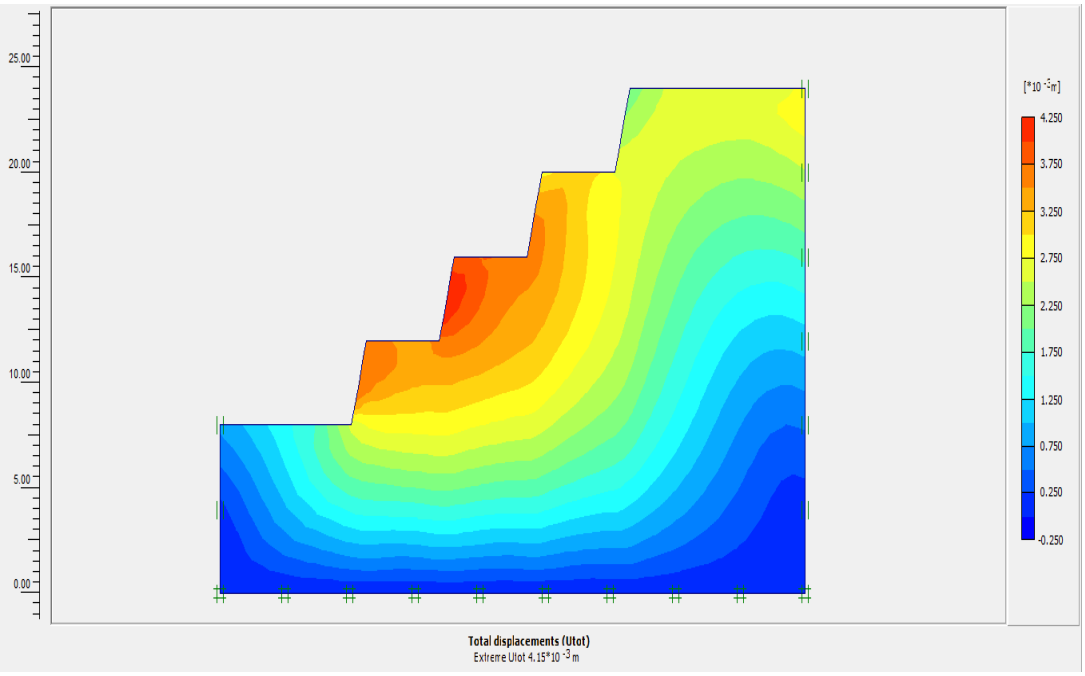


Figure5.24: Déplacement totale du modèle

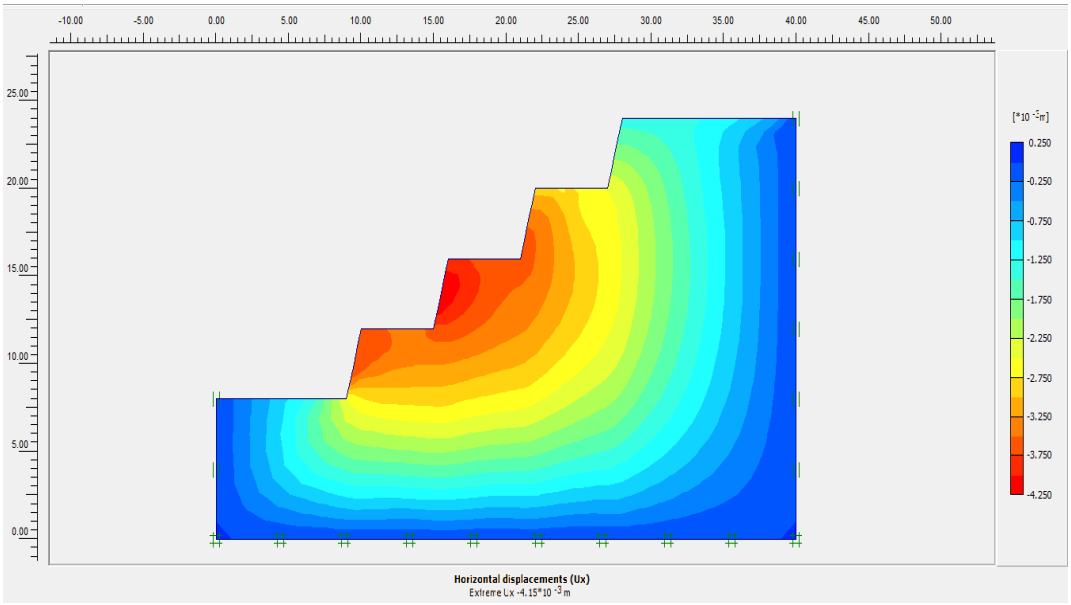


Figure 5.25 : Déplacement horizontale du modèle

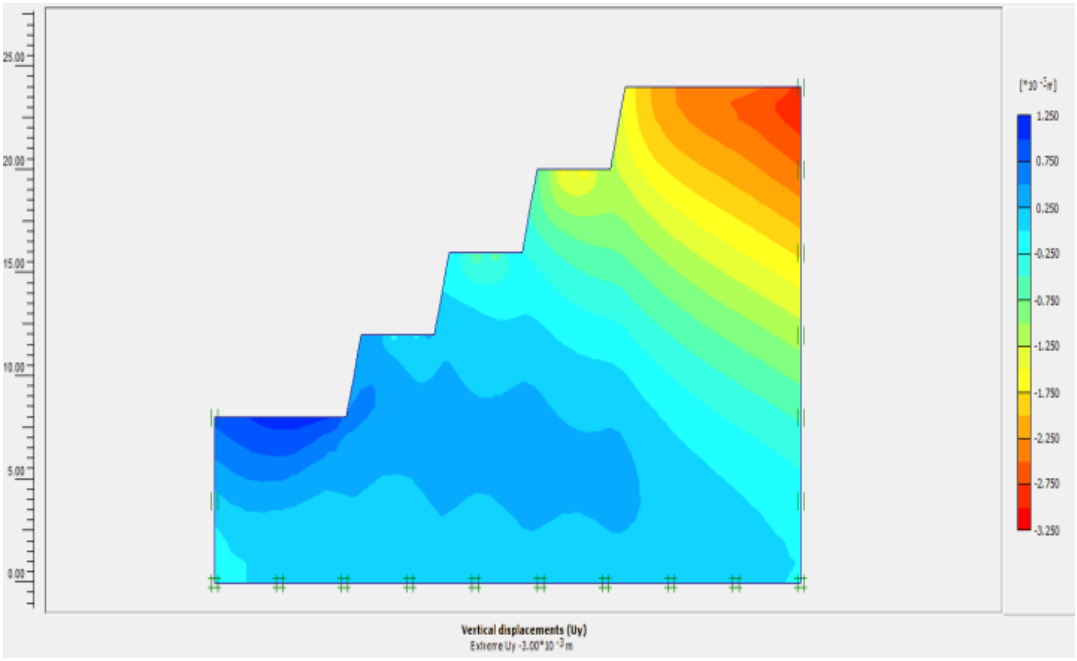


Figure5.26: Déplacement verticale du modèle

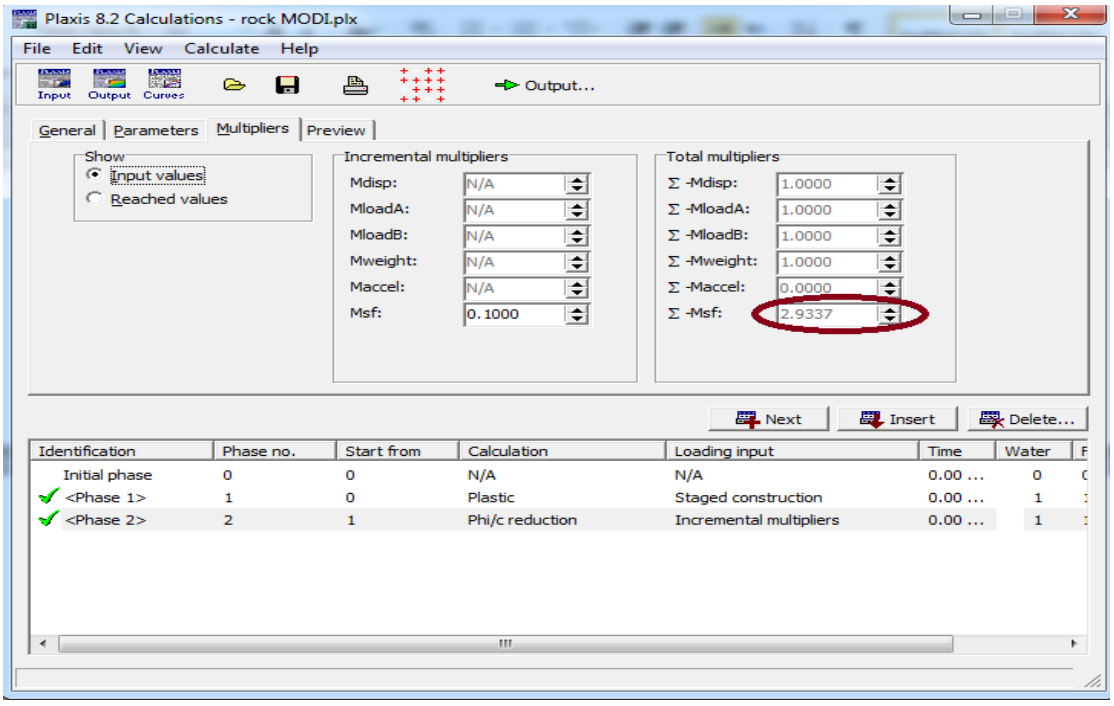


Figure5.27 : Valeur du facteur de sécurité F_s

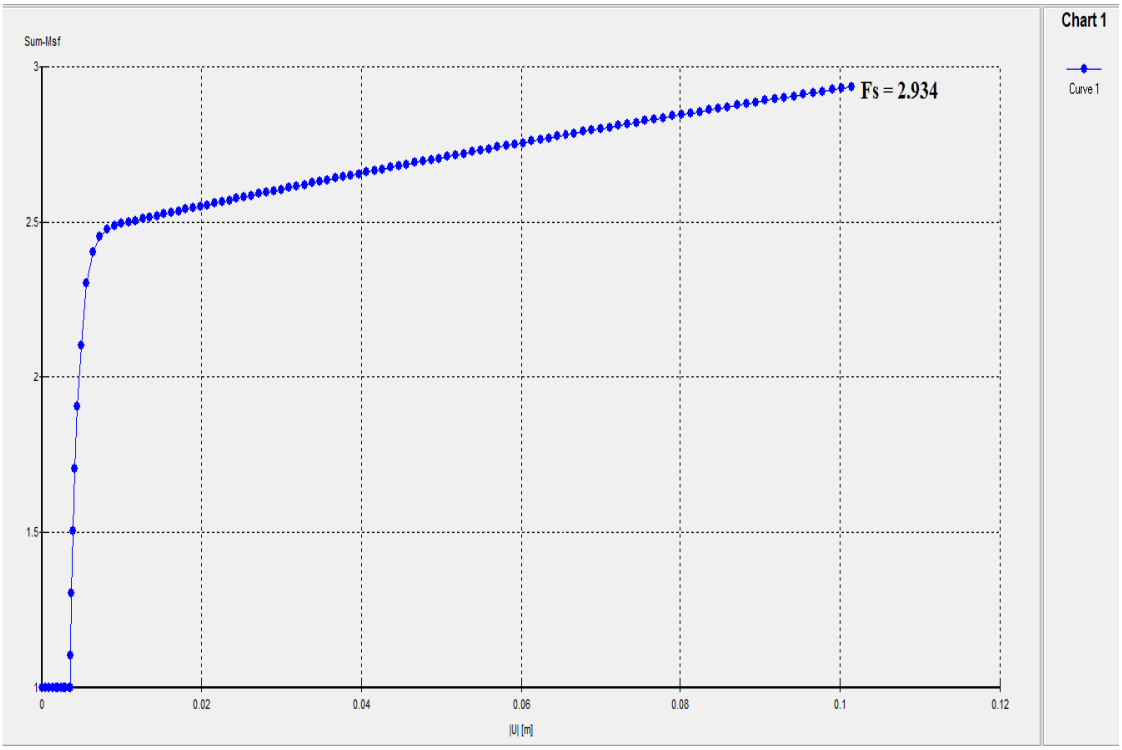


Figure5.28: Evolution du facteur de sécurité en fonction du déplacement F_s= 2.934

2.1.4.1 Les résultat obteunus par plaxis

Tableau 15 **:** Valeurs des déplacements et du facteur de sécurité pour α = 40°

α °	U_{tot} (m)	U_X (m)	U_Y (m)	F_s
40	$4.15 * 10^{-3}$	$4.15 * 10^{-3}$	$3.00 * 10^{-3}$	2.934

2.1.4.2 Interprétation

À une inclinaison de 40°, les discontinuités commencent à favoriser des mécanismes de renversement des blocs plutôt que des glissements plans. Bien que le facteur de sécurité reste élevé, une légère baisse par rapport au cas précédent pourrait s'expliquer par une redistribution des contraintes ou par l'apparition d'une instabilité locale, notamment au sommet du gradains . La perte de soutien en tête des blocs pourrait également provoquer une augmentation des déplacements verticaux .

2.1.5 - 5em cas : α =45°

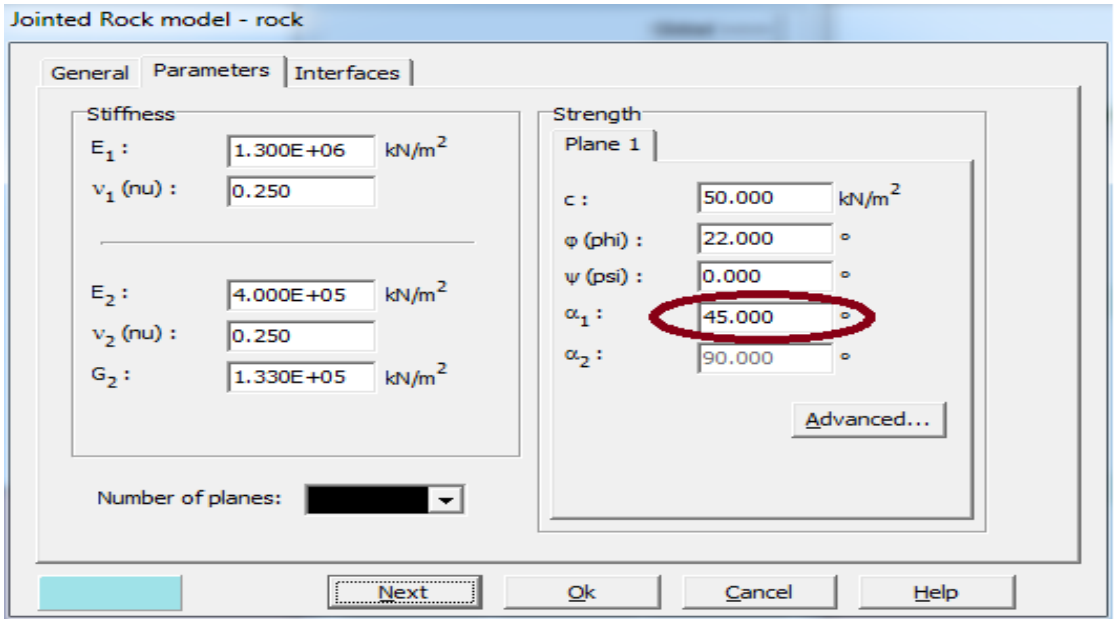


Figure5.29 : Le paramètre de α= 45°

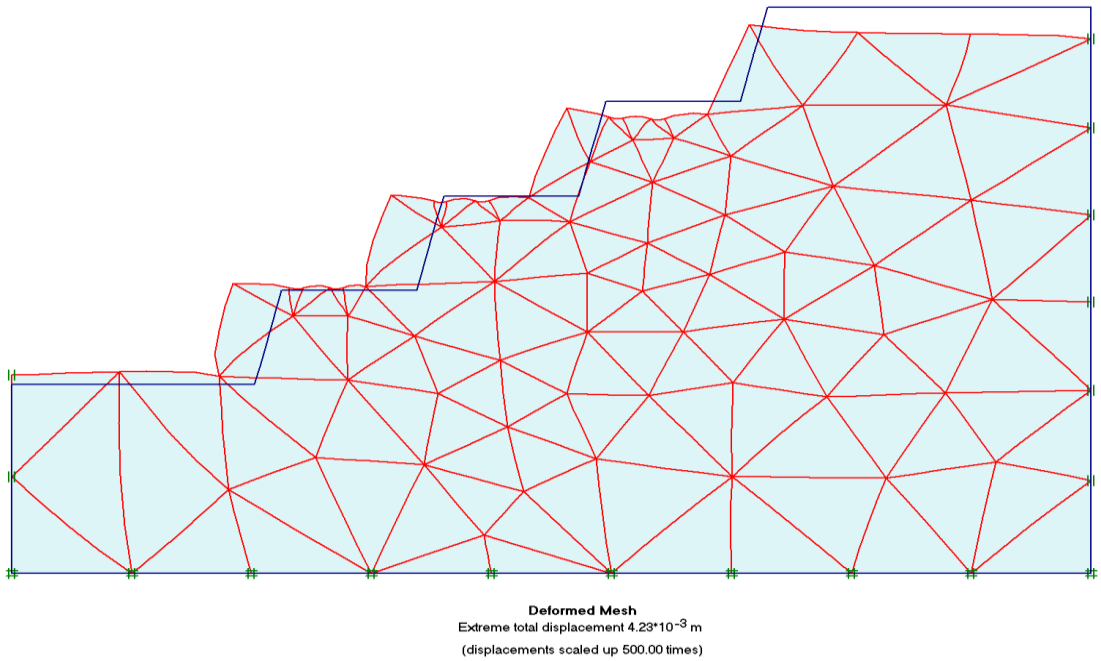


Figure5.30 : Maillage déformé du modèle

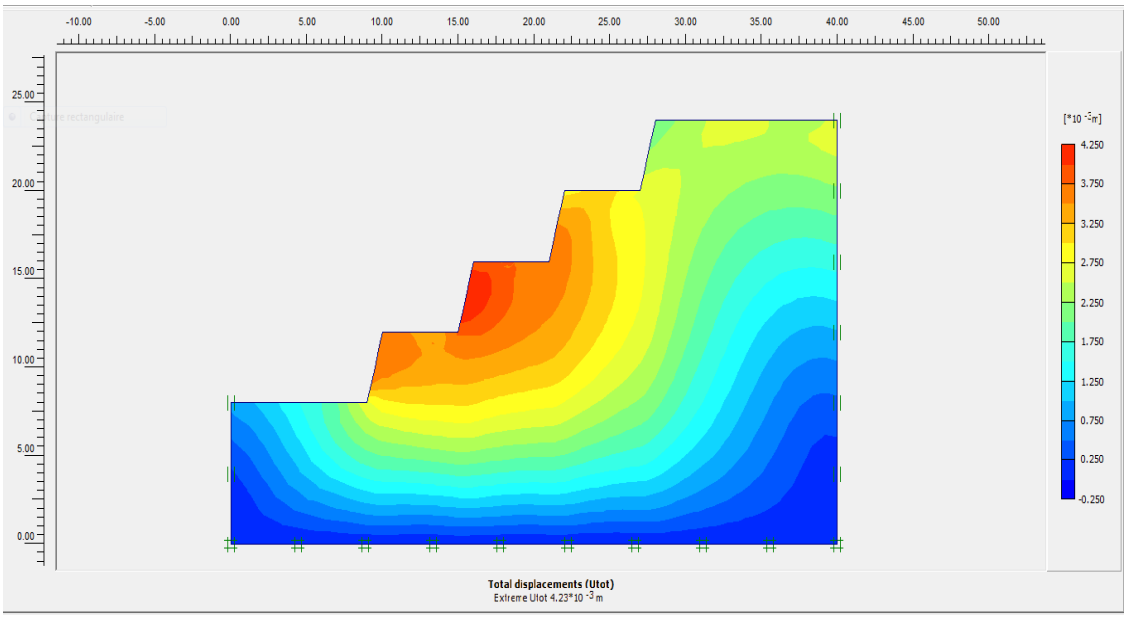


Figure5.31 : Déplacement totale du modèle

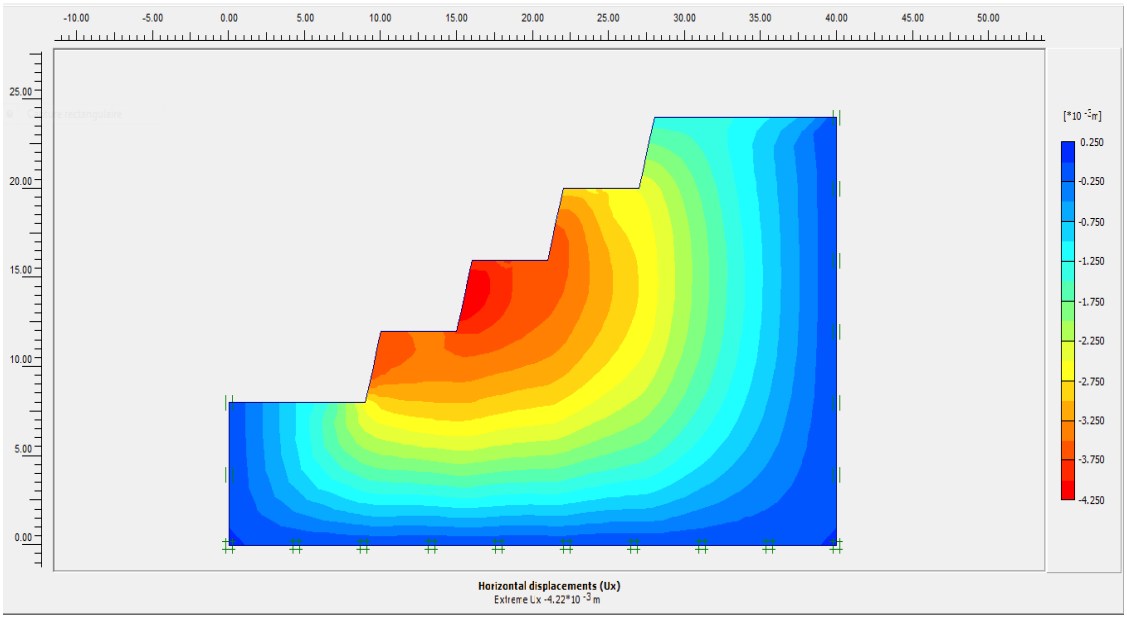


Figure5.32 : Déplacement horizontale du modèle

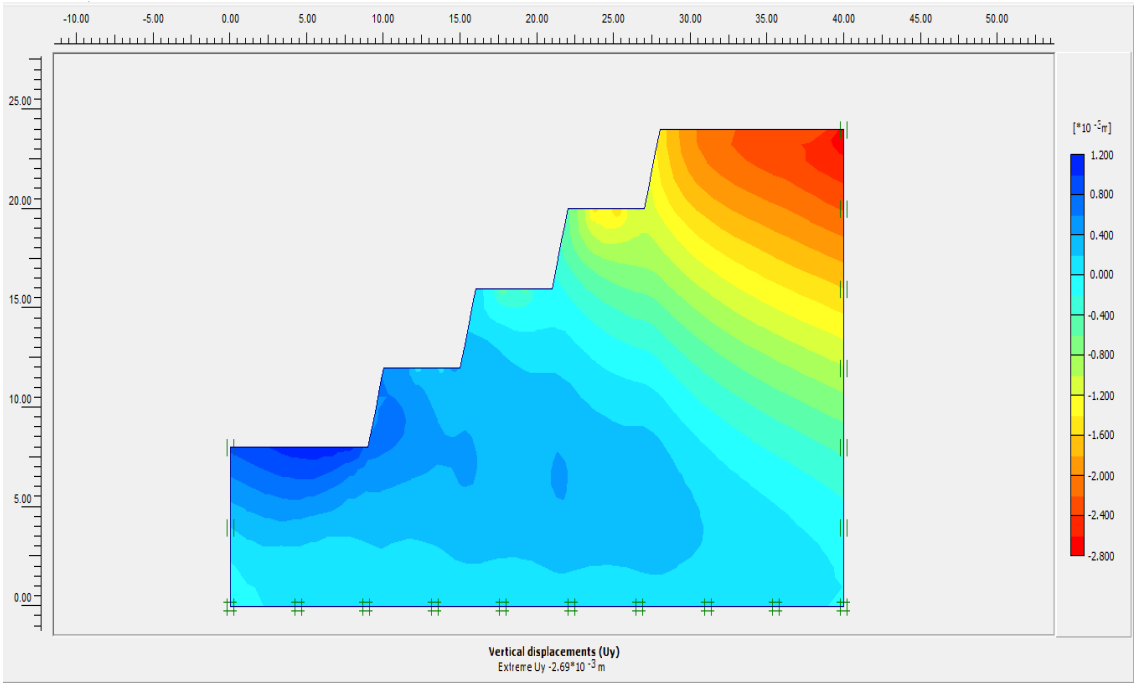


Figure 5.33 : Déplacement verticale du modèle

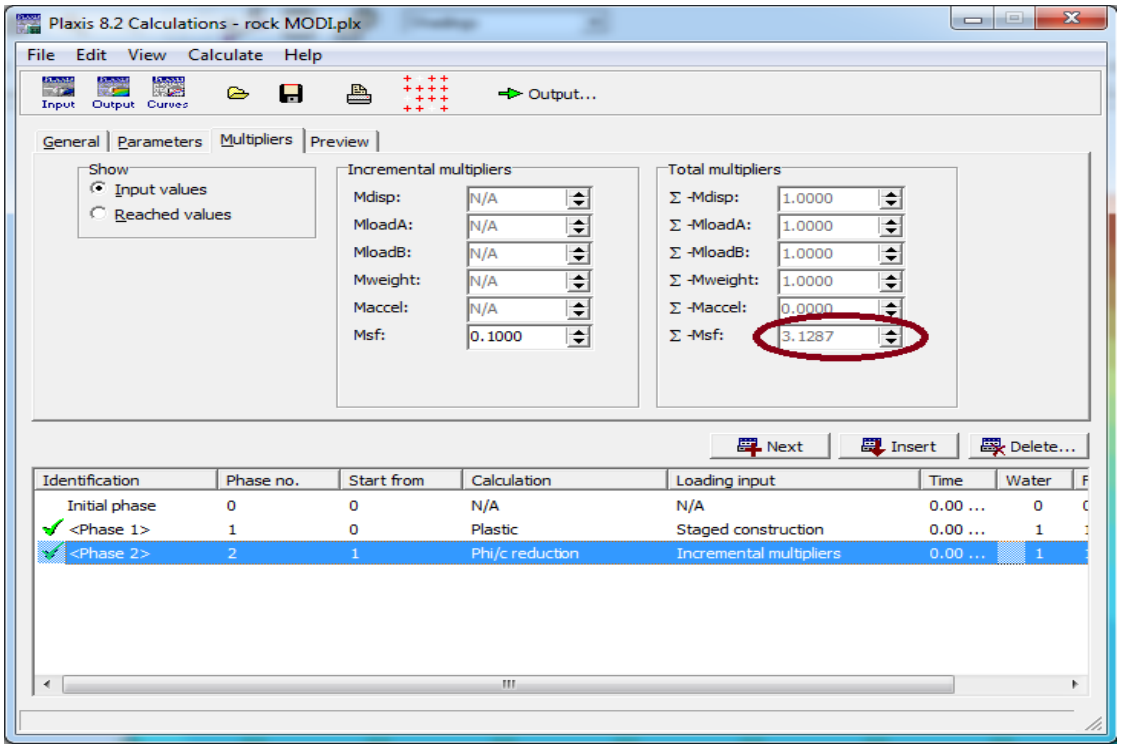


Figure5.34 : Valeur du facteur de sécurité F_s

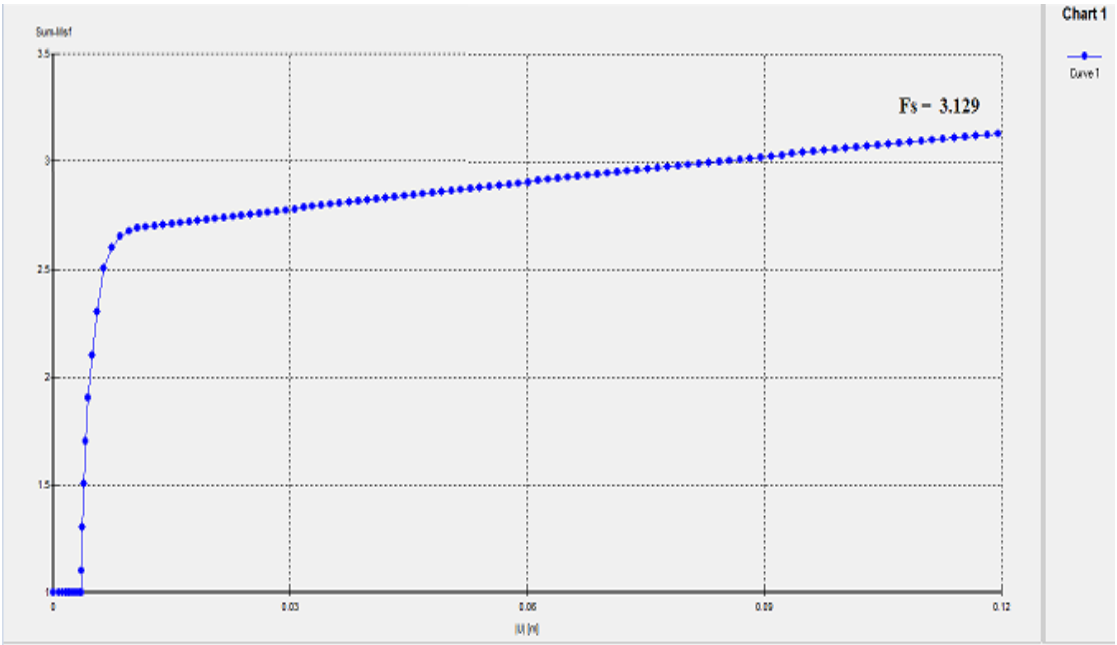


Figure5.35: Evolution du facteur de sécurité en fonction du déplacement Fs= 3.129

2.1.5.1 Les résultat obteunus par plaxis

Tableau 5.5 : Valeurs des déplacements et du facteur de sécurité pour α = 45°

α °	U_{tot} (m)	U_X (m)	U_Y (m)	F_s
45	$4.23 * 10^{-3}$	$4.22 * 10^{-3}$	$2.69 * 10^{-3}$	3.129

2.1.5.2 Interprétation

Dans ce cas, les joints présentent une forte inclinaison, quasiment perpendiculaire à la direction de la gravité. Cela limite considérablement le risque de glissement plan et favorise un verrouillage mécanique naturel entre les blocs rocheux. Les résultats montrent que ce cas présente le niveau de sécurité le plus élevé, avec des déplacements très faibles et bien répartis, traduisant un bon comportement structurel du massif.

3 Tableau comparatif des résultats

Tableau 16 **:** Évaluation géotechnique de la stabilité en fonction de l'angle α

cas	Angle des joints (α)	Facteur de sécurité (Fs)	Stabilité globale	Mécanisme dominant	Remarques
1	25°	2.46	Moyenne à bonne	Glissement plan potentiel	Risque modéré de glissement le long des joints peu inclinés
2	30°	2.22	Moyenne	Glissement plan	Orientation critique, glissement facilité ; attention à la surcharge
3	35°	3.1	Très bonne	Blocage et friction	Augmentation nette de la stabilité, les plans de rupture sont limités
4	40°	2.93	Très bonne	Début de renversement	Légère baisse de Fs ; effets locaux au sommet possibles
5	45°	3.13	Excellente	Blocage mécanique	Discontinuités très inclinées empêchent les ruptures continues

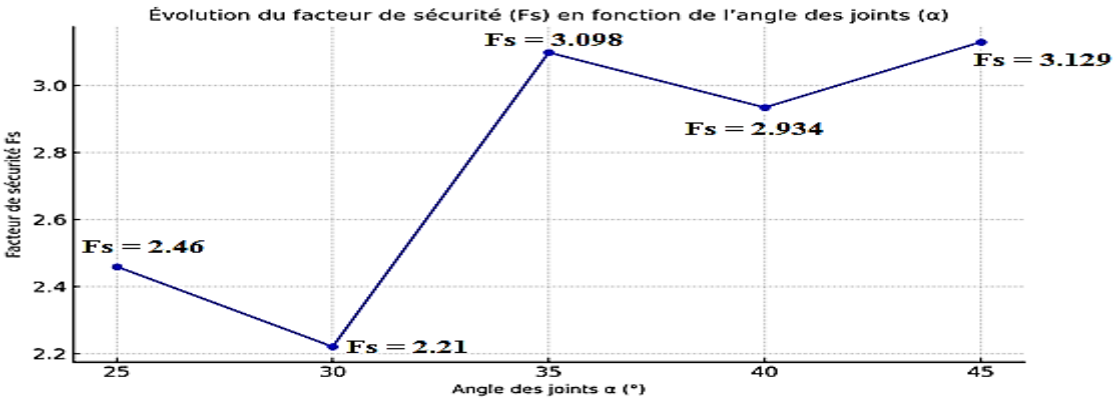


Figure 5.36 : Evolution du facteur de sécurité (F_s) en fonction de l'angle des joints (α)

3.1 Interprétation

La figure 5.36 illustre l'évolution du facteur de sécurité ($\boldsymbol{F_s}$) en fonction de l'angle d'inclinaison des joints ($\boldsymbol{\alpha}$). On observe que la stabilité est minimale autour de 30°, ce qui correspond à un angle critique pour les mécanismes de glissement plan. Une

amélioration de la stabilité est notable au-delà de 35°, avec un pic à 45°, où les discontinuités sont très inclinées.

4. Les résultats finales des études paramétriques

Tableau 5.7 : Évolution des déplacements totaux et composés en fonction de l'angle α

A	Déplacement total (m)	Déplacement horizontal (m)	Déplacement vertical (m)
25	$3.91 * 10^{-3}$	$3.77 * 10^{-3}$	$3.91 * 10^{-3}$
30	$3.96 * 10^{-3}$	$3.95 * 10^{-3}$	$3.68 * 10^{-3}$
35	$4.08 * 10^{-3}$	$4.08 * 10^{-3}$	$3.35 * 10^{-3}$
40	$4.15 * 10^{-3}$	$4.15 * 10^{-3}$	$3.00 * 10^{-3}$
45	$4.23 * 10^{-3}$	$4.22 * 10^{-3}$	$2.69 * 10^{-3}$

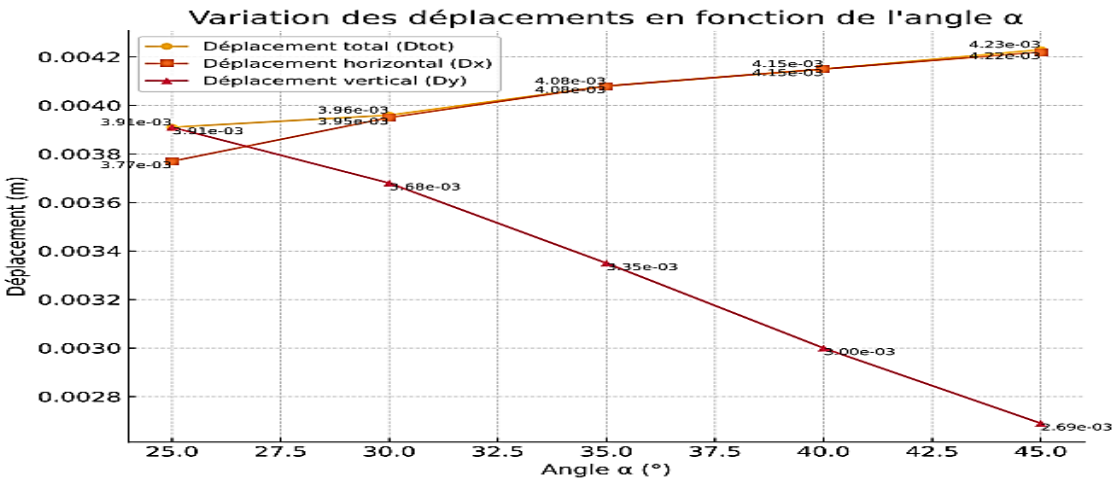


Figure5.37 : Variation des déplacements en fonction de l'angle **(α)**

4.1 Interprétation

L'analyse des déplacements en fonction de l'angle d'inclinaison met en évidence une évolution progressive du comportement mécanique du système étudié. Pour des pentes modérées, comprises entre 25° et 30°, les déformations observées se répartissent de manière relativement équilibrée entre les composantes horizontale et verticale, traduisant une stabilité relative du massif. Cependant, au-delà de 35°, une prédominance marquée des déplacements horizontaux est constatée. Ce changement de répartition suggère le déclenchement d'un mécanisme de glissement plus actif, caractérisé par une mobilité accrue parallèle à la surface inclinée.

Enfin, à 45°, le système atteint un état où la déformation horizontale devient maximale, tandis que la déformation verticale diminue sensiblement. Cette configuration traduit une transition nette d'un comportement dominé par le tassement vers un régime de glissement latéral, confirmant une instabilité avancée du versant

5. Conclusion

.L'orientation des discontinuités structurelles, en particulier l'angle d'inclinaison des joints, constitue un paramètre déterminant dans l'initiation et le développement des mécanismes de rupture au sein des massifs rocheux.

Les résultats de l'analyse paramétrique montrent que les angles compris entre 25° et 30° présentent les conditions les plus défavorables à la stabilité, ces inclinaisons étant particulièrement propices à l'activation de glissements plans. En revanche, lorsque l'angle des joints s'élève entre 35° et 45°, une amélioration significative de la stabilité globale est observée.

Cette évolution favorable s'explique principalement par l'interruption des surfaces de rupture potentielles, rendant plus difficile la formation de mécanismes de rupture continus .

Conclusion Générale

Ce travail a permis de mettre en évidence l'importance d'une modélisation numérique rigoureuse pour l'évaluation de la stabilité des gradins rocheux, en particulier dans un contexte d'exploitation soumise à des charges mobiles. Grâce à l'utilisation du logiciel PLAXIS 2D et du modèle Jointed Rock, il a été possible de simuler de manière réaliste le comportement d'un massif fracturé soumis à des sollicitations verticales, tout en tenant compte des discontinuités structurales.

Les résultats obtenus ont démontré que l'angle d'inclinaison des joints joue un rôle déterminant dans la stabilité globale du système, avec des variations significatives du facteur de sécurité et des déplacements observés selon les configurations testées. Cette étude paramétrique a permis d'identifier les cas les plus critiques et de proposer des pistes d'amélioration pour la conception géotechnique des talus.

En conclusion, la démarche suivie valide la pertinence des outils numériques dans la compréhension fine des mécanismes de rupture et renforce la nécessité d'intégrer des modèles adaptés à la nature discontinues des massifs rocheux dans les études géotechniques avancées. Ce mémoire constitue une base solide pour de futures recherches, notamment en intégrant des effets dynamiques, des conditions hydrauliques variables ou des modèles tridimensionnels.

Référence bibliographie

[01] Https://Geotechniquehse.Com/Stabilite-Talus-Geotechnique

[02] : Kamel M'zoughem ; Walid Chenafa : « Etude Géotechnique De La Stabilité Des Talus Dans La Carrière De Ain El Kebira (Sétif) » ; Mémoire De Fin D'études, Diplôme D'ingénieur D'etat En Géologie ; Option : Géologie De L'ingénieur ; - Université De Sétif 2006

[03] : Sarout. J : « Propriétés Physiques Et Anisotropie Des Roches Argileuses : Modélisation Micromécanique Et Expériences Triaxiales » ; Thèse De Doctorat De L'université Paris Xi Orsay; 241 Pages ; 2006.

[04] : Adil Roza ; Hammou Nesrine : « Etude De Stabilité Des Talus Des Gradins Cas : La Mine Du Phosphate De Djebel Onk(Tebessa) » ; Mémoire De Fin D'études ; Option : Exploitation Des Mines ; Département Des Mines ; Faculté Des Sciences De La Terre ; Univérsité De Annaba

[05]: Rogoz (1978): « Water Capacity Of Abandoned Work Ing In Underground Coal Mines ». Proc. Int. Conf.: Water In Mining And Underground Works. Siamos, Granada (Spain).

[06]: Sekhal Adjel Ahmed1; Bendani Karim2; Bensmain Hamza3: « Etude De L'effet Des Parametres Geometriques Sur La Stabilite Des Talus Naturels » Chlef Les 9 Et 10 Octobre 2013

[07] : Bouhadad, Y, [15-16 Novembre, 2005] : « Les Glissements De Terrains Et

Éboulements Rocheux D'origine Sismique : Evaluation De L'aléa Et Exemples En Algérie », Communication Au Séminaire Sur Les Risques Naturels Liés Aux Glissements De Terrains Et D'éboulement Rocheux, Université De Guelma

[08] : Armando Manuel Sequeira Nunes Antäo : « Analyse De La Stabilité Des Ouvrages Souterrains Par Uneméthode Cinématique Régularisée » ; These De Doctorat De L'école Nationale Des Ponts Et Chaussées ; Spécialité : Géotechnique, Le 19-07-1997

[09] :Bouafia.A., Conception Et Calcul Des Ouvrages Géotechnique, Algérie, Ed, Page Bleus International .2010.

[10] W. Bruno, G.J. Louis, L.William. Stabilité Des Pentes, T.P. Université Libre De Bruxelles (Ulb), Faculté Des Sciences Appliquées, École Polytechnique, Ircnst-4, 2005

[11] Y.H. Huang. Stability analysis of slopes. *Van Nostrand Reinhold Company*, USA, 1983.

[12] R. Whitlow. *Basic Soil Mechanics*, 3rd edn. Longman, Harlow, Essex. (New edition in press by Pearson Education, Harlow, Essex.), 1995.

[13]: Plaxis 2D version 8.2: « Plaxis manuals »; R.B.G Brinkgreveet W Broere; Delft university of technology and Plaxis B.V the Netherlands.

[14] : Kamel M'ZOUGHEM ; Walid CHENAFA :« Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kebira (Sétif) » ; Mémoire de fin d'études, diplôme d'Ingénieur d'Etat en Géologie ; Option : Géologie de l'ingénieur ; - université de Sétif 2006.

[15] KHEMISSA. Mohamed; M.A.A. SEDDIKI. Ahmed **:** ANALYSE DE LA STABILITE D'UN REMBLAI (Application au cas du remblai d'Ain Arnat -wilaya de Sétif).Mémoire de master 2 Université Mohamed Boudiaf - M'sila. 2017

[16] : M. ELKHIR Ahmed **&** M^{elle}. YAHIAOUI Kafia (Etude numérique comparative de la stabilité et du confortement d'un glissement de terrain) Mémoire de Master : Génie Civil : Alger, Ecole Nationale Polytechnique : 2012.

[17] Hoek & Bray, *Rock Slope Engineering*, 1981.

[18]. Brady & Brown, *Rock Mechanics for Underground Mining*, 2004.

[19]. [Hustrulid et al., *Open Pit Mine Planning and Design*, 2000]

[20].[Goodman, *Introduction to Rock Mechanics*, 1989]

[21]. [Pinyol et al., *Computers and Geotechnics*, 2012]

[22] Brady, B. H. G., & Brown, E. T. (2004). Rock Mechanics for Underground Mining. Springer

[23] Bieniawski, Z.T. (1989). Engineering Rock Mass Classifications. Wiley..

[24] Houama abd el kader-cour-Mécanique des roches-Méthode de classification

des massif rocheux

[25] : ZAIR Ania (2020/2021) Effet de séisme sur les tassements d'un sol au voisinage de la zone d'excavation d'un tunnel -cas du métro d'Alger - Mémoire de Master - Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou

[26] : MANUEL PLAXIS V8

[27] : ROUILIi Ahmed Cours -modelisation Numérique en Géotechnique -Initiation au Plaxis

[28] : BRINKGEREVE. R.B.J et VERMEER. P.A. « PLAXIS Version 8, Manuel de Référence », DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003

[28] Lehbab. Boukezzi Zakia ; Polycopié Les Barrages En Remblai De Terre ; Département d'Hydraulique Université Des Sciences Et De La Technologie d'Oran Mohamed Boudiafalgérie

[29] : ALFRED .A, Conception Et Dimensionnement D'un Barrage En Terre Sis A Serewandirou Dans Le Departement Du Borgou. Ecole Polytechnique D'abomey-Calavi, 2016.P106, Format PDF

[30] : BOULON. M, FLAVIGNY. E, MALECOT. Yet Al. « Pratique Eclaire Des Eléments Finis En Géotechnique », Document 1, Laboratoire 3S Et Terrasol, Décembre 2004.

[31] : SCHANZ, T, VERMEER, P.A And BONNIER, P.G (1999) Formulation And Verification Of The Hardening Soil Model. In Computational Geotechnics, Pp. 281–290.

[32] : DUNCAN, J.M And CHANG, Y.Y (1970) Nonlinear Analysis Of Stress And Strain In Soils. Journal Of The Soilmechanics And Foundations Division.ASCE, Vol.96, Pp.1629

[33] : LAMOURI ADEL (Mars – 2015 -) -UTILISATION DES METHODES Numeriques Dans Les Calculs De La Stabilite Des Barrages En Terre- Mémoire De Master -Ecole Nationale Superieure D'hydraulique -Arbaoui Abdellah-