الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

*MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR*
*ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE*
*UNIVERSITE DR. YAHIA FARES DE MEDEA*
*FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE*

***Département de* Génie de la Matière**

# Projet de fin d'étude

***Présenté pour l'obtention du Diplôme de master IIen Génie Civil***

***Option: Géotechnique***

## THEME

# *L'Analyse de Stabilité des Pentes par la Méthode des Perturbations et par Plaxis –Application à un Cas Réel*

**Proposé et dirigé par :**

***Dr : Dj. AMAR BOUZID***

***Préparé et présenté par :***

- **BOUHAOUAS BOCHRA**
- **AMMAR GHAZALA**

***Année universitaire 2014 /2015***

# *Remerciement*

*Le présent travail est pour nous une occasion d'exprimer encore une fois notre reconnaissance et notre gratitude envers Allah tout puissant.*

*La réalisation de ce mémoire n'aurait pas été possible sans l'aide et la participation de plusieurs personnes avec lesquelles nous avons étroitement élaboré et qui nous ont fait part de leurs connaissances et leur savoir-faire. Avant tout nous remercions : Nos chers parents qui grâce à eux on est arrivé à ce stade, grâce à leurs encouragements, leur compréhension, qui nous ont guidé depuis notre enfance vers le chemin de savoir. Notre promoteur :* ***Dr. AMAR BOUZIDE.Dj*** *pour son aide, son encouragement et son suivi pour réaliser ce travail.*

*Nos sincères remerciements vont également à touts les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à touts les enseignants qui ont participé à notre formation.*

*Merci à toutes et à tous…*

# *Dédicaces*

*Que ce travail témoigne de mes respects :*

*A mes parents :*

*Grâce à leurs tendres encouragements et leurs grands sacrifices, ils ont pu créer le climat affectueux et propice à la poursuite de mes études.*

*Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et mes profonds sentiments envers eux.*

*Je prie le bon Dieu de les bénir, de veiller sur eux, en espérant qu'ils seront toujours fiers de moi.*

*A mes sœurs Nassima, Salima, Amira, Monira et Khaoula.*

*A mon frère Moussabe.*

*A la famille BOUHAOUAS et HADJADJE*

*Ils vont trouver ici l'expression de mes sentiments de respect et de reconnaissance pour le soutien qu'ils n'ont cessé de me porter.*

*A tous mes professeurs :*

*Leur générosité et leur soutien m'oblige de leurs témoigner mon profond respect et ma loyale considération.*

*A ma chère binôme Ammar Ghazala*

*A tous mes amis surtout " Boubachiche Ahlem, Hassini Louiza, Lakhedari Souhila,Bouskine akila,Bouskine fatima,djabali sabrina,Tandjaoui Ibtissam "*

*, Et mes collègues :*

*Ils vont trouver ici le témoignage d'une fidélité et d'une amitié infinie.*

BOUHAOUAS BOUCHERA

# *Dédicaces*

*Tout d'abord je tiens à remercier le dieu puissant*

*Je dédie ce modeste travail:*

*A ceux qui ont su planter en moi tout ce qui est de plus beau en ce monde, et qui se sont consacrées à m'inculquer la bonne éducation pour avoir la plus grande des satisfactions et me voir munie des plus grandes distinctions.*

*A mes très chers parents dont je ne saurai remercier assez pour les sacrifices qu'ils ont consentis pour moi.*

*Mes frères MOHAMED WAHID, SALAH*

*Mes sœurs NESSRINE et FERIEL*

*A Mon chère mari HALIM*

*Mes meilleures amies: AHLEM, ZAHIA, LOUIZA, SOUAD,*

*A ma chère binôme :BOUCHRA BOUHAOUAS*

*A Mes collègue de la promotion 2 eme année master geotiquenique 2014 /2015*

*En fin, à tout ceux qui j'aime et qui m'aiment.*

*AMMAR Ghazala*

**ملخص**

نهدف من خلال عملنا هذا اجراء فحص و دراسة جيو تقنية للظاهرة ؛ لهذا بدأنا بعموميات حول حركات التربة و بالطبع انواع التربة مميزاتها ؛ انواعها ؛ مختلف أسبابها ؛ أنظمة الحلول المقترحة لها و طرق حسابها .

بعد ذلك قمنا بالتحليل الرقمي لهذا المنحدر وبالطريقة و نلجأ إلا كسس بيف حسب معامل الأمن و الانتقال .

انهيار الأرضي المتمركز شمال مدينة العمارية بالمدية ؛وهي منطقة جبلية تتميز بسلسلة من الانهيارات الأرضية التي تؤثر على منحدر غير مستقر نظرا لتحركاتها الجيولوجية المواتية في وجود المياه الجوفية

قاد تشخيص هذا التحول الى طريق مصنف تحت رقم 64 نقطة 25300كم يبين المخالفات في هذا المجال من الأشكال الهندسية نظرا لعدم استقرار التضاريس و وجدت مختلفة تمر بها الأرض حمل نقاط المياه وإعادة تحميل الموصودة ضافة إلى ذلك لملئ الفجوة المسجلة .

و أخيرا حللنا تدعيم المنحدر باستعمال جيوتكستيل. وهذا أيضا باستعمال برنامج الرقمي بلا كسيس

.

**كلمات المفاتيح :** انزلاق التربة ؛ المنحدر ؛ دراسة رقمية ؛ استقرار المنحدر ؛ بلا كسيس

---

**Résumé:**

Ce travail a pour objectif de faire une étude géotechnique du phénomène. A cette fin, on a débuté notre étude par des généralités sur le glissement de terrains, les types, les propriétés, les causes et les méthodes adoptées pour le calcul de ce type de problème. L'analyse numérique du talus a été faite avec codes de calcul, PLAXIS dans le but de déterminer le coefficient de sécurité et les déplacements.

Le glissement de terrain situé au nord de la ville d'El Omaria nord de la province de Médéa région montagneuse caractérisée par une série de glissements de terrain qui affectent cette pente instable vu ses mouvements géologiques favorables à la présence d'eau sou terraine.

Le diagnostic de cette évolution a conduit à une route classée sous le n ° 64 PK25+ 300 point kilométrique présente des irrégularités dans ce domaine des formes géométriques en raison de l'instabilité du terrain et les différents mouvements subis par le sol. Ajoutez à cela, les points d'eau observés et recharge fait pour combler l'affaissement écart enregistré.

Le renforcement du talus a ensuite été analysé en introduisant des géotextiles.

**Mots clés**

Glissement des terrains, talus, analyse numérique, stabilisation, PLAXIS.

---

**Abstract:**

This work is designed to perform a geotechnical study investigation of the phenomenon. To this end, we started our study with generalities on the landslides, types, properties, causes and methods adopted for the calculation of this type of problem. Numerical analysis of the slope was made with computer codes, PLAXIS in order to determine the factor of safety and travels (movements).

The landslide located at the north of the city of El Omaria north of the province of Medea mountainous area characterized by a series of landslides affecting this unstable slope seen its favorable geological movements in the presence of ground water .
The diagnosis of this shift led to a road classified under No. 64 Pk25+300 kilometer point shows irregularities in this area of geometric shapes due to the instability of the terrain and the different movements undergone by the ground. Add to this, the observed water points and reloads made to fill the gap subsidence recorded.
Then, the slope strengthening was analyzed by introducing geotextiles

**Keyword:**Landslides, embankments, numerical analysis,stabilization, PLAXIS.

Résumé……i

Remercîment……ii

Dédicace……iii

## Table de matière

Liste des figures ……xiii

Liste des tableaux……xviii

Introduction générale ……1

Chapitre I : Les problèmes de stabilité à travers les mondeset en Algérie-Analyse des causes

I.1.introduction ……3

I.2.La définition de mouvement de terrain ……4

I.3.La classification de mouvement de terrain……4

I.4.Les types de mouvement……..4

I.4.a.Les éboulements et les chutes de pierres et de bloc ou écroulement…….5

I.4.a.1. Les types d'instabilité rocheuse……6

I.4.a.2.se déclenchent les chutes de masse rocheuses……6

I. 4.a.3.Les facteurs d'instabilité……7

I.4.a.4.les paramètres naturels…….7

I.4.b.les coulées boueuses……..8

I.4.b.1.Les caractéristiques générales……8

I.4.b.2.les morphologies induites par les coulées de boue……9

I.4.b.3.déclenchent les coulées…….9

I.4.b.4.la forme de coulée……..9

I.4.b.5.les facteurs d'instabilité……...10

I.4.c.mouvement de fluage……10

I.4.d.les affaissements…….....11

I.4.e.les effondrements…….....11

I.4.f.fauchage……12

I.4.g.les retrait-gonflements……...12

I.4.g.1.les facteurs instabilités……...13

I.4.h.les glissements de terrain…….14

I.4.h.1. les caractéristiques des glissements de terrain……...15

I.4.h.2.les différents types de glissement de terrain……...15

I.4.h.3.les phénomène aggravants pouvant résulter de glissement de terrain……...18

I.4.h.4.les facteurs d'instabilité…….19

I.5.les principes d'instabilité des pentes……19

I.5.1.Action mécanique…….19

I.5.2.Action chimique…….19

I.5.3.la nature et les caractéristiques mécaniques des terrains……...20

I.5.4.la structure des terrains……..20

I.5.5.la morphologie……...20

I.5.6.la couvert végétal……....20

I.6.les principes d'analyse de la stabilité des pentes……..…21

I.6.1.géométrie de la pente…….21

I.6.2.géologie de la pente……..…22

I.6.3.Niveau des eaux souterrains …….22

I.7. Exemple de mouvement de terrain à travers le monde et en Algérie

I.7.1.les coulées boueuses à Rion Janeiro…….22

I.7.2.chute de blocs Maupas Avalon…….23

I.7.3. le glissement de terrain à Musseau Avalon……..23

I.7.4.retrait –gonflement des argiles de la wilaya de M'sila en Algérie……24

I.7.5. le glissement de Tizi Bejaia……..25

Conclusion……25

**Chapitre II : Les méthodes d'analyse de stabilité des pentes**

2.1. Introduction .....…….26

2.2. Notion de facteur de sécurité .....….26

2.3. Les méthodes d'équilibre limite…….27

2.4. Les principes et les hypothèses des méthodes d'équilibre limite……...28

2.4.1. La méthode de tranche……30

2.4.1.1. La méthode de fellenius [1927]…….31

2.4.1.1. A. Les hypothèses……31

2.4.1.1. B.Limitations des méthodes d'équilibre limite……32

2.4.1.1. C.Méthode exacte…….33

2.4.1.2. La méthode simplifiée de bishop [1955]……33

2.4.1.2. A.Les hypothèses……33

2.4.1.2.B.Limitations de la méthode……34

2.4.1.2. C.La recommandation ……..35

2.4.1.2. D.Les procédures de vérification :……35

2.5. Les méthodes de l'équilibre des moments et des forces……35

2.5.1. Les méthodes simplifiée de janbu [1956]……36

2.5.1. A.Les hypothèses……36

2.5.2. La méthode de janbu généralisée……..36

2.5.2. A.Les hypothèses ……36

2.5.3. La méthode de spencer [1967], Morgenstren-price [1965]……37

2.5.3. A.Les hypothèses……37

2.5.4. La méthode de Sarma……38

2.5.4. A. Le principe de résolution……39

2.5.4. B.La résultat……39

2.5.4. C.La remarque……39

2.6. Les méthodes de l'équilibre des forces……..39

2.6.1. La méthode de coin……..39

2.7. La méthode de perturbation……...40

2.8.récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite ……40

2.9. Limitationsdes méthodes d'équilibre limite……..…42

2.10. L'étude comparative des méthodes de calcul de la rupture……44

2.11. Approximation des calculs de stabilité……...44

Conclusion……45

Chapitre III : La méthode des perturbations

3.1. Introduction ..... 46

3.2. Les hypothèses..... 47

3.3. Les considérations théoriques……...51

3.3.1. Le principe……...51

3.3.2. L'étude tensorielle……51

3.3.2. A. La forme analytique générale σ(x)……..51

3.4. L'état de contrainte étudié par la méthode du pole…….....52

3.5. L'étude des problèmes soulevés ……...53

3.6. Lesparamètre……53

3.7. Le calcul de F ……54

3.8. Les choix des fonctions $_1$ et $_2$……..54

3.9. L'étude statique de la masse de sol ……...54

3.10. Les méthode de résolutions……..56

Conclusion……59

Chapitre IV : Analyse de stabilité des pentes par logiciel PLAXIS

4.1. Introduction ..... 60

4.2. Méthodedes éléments finis……60

4.2.1. Historique……60

4.2.2. Concepts de base……61

4.2.3. Calculs par MEF……61

4. 3.Présentation de Plaxis……62

4.3.1. Le code élément finis Plaxis……62

4.3.2. Option par défaut et solution approchées……63

4.3.3. Les fonctions de calcul de Plaxis……65

4.3.3.1. Incrémentation automatique du pas de changement……65

4.3.3.2. Contrôle de la longueur des Arcs……65

4.3.3.3. Construction par étapes ……66

4.3.3.4. Consolidation……66

4.3.3.5. Analyse en variable de Lagrange actualisées……..66

4.3.4. Lesmodèles de comportement utilisés dans Plaxis……66

4.3.4.1. Introduction……66

4.3.4.2. Comportement plastique……68

4.3.4.3. Comportement élasto-plastique……..69

4.3.4.4. Modèle élastique linéaire……..…69

4.3.4.5. Modele e Mohr-Coulomb…….70

4.3.4.5. a. Moduled'Young……..72

4.3.4.5. b.Coefficient de poisson ……73

4.3.4.5. c. Angle de frottement……..73

4.3.4.5. d.Cohésion……...74

4.3.4.5. e.les contraintes de traction…….74

4.3.4.5. f.l'angle de dilatance……74

Exemple : calcule et vérification (Calcul par la méthode des éléments finis du glissement)

4.4. Introduction ……..75

4.5. Définition de la géométrie ……75

4.6. Entrée des caractéristiques générales ……76

4.6.1. Modèle sans construction ……76

4.6.2. Géométrie ……76

4.6.3. Condition aux limites ……...76

4.6.4. Caractéristique des matériaux……..76

4.7.1ere cas : sol homogène (seule couche)……..77

4.7.1. Génération du maillage……77

4.7.2. Les conditions initiales ……78

4.7.3. Le calcul……79

4.7.4. Les résultats ……...79

4.8.2 eme cas : sol bicouche……..81

4.8.1. Génération du maillage ……..81
4.8.2. Les conditions initiales ……82
4.8.3. Le calcul ……..83
4.8.4. Les résultats ……83
4.9 :3 eme cas : sol tri couche……85
4.9.1. Génération du maillage ……..85
4.9.2. Les conditions initiales ……86
4.9.3. Le calcul ……..87
4.9.4. Les résultats……87
Conclusion……89

**Chapitre V : présentation d'une étude de cas réel**

5.1. Introduction ..... 91
5.2. La présentation d'une région ..... 91
5.2.1. La morphologie de la région……92
5.2.1. A. La zone montagneuse…….....92
5.2.1. B.la zone tellienne…….92
5.2.1. C.La zone des plaines…….92
5.2.1. D.La zone du sud……92
5.2.1. E. La sismicité de la région……...92
5.3. Présentation du projet……..93
5.3.1. Introduction……93
5.3.2. Désordre et manifestation pathologiques…….93
5.4. Observation des désordres……..94
5.4.1. glissement au PK25+300…….....94
5.5. Description du site……....95
5.6. Calcul de stabilité……...95
5.6.1. Hypothèses de calcul…….....96
5.6.2. Profil type de calcul…….....96

5.6.3. Talus sans renforcement…….98
5.6.3.1. Géométrie du modèle……98
5.6.3.2. Génération du maillage…….98
5.6.3.3. Les conditions initiales……98
5.6.4. Le calcule …….100
5.6.5. Les résultats……..100
5.7. Solution de confortement par gabions…….103
5.7.1. Proposition de solution pour le drainage en pieds du talus amont……103
5.7.1. a. tranchée drainante ……103
5.7.1. b. murs étagés en gabions renforcés par géogrilles ……..104
5.7.1. c. renforcement des remblais par nappe géotextile…….104
5.8. Talus renforcée avec géotextiles……..105
5.8.1. Géométrie de modèle……...105
5.8.2. Caractéristique des géogrilles …….105
5.8.3. Génération de maillage……105
5.8.4. Les conditions initiales……106
5.8.5. Lesrésultats d'étude……109
5.8.6. Récapitulation des résultats faits par Plaxis…….109
Conclusion
Conclusion générale…….110

**Liste de figure :**

## CHAPITRE I : LES PROBLEMS DE STABILITE à TRAVERS LE MONDES ETEN ALGERIE -ANALYSE DES CAUSES

Figure 1.1 : type de mouvement avec quelles questions à se poser

Figure 1.2 : les chutes de pierres .

Figure 1.3 : chute de blocs.

Figure 1.4 : chute d'un gros bloc à veynes.

Figure 1.5 : se déclenchent les chutes de masses rocheuses.

Figure 1.6 : les coulées boueuses.

Figure 1.7 : coulée boueuse à Faucon

Figure 1.8 : les morphologies de coulées.

Figure 1.9 : la forme de coulée.

Figure 1.10 : le phénomène de fluage.

Figure 1.11 :le phénomène d'affaissement.

Figure 1.12 : le phénomène d'effondrement .

Figure 1.13 : Exemple de fauchage dans des roches métamorphiques.

Figure 1.14 : Le phénomène de retrait gonflement.

Figure 1.15 : Glissement de terrain.

Figure 1.16 : Schéma de principe d'un glissement de terrain.

Figure 1.17 : Glissement rotationnel.

Figure 1.18 : Glissement complexe.

Figure 1.19 : Glissement plan.

Figure 1.20 : Cercles de pied.

Figure 1.21 : Cercles profond.

Figure 1.22 : Digues et barrages en terre.

Figure 1.23 : Relation entre mouvement de pente et végétation .

Figure 1.24 :Coulée de boue dans la région de Rio

Figure 1.25 : une écaille rocheux Maupas .France

Figure 1.26 :le glissement de terrain à l'impasse Avalon Musseau

Figure 1.27 :fissuration des poutres et des murs à Ain Hedjel

Figure 1.28 : le glissement de Tizi quartier de Bejaia

**CHAPITRE II : METHODE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES.**

Figure 2.1 : Exemple d'une rupture circulaire.

Figure2.2 : les inconnues d'une méthode des tranches.

Figure 2.3 : les forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius .

Figure 2.4 : les forces appliquées sur une dans la méthode de Bishop simplifier .

Figure 2.5 : la représentation des forces sur une tranche.

Figure 2.6 : coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spenser.

Figure 2.7 : schéma de la méthode de Coin.

Figure 2.8 : mobilisation de la résistance au cisaillement le long d'un plan de glissement .

Figure 2.9 : courbe de la rupture.

Figure 2.10 :courbe de la rupture.

Figure 2.11 : courbe de la rupture.

Figure 2.12 :courbe de la rupture.

Figure 2.13 :

**CHAPITRE III :LA METHODE DES PERTURBATIONS**

Figure 3.1 : courbe de rupture.

Figure 3.2 :Mise en œuvre de la méthode des perturbations.

Figure 3.3 : la courbe intrinsèque.

Figure 2.4 : méthode du pole.

Figure 2.5 : méthode du globale.

Figure 2.6 :Aire de y=f(x).

**CHAPITRE IV : ANALYSE DE STABILITE DES PENTES PAR LOGICIEL PLAXIS**

Figure 4.1 : Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique.

Figure 4.2 :Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Figure 4.3 : Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage

Figure 4-4 : fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Figure 4-5 : fenêtredes paramètres  avancés du modèle élastique.

Figure 4-6 : courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Figure 4-7 : pyramide de Mohr-coulomb.

Figure 4-8 : fenêtre des paramètres Mohr-coulomb.

Figure 4-9 : Définition du module à 50% de la rupture.

Figure 4-10 : pyramide de Mohr-coulomb.

Figure 4-11 : Définition de l'angle.

Figure 4-12 : la géométrie du modèle Plaxis.

Figure 4-13 : génération du maillage du modèle Plaxis.

Figure 4-14 : position de la nappe phréatique .

Figure 4-15 : Répartition des pressions.

Figure 4-16 : génération des contraintes effectives initiales.

Figure 4-17 : les déplacements totaux.

Figure 4-18 : les déplacements horizontaux.

Figure 4-19 : les déplacements verticaux.

Figure 4-20 : des informations sur le calcul.

Figure 4-21 : la géométrie du modèle Plaxis.

Figure 4-22 : génération du maillage du modèle Plaxis.

Figure 4-23 : position de la nappe phréatique .

Figure 4-24 : Répartition des pressions.

Figure 4-25 : génération des contraintes effectives initiales.

Figure 4-26 : les déplacements totaux.

Figure 4-27 : les déplacements horizontaux.

Figure 4-28 : les déplacements verticaux.

Figure 4-29 : des informations sur le calcul.

Figure 4-30 : la géométrie du modèle Plaxis(tricouche)

Figure 4-31 : génération du maillage du modèle Plaxis.

Figure 4-32 : position de la nappe phréatique .

Figure 4-33 : Répartition des pressions.

Figure 4-34: génération des contraintes effectives initiales.

Figure 4-35 : les déplacements totaux.

Figure 4-36 : les déplacements horizontaux.

Figure 4-37 : les déplacements verticaux.

Figure 4-38 : des informations sur le calcul.

**CHAPITRE V : PRSENTATION D'UNE ETUDE DE CAS REEL**

Figure 5-1 : situation géographique de Médéa .

Figure 5-2 : les zones de sismicité Algérienne.

Figure 5-3 : fissure de la route d'OMARIA.

Figure 5-4 : site du glissement de terrain .

Figure 5-5 : la géométrie du modèle Plaxis.

Figure 5-6 : génération du maillage du modèle Plaxis.

Figure 5-7 : position de la nappe phréatique .

Figure 5-8 : Répartition des pressions.

Figure 5-9 : génération des contraintes effectives initiales.

Figure 5-10 : les déplacements totaux.

Figure 5-11 : les déplacements horizontaux.

Figure 5-12 : les déplacements verticaux.

Figure 5-13: des informations sur le calcul.

Figure 5-14 : tranchée drainante.

Figure 5-15 : Murs étagés en gabions renforces par géogrilles.

Figure 5-16 : la géométrie du modèle Plaxis.

Figure 5-17 : génération du maillage du modèle Plaxis.

Figure 5-18 : position de la nappe phréatique .

Figure 5-19 : Répartition des pressions.

Figure 5-20 : génération des contraintes effectives initiales.

Figure 5-21 : les déplacements totaux.

Figure 5-22 : les déplacements horizontaux.

Figure 5-23 : les déplacements verticaux.

Figure 5-24: des informations sur le calcul.

**La liste des tableaux**

Tableau 2.1 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité……...27

Tableau 2.2 : présente les hypothèses et les équations d'équilibre des différentes méthodes….40

Tableau 4-1 :paramètre mécanique du sol ……76

Tableau 5-1 : Caractéristiques des sols……..96

Tableau 5-2 : Caractéristiques géométriques…….97

Tableau 5-3: Propriétés des géotextiles……..105

Tableau 5-4 : Tableau récapitulatif des principaux résultats de calcul faits avec PLAXIS…...109

# INTRODUCTION GENERALE

**Introduction générale :**

Les calculs de stabilité des pentes sont couramment réalisés par des méthodes d'équilibre-limite qui reposent toutes sur un certain nombre d'hypothèses et d'approximations. Le calcul à la rupture fournit une méthode rigoureuse d'appréciation de la stabilité, mais il n'a pas donné lieu à une utilisation de routine par l'ingénieur. La modélisation numérique à l'aide d'un calcul en déformation permet une autre approche du problème; elle nécessite elle aussi des hypothèses, en particulier sur les lois de comportement des sols et sur les conditions aux limites.

Nous avons utilisé la méthode des perturbations, très courante, qui permet d'effectuer des calculs en rupture circulaire ou non circulaire. Dans cette méthode, on fait l'hypothèse que la contrainte normale σ sur la surface de rupture est donnée par une <<perturbation >> de la contrainte de Fellenius.

On écrit ensuite l'équilibre-limite de la portion de sol située au-dessus de la surface de rupture, les sols étant affectés des caractéristiques réduites chosentet l'angle de frottement, ce qui donne deux équations pour la résultante et une équation de moment. La résolution de ce système non linéaire permet de déterminer les trois inconnues λ, μ et le coefficient de sécurité.

A la différence des calculs en rupture circulaire, la recherche de la courbe non circulaire critique, donnant le coefficient de sécurité minimal, se fait empiriquement; le risque de ne pas trouver le coefficient de sécurité minimal n'est donc pas négligeable.

L'objet de cette méthode est de rechercher la forme analytique la plus générale de la contrainte et de pouvoir calculer des surfaces de rupture non circulaires (elle s'applique aussi à la rupture circulaire ce qui est l'objet de notre étude).

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'analyser la stabilité des pentes . Il se fixe pour objectif de rendre compte des développements récents en l'état de l'art, puis de mettre à la disposition des projeteurs et constructeurs les outils numériques adéquats pour l'analyse de la stabilité des talus naturels ou artificiels.

Le mémoire est divisé en Cinq chapitres :

Le premier chapitre est consacrée aux problèmes de stabilité à travers de mondes , et en Algérie analyse des causes, dans cette partie on a exposé les notions théoriques liées aux mouvements de terrain, les causes d'un glissement de terrain, méthodologie à suivre pour l'étude d'un glissement de terrain.

Le deuxième chapitre décrit méthode d'analyse de stabilité des pentes, et présent quelques méthodes d'analyse de la stabilité des pentes, et plus particulièrement les méthodes de calcul à l'équilibre limite.on s'intéresse à résoudre deux équations d'équilibre limite du problème de stabilité de talus en déterminant la surface de rupture critique circulaire ou non circulaire et le coefficient de sécurité correspondant.

Le troisième chapitre décrit la méthode de perturbations, il s'agit de la seule méthode permettant de vérifier les trois équations de base (équilibre horizontal, vertical et des moments) tranche par tranche, et donc d'optimiser la vérification de la stabilité des pentes

Le quatrième chapitre: décrit l'analyse de stabilité des pentes en utilisent logiciel Plaxis,comporte la modélisation numérique et étude paramétrique de la stabilité sismique des terrains en pentes par logiciel PLAXIS

Le cinquième chapitre : décrit présentation d'une étude de cas réel

# CHAPITRE I : Les Problèmes de stabilité à travers le mondeet en Algérie -Analyse des causes

## 1.1.Introduction :

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes,des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuventdevenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vieshumaines ainsi que des dégâts naturelles considérables.

Cependant une longue expérience a été acquise tant que les méthodes de calcul que dans lestechniques de construction, de telle sorte que les problèmes de stabilité de pentes peuvent maintenant être résolus avec une assez bonne fiabilité.

Les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (glissements de terrains, éboulementsrocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ouretrait des sols, ...) et par leur dimension (certains glissements).

Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris: ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'Homme; leur dynamique répond naturellement aux lois de lamécanique.

Le déclanchement d'un mouvement de terrain est souvent prévisible ; toutefois, il ne peut être défini dans sa géométrie exacte que par une étude minutieuse.

Certains mouvements peuvent être considérés comme le processus évolutif naturel d'un site et fréquemment, un mouvement de masse peut être déclenché par l'action de l'homme [10].

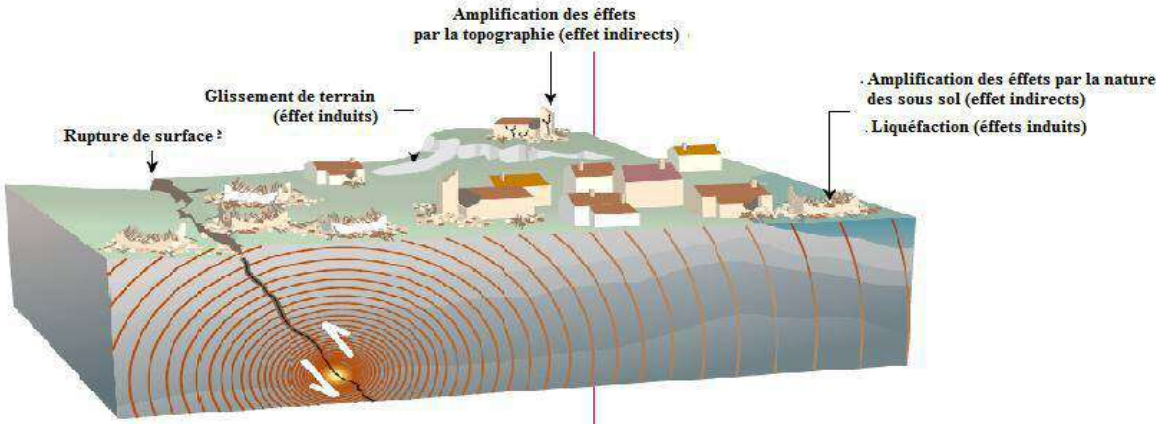



Figure 1-1 :Type de mouvement de terrain [23].

**1.2.Définition de mouvement de terrain :**

Les mouvements de terrain sont des phénomènes gravitaires régis par la force que la gravité terrestre exerce sur des éléments de terrain instables. Ils peuvent être d'origine naturelle (gel/dégel, séisme, fortes précipitations ou chutes de neige, inondations, etc.) ou anthropique (déboisement, terrassement, exploitation de matériaux.etc)[19].

**1.3. La classification des mouvements de terrain :**

Les formes et l'ampleur des mouvements de terrain sont très diverses en raison de la multiplicité des mécanismes d'initiation et d'évolution (érosion, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique,…), liés à :

- la topographie (pente du versant, dénivelée, etc.)
- à la lithologie (caractéristiques physiques et mécaniques et la sensibilité des matériaux solide, plastique, visqueux et liquide),
- à la structure géologique (pendage, fracturation, superposition des couches...)
  aux nappes aquifères
- à la teneur en eau, etc.

Les mouvements de terrain sont liés à un mouvement gravitaire de masses de terrain déstabilisés sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte de neige, pluviométrie anormalement forte, secousses sismiques, diminution de butée par érosion de la mer,) ou anthropiques (terrassement, vibration, déboisement, exploitation des matériaux ou de nappes aquifères.

Toutes les classifications se basent sur l'association de plusieurs informations :
Les types de mouvements et types de matériel auxquels s'ajoutent des informations sur l'activité et la vitesse des déplacements [5].

**1.4.Type de mouvement :**

Ils sont classés selon leurs caractéristiques dynamiques :

Les mouvements de terrain peuvent être lents ou rapides en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

1-Pentes naturelles :

- Les mouvements lents (pentes naturelles) : entraînent une déformation progressive des terrains qui ne sont pas toujours perceptibles par l'homme. Il s'agit des affaissements, des tassements, des glissements de la solifluxion, du fluage, du retrait-gonflement et du fauchage.

- Les mouvements de terrain rapides : se propagent de manière brutale et soudaine, il s'agit de chutes de pierres ou de blocs, d'effondrements de cavités souterraines, d'éboulements rocheux ou de coulées deboue [19].

2-pentes artificielles[9] :

- Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles.
- Talus en remblais sur sols compressibles.
- Digues et barrages en terre.

Les mouvements de terrain, qu'ils soient lents ou rapides, peuvent entraîner un remodelage des paysages

Celui-ci peut se traduire par la destruction de zones boisées, la déstabilisation de versants ou la réorganisation de cours d'eau.

- Pentes naturelles :

I.4.a.Les éboulements et les chutes de pierres et de blocs ou écroulement :

L'évolution naturelle des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres, de blocs ou des éboulements en masse. Ces blocs isolés rebondissent ou roulent sur le versant.

Dans le cas des éboulements en masse, un volume important de roches s'écroule à grande vitesse sur une très grande distance. La forte interaction entre les éléments rend la prévision de leur trajectoire et rebond complexe.

Les éboulements et les chutes de pierres et de blocs trouvent leur origine dans des phénomènes naturels (Les séismes) et peuvent être favorisés par l'activité de l'homme [18].





Figure 1-2 :Les chutes de pierres [18]Figure 1-3 :Chute de blocs

.

1.4.a.1. Lestypes d'instabilité rocheuse **:**

En fonction du volume des éléments mobilisés, on distingueles pierres (inférieur au dm3), les blocs (entre 1 dm3 et 1 m3) etles gros blocs (supérieur au m3).En fonction du volume total éboulé, les phénomènes sontdistingués en :

• chutes de pierres ou de blocs (quelques dizaines à quelques centaines de m3).

• éboulement en masse (de quelques centaines à quelques centaines de milliers de m3).

• éboulements (écroulement) en grande masse (supérieurau million de m3).

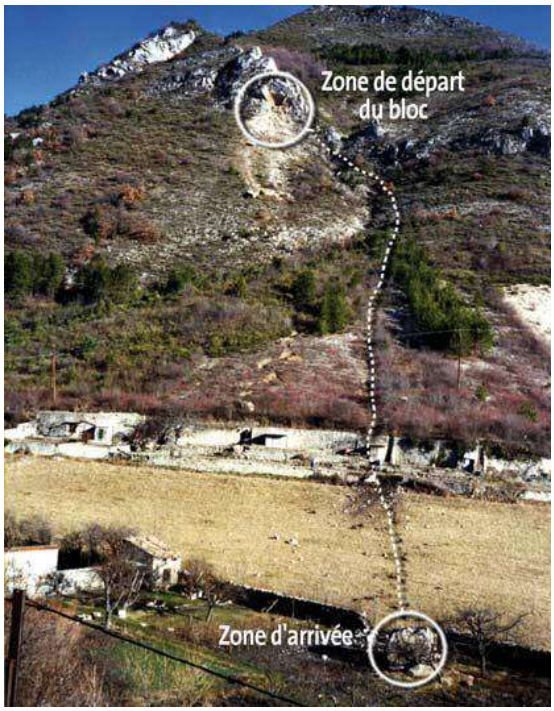



Figure 1-4 :Chute d'un gros bloc

1.4. a.2.se déclenchent les chutes de masses rocheuses :

La rupture se produit lorsque les forces motrices (liées à la pesanteur) dépassent les forces résistantes(liées à la résistance de la roche et à la résistance au cisaillement des discontinuités).

La chute d'une masse instable a lieu le long des discontinuités qui constituent des plans de faiblesse naturelle dumassif : failles, fractures, diaclases, joints de stratification.

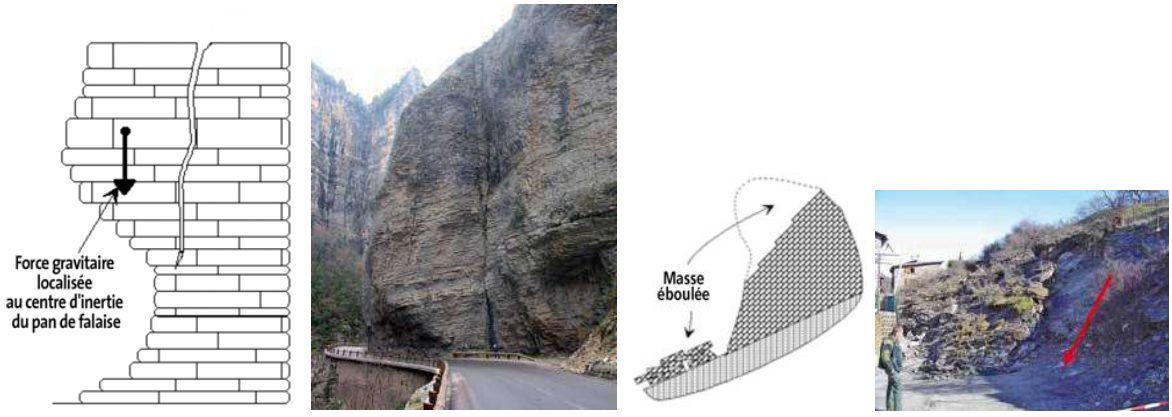



Figure 1-5 :se déclenchent les chutes de masses rocheuses

1.4. a.3.les facteurs d'instabilité :

- Facteurs permanents (de prédisposition de susceptibilité)
  - La présence d'escarpements rocheux et leur géométrie est déterminante
  - L'eau diminue la résistance au frottement au niveau des discontinuités, altère les matériaux
  - La nature des terrains(lithologie) conditionne directement leur sensibilité aux instabilités rocheuses.
- Facteurs variables dans le temps (déclenchant, aggravant)
  - Les séismesprovoquent des vibrations.
  - Les racines des végétauxs'introduisent dans les discontinuités et les agrandissent
  - Les actions humaines(terrassements, vibrations) [11].

1.4.a.4.Les paramètres naturels :

- La géologie :
  1- le pendage des couches géologiques
  2- perméabilité sont autant de paramètres conditionnant l'occurrence
  3-l'intensité des chutes de blocs et des éboulements.
- L'hydrogéologie :
  1-les circulations et la rétention d'eau
  2-L'alternance du gel et du dégel de l'eau présente dans les terrains participe [18].

1.2.b.Les coulées boueuses :

Les coulées boueuses sont des phénomènes très rapidesaffectant des masses de matériaux remaniés, soumis à de forte concentration en eau, sur de faibles épaisseurs. La coulée de boue est le plus rapide et le plus fluide des différents types de mouvements de terrain.



Figure 1-6 :Les coulées boueuses

1.4.b.1.Caractéristiques générales :

Les matériaux mobilisés par les coulées de boue sont généralement très hétérogènes (Argile, sable, rochers). Cette charge très importante en matériaux solides (environ 1/4 d'eau et 3/4 de matériau solide), leur confère une grande capacité érosive et destructive notamment, du fait de la présence de blocs charriés au sein même de la coulée.

Ce sont de ce fait des **phénomènes très érosifs**.



Figure 1-7 : Coulée boueuse

1.4.b .2.Les morphologies induites par les coulées de boue :

Suite à une coulée de boue, il est presquetoujours possible d'observer :

• une zone supérieure élargie (rassemblementde matériaux par exemple aupied d'un glissement, zone de départ de la coulée).

• un chenal d'écoulement beaucoup plusétroit et de longueur extrêmement variable (zone de transfert).

• un lobe terminal (zone d'accumulation)élargi en une sorte de cône de déjectionmais de profil convexe.

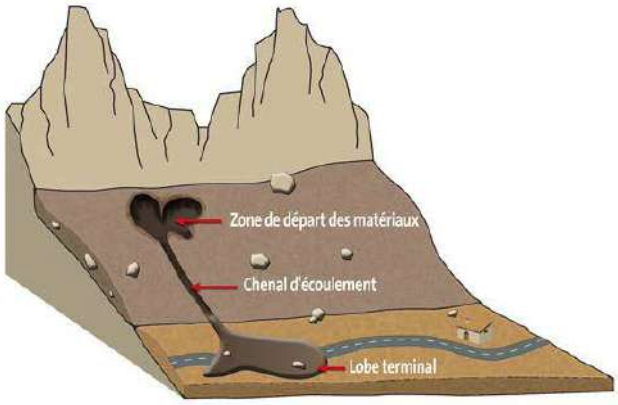



Figure 1-8 : les morphologies de coulées

1.4.b.3- déclenchent les coulées **:**

Les coulées apparaissent dans des matériaux meubles lorsque leur teneur en eau augmente de manière importante.

La mise en mouvement de ces matériaux a pour origine une perte brutale de cohésion.

1.4.b.4.La forme de coulée :

Les zones de colluvions, de glissements actifs ou anciens et de dépôts anthropiques dans un contexte morphologiquefavorisant d'importantes concentrations d'eau (talwegs, lit de rivière) constituent les sites potentiels d'apparitiondes coulées de boue. Il est fréquent que les coulées prennent naissance dans la partie avaled'un glissement de terrain.'''ou dans des zones de ravinement intense[11].



Figure 1-9 : la forme de coulée

1.4. b .5. Les facteurs d'instabilité :

- Facteurs permanents (de prédisposition) :
- La penterégit directement l'équilibre des efforts mécaniques.
- L'eau : met en charge les terrains, diminue leur cohésion, déstructure les formations (érosion), etc.
- La nature et les caractéristiques des terrainsconditionnent l'apparition de coulées.
- Facteurs variables dans le temps (déclenchant, aggravant) :
- La fonte des neiges.
- Les activités humaines(fuite d'eau, terrassement).
- La nature du couvert végétal: zones dénudées, incendiées favorisant le ruissellement et l'érosion[11].

1.4. c. Mouvement de fluage :

Il correspond à des mouvements lents dus à des sollicitations proches de la rupture (domaine plastique).Se sont des déformations viscoplastique lente sous contrainte intérieure à la résistancedu cisaillement, concerne essentiellement les milieux argileux. Mais le simple jeu de la pesanteurpeut aussi entraîner la poussée au vide d'une pente argileuse: on peut citer le célèbre glissementde la colline d'El Biar à Alger. [8]

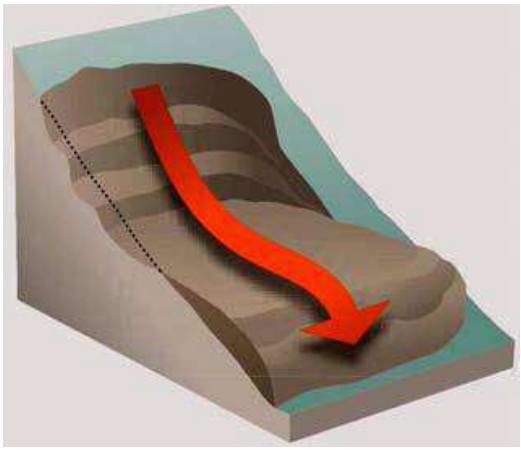


Figure 1-10 : Le phénomène de fluage [15].

1.4.d. Les affaissements :

Ce sont des désordres ponctuels, visibles en surface, seprésentant sous la forme de cuvettes et consécutifs à la lentefermeture de vides profonds. Ils se forment également par rupturesuccessive des différents horizons formant le recouvrement duvide initiateur.

Sur les bâtiments, ces affaissements créent des tassementsdifférentiels sur les fondations qui se traduisent par des fissuresplus ou moins importantes et plus ou moins ouvertes, parfoistraversantes, allant de la dégradation du ravalement à la ruine desmurs porteurs, en passant par le blocage des portes et fenêtre [15].

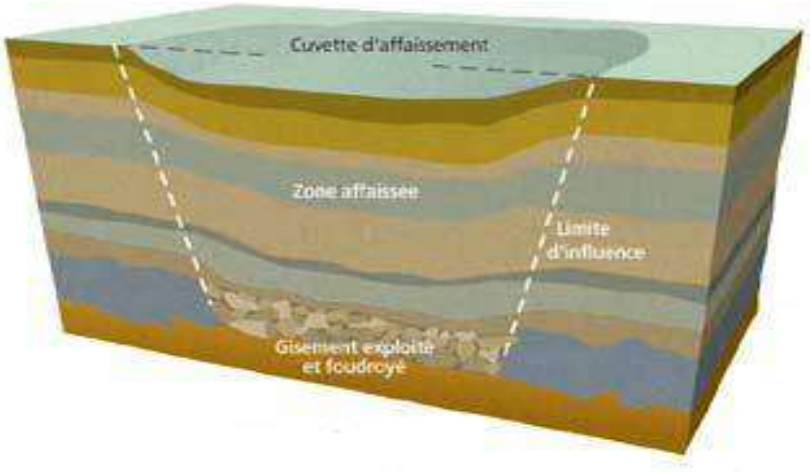



Figure 1-11 :Le phénomène d'affaissement

1.4. e. Les effondrements :

Ils sont susceptibles d'affecter de façon quasi spontanée unesuperficie de plusieurs hectares. Ce type de ruine est lié àl'enfoncement et à la rupture des piliers par écrasement.
Le bâti est totalement détruit par la violence du phénomène [15].

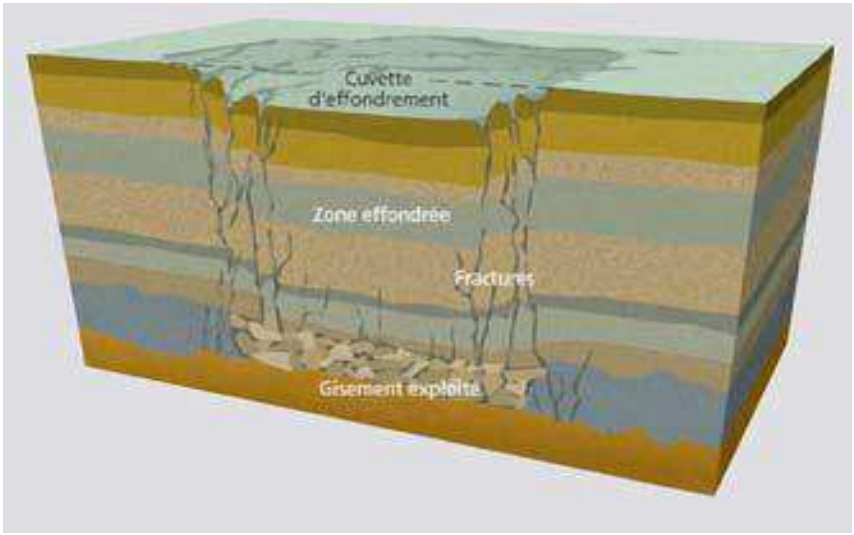



Figure 1-12 : Le phénomène d'effondrement

1.4. f. Fauchage :

C'est un mouvement lent des têtes de couches qui s'incurvent peu à peu vers le bas sous l'effet de la gravité. (Figure 13)

Ce type de déformation affecte des formations géologiques sur laquelle la schistosité,

La foliation ou le litage sont proches de la verticale.

Le mécanisme de fauchage peut évoluer et se transformer en un mécanisme de glissement rocheux [6].

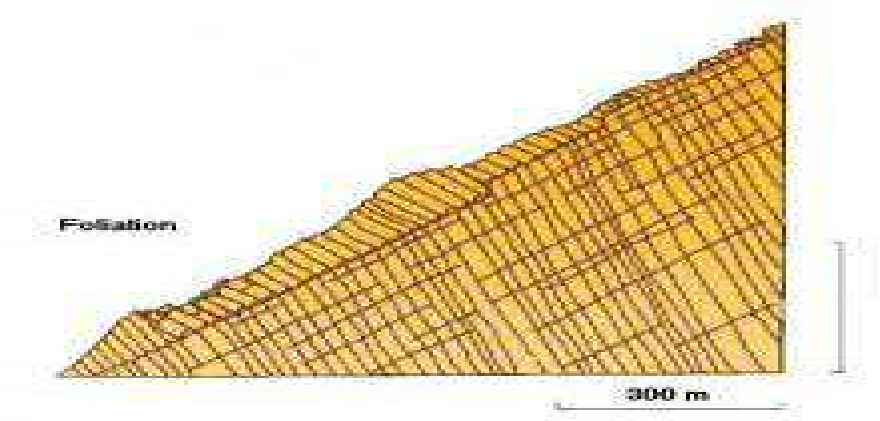



Figure1- 13 **:** Exemple de fauchage dans des roches métamorphiques [6].

1.4. g. Les retraits-gonflements :

Il se manifeste dans les sols argileux et est lié aux variations en eau du terrain. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol ensurface : on parle de retrait. À l'inverse, un nouvelapport d'eau dans ces terrains produit un phénomènede gonflement. Des tassements peuvent égalementêtre observés dans d'autres types de sols (tourbe, vase,lœss, sables liquéfiables, etc.) lors des variations de leur teneureneau [18].

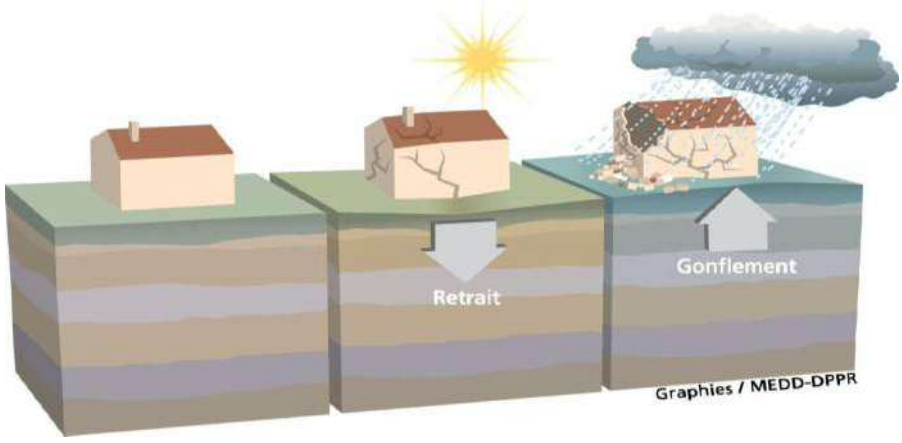



Figure 1-14: le phénomènede retraits-gonflements [15].

1.4. g.1.les facteurs instabilités :

- Facteurs permanentes (de prédisposition de susceptibilité) :
  - Ces facteurs sont fixes ou évoluent très lentement avec le temps. Ilsconditionnent la répartition spatiale du phénomène et permettent de caractériser la susceptibilitédu milieu.
  - la nature du sol constitue le facteur deprédisposition prédominant.
  - La géométrie de la formation géologique a une influence dans la mesure où l'épaisseur de lacouche de sol argileux
  - Une formation argileuse continuesera plus dangereuse qu'un simple inter-lit argileux entre deux bancs calcaires.
  - Les conditions d'évolution du sol après dépôt jouent également.
- Facteurs variables dans le temps (déclenchant, aggravants) :

Les facteurs de déclenchement sont ceux dont la présence provoque le phénomène de retraitgonflementmais qui n'ont d'effet significatif que s'il existe des facteurs de prédispositionpréalables.

● Les phénomènes climatiques :

Les variations climatiques constituent le principal facteur de déclenchement. Les deux Paramètres importants sont les précipitations et l'évapotranspiration.

1-Présence de lanappe phréatique.

2-L'évapotranspiration et la transpiration.

● Les actions anthropiques :

Certains sinistres « sécheresse » ne sont pas déclenchés par un phénomène climatique, par nature imprévisible, mais par une action humaine.

1-La mise en place de drains à proximité d'un bâtiment.

2-La concentration d'eau pluviale ou de ruissellement.

.● Les conditions hydrogéologiques :

1- La présence ou non d'une nappe,

2- l'évolution de son niveau en période de sécheresse

3- La présence d'une nappe permanente à faible profondeur.

● La topographie :

Les phénomènes de reptation en fonction de la pente, les constructions sur terrain pentupeuvent être propices à l'apparition de désordres issus de mouvements différentiels du terraind'assise sous l'effet de retrait-gonflement.

En effet, plusieurs caractères propres à ces terrains sont à considérer :

1-le ruissellement naturel limite leur recharge en eau.

2-un terrain en pente exposé au sud sera plus sensible à l'évaporation.

3-les fondations étant généralement descendues partout à la même cote setrouvent de fait ancrées plus superficiellement du côté aval.

1.4. H. Les glissements de terrain :

Un glissement de terrain est un déplacement généralement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines voire quelques centaines de mètres dans des cas exceptionnels.

Les vitesses de glissement du terrain restent variables mais peuvent atteindre quelques décimètres par an. Lorsqu'il y a rupture, les terrains peuvent glisser très rapidement, surtout lorsqu'ils sont saturés en eau.

Le moteur de ce phénomène est toujours la pesanteur.

C'est-à-dire le sol se déplace sous l'effet de la gravité[18].



Figure 1-15: glissement de terrain

1.4. h.1. Les caractéristiques des glissements de terrain :

L'expression (glissement de terrain) désigne des mouvements vers le bas et vers l'extérieur des matériaux d'une pente composés de sols naturels ou rapportées. La (figure16) indique les caractéristiques principale d'un glissement de terrain ; on peut observer sur le schéma une surface de rupture très nette le long de laquelle les matériaux impliqués dans le glissement de terrain se déplacent au-dessus de matériaux que le phénomène n'affecte pas. Le

schéma montre également que la surface de rupture s'étend sur une profondeur considérable de sorte qu'un glissement de terrain ne saurait être considéré comme un phénomène superficiel.

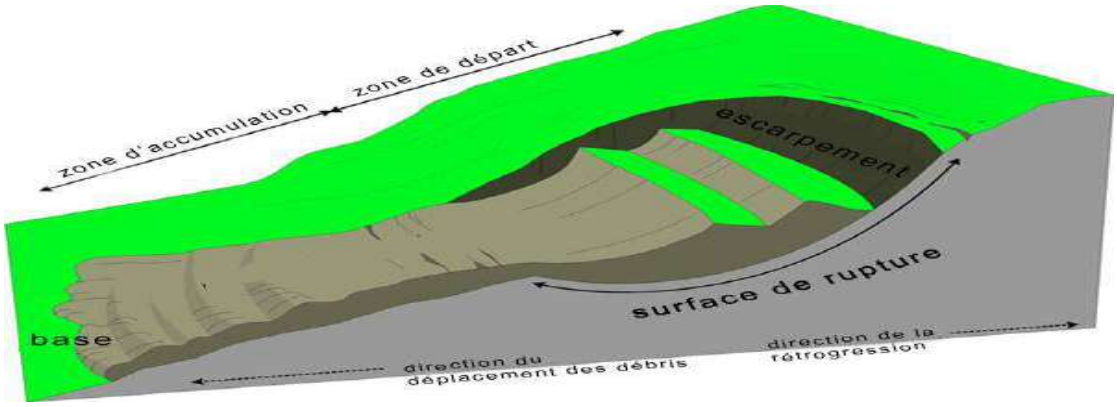



Figure 1-16 :schéma de principe d'un glissement de terrain.

1.4. h .2. Les Différents types des glissements de terrain :

Ils affectent les matériaux meubles, de type sols, et sont généralement beaucoup plus lents que lesécroulements. Ils seront développés dans la suite de cet exposé, aussi n'en donne-tonque les schémas élémentaires.

Les glissements simples sont assimilables à des mouvements de type rotationnel ou plan[12].

- Glissement rotationnel :

Ils sont caractérisés par un basculement de la masse glissée (Figure 17), le long d'une "surface derupture" dont la forme est parfois assimilable à un cylindre à directrice circulaire, c'est le cas enparticulier des ruptures de remblais sur sols mous et de déblais en sols homogènes [7].

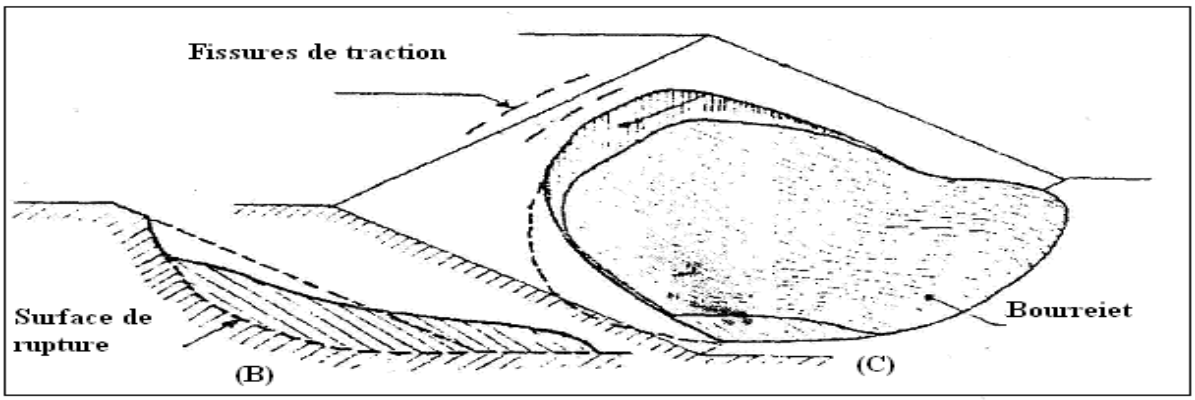



Figure 1-17: Glissement rotationnel[10].

- Glissement relationnel complexe :

Lorsque le sol est hétérogène, ou anisotrope, il peut y avoir formation de glissements "complexes",dont certaines parties correspondent à des mouvements rotationnels et d'autres à des mouvementsplans. C'est le cas, en particulier, des remblais sur versants (Figure 18).

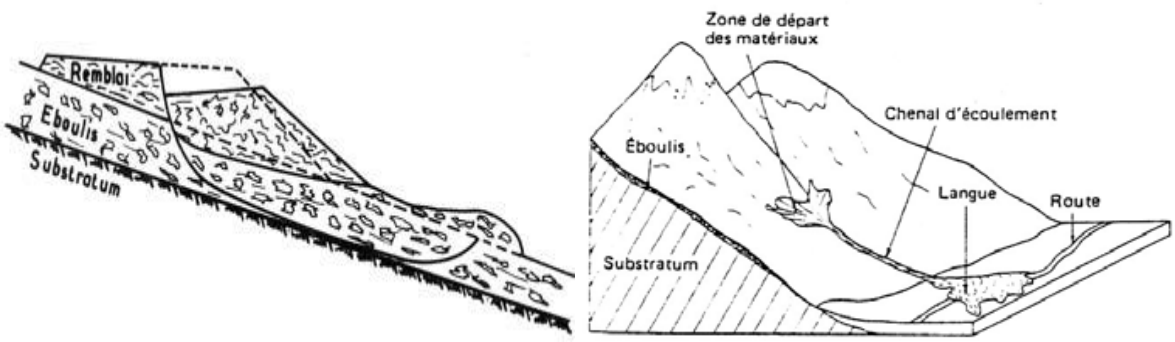



Figure 1-18 : Glissement complexe [12].

- Glissements Plans :

Ils se produisent lorsqu'existe une surface topographique pouvant guider une rupture plane : couche de caractéristiques médiocres, contact manteau d'altération – substratum (Figure19). On en verra une application dans le cas du versant naturel[12].

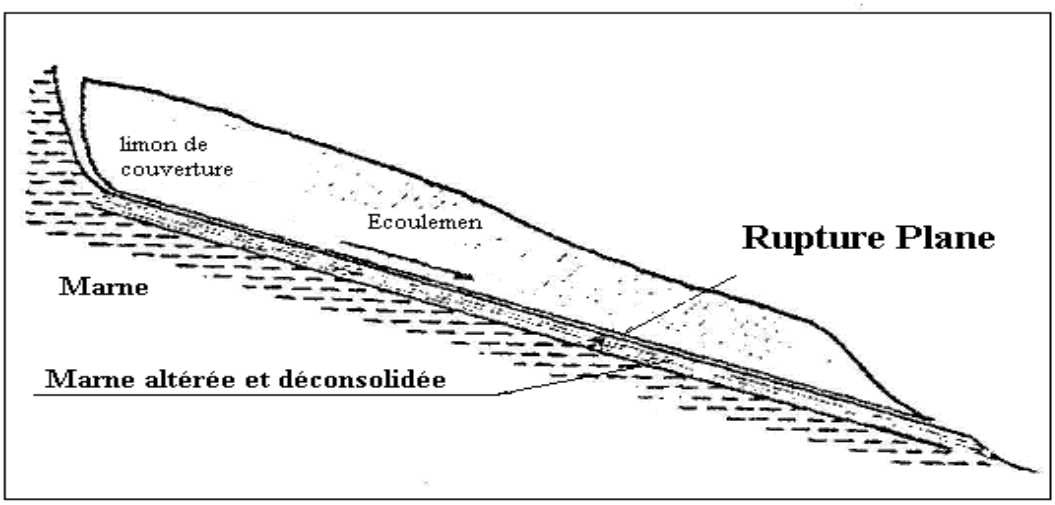



Figure 1-19 :glissement plan [10].

- Pentes artificielles :

Les talus artificiels sont essentiellement affectés par des glissements et parfois par des Phénomènes de fluage. On peut les classer en fonction des types d'ouvrages :

-talus en déblai.

-talus en remblai sur sol non compressible.

-talus en remblai sur sol compressible.

-digues et barrages en terre.

1.4. a. Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles :

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires.

Ondistingue:

- les cercles de talus se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cerclecorrespondant à une couche plus résistante.
- les cercles de pied (sont les plus courants dans ce type d'ouvrages).

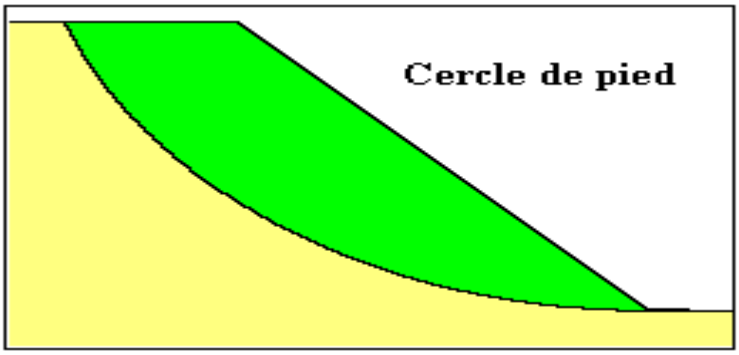



Figure 1-20: Cercles de pied

- les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité.

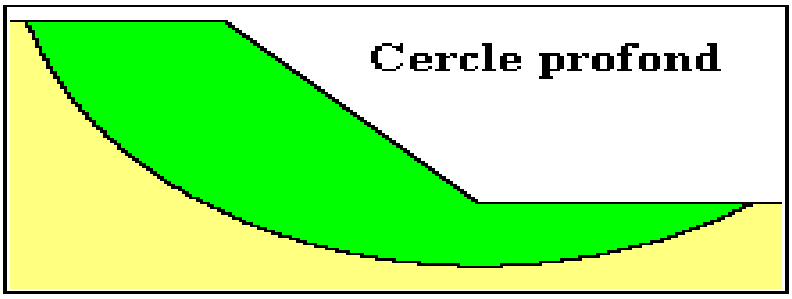



Figure 1-21: Cercle profond

1.4. b . Talus en remblais sur sols compressibles :

La rupture constatée dans des remblais en sol compacté (remblai routier par exemple) repose surune couche d'argile molle, de vase ou de tourbe souvent profonde. Les cercles de rupture sonttangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse.Si le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture est peu élevé tout en étant supérieur à 1, il peut seproduire un fluage du sol de fondation entraînant un tassement anormal du remblai latéral de lacouche molle et une perte de résistance du remblai ou de la fondation

1.4. c. Digues et barrages en terre :

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue.

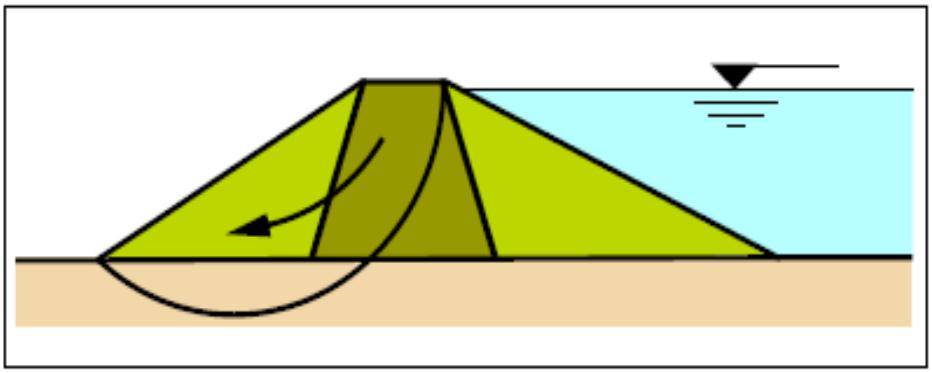


Figure 1-22: Digues et barrages en terre

1.4. h.3.Phénomènes aggravants pouvant résulter de glissements de terrain **:**

• formation d'embâcles sur les cours d'eau.

• laves torrentielles suite à l'apport de matériaux dans les cours d'eau.

• coulées de boue à partir des bourrelets de pieds formés de matériaux remaniés.

Selon le contexte ces phénomènes peuvent être plus dommageables que le glissement de terrain dont ils résultent.

1.4.h .4.les facteurs d'instabilité :

- Facteurs permanent (de prédisposition, de susceptibilité) :
  - La penterégit directement l'équilibre des efforts mécaniques.
  - L'eau diminue la résistance au frottement, modifie les caractéristiques de certains matériaux et augmente le poids des terrains.
  - La nature des terrains(lithologie) conditionne directement leur sensibilité au glissement (marnes, argiles, etc.).
  - Les ouvrages de drainage existants sont insuffisants[11].

- Facteurs variables dans le temps (déclenchant, aggravant) :
  - Les précipitations et la fonte des neiges**.**
  - Les séismesprovoquent des vibrations qui peuvent être responsables du déclenchement de glissements.
  - les actions humaines (terrassements, rejets, fuites ou pompages d'eau) [11].

**1.5. Lesprincipes d'instabilité des pentes :**

Les mouvements de pente sont des manifestations naturelles de l'évolution du relief, en action, à la surface terrestre depuis des millions d'années. Les observations et lesétudes effectuées à partir d'événements passés ont permis de mettre en évidence certaines conditions de site favorables à l'apparition de tel ou tel phénomène d'instabilité.

1.5.1.Action mécanique :

1-Les pressions interstitielles élevées dans les sols constituent un élément défavorable à La stabilité d'une pente.

2-L'érosion des berges de cours d'eau

1.5.2. Action chimique

On peut citer en particulier l'hydrolyse, qui est un processus lent et qui conduit à la transformation climatique de certains minéraux silicatés, comme par exemple lesfeldspaths, dont l'altération entraîne la formation d'argiles.

L'hydratation de certains minéraux (anhydrite, par exemple) accompagnée degonflement, peut contribuer à désorganiser un massif.

1.5.3. La nature et les caractéristiques mécaniques des terrains :

1-Les schistes argileux, les argiles, les marnes, les micaschistes s'altèrent facilement en surface et donnent lieu à des glissements ou à des coulées boueuses.

2-Les formations superficielles récentes, généralement non consolidées.

3-Les formations anisotropes (formations stratifiées) présentent un comportement mécanique et hydraulique particulier.

1.5.4. La structure des terrains :

1-La tectonique, simple ou cassante.

2-Les discontinuités qui affectent les roches cohérentes.

1.5.5. La morphologie :

La présence ounon de l'eau[9].on destigne :

1-la déclivité de la pente

2-la longueur de la pente

3-la forme de la pente

1.5.6. Le couvert végétal :

Le rôle stabilisateur du couvert végétal et des arbres tient à plusieurs facteurs :

1-L'ancrage par les racines.

2-Le drainage par l'évapotranspiration.

3-La rétention des eaux de pluie.

4-La protection contre l'érosion.

5-L'élargissement des fissures dans un massif fissuré et leur progression en profondeur par le développement des racines et par suite augmentation des forces motrices l'écoulement. Sur le terrain, la végétation peut être indicatrice des glissements, il est possible de localiser et de délimiter les différentes parties d'un glissement à partir de la tenue des arbres ; arbres en pipe, arbres inclinés, paquets d'arbres isolés.

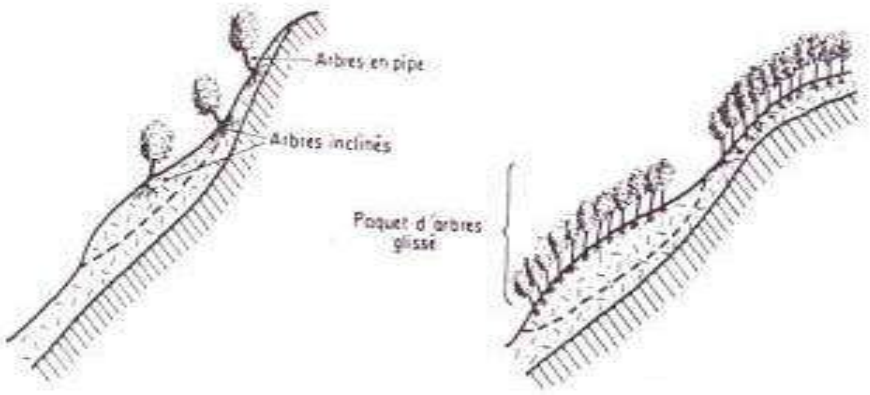



Figure 1-23:Relation entre mouvement de pente et végétation [6].

**1.6.Les principes d'analyse de la stabilité des la pente :**

Dans les sections précédentes, on a décrit les méthodes de calcul du coefficient de sécurité relatif à l'instabilité d'une pente. Les méthodes et les équations présentées pour le calcul du coefficient de sécurité sont d'usage assez répandu chez les ingénieurs géotechniciens, et leur calcul et leur interprétation exigent relativement peu de compétence technique. Il en va tout autrement pour les cinq paramètres fondamentaux des analyses géotechniques, c'est-à-dire :

1. la géométrie de la pente;
2. la géologie de la pente (c.-à-d. la composition des horizons du sol, leur profondeur, leur épaisseur et leur orientation);
3. le régime des eaux souterraines (niveau de la nappe phréatique, gradient hydraulique et écoulement des eaux);
4. la résistance au cisaillement du sol;
5. le poids volumique (ou « densité ») des sols.

1.6.1. Géométrie de la pente :

Le coefficient de sécurité est, naturellement, influencé par la géométrie de la pente : le coefficient de sécurité d'une pente escarpée et de fort dénivelé sera inférieur à celui d'une pente douce de faible dénivelé.

Le coefficient de sécurité relatif à l'instabilité de la pente en un point donné ne peut être calculé que si la géométrie de la pente a été mesurée en ce point.

Les courbes de niveau des documents d'arpentage peuvent ne pas être représentatives de la géométrie réelle de la pente (la précision dépend de la concentration des points de levé).
En résumé, le rapport d'une évaluation de la stabilité des pentes doit :

• indiquer que les paramètres de la géométrie de la pente ont été mesurés avec suffisamment de précision.
• montrer que les écarts entre les points de levé ne sont pas excessifs.
• montrer que la géométrie de la pente a été mesurée aux points critiques, c.-à-d. sur la rive concave d'un méandre, à proximité d'un bâtiment projeté, etc.

1.6.2. Géologie de la pente :

L'ingénieur géotechnicien doit présenter un modèle de la structure géologique en chaque point-échantillon.
En résumé, le rapport d'une évaluation de la stabilité des pentes doit :

- mentionner que la géologie d'une pente a été inférée à partir de l'une ou l'autre méthode décrite ici (et préciser laquelle);
- justifier rationnellement le choix de la méthode, laquelle doit être adaptée à l'envergure et à la complexité du projet.

1.6.3. Niveau des eaux souterraines :

Le niveau des eaux souterraines considéré dans les études sur la stabilité des pentes doit être le niveau le plus élevé pouvant vraisemblablement être atteint par la nappe.

- Pleine saturation (conditions hydrostatiques)
- Pleine saturation, écoulement parallèle à la face de la

Le niveau de l'eau se trouve à une certaine profondeur.

### 1.7.Exemples de mouvement de terrain à travers le monde et en Algérie

#### 1.7.1. Les coulées boueuses à Rio de Janeiro

Appeler aussi "glissements de terrains liquides" qui sont très souvent la conséquence de la déforestation. La couche superficielle du sol, soumise à de fortes précipitations, se décroche et glisse en masse visqueux le long de la pente.



Figure 1-24 :coulée de boue dans la région de Rio

#### 1.7.2. Chutes de blocs : àMaupas. France

Les chutes de blocs proviennent de la dégradation d'une falaise ou d'un versant rocheux.



Figure 1-25 : Une "écaille" rocheuse Maupas. France

#### 1.7.3.Le glissement de terrain : à MUSSEAU, impasse Avalon

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

- D'une augmentation de surcharges sur un sol pas assez résistant.
- De circulation abondante d'eau dans le sol par infiltration d'eau due à des crues exceptionnelles.



Figure 1-26 : Le glissement de terrain à l'impasse Avalon Musseau

### 1. 7.4. Retrait et gonflement des argiles de la Wilaya de M'sila en Algérie

Un recensement des sinistres sécheresses a été effectué sur une période de dix ans (1989 à 2000) par l'organisme de contrôle technique des constructions CTC, auprès des différentes communes de la de la Wilaya de M'sila et a montré que les communes les plus atteintes par le phénomène de retrait gonflement sont les communes du Nord: Ain el Hadjel, Berhoum, Chellal, Hammam Dhalaa, Maadid, M'sila, Ouled Addi Gueballa, Sidi Aissa, Sidi Hadjras.



Figure 1-27 : fissuration des poutres et des murs à Ain Hadjel.

### 1.7.5.Le glissement de Tizi BEJAIA :

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



Figure 1-28 :Glissement de Tizi quartier de Bejaia

CONCLUSION :

Beaucoup de difficultés surviennent quand il s'agit de classer les mouvements depente. Certains s'interrogent même sur la légitimité d'une telle entreprise, à cause de ladiversité des facteurs d'instabilité et des paramètres à prendre en compte.

Ceci est bien représenté par le fait qu'il y ad'autres phénomènes, comme le ravinement (qui est considéré comme une instabilitédans notre cas d'étude) ou l'érosion, qui ne sont pas décrit ci-dessus à cause de ladivergence du point de vue des auteurs de ces classifications.

Aussi, dans une perspective de gestion du risque, faire la différence entre les familles de mouvements de pente est primordiale. Ainsi, il faut noter l'importance de lacinématique du développement de la rupture.

# CHAPITRE II : Les méthodes d’analyse de stabilité des pentes

## 2.1. Introduction:

La stabilité des pentes peut être évaluée les principaux objectif d'une analyse de stabilité de pente incluent l'évaluation du risque de rupture à travers le calcul du facteur global sécurité pour une pente d'une part et de localiser le long de la surface à potentiel de glissement les zones à fort potentiel rupture d'autre part.

La stabilité des pentes est habituellement analysée par des méthodes d'équilibre limite. Ces méthodes de calcul supposent que le terrain se comporte comme un solide qui obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement.

Il existe plusieurs méthodes linéaires et non linéaires. Le facteur de sécurité est défini comme le rapport entre la résistance au cisaillement et l'effort de cisaillement requis pour l'équilibre de la pente.

$$F = \frac{+}{\quad} \qquad (2.1)$$

$$= \frac{+(\quad)}{\quad} \qquad (2.2)$$

Ce chapitre, présente les différentes méthodes utilisées dans l'analyse de la stabilité des pentes qui déterminent le facteur de sécurité approprie et qui choisissent la surface critique de glissement. [20]

## 2.2. Notion de facteur de sécurité

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul:

• Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour =1, les caractéristiques correspondantes.

• La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de

moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau 2.1

| **Definition** | **Formule** |
|---|---|
| Rapport de contraintes | *F=τmax/τ* |
| Rapport de forces | *F=Erésistant/Emoteur* |
| Rapport de moments | *F=M résistant/Mmoteur* |
| Rapport de grandeurs | Par ex: *H/Hmax* |

Tableau 2.1:Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité

Dès que l'ingénieur fait un choix et calcule le coefficient de sécurité, la surface de rupturedéterminante, trouvée par essais et erreurs, est celle qui fait paraître le plus petit coefficient desécurité. Ce facteur de sécurité minimal à adopter dépendra du type d'ouvrage et de sonutilisation. Il est évident que pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (risque pour les personnes, site exceptionnel…), le facteur de sécurité doit être élevé, tandisque pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y apas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles (valeur courantede Fs est de 1.5). [16]

**2.3. Les méthodes d'équilibres limite:** Il existe plusieurs méthodede la stabilité des pentes, qui reposent sur calcul à l'équilibre limite .La plupart de ces méthodes utilisent la technique dite des tranches.

Dans des méthodes, le facteur de sécurité est calculé en utilisant une ou plusieurs équations d'équilibre statiques appliquent à la masse du sol. Dans quelques méthodes telle que la méthode de pente infinie ,l'effort de cisaillement et l'effort normal $\tau$ et $\sigma$ peuvent être calculés directement à partir des équations d'équilibre statique ,puis être employés dans l'équations (2.1)ou(2.2)pour calculer le facteur de sécurité .Dans la plupart des autres cas ,y compris la méthode de bishop simplifier, la méthode de spencer, un procédé plus complexe est exigé pour calculer le facteur de sécurité en utilisant l'équation (2.1)ou(2.2),en cas des effort effectifs ;l'effort de cisaillement selon l'équation (2.3)est exprimé par

$$= \frac{}{F_S} + \frac{}{F_S} \qquad (2.3)$$

Le facteur de sécurité est calculé en supposant plusieurs valeurs de$F_S$,et on calcule l'effort de cisaillementcorrespondant à l'équation (2.3) jusqu'àce que l'équilibre soit

réalisé. En effet, la contrainte est réduite par le facteur de sécurité $F_S$, jusqu'à atteindre l'état d'équilibre. [20]

### 2.4. Lesprincipes et Les hypothèses des méthodes d'équilibre limite

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces comme le montre à titre indicatif la figure 2.1Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois:

• la surface critique;

• les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface;

• le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

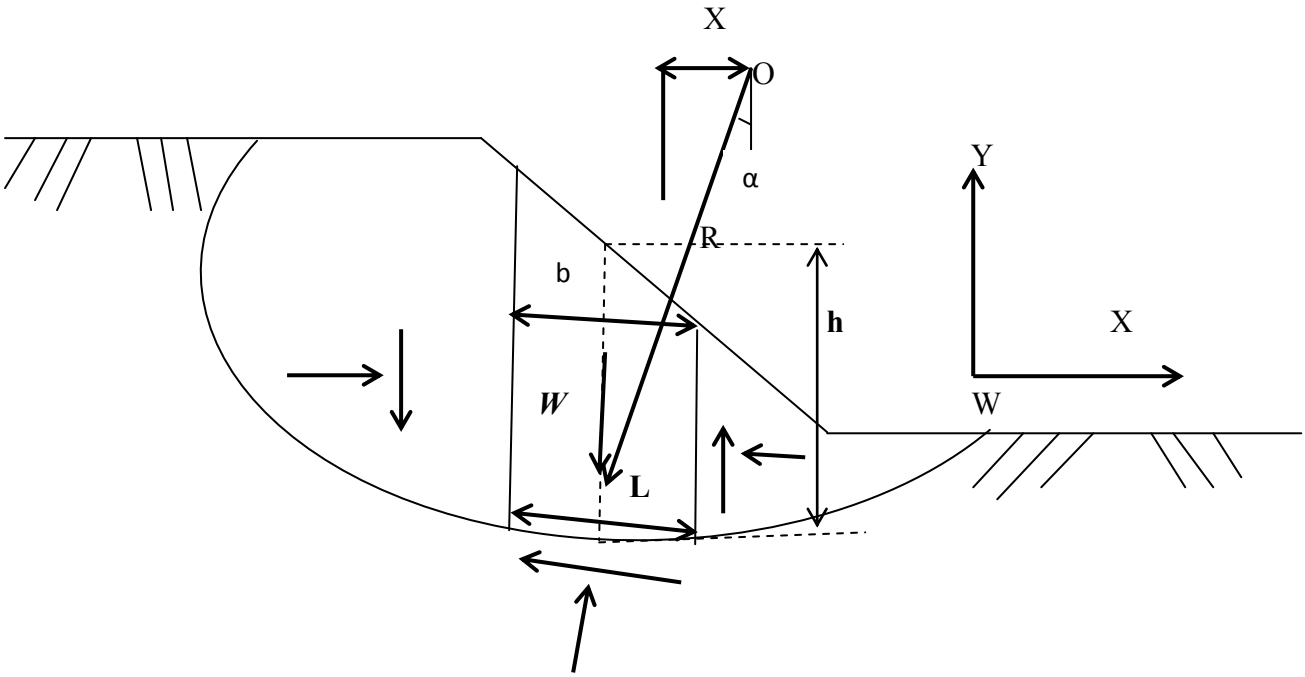



Figure 2.1. Exemple d'une rupture circulaire

Comme on peut le voir sur la figure 2.1, les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit :

*W* = poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h

*N,T* = composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche

*X, E* = composantes verticale et horizontale des forces inter tranches

*b* = épaisseur de la tranche ($b = l.\cos\alpha$)

$\alpha$= angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale

*R* = rayon du cercle de rupture de centre O

$l$ = longueur du plan de glissement de la tranche

$x$ = bras de levier du poids des terres

Définissons les efforts comme suit:

$=\sigma l$ (2.4) $= l$ (2.5)

Où est la contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche qui peut être exprimée par:

$= -$ (2.6)

Où est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb:

$= c' + (\sigma - u)\tan\varphi'$ (2.7)

*Fs* est le facteur de sécurité par lequel la résistance au cisaillement du sol doit êtreréduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite.

Il vient alors:

$= \frac{}{F_s} = - \quad + \quad \tan$ (2.8)

Ou $= \frac{1}{-} \quad + \quad \tan$ (2.9)

**Pour une tranche:**

- **En projetant verticalement toutes les forces:**

$\cos \quad + \quad \sin \quad =$ (2.10)

Si on remplace par sa valeur (équation [2.8]), on obtient:

$= \quad \frac{1}{-} \quad \sin \quad \tan \quad \sin \quad / \quad$ (2.11)

Où

$= \cos \quad 1 + \tan \quad \frac{\tan}{}$ (2.12)

- **En projetant horizontalement toutes les forces:**

$\cos\alpha - \quad \sin\alpha + \quad - \quad = 0$ (2.13)

Si on remplace par sa valeur (équation [2.8]), on obtient:

$- \quad = \quad \sin \quad \frac{1}{-} \quad + ( \quad )\tan \quad \cos$ (2.14)

On peut définir le coefficient de sécurité comme suit:

1. soit on le définit à partir de l'équilibre moment de toutes les forces et on va le désigner par *Fm*;

2. soit on le définit à partir de l'équilibre global des forces horizontales, les unes tendant à bouger la masse de sol, les autres tendant à la stabiliser, et on va le désigner par .

- **Equilibre global des moments**

$\Sigma W.x = \Sigma T.R$ et si on remplace par sa valeur (l'équation [2.8]) et $x$ par $R.\sin\alpha$:

$$= \frac{+ \quad \tan}{\sin} \quad (2.15)$$

- **Equilibre global des forces:**

En absence de tout chargement de la masse de sol étudiée

$$\Sigma E_R = 0 \quad (2.16)$$

$$\Sigma = 0 \quad (2.17)$$

D'où, l'équation [2.13] donne:

$$= \frac{+ \quad \tan \quad \cos}{\sin} \quad (2.18)$$

En général, les deux facteurs de sécurité sont assez proches et BISHOP [1955] montre que *Fm* est moins sensible aux hypothèses sur les forces inter tranches.

Pour trouver les deux facteurs de sécurité *Fm* et , certaines hypothèses doivent être posées pour résoudre les équations. A titre indicatif, nous citons certaines méthodes d'équilibre limite et leurs hypothèses[16]

### 2.4.1. La Méthode de tranche

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales (figure. 2.2) a

Permis le développement d'un très grand nombre de méthodes. Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs :

- les bords des blocs sont devenus verticaux
- le point de passage de la force à la base de la tranche est situé au centre de cette base
- le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches.

Ces méthodes issues de l'analyse de l'équilibre d'une tranche, le dénombrement des inconnues et des équations du problème permet de comparer facilement les méthodes.

Par tranche, il y a les forces situées à droite et à gauche (deux forces et leurs points depassage, soit *6n* inconnues, *n* est le nombre des tranches), les forces à la base *2n*

inconnues, et le coefficient de sécurité qui est pris constant le long de la courbe de rupture, ce qui fait au total *8n+1* inconnues. Le principe d'action et de réaction entre tranches fournit *3(n-1)* équations, l'équilibre de chaque tranche *3n* équations ; on a aussi *n* équations de type Coulomb à la base des tranches et les *6* équations correspondant à des forces nulles aux extrémités du glissement, ce qui fait au total *7n+3* équations. Il manque (*n-2*) équations pour résoudre. Le choix de ces (*n-2*) équations différencie les méthodes.

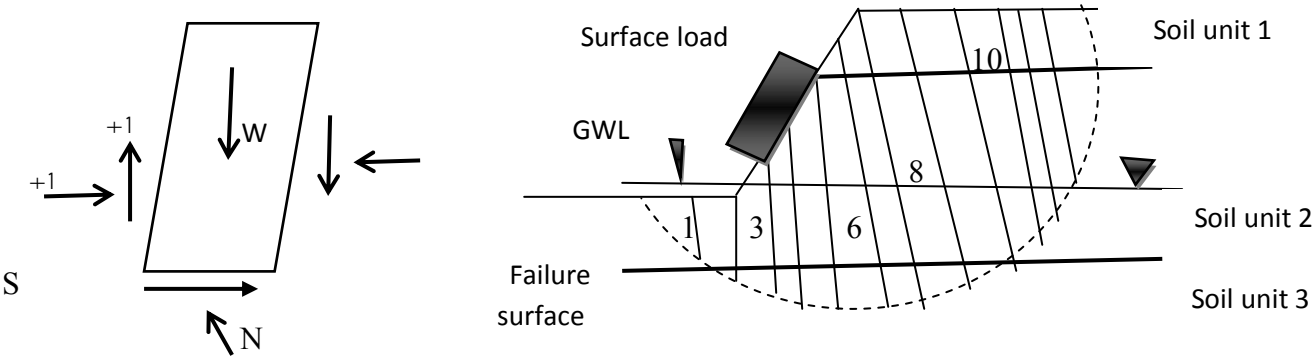



Figure.2.2. *Les inconnues d'une méthode des tranches*

Il existe plusieurs méthodes des tranches, on définit parmi les plus utilisées, les Suivantes: [17]

**2.4.1.1. LaMéthode de Fellenius [1927]**

**2.4.1.1. A.Les hypothèses:**

-La méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches;

-Elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales), figure2.3. A

Partir des équations [2.12] et [2.9], la force normale *N* devient:

$$\cos + \sin = \quad (2.19)$$

$$\cos \quad \sin = 0 \quad (2.20)$$

$$\text{Donc} \quad = \quad .\cos \quad (2.21)$$

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches comme nous venons de le voir, ce qui fait qu'en remplaçant dans l'équation [2.14] *N* par la valeur trouvée ( $=W.\cos\alpha$), on aura

$$= \frac{[ \quad + \quad \tan}{\sin} \quad (2.22)$$

C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement. [16]

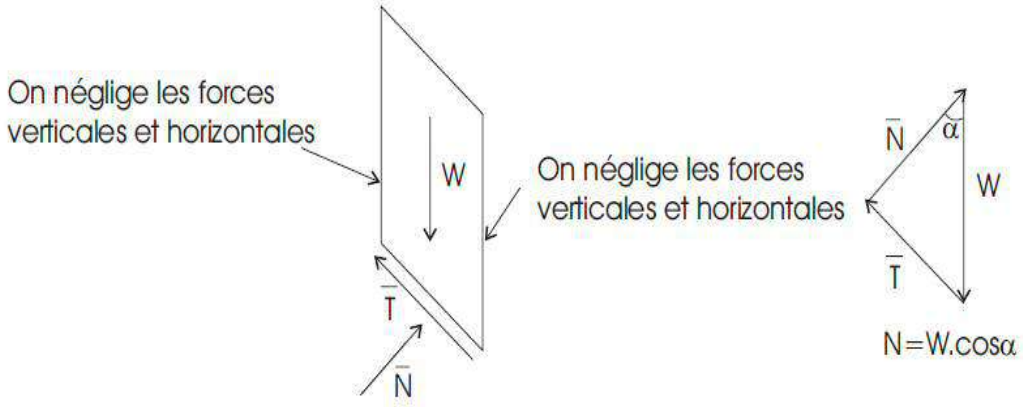



Figure. 2.3: *Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius*[16]

**2.4.1.1. B. La limitation des méthodes d'équilibre limite** :

Les méthodes complètes d'équilibre ont généralement été plus précises que ces procédures qui ne satisfont pas l'équilibre statique complet et sont donc préférables aux méthodes « incomplètes ». Cependant, les méthodes « incomplètes » sont souvent suffisamment précises et utiles pour beaucoup d'applications pratiques, y compris des analyses préliminaires La masse en mouvement est assimilée à un solide indéformable.

- La surface de rupture est unique, ce qui ne permet pas de considérer les glissements emboités en chaines.

- Au niveau des caractéristiques des matériaux et de la détermination de la résistance au cisaillement le long de la surface de rupture, des erreurs ou des imprécisions peuvent être commises.

- On assume qu'également le facteur de sécurité est constant le long de la surface de cisaillement. Bien que ce dernier ne puisse pas être identique à tous les points sur la surface de glissement. [9]

**2.4.1.1. C.La méthode exacte**:

Ce sont des méthodes qui font appel à des hypothèses sur l'orientation des efforts inter-tranches. Dans ce type de méthode on suppose que :

— = = ( )(2.23)

θétant l'angle que fait la force inter-tranche résultante par rapport à l'horizontale. Vi et Hi sont les composantes de la résultante des forces d'inter-tranches (pour une tranche i).

En choisissant préalablement la fonction f(x), on obtient (n-1) équations supplémentaires et un paramètre à déterminerez λ. C'est la méthode employée par

Morgenstern et Price. Mais elle pose de gros problèmes de calcul numérique au niveau de la convergence de sécurité. [9]

### 2.4.1.2. Méthode simplifiée de BISHOP [1955]

### 2.4.1.2. A. Les hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire;
- elle néglige les forces verticales entre les tranches (figure 2.4)

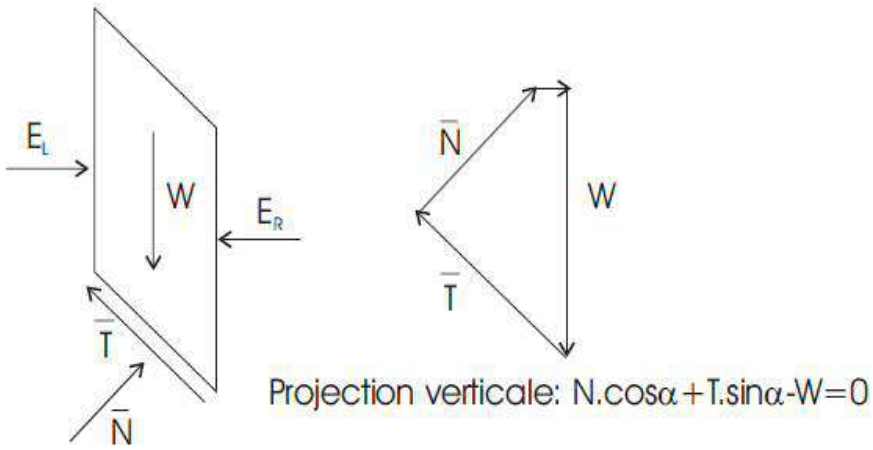



Figure2.4 *Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée*

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces.

L'équilibre vertical donne l'équation [2.10] et d'après l'hypothèse faite sur les forces entre les tranches ( = 0), nous aurons

$$= \frac{1}{} \quad \sin \quad \tan \quad \sin \quad / \qquad (2.24)$$

Si on remplace dans l'équation [2.21] nous aurons:

$$= \frac{\cos \; + \; \cos \; \tan \; /}{\sin} \qquad (2.25)$$

Ou $= \cos \; 1 + \tan \; \frac{\tan}{}$ (2.26)

Nous constatons que le coefficient de sécurité *Fm* (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des techniques itératives.

Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme point de départ de cette itération. Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur.[16]
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% [17]

**2.4.1.2. B. Limitations de la méthode :**

L'équilibre horizontal de force n'est pas complètement satisfait, la convenance de la méthode Bishop simplifié pour des analyses pseudo-statiques de tremblement de terre où une force horizontale additionnelle est appliquée est incertaine. La méthode est également limitée aux analyses avec les surfaces circulaires de cisaillement. [9]

**2.4.1.2. C. Recommandation**

Il a été montré par un certain nombre de chercheurs (Whitman et Bailey 1967 Fredlund et Krahn 1977) que les facteurs de sécurité calculés par la méthode Bishop simplifiée sont généralement moins de 5 pour cent par rapport aux Fs calculés par des méthodes rigoureuses. En outre, le procédé est relativement simple comparé à des solutions plus rigoureuses, les solutions à l'aide d'un ordinateur s'exécutent rapidement, et les calculs a main ne prennent pas beaucoup de temps. La méthode Bishop simplifié est une méthode acceptable de calculer des facteurs de sécurité concernant des surfaces circulaires de glissement. Il est recommandé que l'utilisation de cette méthode pour la conception des structures importantes doive être vérifiée par une autre méthode de calcul de stabilité. [9]

**2.4.1.2. D.Procédures de vérification**:

Quand la méthode Bishop simplifiée est employée pour des calculs sur ordinateur, les résultats peuvent être vérifiés à main ou on utilisant un tableau électronique. Un contrôle approximatif des calculs peut également être exécuté par la méthode

ordinaire de tranches, bien que l'OMS donne habituellement une valeur plus basse pour le facteur de sécurité. [9]

### 2.5. Les Méthodes de l'équilibre des moments et des forces :

Jusqu'à présent, toutes les méthodes qui ont été présentées sont basées sur des formes relativement simples à la surface de rupture: un plan ou un cercle.

Mais dans la plupart des temps la surface de rupture est plus complexe, souvent à la suite des zones ou des couches de sol relativement faible. Dans de tels cas, il est nécessaire de calculer la stabilité en utilisant des formes plus complexes de la surface de glissement.

Plusieurs procédures ont été mises au point pour les analyses des surfaces de rupture plus complexes [13]

#### 2.5.1. Méthode simplifiéede JANBU [1956]

#### 2.5.1. A. Les hypothèses:

- La méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire);
- Elle suppose que les forces entre les tranches soient horizontalesLa méthode de Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, ce qui aboutit à l'équation (2.18)

$$= \frac{+ \quad \tan \quad \cos}{\sin} \quad (2.27)$$

Et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation équivaut à:

$$= \frac{+ \quad \tan \quad / \cos}{\tan} \quad (2.28)$$

Ce coefficient de sécurité est corrigé par un facteur $_0$dépendant de l'allure de la courbe derupture et des propriétés du sol:

$$= _0 \quad (2.29)$$

### 2.5.2. La méthode de Janbu généralisée :

### 2.5.2. A. Les hypothèses:

a- Les efforts normaux et tangentiels sur la base d'une tranche sont appliqués au milieu de la base de cette tranche.

b- Les efforts transmis par une tranche à la suivante sont réductibles à un vecteur unique dont le point d'application est situé sensiblement au tiers inférieur de la tranche.

c-Une hypothèse supplémentaire sera précisée lors de la résolution théorique.[21]

La méthode généralisées de Janbu (Janbu 1973) considère les deux forces inter tranches et suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter tranches. Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe à la fois avec les forces inter-tranches :

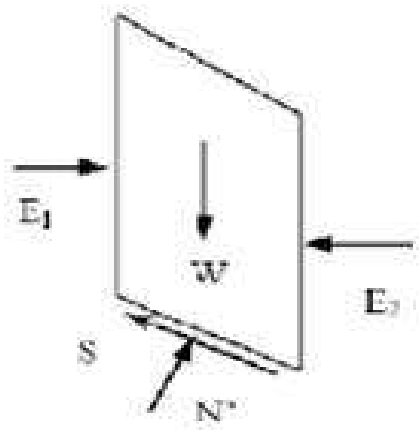



***Fig. 2.5*: *La représentation des forces sur une tranche***[13]

$$= \frac{+ \quad \tan}{2 \quad 1 \quad \tan \; + \quad 2 \quad 1} \qquad (2.30)$$

De même, la force totale normale à la base (σ) devient une fonction de la force inter tranche de cisaillement (τ) comme:

$$= \frac{1}{\cos \; + \sin \; \frac{\tan}{}} \qquad 2 \quad 1 \; \frac{1}{} \qquad \tan \quad \sin \qquad (2.31)$$

### 2.5.3. Méthode de Spencer [1967], Morgenstern-Price [1965]

### 2.5.3. A. Les hypothèses:

- La méthode suppose une surface de glissement non circulaire.
- Elle suppose que les forces entre les tranches sont parallèles entre elles afin de rendrele problème déterminé (figure2.6).
- Elle suppose aussi que la force normale *N* agit au centre de la base de chaque tranche.

Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque; et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire. Cette méthode est précise et elle est applicable à toutes les géométries et types de sol.

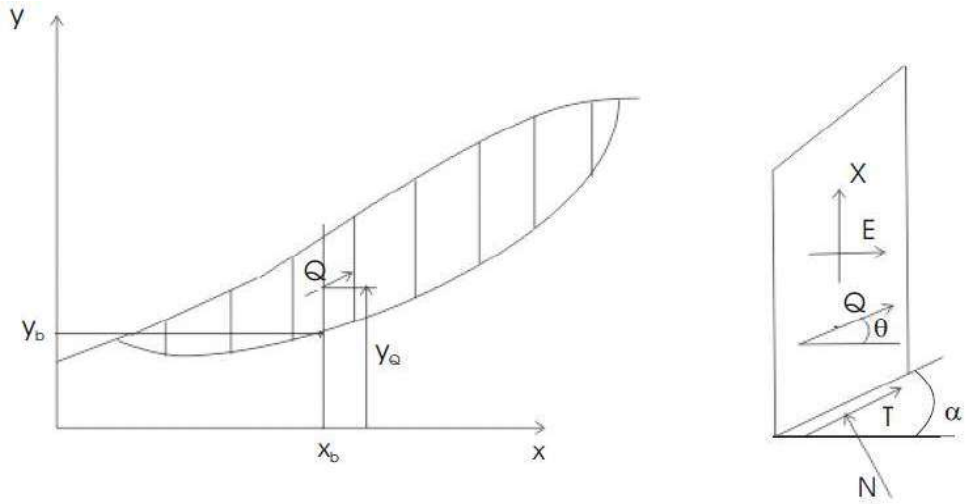



*Figure 2.6: Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer*

Pour SPENCER [1967] l'inclinaison $\theta$est constante et pour MORGENSTERN et PRICE [1965] le rapport– = ( ), où *f(x)* est une fonction qui varie continuellement le long de la surface de glissement, $\lambda$étant le facteur d'échelle.

Dans ce travail, nous ne donnons pas les détails de toutes ces méthodes classiques, qui par ailleurs ont été développées depuis longtemps par beaucoup de chercheurs. Pour beaucoup plus de détaile[16]

### 2.5.4. La méthode de Sarma:

Sarma (1973) a développé une méthode pour une tranche verticale ou non pour les blocs de sol.

Cette méthode satisfait les deux conditions d'équilibre. En outre, la relation entre les forces inter tranche est assumée comme un processus linéaire de Mohr–Coulomb expression :

$$= . + \tan \quad (2.32)$$

h : hauteur de la tranche

Les forces inter-tranches sont ajustées jusqu'à ce que le coefficient de sécurité pour l'équilibre des forces et des moments soit satisfait.

En générale, la méthode de Sarma :

- Tien compte à la fois de la force et des forces inter-tranches de cisaillement,
- Satisfaire à la fois l'équilibre des forces et des moments.

**2.5.4. A. Le principe de résolution** :

Dans sa méthode originelle, Sarma calcule l'accélération horizontale qui met la pente en rupture. Pour cela, il introduit une fonction entre les contraintes normale et tangentielle inter tranches qui dépend de la poussée latérale des terres, et résout toutes les équations d'équilibre. Plus tard, Sarma modifia sa méthode pour autoriser les tranches non verticales, et on peut alors chercher l'accélération horizontale minimale mettant la pente en rupture en faisant varier l'inclinaison des tranches.

On retrouve le coefficient de sécurité habituel en réduisant la résistance du sol jusqu'à ce que l'accélération horizontale mettant la pente en rupture soit nulle.

**2.5.4. B.Le résultat** :

La méthode modifiée de Sarma donne une accélération horizontale critique ainsi que l'inclinaison des tranches correspondante. Le facteur de sécurité habituel peut aussi être trouvé.

**2.5.4.C. Le remarque**

La méthode de Sarma prend en compte la résistance du sol entre les tranches, et donc la résistance exigée sur la surface de rupture pour un coefficient de sécurité donné est plus faible.

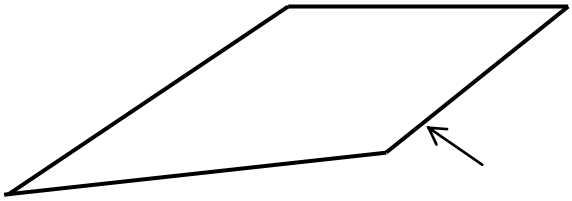
Cette méthode satisfaisant tous les équilibres, elle est dite rigoureuse. Sa mise en œuvre doit être faite avec précaution, les résultats devenant faux pour un découpage des blocs conduisant à une mauvaise cinématique.
Comme il s'agit d'une discrétisation par blocs, on ne suppose pas que la contrainte normale à la base d'un bloc s'applique au milieu de cette base.[23]

**2.6. Méthodes de l'équilibre des forces :**

**2.6.1. La méthode de Coin :**

Cette méthode est utilisée quand la surface de rupture peut être approchée de manier satisfaisante par de 2 ou 3 ligne droites.

Il semble qu'actuellement la méthode des tranches paraisse offrir la meilleure approché pour obtenir une solution précise pour n'importe quelle surface de rupture, ainsi que pour des sols stratifies ou zones[13]



Surface de rupture

Figure 2.7.schéma de la méthode de coin

**2.7. La méthode de perturbation:**

Le calcul des valeurs de σ(x) par les méthodes précédemment décrites montre qu'un général σ est l'ordre de grandeur de ,contrainte de Fellenius.

Il est donc naturel d'étudier le rapport = —.p est le rapport de perturbation, que l'on espère trouver voisin de 1. [21]

(On va voir cette méthode dans le troisième chapitre)

## 2.8. Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limitent:

Comme il est noté au début de ce chapitre, toutes les méthodes d'équilibre limite utilisent les équations d'équilibre statique pour calculer le coefficient de sécurité.

Les hypothèses sont nécessaires pour rendre le problème déterminé statiquement et d'obtenir un équilibre entre le nombre d'équations et le nombre d'inconnues pour qu'ils soient résolus.

Le tableau (2.2) énumère quelques méthodes examinées dans le présent chapitre ainsi que les hypothèses qui sont faites, les équations d'équilibre qui sont satisfaites, et les inconnus. [9]

| **La méthode** | **Les hypothèses** | **Les équations d'équilibre** | **Les inconnus recherchés** |
|---|---|---|---|
| **Une pente infinie** | -entendue infini<br>-la surface de rupture est parallèle à la surface de la pente | Σ force perpendiculaires à la pente<br>Σ force parallèles à la pente | -coefficient de sécurité<br>-la force normale à la base |
| **Fellenius** | -la surface de rupture est circulaire<br>-les forces sur les côtes des tranches sont négligées | Σ moments par rapport au centre<br>du cercle de glissement | -le coefficient de sécurité |
| **Bishop** | -la surface est circulaire<br>-les forces sur les côtes des tranches sont horizontales | Σ moments par rapport au centre<br>du cercle de glissement<br>Σ des forces dans le sens verticale | -coefficient de sécurité<br>-la force normale (N) à la base de la<br>surface de rupture |

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Spencer** | -les forces inter-tranches sont parallèles<br>-la force normale (N) agite au centre de la base de la tranche | Σ moment de n'importe qu'elle<br>point sélectionné<br>Σ des forces dans le sens verticale et horizontales | -coefficient de sécurité<br>-force normale à la base<br>-l'inti maison des forces inter tranches (θ)<br>-résultante des forces inter-tranchent<br><br>-emplacement des forces latérales |
| **Morgenstern et**<br><br>**Price** | -les forces inter-tranchent du cisaillement<br>sont liée à la force normale<br>- la force normale (N) agite au centre de la base de la tranche | Σ moments de n'importe qu'elle<br>sélectionnée<br>Σ forces dans le sens vertical et<br><br>horizontal | -coefficient de sécurité<br>- La force normale à la base (N)<br>-le coefficient (λ)<br>-forces inter-tranches horizontale<br><br>Emplacement des forces latérales |
| **Sarma** | -les forces inter-tranches de<br>cisaillement dépend aux caractéristiques<br>de cisaillement, la pression interstitielle de l'eau et la composante<br>horizontale de la force inter-tranches<br>-la force normale (N) | -Σ moment de n'importe qu'elle<br>point sélectionnée<br>-Σ forces dans le sens vertical et horizontal | -coefficient de sismicité (K)<br>- La force normale à la base (N)<br>-coefficient (λ)<br>-les forces inter-tranches<br>horizontales<br><br>-emplacement des forces latérales |

| | | | |
|---|---|---|---|
| | agit au centre de la base de la tranche | | |

Tableau 2.2 : présente les hypothèses et les équations d'équilibre des différentes méthodes

### 2.9. Limitations des méthodes d'équilibre limite

• La difficulté de toutes ces méthodes d'équilibre limite est qu'elles sont fondées sur l'hypothèse de la division de la masse susceptible de glisser en tranches et ceci implique des hypothèses supplémentaires sur les forces entre tranches et par conséquent sur l'équilibre. Pour toutes les méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre, FREDLUND *et al.* [1977] montrent que les hypothèses faites n'ont aucun effet significatif sur le coefficient de sécurité; par contre, dans les méthodes qui satisfont uniquement l'équilibre des forces, le coefficient de sécurité est affecté d'une façon significative par l'inclinaison supposée des forces entre tranches c'est pourquoi ces méthodes sont moins utilisées par rapport aux méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre.

• Dans l'analyse de la stabilité par les méthodes d'équilibre limite, le comportement du sol est supposé rigide parfaitement plastique, donc elles ne donnent aucune informations sur les déplacements.

• Le coefficient de sécurité *Fs* est supposé identique en chaque point du plan de glissement.

Or nous voyons sur la figure 2.6que la résistance au cisaillement ultime n'est pas nécessairement mobilisée simultanément le long de la surface de glissement.

• Pour des géométries complexes, il peut y avoir un minimum local qui reste non détecté et des surfaces de rupture complexes (non circulaires) peuvent être difficilement détectables.

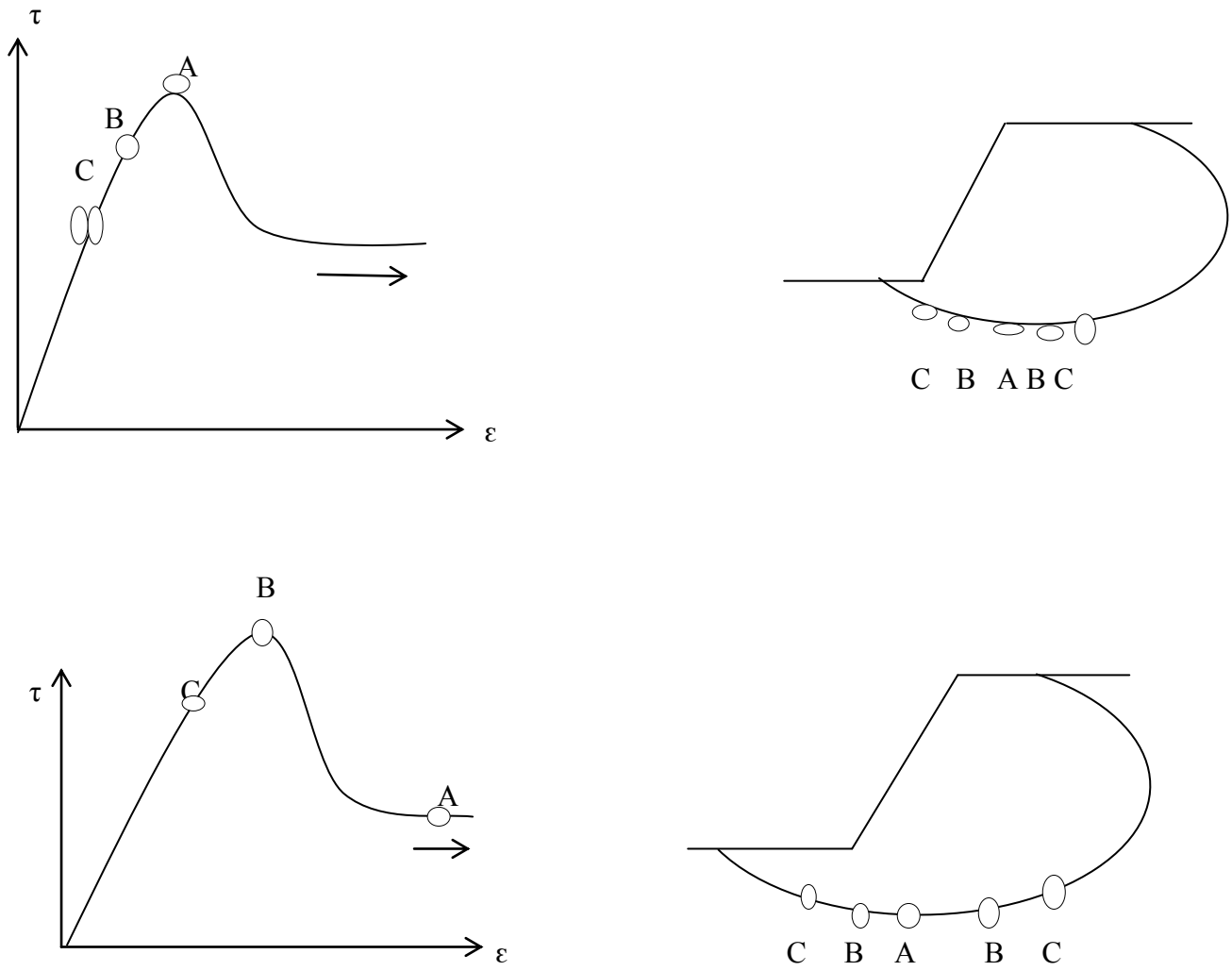



*Figure2.8: Mobilisation de la résistance au cisaillement le long d'un plan de glissement, DUNCAN et WRIGHT [17]*

**2.10. Etude comparative des méthodes de calcul de la rupture :**

En 1977, Fredlund et Krahn ont effectué une étude comparative des facteurs de sécurité pour des différentes méthodes de calcul. Le talus traité avec des combinaisons des propriétés du sol, de la géométrie et des conditions piézométriques. Mis à part la méthode ordinaire (méthode de Fellenius), les écarts du Fs avec les même données, ne dépasse pas les 4% pour l'ensemble des méthodes utilisées (Bishop simplifiée, Janbu simplifiée, Spencer et Morgenstern, Price et Janbu rigoureuse).

L'étude de Fredlund et Krahn a permis de déduit les points suivants:

- Les méthodes qui permettes de satisfaire toutes les conditions d'équilibre concernant les forces et les moments telles que celle de Spencer, Janbu rigoureuse, Price et Morgenstern donnent des résultats précis ; par contre Les autres méthodes qui

ne satisfont pas toutes les conditions d'équilibre (méthode ordinaire de tranches) peuvent être très imprécises.

- Pour le cas de la méthode de Bishop simplifiée qui satisfait seulement l'équilibre des moments donne des résultats acceptables et parfois précise par rapport aux celles citées précédemment [sauf dans le cas où la surface de glissement est fortement inclinée au pied du talus] ; dans ce cas on doit choisir une méthode qui admet une distribution correcte des forces d'inter-tranches
- Dans le cas où un matériau de remblai est sur une fondation de type fortement compressible, toutes les méthodes sont imprécises car dans cette situation la rupture du remblai ne se fait pas par cisaillement, mais par traction et fissuration.[9]

**2.11.Approximation des calculs de stabilité :**

Faute de pouvoir accéder aux vraies lois contrainte-déformation, le calcul de stabilité utilise des hypothèses simplifiées. Nous ne tiendrons pas compte de la relation qui existe entre la résistance au cisaillement et la déformation (notion de résistance mobilisée très variable selon les matériaux).

Nous négligerons également les forces qui peuvent intervenir dans la troisième dimension (parallèlement à l'axe du barrage) et peuvent jouer un rôle dans le cas des vallées étroites à profil irrégulier. [9]

**Conclusion**

Les méthodes qui considèrent l'équilibre limite, admettant la formation d'une
Surface de rupture dans le massif et opérant par la division du massif qui glisse dans des tranches verticales, sont les méthodes les plus utilisées, grâce à leur capacité de prendre en considération des variétés géométriques et des conditions complexes de stratification et de chargement. Ces méthodes diffèrent entre elles par les conditions d'équilibres statiques utilisées et par les hypothèses admises pour annuler l'indétermination statique du problème. Ces différences dues essentiellement aux hypothèses faites sur les forces inter-tranches. Il existe des dizaines de méthodes de calcul de stabilité ayant toutes des avantages et des inconvénients. Aucune n'est parfaite, car aucune ne tient compte de la déformabilité du sol.

Selon Fredlund et Krahn, la méthode de Bishop simplifiée donne des résultats aussi précis que d'autres méthodes rigoureuses.

Dans ce travail, on a utilisé la méthode de Bishop simplifiée, qui semble justifiée pour les surfaces de rupture circulaires, car elle permet de résoudre quasiment tous les problèmes sans que trop d'hypothèses simplificatrices ne soient formulées. De plus, son utilisation est aisée. On a aussi utilisé la méthode la plus rigoureuse de Morgenstern et Price pour unerupture non circulaire.

# CHAPITRE III : La méthode des perturbations

### 3.1. Introduction

La méthode de perturbation est une méthode de vérification de la stabilité des talus en rupture circulaire ou non circulaire. Dans les référentiels, il est de plus en plus souvent exigé que les talus étudiés soient dimensionnés selon cette méthode.

De plus, il s'agit de la seule méthode permettant de vérifier les 3 équations de base (équilibre horizontal, vertical et des moments)

tranche par tranche, et donc d'optimiser la vérification de la stabilité des pentes.

Lorsque l'on fait le bilan des forces qui agissent sur une masse de sol en mouvement, on trouve (méthode globale) :
Les forces dues à l a pesanteur ; c'est le poids w ; les forces dues à l'eau, c'est la résultante des pressions interstitielles le long de la courbe derupture ; la force de résistance au cisaillement. Sur un petit élément dl de la courbe de rupture agit lacontrainte normale effective σ' et la contrainte tangentielle

$$= + \tan \quad \frac{1}{} \quad (3.1)$$

En utilisant les trois équations de la statique pour décrire l'équilibre, on obtient un système résoluble si l'on fait une hypothèse sur la répartition des contraintes a le long de la courbe de rupture.
Dans la méthode des Perturbations, cette hypothèse s'écrit :

$$= \cos^2( + \tan ) \quad (3.2)$$

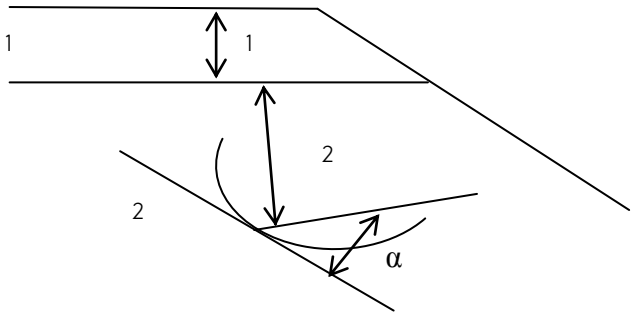



Figure 3-1 : Courbe de rupture

Cette méthode a été mise au point au L.C.P.C. par MM. RAULIN, ROUQUES et TOUBOL (1974) et modifiée par M. VOGIEN (1975). Elle a pour but de :

• pouvoir calculer des surfaces de rupture non circulaires (elle s'applique naturellement aussi à la rupture circulaire)

• suppléer aux méthodes existantes qui posaient des difficultés de convergence mathématique (MORGENSTEIN et PRICE par exemple).

L'idée directrice de cette méthode est que la contrainte normale est fonction directe du poids des terres sus-jacentes (plus précisément de sa projection sur la normale a(S) : $\gamma.h.\cos^2$) ainsi que de la géométrie du talus et de la surface de rupture considérée.

En termes des contraintes effectives, cela revient à adopter pour hypothèse complémentaire une expression de la forme

$$\sigma'(x) = (\gamma .h.\cos 2\alpha - u).(\lambda + \mu.y'2) \quad (3.3)$$

Dans laquelle

$\gamma.h.\cos 2\alpha$: projection normale du poids

$u$ : pression interstitielle en M

$y' : \frac{dy}{dx}$

$\lambda$ et $\mu$ sont deux paramètres d'ajustement déterminés par le calcul.

Une telle valeur de $\sigma'$ constitue une "perturbation" de la valeur correspondant à la simple projection du poids ($\gamma .h.\cos 2\alpha$).

Cette méthode n'a pas présenté de difficultés mathématiques de convergence et les valeurs Obtenues pour $F$ se raccordent à cellesde BISHOP dans le cas de la rupture circulaire.

**3.2. Les hypothèses spécifiques** : La contrainte réelle à la base d'une tranche, est obtenue par perturbation d'une contrainte approchée connue.

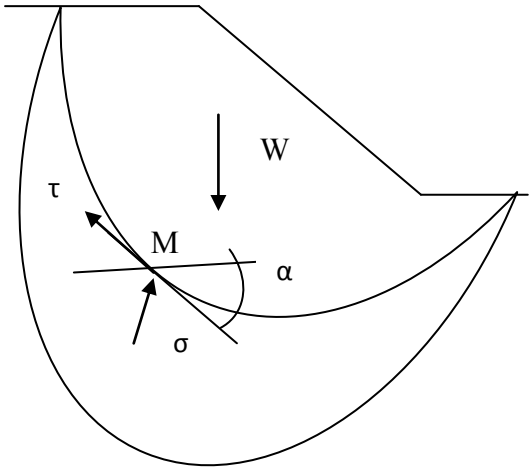



Figure 3-2 : Mise en œuvre de la méthode des perturbations.

Soit un massif de terre, de poids W, délimité par une courbe de rupture quelconque. Il est en équilibre sous son propre poids et la réaction du sol sous-jacent. On se donne une distribution des contraintes normales définie par $_0$ + tan ;où λ et sont des constantes et ϕ un paramètre géométrique connu. On connaît aussi les valeurs de la pression interstitielle u en tout point le long de la courbe de rupture. $_0$est une valeur approchée de la contrainte normale réelle est définie plus loin.

Par la loi de Coulomb et le postulat de Terzaghi, on exprime les contraintes de cisaillement maximale, = + tan avec σ'=σ-u. Le coefficient de sécurité a pour la définition classique suivant :

$$\tau = — \qquad (3.4)$$

Pour résoudre, il suffit alors d'écrire les trois équations d'équilibre. En prenant comme poids des terres au-dessus d'un point de la courbe de rupture le poids d'un trapèze de largeur dx autour du point considéré et ce poids est noté dw.

L'équilibre horizontal s'écrit :

$$\sin \quad \cos \quad = 0 \qquad (3.5)$$

L'équilibre vertical s'écrit :

$$\cos + \sin = \qquad (3.6)$$

Et l'équilibre des moments s'écrit :

$$+ + = 0 \qquad (3.7)$$

(Dans cette dernière équation il s'agit de vecteurs et de produit vectoriel)

La discrétisation qui permet les sommations est faite le long de la courbe de rupture et rappelle les discrétisations en tranches faites sur la masse en mouvement prise en compte par les méthodes des tranches, et par abus de langage on emploiera parfois le mot tranche.

Pour résoudre le système des trois équations d'équilibre, on élimine λ et et on obtient une équation du troisième degré en F car F est au dénominateur. La résolution se fait par la méthode de Cardan, F apparaît comme la plus grande des racines. On calcule alors λ et .

λ est en général voisin de 1 et de zéro.

Une autre façon de résoudre le système d'équations pour éviter le choix parmi les trois racines, est d'utiliser une force externe auxiliaire E, qui peut représenter une accélération sismique ou l'effort d'un tirant. On fait varier F jusqu'à obtenir une force externe nulle. On obtient ainsi une relation entre l'effort stabilisateur nécessaire à l'équilibre et la valeur de F. Pour un donné, par lecture sur la courbe E = f (F) on obtient l'effort de confortation demandé pour porter F à F + .

Il y a eu plusieurs choix de $_0$et de v

La contrainte de Fellenius (σ= h $\cos^2$ ) et v = tan α ont été utilisés initialement.

Puis il a été montré (Faure, 1985) qu'il est préférable d'exprimer $_0$à partir d'une construction du cercle de Mohr en écrivant que la contrainte le long de la courbe de rupture est représentée par le point de tangence entre la courbe intrinsèque et le cercle, ce qui fait que la contrainte sur le plan horizontal n'est plus principale (rotation des axes principaux), la composante verticale de cette facette restant égale à h. On s'assure ainsi du fait que la contrainte utilisée est bien représentée par un point de la courbe intrinsèque. On obtient le schéma suivant :

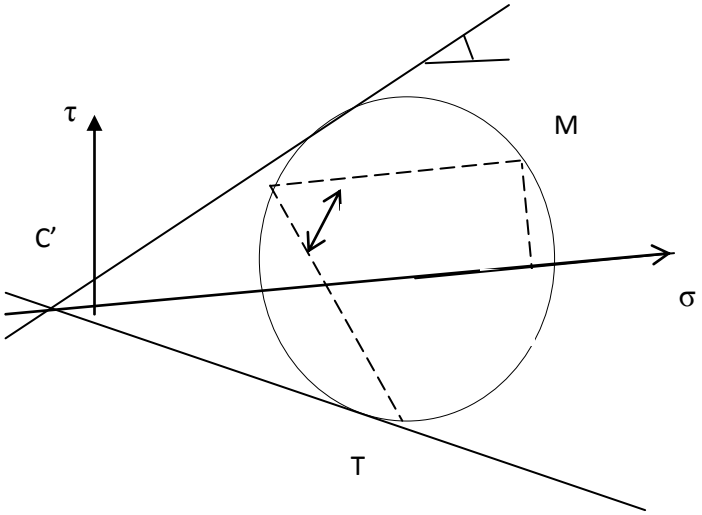



Figure 3-3 : La courbe intrinsèque

Le point T représente la contrainte le long de la courbe de rupture. Le point M représente la contrainte sur un plan horizontal. Le point P est le pôle du cercle de Mohr.

On obtient l'expression de $_0$ en posant :

$$= 2 \quad -\phi' - \frac{}{2} \qquad (3.8)$$

$$_0 = (\quad + c' \text{ cotant } ) \cos 2 \quad / (\cos \quad \sin \quad + 1) - c' \text{ cotant } \quad (3.9)$$

Pour v, on choisit v = tan ( / 2) pour que ce terme reste borné.

La variante de la méthode des perturbation avec $_0$ calculé avec l'aide du cercle de Mohr et avec v = tan ( / 2) conduit à un lobe des contraintes normales le long de la courbe de rupture plus réaliste et plus semblable à ceux déterminés par une méthode d'éléments finis. De ce fait, cette méthode peut avoir des extensions très intéressantes pour la prise en compte d'inclusions par exemple, ou pour le développement de méthodes en déplacements.

## 3.3. Les considérations théoriques

### 3.3.1. Le Principe

En stabilité des talus, il existe diverses méthodes de calcul plus ou moins détaillées et plus ou moins précises, comme la méthode de BISHOP dans le cas de modélisations de la rupture en surfaces circulaires, ou la méthode de CARTER dans le cas de surfaces non-circulaires. Dans la plupart des cas, la modélisation impose de décomposer la surface de glissement selon des tranches.

Quelle que soit la méthode considérée, il réside que les inconnues, pour une tranche de sol donnée, sont la contrainte normale sous la base de la tranche, ainsi que la contrainte tangentielle à la base de la tranche ; ces contraintes correspondant, en réalité, aux efforts liant le volume en glissement et le volume "fixe". D'autre part, la discrétisation en tranches laisse des inconnues supplémentaires, liées aux efforts inter-tranches, et la plupart des méthodes éléments des hypothèses sur ces efforts.

La méthode des perturbations permet de corriger la contrainte normale $\sigma_0$ calculée par une méthode simple et approximative. Pour cela, un coefficient perturbateur de la forme $(\lambda + \mu\nu)$ est réintroduit au niveau de la contrainte normale, dans les équations d'équilibre, afin d'estimer la manière dont réagit le système à la perturbation entrée.

### 3.3.2. L'étude tensorielle:

### 3.3.2. A. La forme analytique générale :

Nous nous proposons de déterminer la forme analytique de en faisant appel aux propriétés tensorielles du champ des contraintes. Dans la base orthonormée XOY,

La matrice représentative du tenseur des contraintes en un point a la forme générale suivante :

$$M = \begin{matrix} g_1 & g_2 \\ g_3 & g_4 \end{matrix} \quad (3.10)$$

Ou $g_1$ , $g_2$, $g_3$, et $g_4$ sont des fonctions du point considéré.

Le vecteur normal à la courbe de rupture est (-sin ,cos )

La contrainte en ce point est :

$$= M.n \quad (3.11)$$

Les composantes de sont :

$$_x = g_1 \sin + g_2 \cos \quad (3.12)$$

$$_x = g_3 \sin + g_4 \cos \quad (3.13)$$

Nous en déduisons la valeur de (x) :

$$x = {}_x \sin + {}_y \cos \quad (3.14)$$

Soit, en posant : ${}_F = h\cos^2$ (contrainte de Fellenius) (3.15)

$$x = {}_F \frac{g_1}{h} y^2 \quad \frac{g_3+g_2}{h} y + \frac{g_4}{h} \quad (3.16)$$

### 3.4. L'état de contrainte étudié par la méthode du pole

Si nous étudions la répartition des contraintes à l'aide de la méthode du pole. Nous obtenons le diagramme suivant

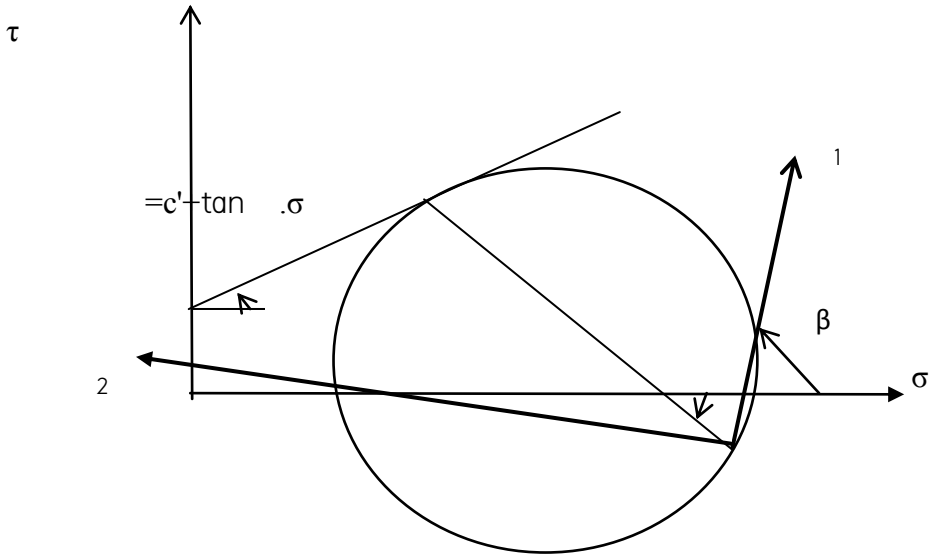



Figure3-4 : méthode du pole

Un calcul simple montre que:

$$= + \frac{3}{4} \quad \frac{}{2} \quad (3.17)$$

Ce qui définit deux directions principales, des vecteurs directeurs $V_1$ et $V_2$.

$V_1 = \cos \ , \sin \quad (3.18)$

$$V_2 = \quad \sin \ , \cos \quad (3.19)$$

Exprimons que $V_1$ et $V_2$ sont des vecteurs propres de la matrice M, c'est –à-dire que $MV_1$ et $MV_2$ sont respectivement parallèles à $V_1$ et $V_2$.

Nous sommes conduits au système suivant:

$$g_2 = g_3 \quad (3.20)$$

$$g_2.\cos^2 \quad g_3.\sin^2 = \quad g_4 \quad g_1 \ .\sin \ .\cos \quad (3.21)$$

Ce qui peut encore s'écrire:

$$g_2 = g_3 \tag{3.22}$$

$$g_2 = \frac{1}{2} g_4 \quad g_1 \tan 2 \tag{3.23}$$

En tenant compte des relations (3.21) et (3.23), nous pouvons écrire:

$$X = g_1 \frac{\sin}{\cos 2} . \sin \quad 2 + g_4 . \frac{\cos}{\sin 2} . \cos \quad 2 \tag{3.24}$$

**3.5. L'étude des problèmes soulevés:**

L'équation (3.24) pose quelques problèmes lorsque $= \frac{}{4}$, ce qui entraine :$\cos 2 = 0$

Si nous voulons que reste bornée dans ce cas, il faut avoir:

$$g_1 . \sin \; . \cos \quad g_4 . \sin \; . \cos \; = 0 \tag{3.25}$$

La quantité $\sin \; . \cos$ ne peut pas être nulle car on aurait:

Comme $= + \frac{3}{2} \quad \frac{}{2}$, prendrait les valeurs $\frac{3}{4} \quad \frac{}{2}$ ou $\frac{}{4} \quad \frac{}{2}$, qui sont toutes deux différentes de $\frac{}{4}$.

Il faut donc avoir $g_1 = g_4$ au point ou $= \frac{}{4}$c'est-à-dire au point ou $\alpha = \frac{}{2} \quad \frac{}{2}$.

Deux cas peuvent se présenter :

α est toujours différent de $\frac{}{2} \quad \frac{}{2}$, ce qui est le cas le plus fréquent, et il n'y a pas de condition spécial à vérifier sur $g_1 \text{et} g_4$.

En certains points de la courbe d rupture on a:

$$\alpha = \frac{}{2} \quad \frac{}{2} \tag{3.26}$$

Et il faudra choisir $g_1 \text{et} g_4$ égaux en ces points.[21]

**3.6. Lesparamètre**

Ainsi que nous l'avons vu précédemment, σ dépend des quantités ć, ϕ', y', h, λ

σ et τ doivent vérifier les trois équations de la statique et la relation de coulomb, l'une de ces relations sert à définir τ en fonction de σ, une autre sert à calculer F:il nous reste donc deux relation indépendantes ce qui nous conduità faire dépendre

$P = \frac{}{F}$ de deux paramètres λ et μ

En introduisant deux fonctions$f_1$ et $f_2$(qui jouent le rôle de $g_1$ et $g_4$dans la relation (3,24)), nous posons donc :

$$X = {}_F . \quad . f_1 \; X + \; . f_2 \; X \tag{3.27}$$

$f_1$ et $f_2$ sont des fonctions construites à l'aide de h, h', y',y'', etc.

L'influence des termes en $\phi'$ et c'est globalement traduites par les deux coefficients $\lambda$ et $\mu$.

### 3.7. Le calcul de F

A F fixé, les deux premières équations de la statique, dans lesquelles $\sigma$ est remplacée par son expression en fonction de $\lambda$ et $\mu$ forment un système linéaire en $\lambda$ et $\mu$ .La résolution de ce système permet donc de définir deux fonction $\lambda(F)$ et $\mu(F)$.

Il reste ensuite à vérifier l'équation des moments avec :

$$X = {}_F. \quad F . f_1 \; X + \quad F . f_2(X) \tag{3.28}$$

On obtient ainsi une équation en la seule variable F, qui se présente, ainsi qu'on peut facilement le vérifier sous la forme d'un polynôme 3°degré.

### 3.8. Les Choix des fonctions et

Les essais que nous avons effectués ont montré que l'utilisation de h(qui intervient dans $_F$), h' et y'' dans la construction de **et** conduit à des répartitions de contraintes inacceptables, faisant apparaitre de larges zones de terrain en traction .Les meilleures répartitions sont obtenues en combinant y'et y'2 et une constante.

Trois formes simples semblent alors possibles :

$$= {}_F + \quad \text{forme1}$$

$$\sigma = {}_F \; y + {}^2 \quad \text{forme2}$$

$$\sigma = {}_F + {}^2 \quad \text{forme3}$$

La forme 2 peut être à priori rejetée, car au point le plus bas de la courbe de rupture elle entraîne : y'=0 donc $\sigma$=0.par contre les formes 1et3 conduisent à des résultats satisfaisants.[21]

### 3.9. L'étude statique de la masse de sol :

Les équations de l'équilibre statique sont :

$$= \cos^2 \quad — \tan \quad — \tag{3.29}$$

$$= \cos^2 \quad — + — \tan \tag{3.30}$$

$$+ — \quad — = 0 \tag{3.31}$$

Le critère de coulomb est :

$$= \frac{}{} = \quad + \tan \quad / \tag{3.32}$$

Conditions aux limites :

$$E_{0} = \quad _{1} = 0 \tag{3.33}$$

$$_{0} = \quad _{1} = 0 \tag{3.34}$$

Pour un milieu non surchargé

$$_{0} = _{0} \tag{3.35}$$

$$_{1} = _{1} \tag{3.36}$$

-La formule de perturbation de σ est :

$$= _{0} + \mu. \tag{3.37}$$

L'équation des moments /à l' origine des coordonnées

E(X), T(X), e(X), τ, λ et μ, sont les inconnues.

De ces relations, nous aurons un système de six équations, et six inconnues, c'est un système très complique à résoudre, pour cela on considère

L'équilibre global de la masse hachurée (fig. 3.5)

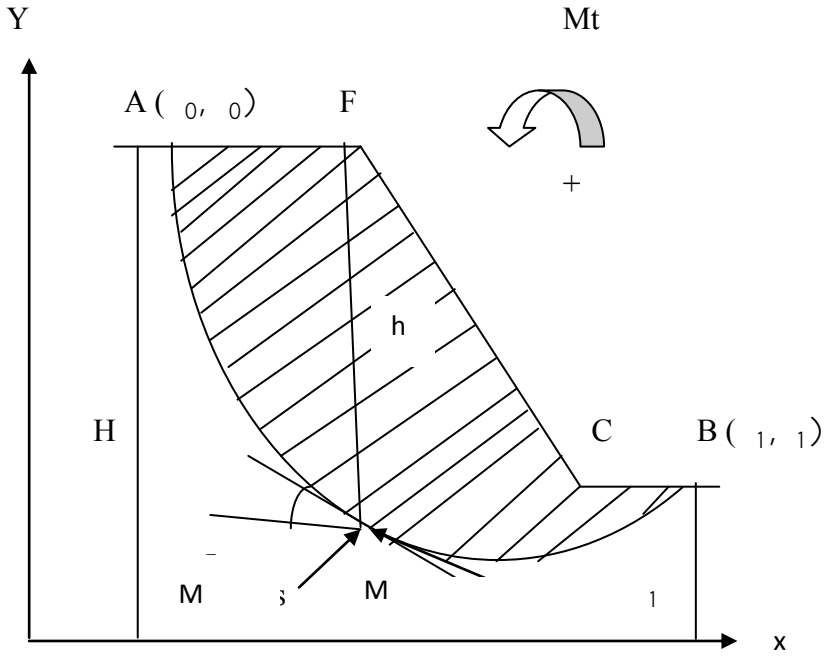



Figure 3-5 : Méthode globale

$$= 0 \dashrightarrow \int_0^1 \frac{}{\cos} \sin \frac{}{\cos} \cos = 0 \quad (3.38)$$

$$\int_0^1 \tan = 0 \quad (3.39)$$

$$\text{On a } \tan = — \quad (3.40)$$

$$= 0 \dashrightarrow \int_0^1 \frac{}{\cos} \sin \frac{}{\cos} \sin = \int_0^1 . \quad (3.41)$$

$$\int_0^1 + \tan = \int_0^1 . \quad (3.42)$$

$$/ = 0 \quad (3.43)$$

$$\int_0^1 . /\cos \sin + \cos + /\cos \cos + \sin = \int_0^1 . \quad (3.44)$$

$$\int_0^1 \tan + \int_0^1 \tan + = \int_0^1 . \quad (3.45)$$

Le critère de coulomb :

$$= —— = \frac{+ .\tan}{} \quad (3.46)$$

La formule de perturbation de σ est :

$$= {}_0 . + \mu .$$

$$(3.47)$$

Les inconnues sont λ, μ, τ,

On se fixe une ligne de rupture y=f(X), on calcule .Il s'agit de trouver la ligne de rupture correspondant à un coefficient de sécurité minimum.

**3.10. La méthodes de résolution :**

On suppose que le coefficient de sécurité est constant le long de ligne de rupture.

Selon RAULIN (1972) et FAURE(1985), il est recommandé de prendre $= \tan$

On montre par la suite que le choix de n'a pas de grande incidence sur la valeur de (on peut aussi prendre $= \tan^2$

On a le système suivant :

$$\frac{1}{0}\left( \tan \right) = 0 \quad (3.48)$$

$$\frac{1}{0}\left( + \tan \right) = \frac{1}{0} . \quad (3.49)$$

$$\frac{1}{0}\left( . \tan \right) + \frac{1}{0}\left( . \tan + \right) = \frac{1}{0} . \quad (3.50)$$

Rupture circulaire :

$$_0{}^2 + \quad _0{}^2 = {}^2 \quad (3.51)$$

$$= {}_0 + \sqrt{{}^2 \quad {}_0{}^2} \quad (3.52)$$

$$= {}_0\left( + \tan \right) \quad (3.53)$$

$$\tan = \frac{}{} = \frac{1}{2}. \quad ^2 \quad {}_0{}^2 \frac{1}{2}. \quad 2\left( \quad {}_0 \right) \quad (3.54)$$

$$\frac{}{} = \frac{{}_0}{\sqrt{{}^2 \quad {}_0{}^2}} \quad (3.55)$$

$$\cos {}^2 = \frac{1}{1+\tan {}^2} = \frac{1}{1+\frac{{}^2 \quad {}_0{}^2}{{}_0{}^2}} \quad (3.56)$$

$$\cos {}^2 = \frac{{}^2 \quad {}_0{}^2}{{}^2} \quad (3.57)$$

$${}_0 = . \quad . \cos {}^2 \quad (3.58)$$

$${}_0 = \frac{. \quad {}^2 \quad {}_0{}^2}{{}^2} \quad \frac{. \quad {}^2 \quad {}_0{}^2}{{}^2} \quad (3.59)$$

$${}_0 = \frac{{}^2 \quad {}_0{}^2}{{}^2} \quad (3.60)$$

En injectant l'équation (3.47) et la loi de Coulomb dans les équations (3.39), (3.42), (3.45) nous aurons :

L'équation (3.39) devient :

$$\frac{1}{0} \quad {}_0 + \mu \quad \frac{+ \quad {}_0 \quad + \mu .}{} \quad = 0 \quad (3.61)$$

L'équation (3.42) devient :

$$\frac{1}{0}\ \ 0\ \ +\mu\qquad +\frac{+\ 0\ \ +\mu}{\qquad\qquad}.\qquad \frac{1}{0}\qquad =0 \qquad (3.62)$$

L'équation (3.45) devient :

$$\frac{1}{0}\ 0\ \ +\mu\qquad\qquad +\ \frac{1}{0}\frac{+\ 0\ \ +\mu}{\qquad\qquad}\qquad +\qquad \frac{1}{0}\qquad =0\ (3.63)$$

Le calcul d'intégral de ces équations est très complique, c'est la raison pour laquelle on utilise une méthode numérique appelée méthode des trapèzes :

Soit une fonction quelconque y=f(x), définie continue et dérivable sur l'intervalle [ $_0$, $_1$]

$\frac{0}{0}$ Sera calculé comme étant l'aire compris entre la courbe de la fonction et l'axe des abscisses voir fig. 6.

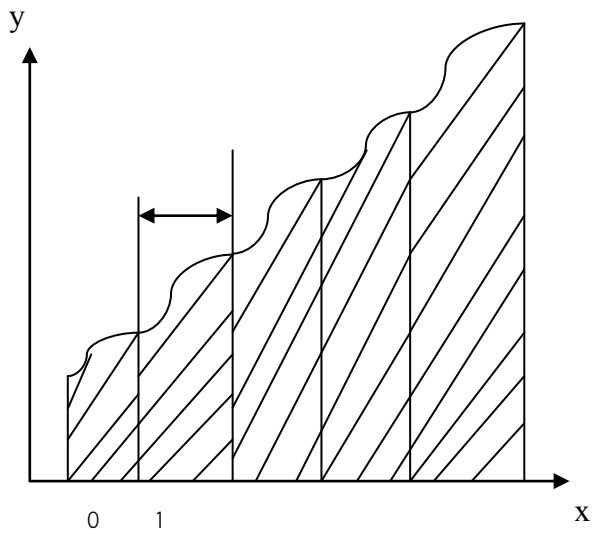



Figure 3-6 :Aire de y=f(x)

Système d'équations non linéaire

λ.SOM. -λ.SOM3+μSOM6. +μ.SOM9-SOM12=0(3.64)

λ .SOM1. +λ .SOM4+μ. SOM7. +μ .SOM10+SOM13-SOM15. =0(3.65)

λ.SOM2. +λ.SOM5+μ.SOM8. +μ.SOM11+SOM14-SOM14-SOM16. =0 (3.66)

(SOM,SOM1,SOM2,SOM3,SOM4,SOM5,SOM6,SOM7,SOM8,SOM9,SOM10,SOM11,SOM12,SOM13,SOM14, SOM15, SOM16)

Sont les valeurs intégrales pour les différentes fonctions tirées des équations (49), (50), (51)

$$\int_0^1 \quad = \quad _{=1} \quad \left(\frac{+1 + (\quad)}{2}\right) \qquad (3.67)$$

En appliquant cette méthode aux équations (3.61), (3.62), (3.63) nous obtenons un système d'équations non linéaire ou les inconnues sont λ, μ et . [5]

### 3.11. Conclusion

La méthode a été soumise à des tests sur des courbes circulaires et des courbes non circulaires.

Les forces E et T sont très régulières la ligne de passage semble être généralement située dans la masse en glissement potentiel.

# CHAPITRE IV: Analyse de stabilité des pentes par logiciel Plaxis

## 4.1. INTRODUCTION :

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en pluscomplexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères.

Pourréaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance desmatériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportementdes systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaineinformatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes deprojection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenueéventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champd'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civile, construction navale, mécanique, technique off-shore, … etc.

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractèrepluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériauxdynamique, plasticité, … etc.
- L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes

linéaires, des problèmes aux valeurs propres, … etc.

- L'informatique appliquée: techniques de développement et de maintenancede grands logiciels [1].

## 4.2. MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS :

### 4.2.1. Historique :

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étudedes systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et decompatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complèteles théorèmes de l'énergie. Au début du 20ème siècle, des résulta fondamentaux dans ledomaine des méthodes d'approximation ont été établit les bases en effectuant unediscrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximationvariation elles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes desdéplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentationsystématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrementimportantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul desstructures complexes [1].

### 4.2.2. Concepts de base :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finisd'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement dechaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement desstructures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de chargescompliquées.

Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent Parfaitement à la programmation numérique [3].

### 4.2.3. Calculs par la MEF :

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'ellepermet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

- Elle nécessite **:**

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam Clay, … etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduirel'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des éléments structuraux.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

- Elle permet :

- d'effectuer les calculs d'écoulement.
- de simuler toutes les phases de travaux.
- de prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, descouches.
- de calculer un coefficient de sécurité.

- Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :

- les déplacements des ouvrages.
- les sollicitations internes des ouvrages.

Et pour le sol :

- les déplacements du sol.
- les déformations du sol.

- les contraintes totales et effectives dans le sol.
- les pressions interstitielles.
- de calculer un coefficient de sécurité.

Et donc la possibilité d'étudier l'interaction entre les ouvrages est très forte.

- Les principaux logiciels utilisés en géotechnique sont :

1. CESAR (LCPC) : Logiciel 2D ou 3D, spécialement utilisé pour les tunnels.
2. PLAXIS 2D & 3D (logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer) :

Logiciel dédié à la géotechnique et est basé sur la méthode des éléments finis.

3. FLAC : Logiciel très efficace pour le domaine du géotechnique et est basé sur laméthode des déférences finis.

Pour notre étude, on utilise PLAXIS 2D [1].

**4.3. Présentation de PLAXIS :**

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes élémentsfinis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étudeparamétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas

encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers [10].

**4.3.1. Le code éléments finis PLAXIS :**

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis PLAXIS représentecertainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analysepseudo statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et mêmeconsolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de

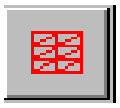
volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en donnéeaisée et rapide.

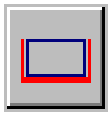
Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressionsinterstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné [10].

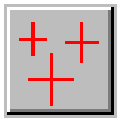
**4.3.2.Options par défaut et solutions approchées :**

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent.

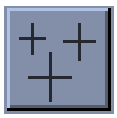
Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

***Les options par défaut commencent dès le maillage*** *:* L'opérateur peut bien entenduspécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

 ***De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements***: Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face debloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul àla base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

***L'application des contraintes initiales dues au poids des terres*** : peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K0 et les autres caractéristiques mécaniques) [22].

Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de réquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

 [9]. ***Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS :*** Pour quisouhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr,cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'estpas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffèrepeu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculsdeviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la pousséed'Archimède [22].

*PLAXIS offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.*

***La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel :*** L'opérateurpeut évidemment faire lui-même ses choixde taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode derésolution, … etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place,compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation,réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut égalementêtre décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critèresnumériques connus.

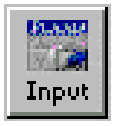
 ***Création de la nappe nephretique :*** dans cette étape on engendre la réserve d'eau et on modélise son drain dans nôtres structure [9].

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'ilrésume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans

PLAXIS. Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

***Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats :*** Des résultatsdirectement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement duprocessus de calcul proprement dit.

L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées [10].




***Définition graphique et introduction de la géométrie du modèle***: Pour réaliser un nouveau projet, il est important de créer la géométrie du modèle en premier ; la représentation est à deux dimensions pour un problème réel de trois dimensions [9].



***Création et affectation des matériaux***: Pour chaque matériau on introduit ces propriétés, son loi de comportement (Mohr-Coulomb) et sa surface désigner.

4-3-3-Les Fonction de calcul de « Plaxis »:




Le programme de calcul conduit des analyses en déformation menées soit par un calcul plastique, un calcul de consolidation ou un calcul en grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

4-3-3-1-« Incrémentation automatique du pas de changement» **:**

« Plaxis » peut être lancé en mode de sélection automatique du pas de chargement et du pas temps. Ceci évite à l'utilisateur d'avoir à choisir par lui-même les pas de chargement adaptés au calcul plastique incrémental, tout en garantissant une procédure de calcul fiable et efficace.

**4.3.3.2-« Contrôle de la longueur des arcs »:**

Cette fonction permet un calcul correct des charges et mécanismes de rupture. En effet dans les calculs traditionnels ou le chargement est imposé. La procédure itérative échoue dès que la charge imposée dépasse la valeur de pic. Avec le contrôle de longueur des arcs, il n'en est rien et la charge appliquée est automatiquement réduite pour pouvoir examiner le phénomène de pic ainsi que toute évolution éventuelle après ce pic**.**

**4.3.3.3-« Construction par étapes »:**

Il est possible de simuler les phases de construction ou d'excavation, par activation/désactivation de groupes d'éléments, application de chargement ou chargement des conditions hydrauliques. Cette procédure permet une estimation réaliste des contraintes et déplacements provoqués par exemple par la construction d'un barrage en terre ou une excavation profonde.

**4.3.3.4-« Consolidation »:**

La dissipation des surpressions interstitielles avec le temps peut être simulée par un calcul de consolidation. Une analyse de consolidation nécessite la définition des perméabilités de chacune des couches de sol. Des procédures d'incrémentation automatique du pas de temps rendent l'analyse performante et facile à utiliser. L'option « construction par étapes » est disponible dans une analyse en consolidation.

**4.3.3.5-« Analyse en variables de Lagrange actualisées »:**

Avec cette option le maillage d'élément finis est actualisé en permanence durant le calcul. Dans certaines situations, une analyse classique en petites déformations peut révéler des modifications importantes de la géométrie. Dans ces situations il est recommandé de procéder à un calcul plus précis par actualisation des variables de Lagrange, dénommé par *Plaxis* calcul avec actualisation du maillage. Cette option est disponible pour tous les types de calcul [22].

### 4.3.4. Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS :

#### 4.3.4.1. Introduction :

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique.

Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a

été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente. Un desobjectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent êtredéterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé larègle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficients quand ils sontutilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, … etc.), il est tout à fait adapte de considérer le sol comme élasto-plastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élasto-plastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écrouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le 'Soft Soil Model 'qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèleélasto-plastique peut être justifié.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- quel est le comportement principal à modéliser ?
- utiliser un modèle qui décrive ce comportement.
- interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé [10].

**4.3.4.2. Comportement plastique :**

Le comportement plastique est celui d'un corps solide qui prend des déformations permanentes sans se fissurer, c.à.d. sans disparition de la cohésion le long de certaines surfaces. On admet en général que ces déformations permanentes se produisent à partir d'un

certain seuil de contrainte, dit seuil de plasticité ou limite d'élasticité. Il faut faire à ce sujet de remarques :

· On n'exige pas qu'au-dessus de seuil les déformations restent parfaitement élastiques mais seulement qu'après décharge le corps reprenne progressivement sa forme initiale.

· Dans la majorité des cas ce seuil doit être considéré comme une schématisation, commode parce qu'au-dessus du seuil les déformations permanentes deviennent plus importante que les déformations élastiques. [3].

4-3-4-3- Comportement élasto-plastique :

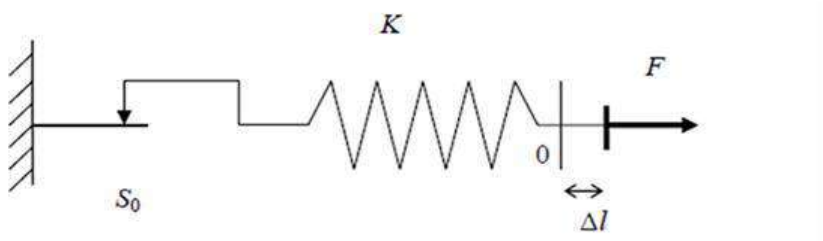



Figure 4-1:Modèle monodimensionneldu comportementélasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K, pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S0 (figure1) [1].

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure.2)

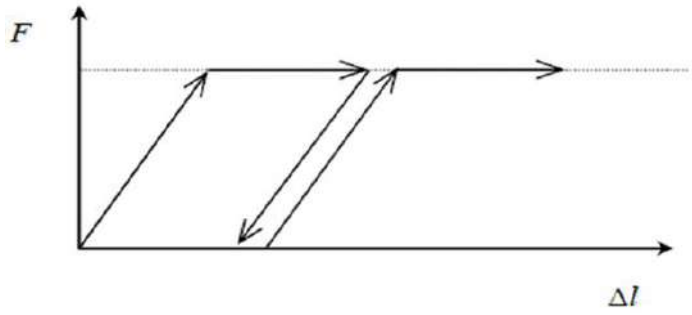



Figure 4- 2 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée

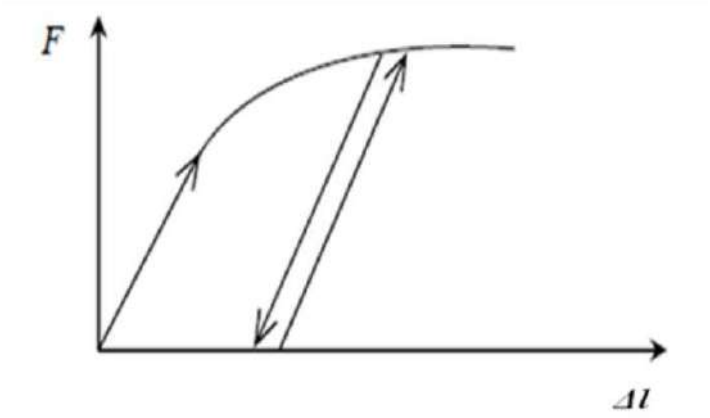



Figure 4- 3 : Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage

Le type de comportement représenté par les figures (4-2) et (4-3) est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure (4-3) représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage [1].

**4.3.4.4. Modèle élastique linéaire :**

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson *v*.

L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau (Gu = G'), ce qui n'est pasle cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Youngdrainé.

Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part Ku est infini (correspondant à vu= 0.5) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques.

La relation entre le module d'Young E est les autres modules sont données par leséquations :

$$= \frac{}{3\ 1+} \quad (4.1)$$

$$= \frac{1}{1\ \ 2\ \ 1+} \quad (4.2)$$

$$= \frac{1}{1\ \ 2\ \ 1+} \quad (4.3)$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser leséléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant

pour certains problèmes de mécanique des roches[10].

Les paramètres de ce modèle sons représentés sur la figure ( 4) :

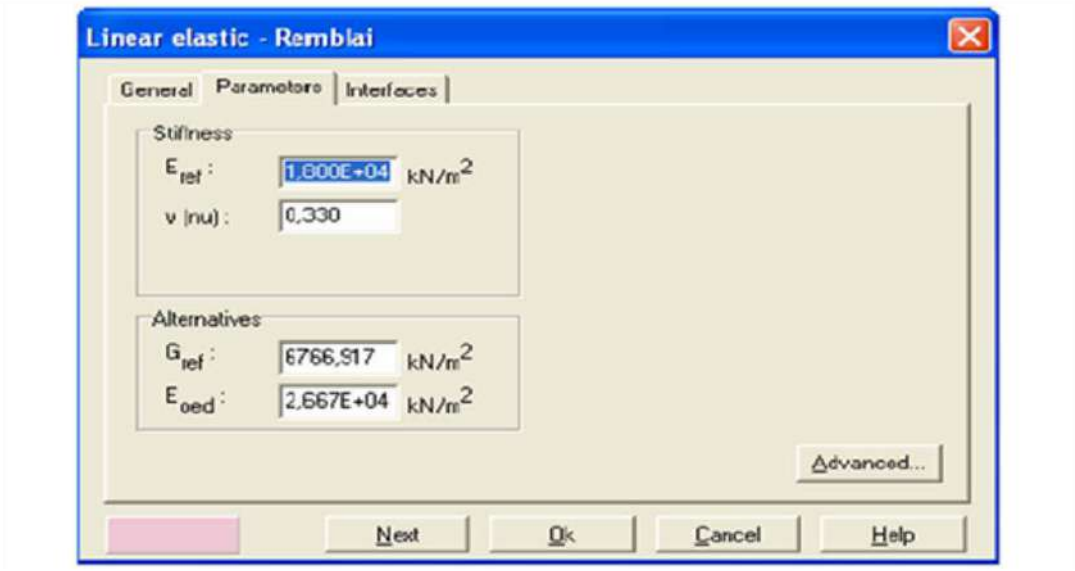



Figure 4-4 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire[Abdrahim.Z,2014].




Figure 4- 5 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique[10].

Avec :

*: Profondeur* [m].

#### 4.3.4.5. Modèle de Mohr-Coulomb :

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement Plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats Obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$= \tan +$ (4.4)

Où n et sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et etrespectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure4-6).

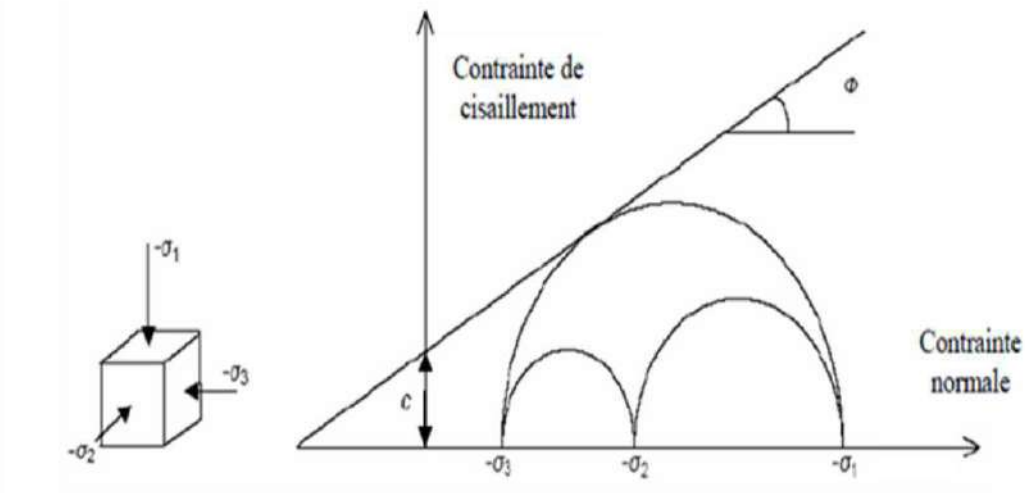



Figure 4- 6: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiairen'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour dela trisectrice (figure 6) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

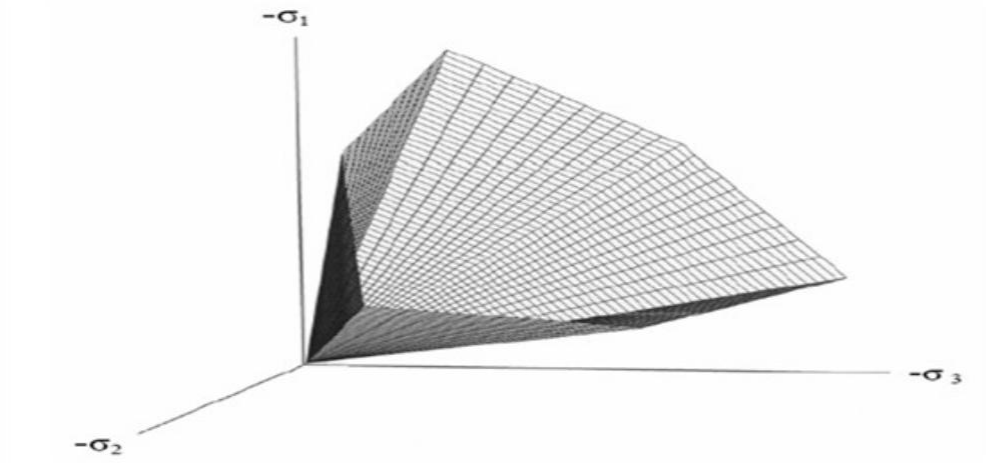



Figure 4- 7 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour e=0

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure 7).

Les deux premiers sont E et (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et, respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité[Abdrahim.A,2011].

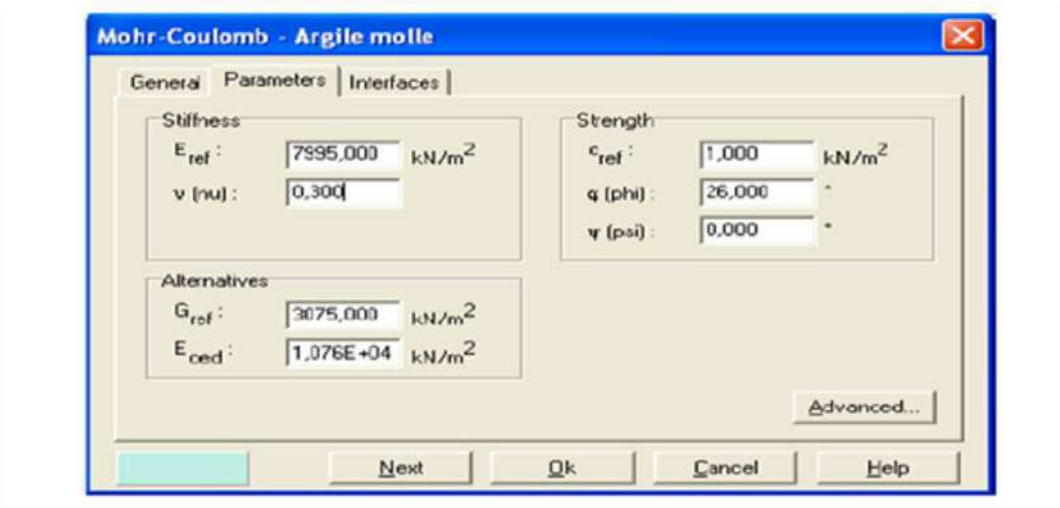



Figure 4- 8 : fenêtres de paramètres de Mohr –Colomb [Saddika.M].

Le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans Plaxis est un modèle de comportementsimple et robuste. Il peut être considéré comme une approximation au premier ordre ducomportement réel d'un sol. Ce modèle constitue une approche acceptable pour analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondation, stabilité de pentes, detunnel et de soutènement

Cependant, ce modèle suppose une rigidité constante pendant la phase de chargement alors qu'en réalité elle dépend à la fois du niveau de contrainte et du niveau de déformation du sol. De plus, expérimentalement il est possible d'observer des déformations irréversibles même pour des chemins de contraintes qui n'atteignent jamais la rupture. Or, un tel modèle n'est pas capable de reproduire ce phénomène [10].

**a) Module d'Young :**

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il parait peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au mesurédans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essaisspéciaux.

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure 9).

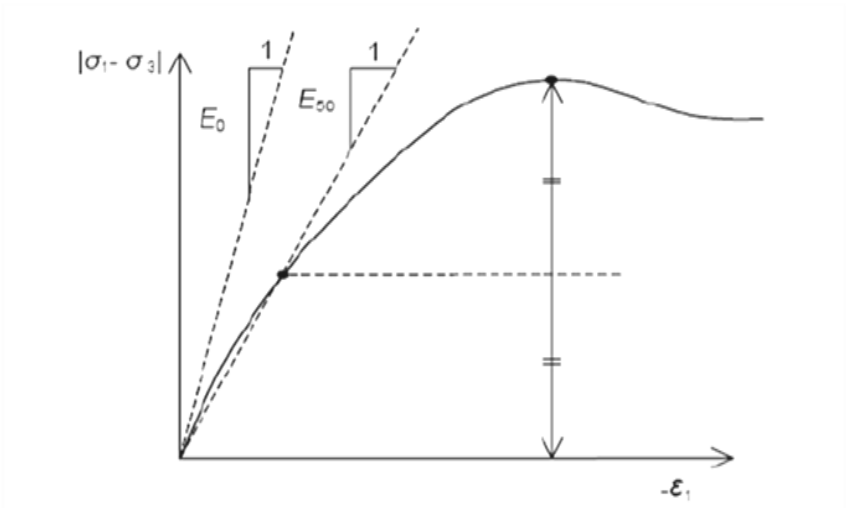



Figure 4- 9 : Définition du module à 50 % de la rupture [22].

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

Dans la boite de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur [1].

**b) Coefficient de Poisson :**

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable. [21].

**c) Angle de frottement :**

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec laContrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de picSoit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles defrottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte àles augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement

(à volume constant, au palier)[2].

**d) Cohésion :**

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en non drainéavec φv = 0, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur: ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observéedans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option estréalisée avec le paramètre c-depth.

Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unitésdoivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (typiquement en kPa/m)[2].

**e) Les contraintes de traction :**

Dans des problèmes pratiques, il peut apparaître une zone soumise à des contraintes de traction.

Ceci se produit lorsque la contrainte de cisaillement (rayon de cercle de Mohr) est suffisamment petite. Exemple de la surface du sol proche d'une tranchée creusée dans l'argile montre parfois des fissures de traction. Cela montre que le sol peut se rompre en traction plutôt qu'en cisaillement.

Un tel comportement peut être inclus dans une analyse réalisée par PLAXIS. La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figu. Celle-ci sont souvent peu réaliste pour les sols et est possible de supprimer ces contraintes de traction en sélectionnant l'option suppression de la traction (tension cut-off), ou les diminuer en sélectionnant (Tensile stength). Ainsi les cercles de Mohr avec des contraintes positives ne sont pas admis. Pour le modèle Mohr-Coulomb et le modèle avec écrouissage, la suppression de la traction de surface est activée par défaut, avec une résistance à la traction nulle[Saddika.M].

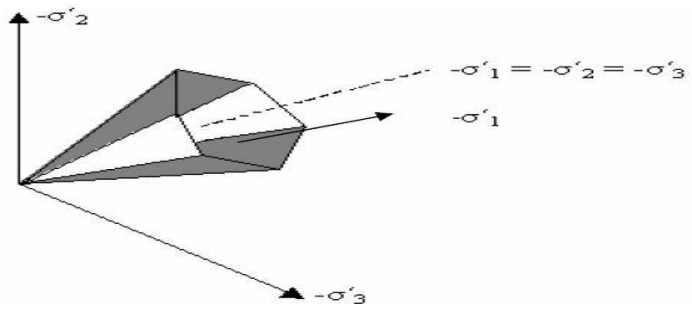



Figure 4-10: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour c=0[22].

**f)L'angle de dilatance :**

Est une propriété spécifique aux sols grenus (sables et graviers) qui montrent une dilatance (accroissement de volume) sous cisaillement (figure4-11). On considère une règle

d'écoulement définie par $\psi < \varphi$. La valeur de $\psi$ peut être simplement déterminée à partir de la pente de dilatance observée dans les essais triaxiaux.

Il peut cependant être évalué par la règle grossière suivante :

- $\Psi = 0$ pour $\varphi < 30°$.
- $\Psi = \varphi$ 30° pour $\varphi > 30°$.

Les cas où $\Psi < 0$ : PLAXIS accepte des angles de dilatance négatifs cela correspond à des sables lâches. La valeur de $\Psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, où il n'y a pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densités faibles ou moyennes sous contraintes assez fortes.

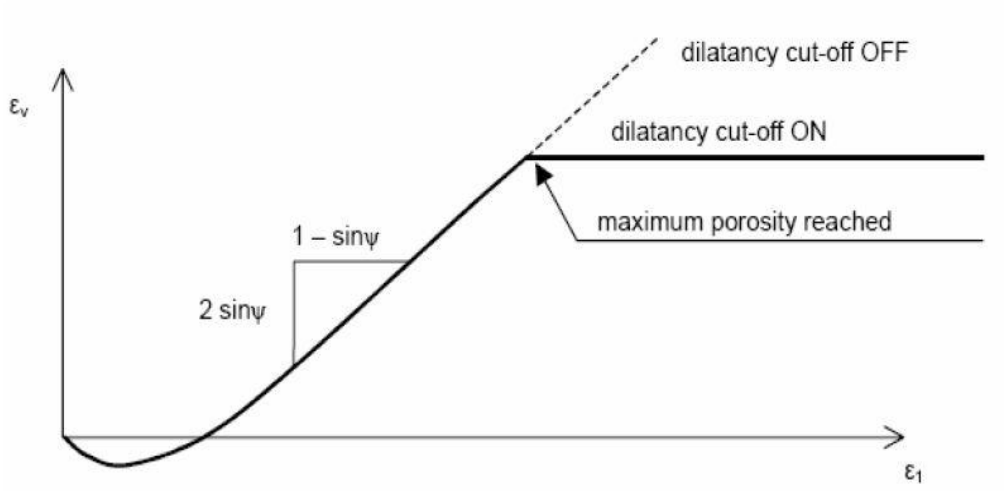



Figure 4-11 : Définition de l'angle de dilatance

**Exemple : calcule et vérification (Calcul par la méthode des éléments finis du glissement)**

**4.4.Introduction :**

La vérification de la stabilité de pente a été réalisé par des calculs de stabilité à l'aide du logiciel de calcul « plaxis ». Le but de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique de référence pour notre projet. Pour cela. Dans cet exemple, on se propose d'étudier la stabilité d'un talus on premier sans géotextiles et en second renforcé par géotextiles et voir l'influence de la présence des géotextiles sur le coefficient.

**4.5.Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux :**

Pour les réglages généraux, on a choisi :

- 6 nœuds pour le sol
- Déformation plane
- Unité m, KN, s

### 4.6.Entrée des caractéristiques générales :

#### 4.6.1. Modèle sans construction :

La procédure d'entrée des caractéristiques générales se fait en suivant les étapes suivantes :

#### 4.6.2. Géométrie :

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches

#### 4.6.3. Condition aux limites :

On a choisit les conditions aux limites par défaut, libres en vertical .

#### 4.6.4. Caractéristique des matériaux :

Dans plaxis, les propriétés du sol et les propriétés des matériaux des structures sont toutes stockées dans une base de données. Il y a quatre types différents de matériaux : sols et interfaces (*Soil & Interfaces*), plaques (*Plates*), géogrilles (*Geogrids*) et ancrages (*Anchors*). A partir de la base de données, ces paramètres peuvent être assignés à des couches de sol, ou aux éléments de structure dans le modèle géométrique.

Les propriétés géotechniques du sol sont regroupées dans le tableau :

| Mohr Coulomb | Couche I | Couche II | Couche III |
|---|---|---|---|
| | 17 | 18 | 17 |
| | 19.5 | 21.5 | 19 |
| | 2100 | 6600 | 5E+06 |
| | 0.35 | 0.30 | 0.30 |
| | 8 | 50 | 125 |
| | 8 | 22 | 26 |
| | 0 | 0 | 0 |

Tableau 1 :paramètre mécanique du sol.

Le terrain est composé de trois couches :

Couche 1 : Argiles limoneuse.

Couche 2 : Argile marneuse Altéré.

Couche 3 : marne compacte

### 4-7-1ere cas :sol homogène (seule couche)

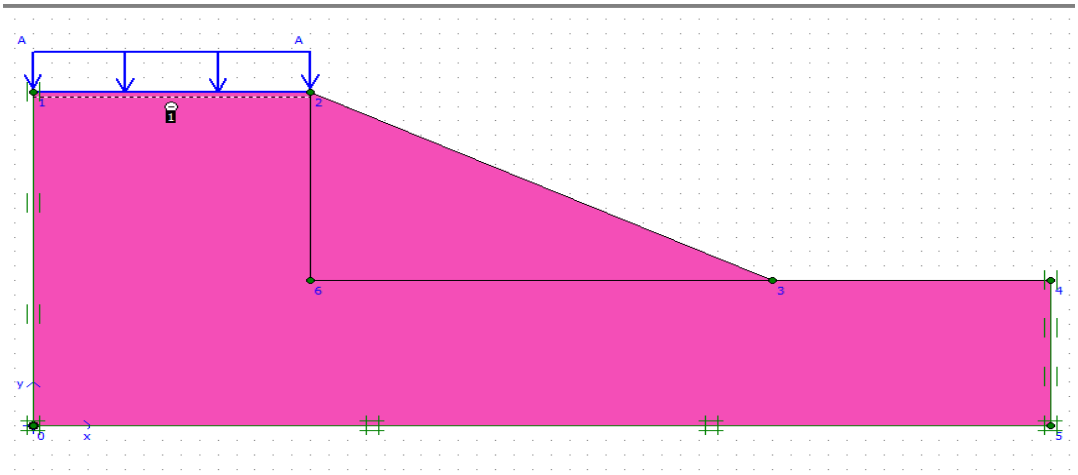


Figure 4- 12 : La géométrie du modèle Plaxis

### 4.7.1. Génération du maillage :

On règle la finesse du maillage (Refine global) sur (Refine cluster). Le maillage est présenté sur la figure :

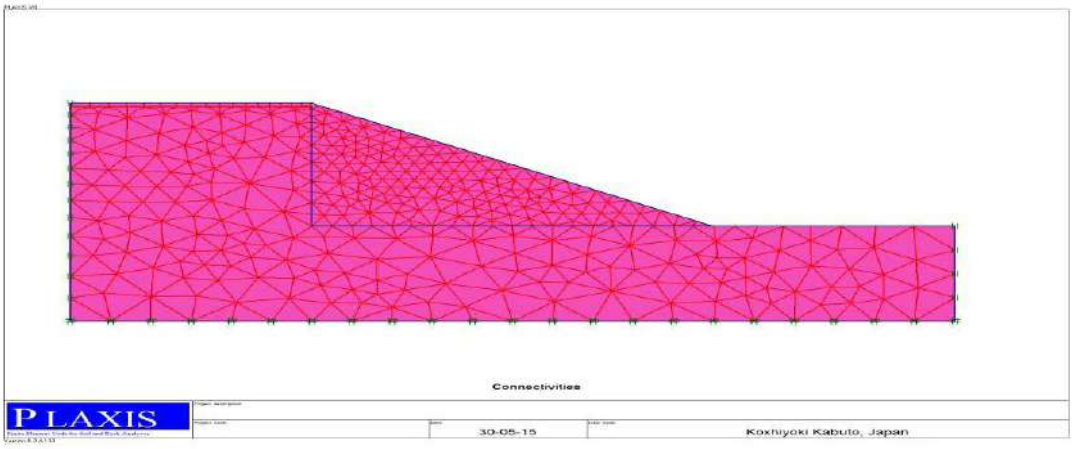



Figure4-13 : Génération du maillage du modèle Plaxis

### 4.7.2. Les conditions initiales :

On génère en premier les pressions interstitielles initiales et en second on spécifie la configuration géométrique initiale et on génère le champ des contraintes effectives initiales par la méthode du chargement gravitaire. La nappe phréatique est a 4.7m sous la surface du sol.

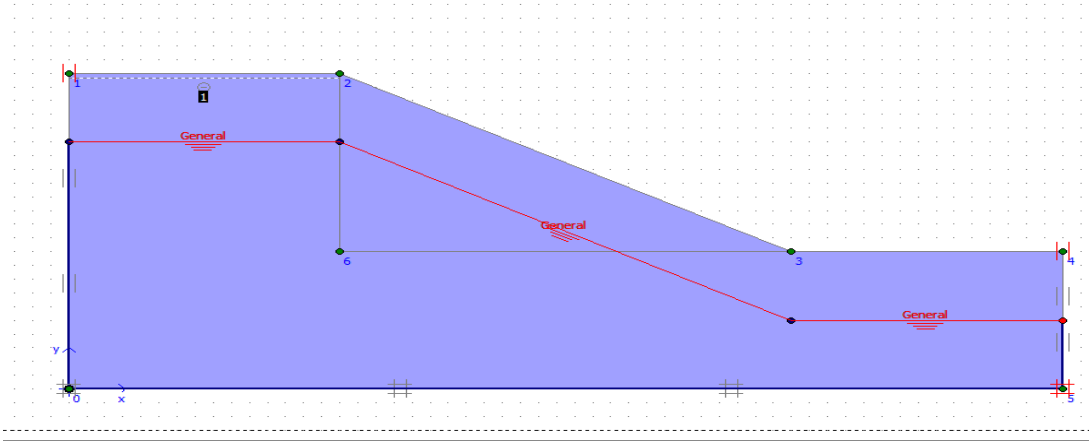



Figure 4-14:Position de la nappe phréatique.

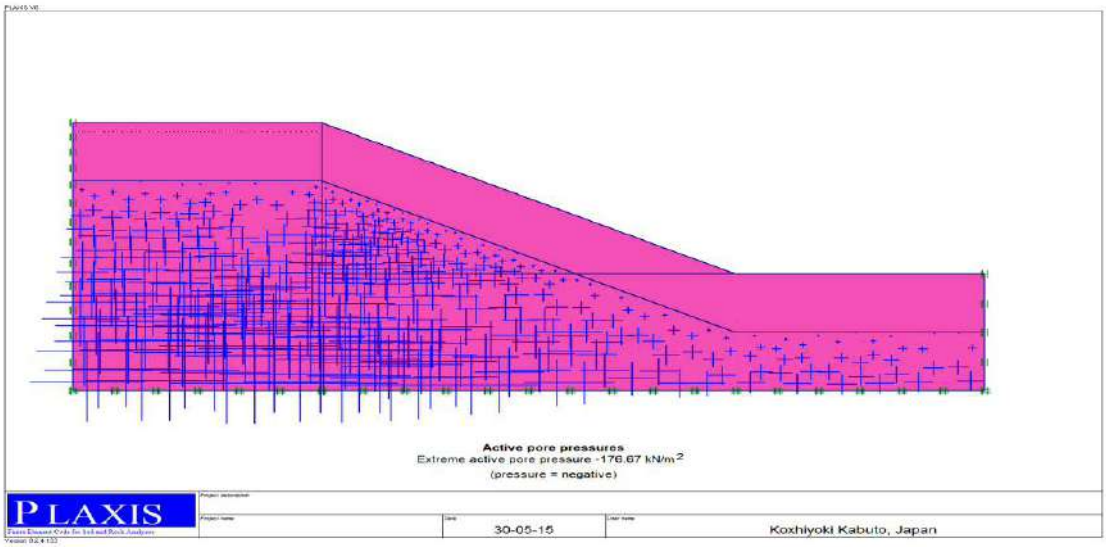



Figure 4-15 : Répartition des pressions interstitielles initiales.

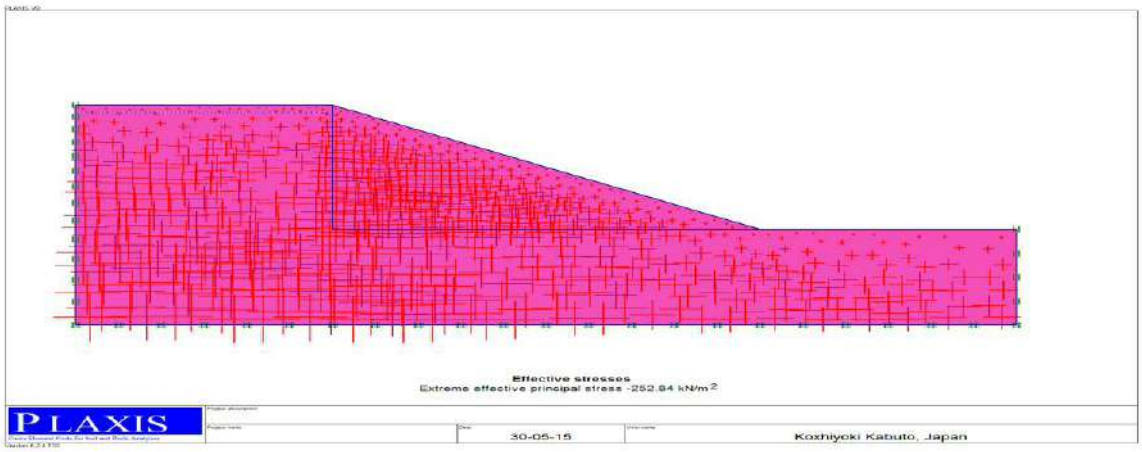



Figure 4-16:Génération des contraintes effectives initiales.

### 4.7.3.Le calcul :

Le calcul est fait avec le modèle Mohr-Coulomb et calcul coefficient de sécurité :

### 4.7.4. Les résultats :

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour la phases avec le programme *Output*

- Déplacement totaux

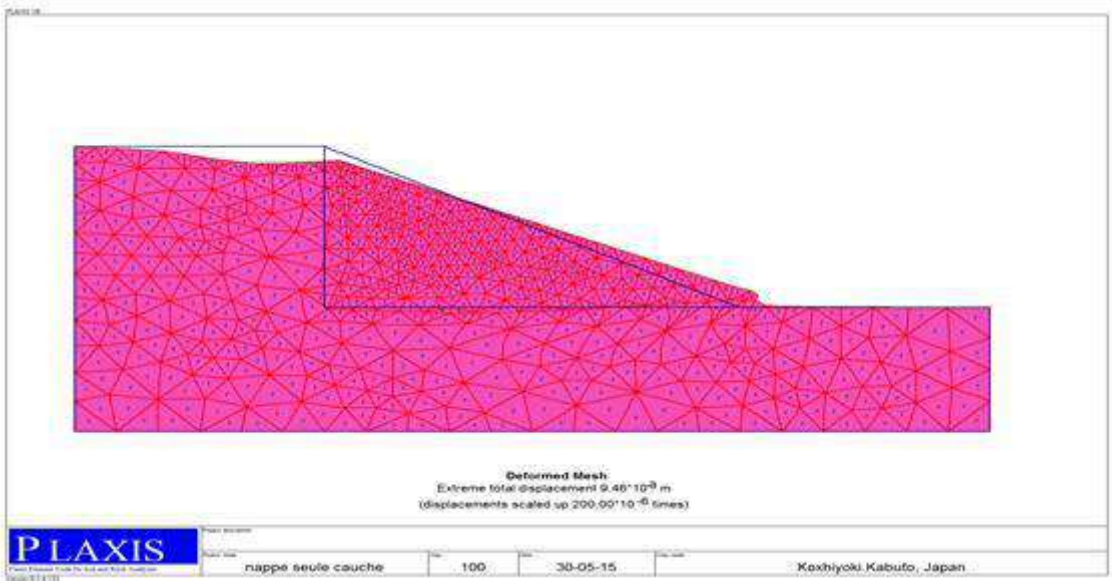



Figure 4- 17 :Les déplacements totaux.

- Les déplacements horizontaux

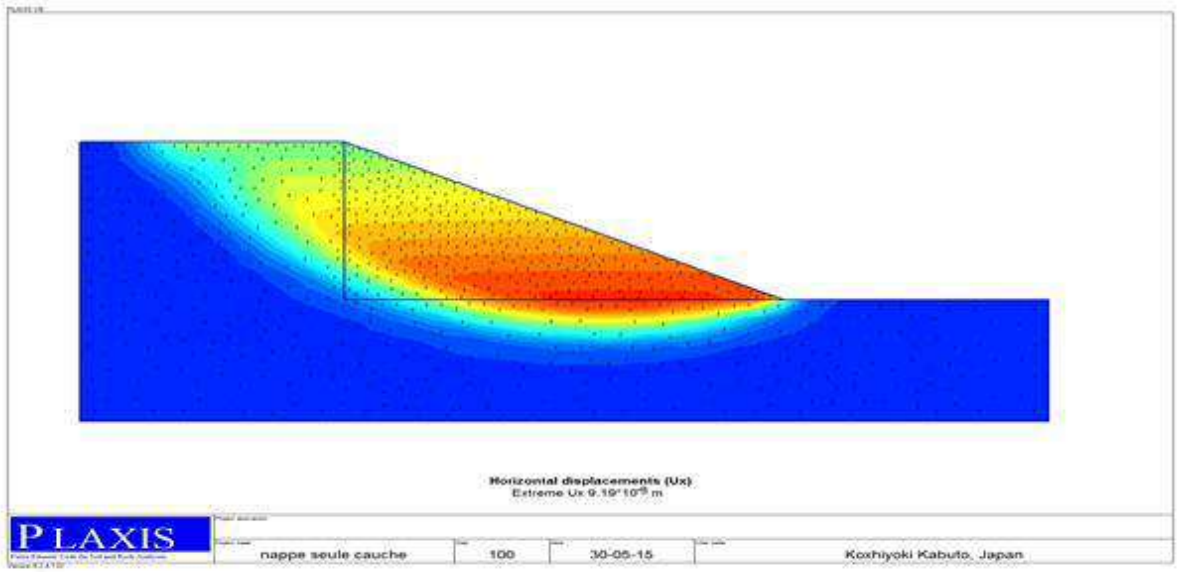



Figure 4- 18 : Les déplacements horizontaux

- Déplacement verticaux

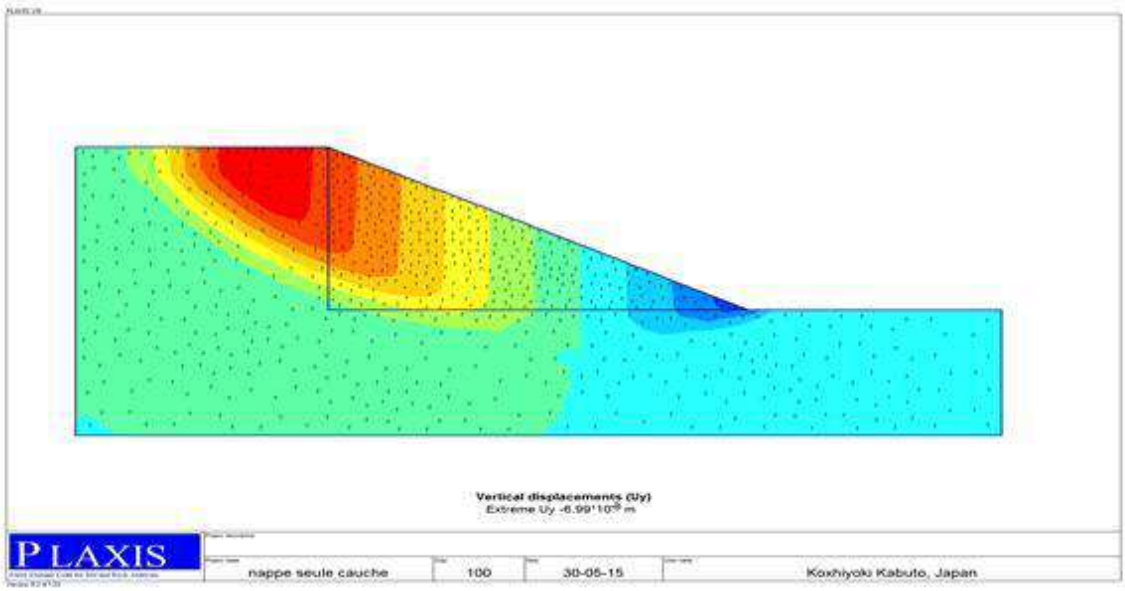
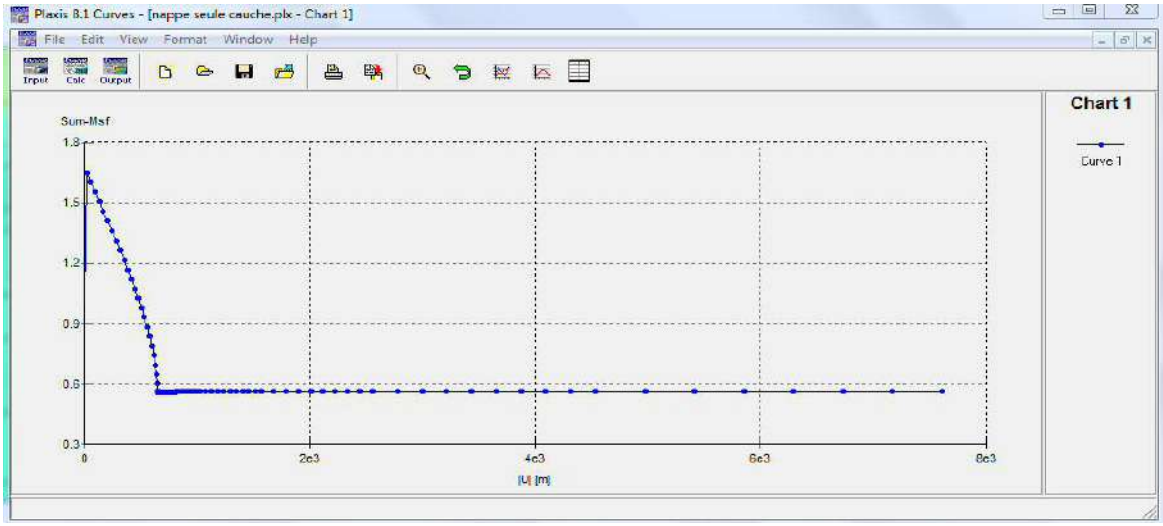



Figure 4- 19 : Les déplacements verticaux




Valeur moyenne du coefficient de sécurité Fs=0.564

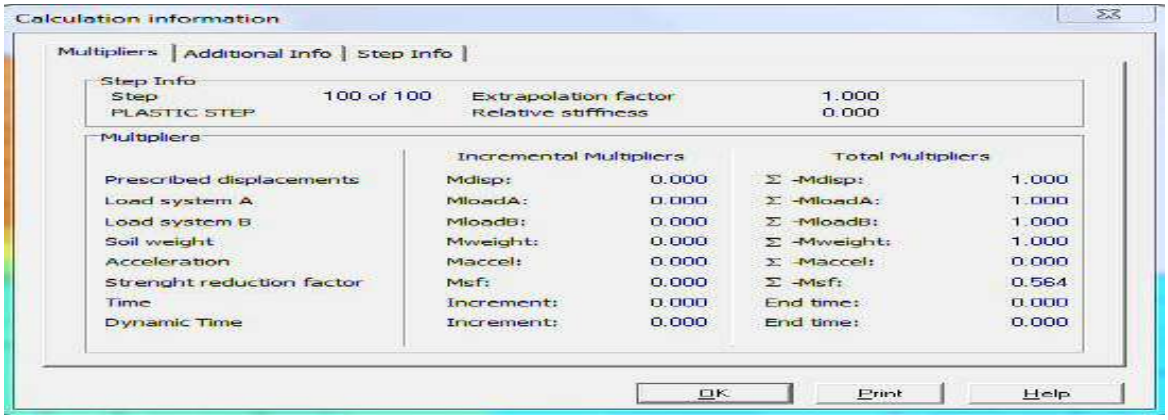


Figure 20 :Des informations sur le calcul.

### 4.8 :2 eme cas : sol bicouche

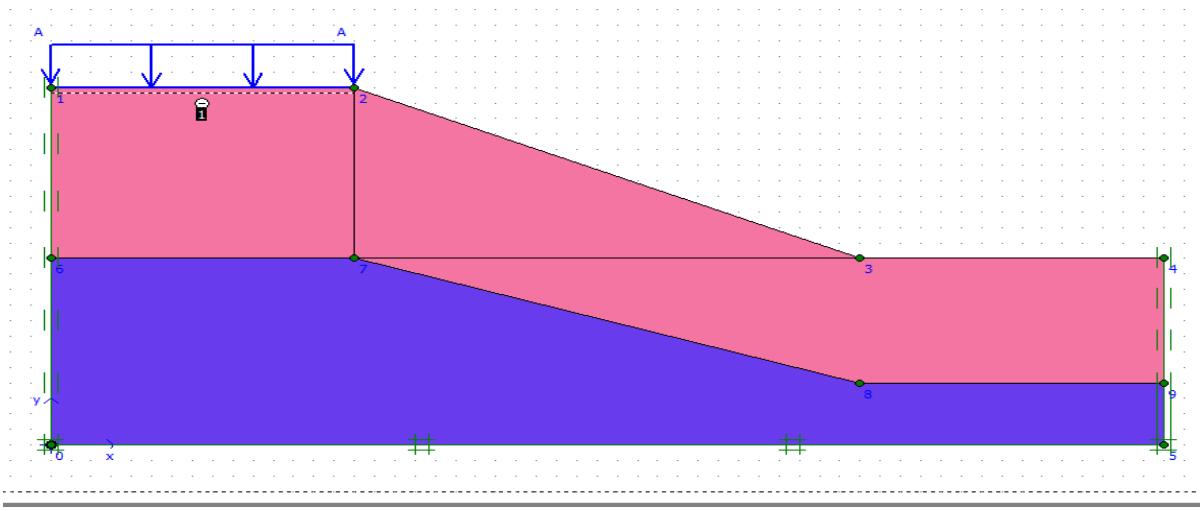


Figure4-21 : La géométrie du modèle Plaxis(bicouche)

### 4.8.1. Génération du maillage :

On règle la finesse du maillage (Refine global) sur (Refine cluster). Le maillage est présenté sur la figure :

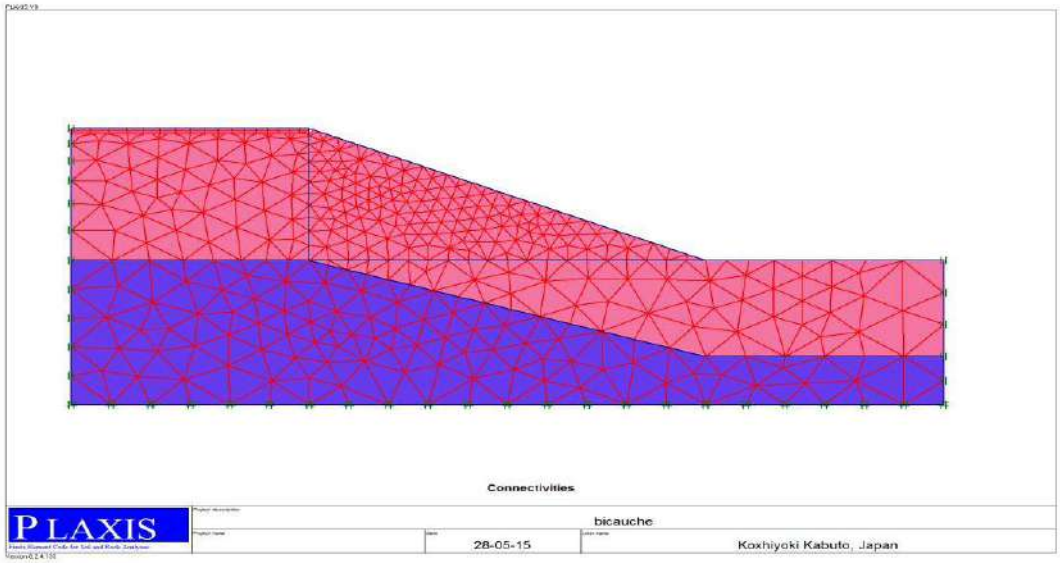



Figure 4- 22 : Génération du maillage du modèle Plaxis

### 4.8.2. Les conditions initiales :

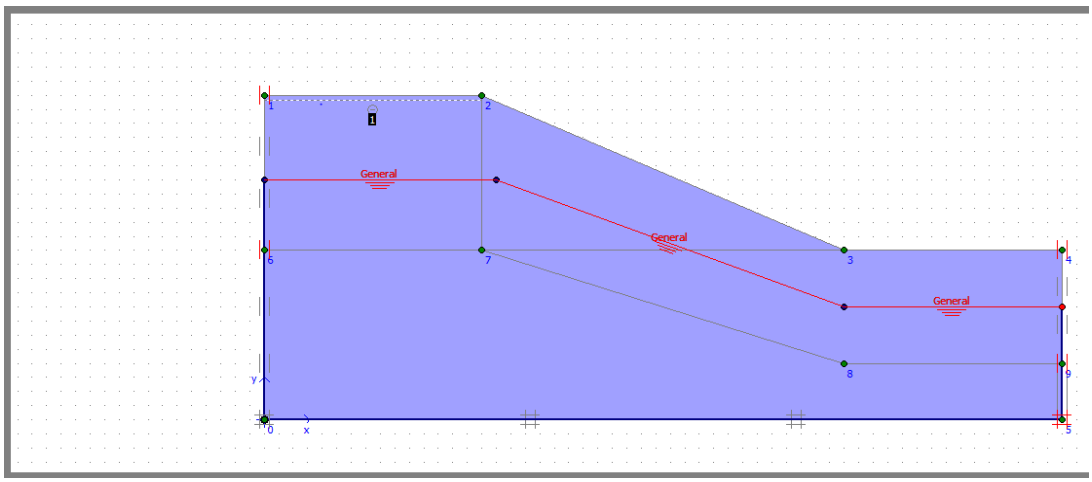



Figure4-23 :Position de la nappe phréatique.

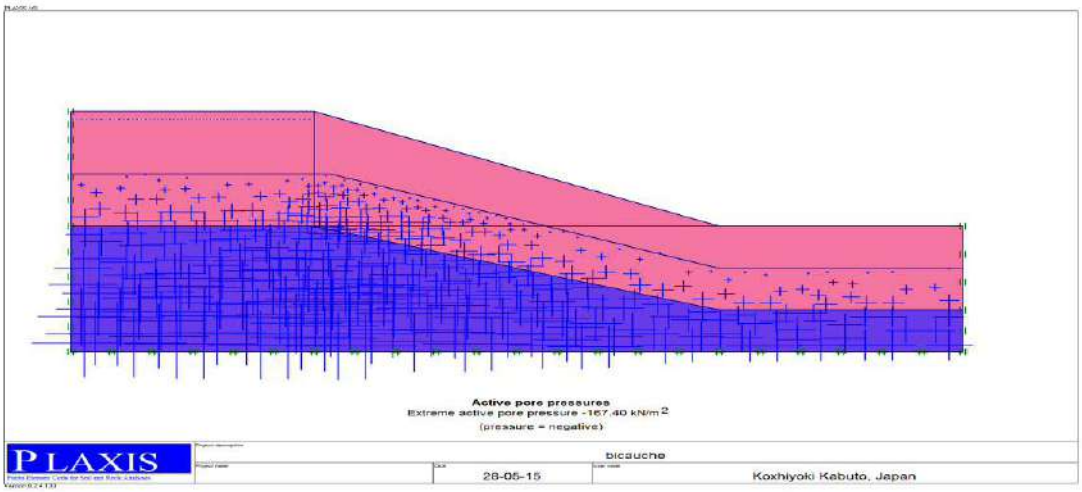



Figure 4- 24 : Répartition des pressions interstitielles initiales.

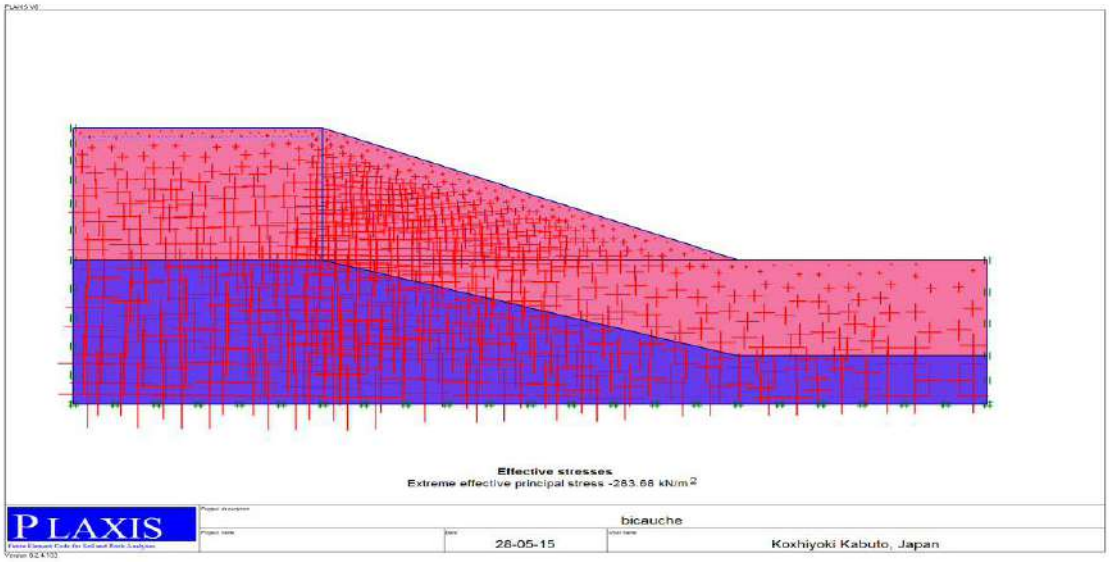



Figure4-25 :Génération des contraintes effectives initiales.

### 4.8.3. Le calcul :

Le calcul est fait avec le modèle Mohr-Coulomb et calcul coefficient de sécurité :

### 4.8.4. Les résultats :

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour la phases avec le programme *Output*

- Déplacement totaux

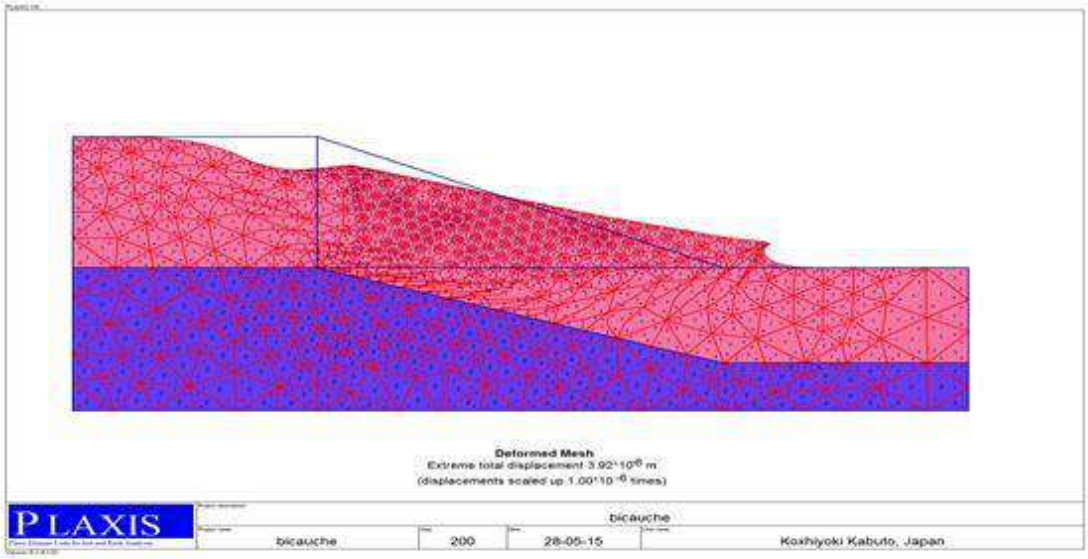



Figure 4- 26 :Les déplacements totaux.

- Déplacement horizontaux.

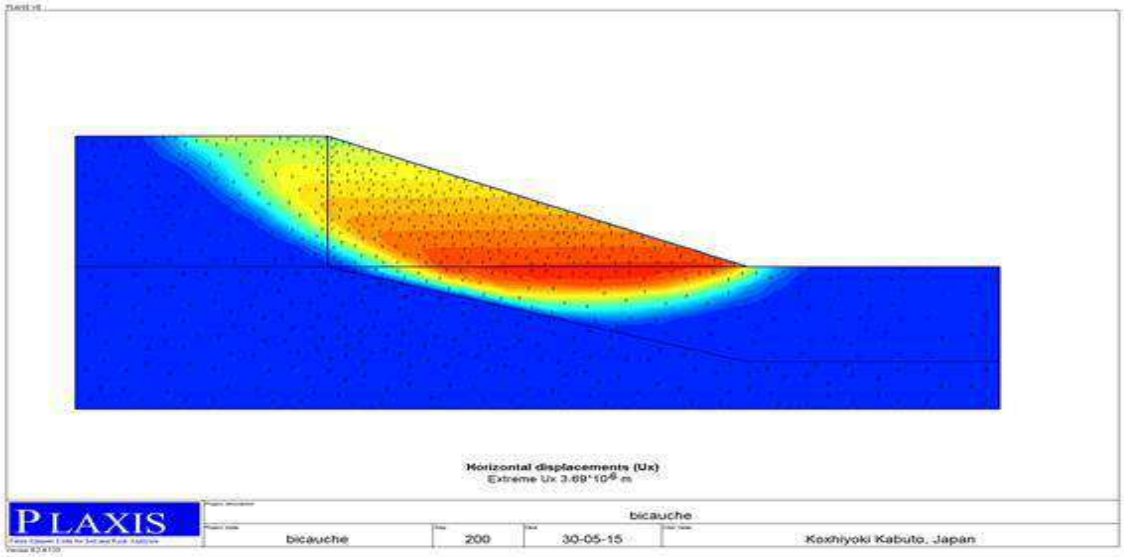



Figure 4-27:Les déplacements horizontaux

- Les déplacements verticaux.

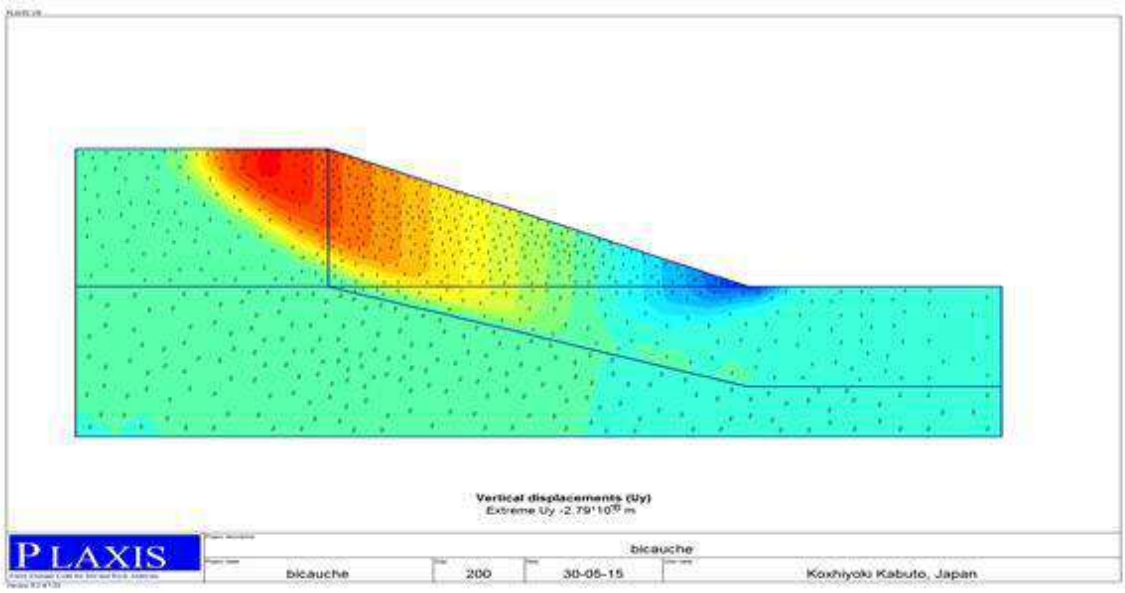
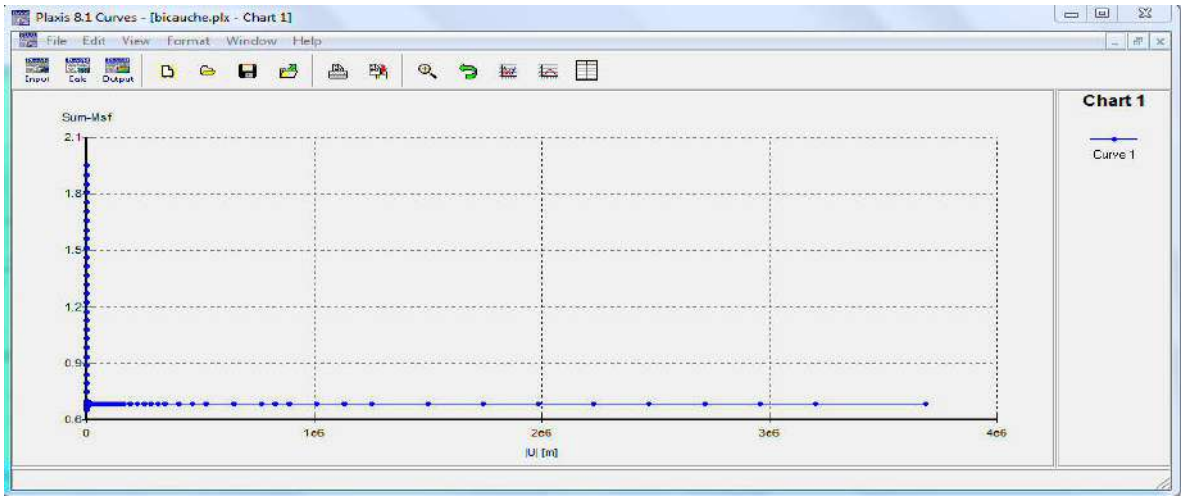



Figure4-28 :Les déplacements verticaux.

- Valeur moyenne du coefficient de sécurité Msf = 0.687



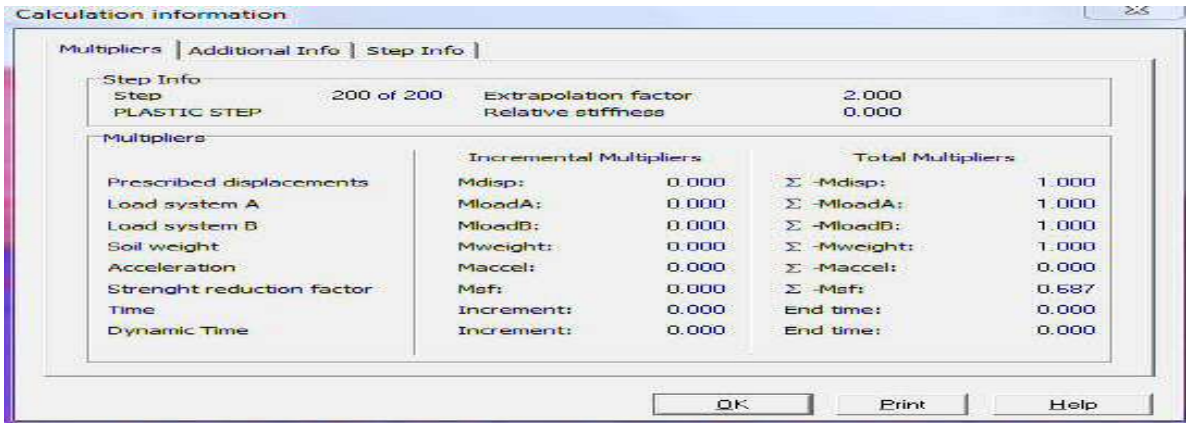




Figure 4-29 : Des informations sur le calcul.

### 4.9 : 3 eme cas : sol tricouche.

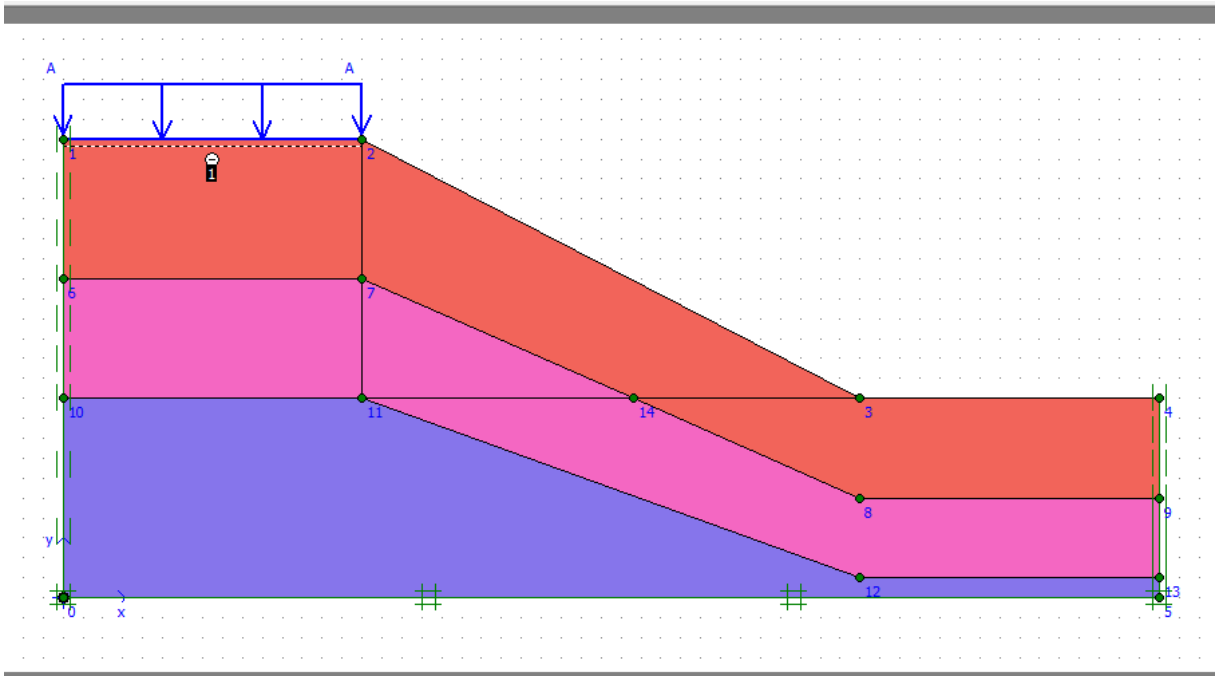



Figure 4- 30: La géométrie du modèle Plaxis (tricouche).

#### 4.9.1. Génération du maillage :

On règle la finesse du maillage (Refine global) sur (Refine cluster). Le maillage est présenté sur la figure :

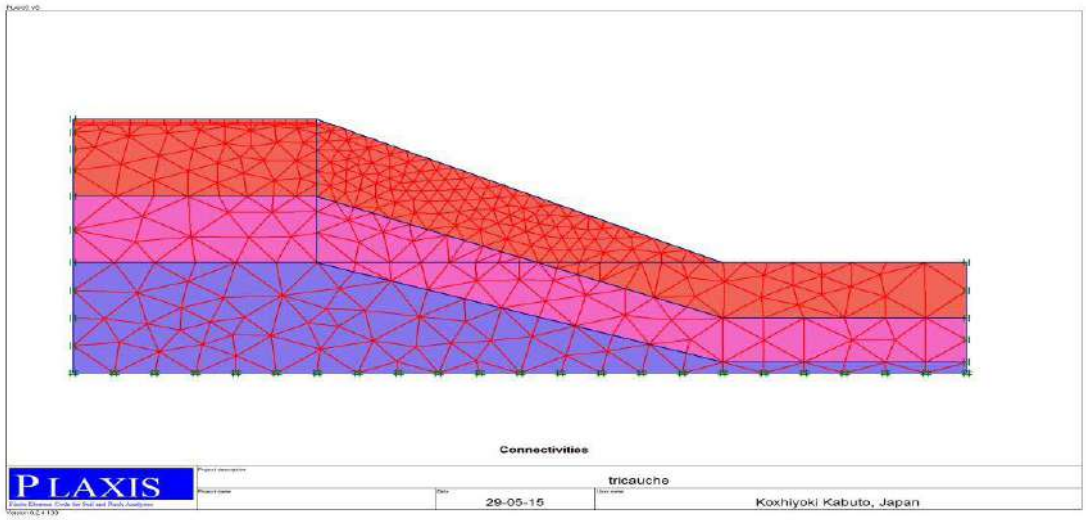



Figure 4- 31 : Maillage du modèle.

### 4.9.2. Les conditions initiales :

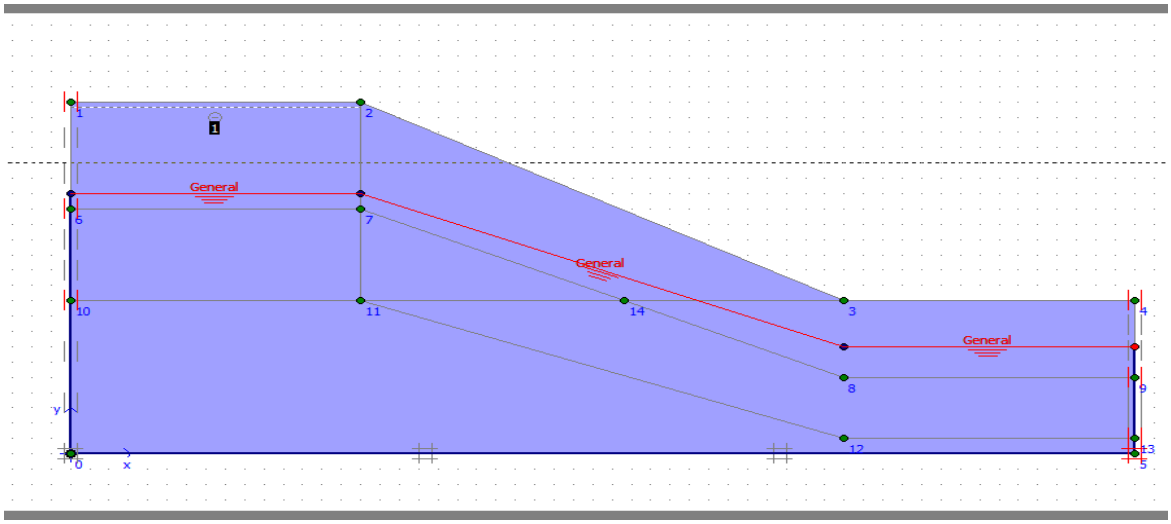



Figure4-32 :Position de la nappe phréatique.

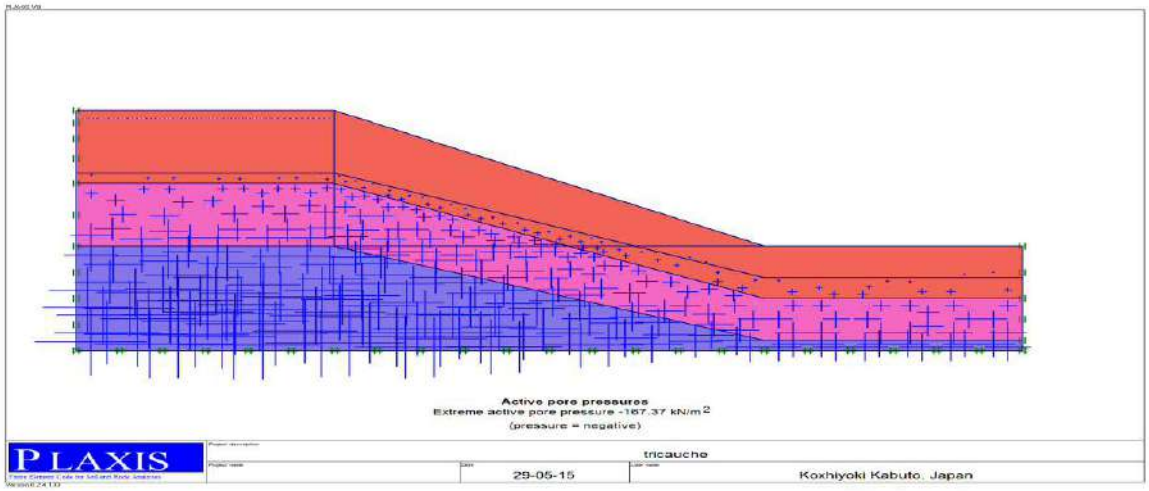



Figure 4-33 : Répartition des pressions interstitielles initiales.

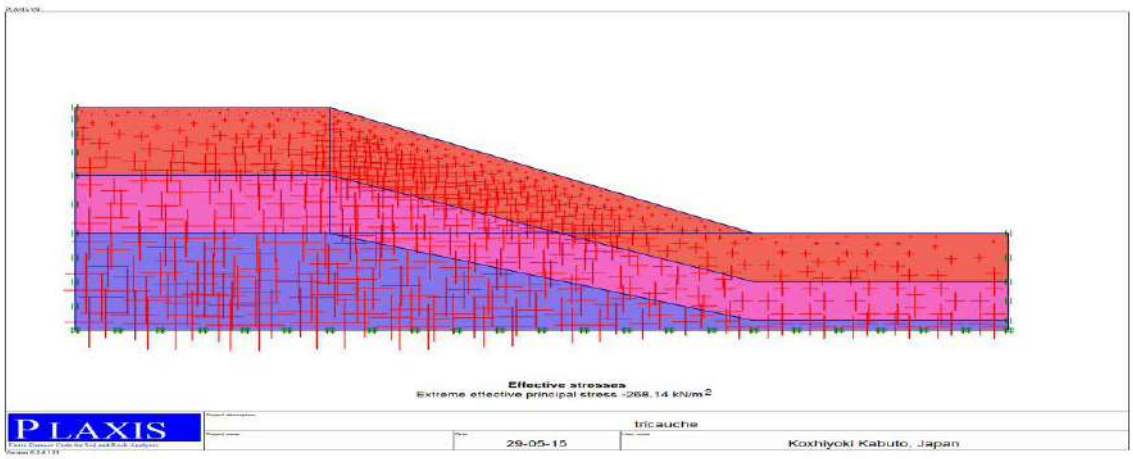


Figure 4-34 : Génération des contraintes effectives initiales.

### 4.9.3. Le calcul :

Le calcul est fait avec le modèle Mohr-Coulomb et calcul coefficient de sécurité :

### 4.9.4. Les résultats :

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour la phases avec le programme *Output*

- Déplacement totaux

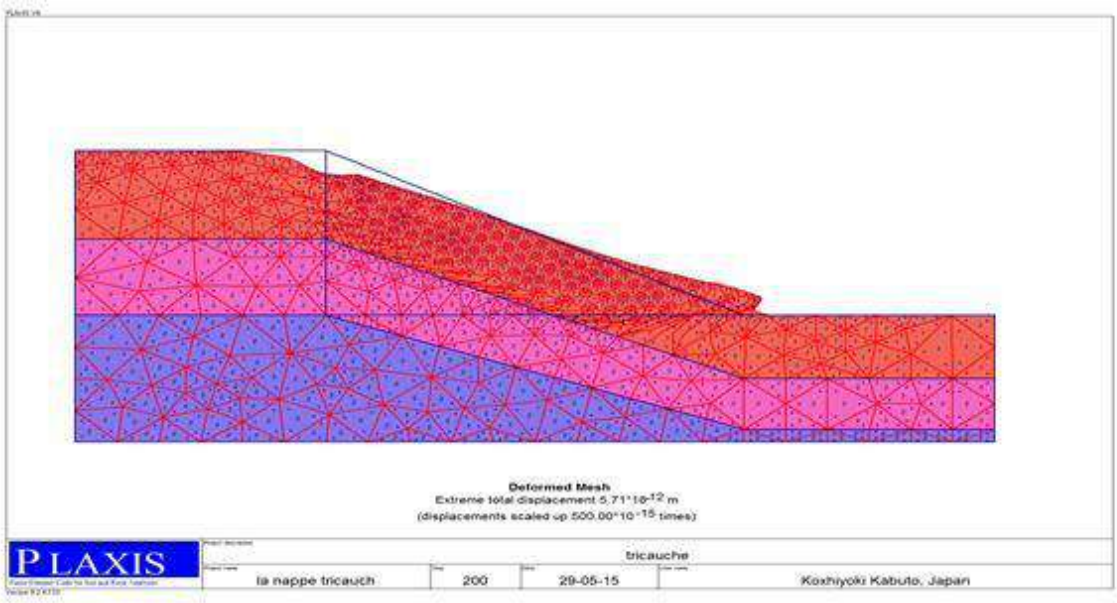



Figure4-35 : Les déplacements totaux.

- Déplacement horizontaux

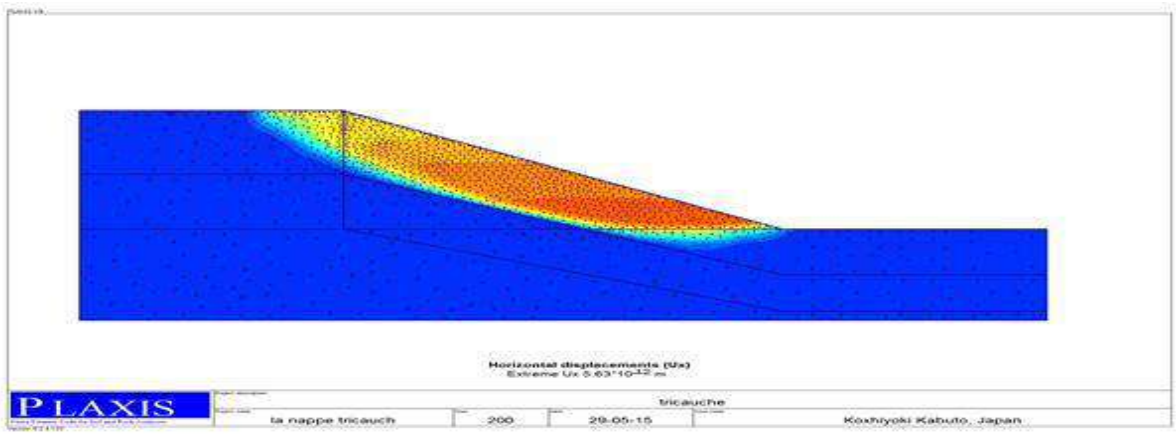



Figure 4-36 :Les déplacements horizontaux

- Déplacement verticaux -

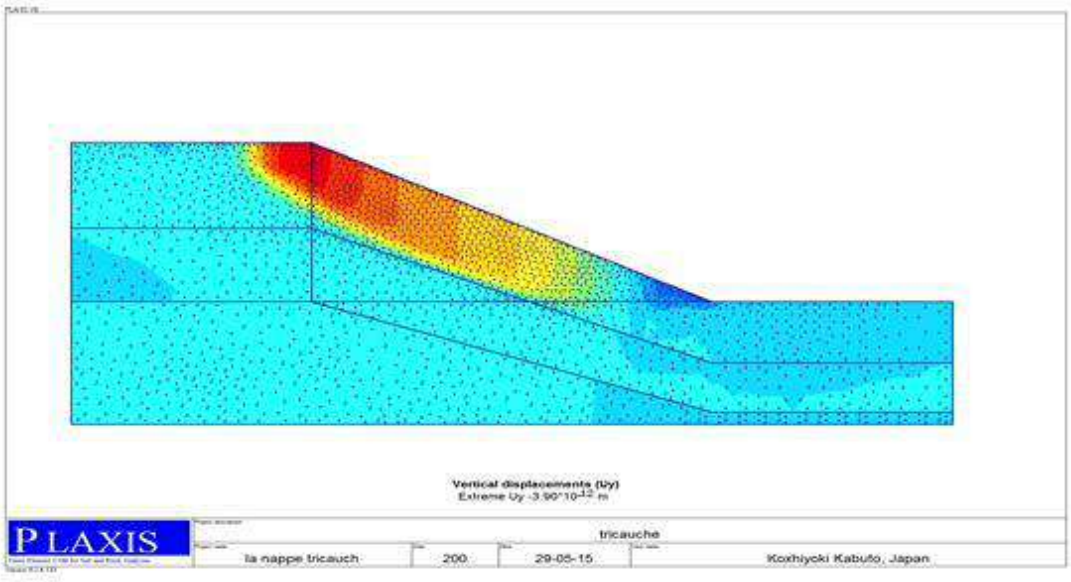
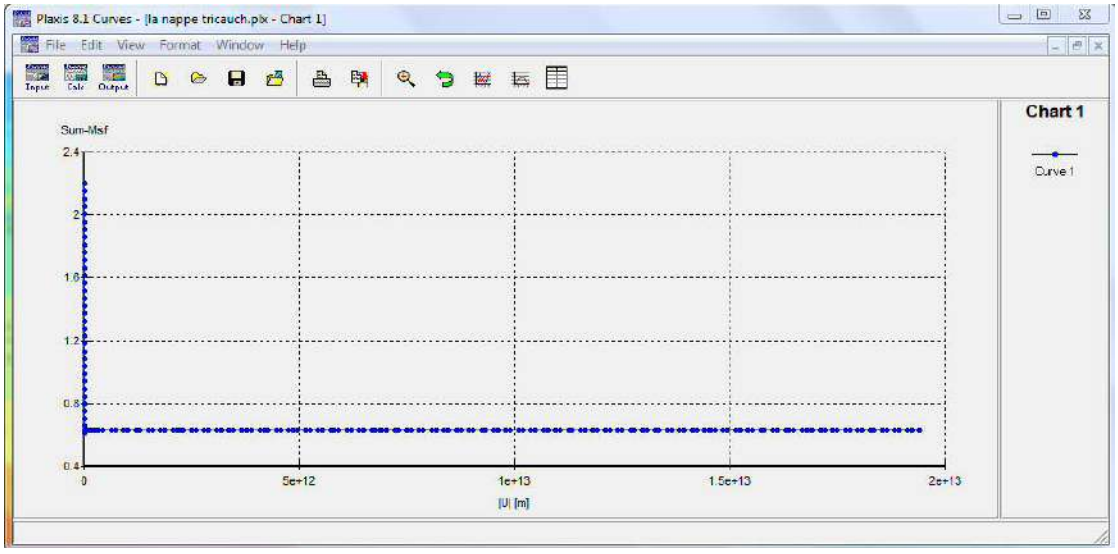



Figure 4- 37 : Les déplacements verticaux.

- Valeur moyenne du coefficient de sécurité Msf = 0.637



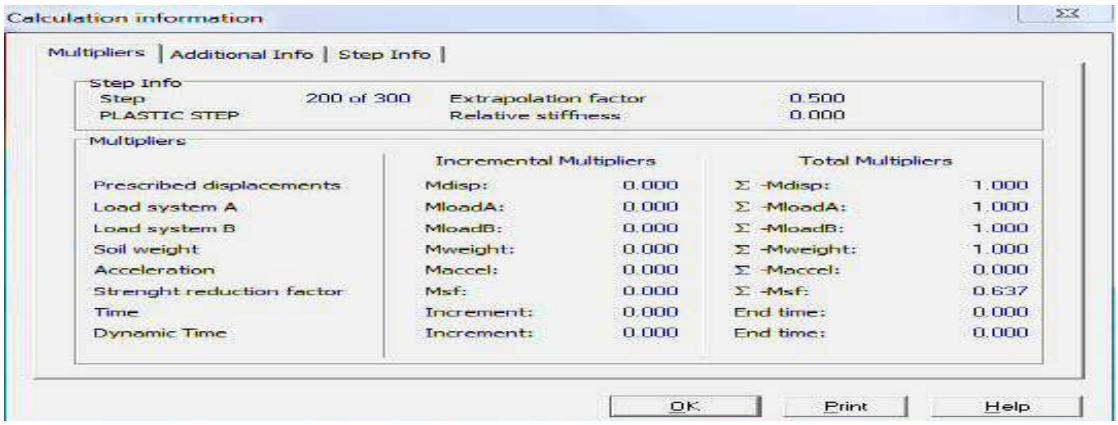



Figure4- 38 : Des informations sur le calcul.

**CONCLUSION :**

Les différents modèles utilisés dans PLAXIS montrent qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans *PLAXIS* n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul *manuel* pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expression, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins courant est vraisemblablement l'angle de dilatance.

# CHAPITRE V: La présentation d’une étude de cas réel

## 5.1.Introduction :

Les glissements de terrains sont des phénomènes naturels. Ils sont provoqués le plus souvent suite à un évènement pluviométrique. Après avoir constaté les désordres et effectué un programme complet d'investigations géotechniques sur le tronçon de route PK 25+300 appartenant à la RN64, Plusieurs propositions techniques de traitement du glissement et de la reconstruction de la chaussée ont été envisagées et présentées au maître de l'ouvrage.

Le calcul de stabilité du talus avant travaux puis on passe aux propositions de confortement. une solution envisagé le traitement du sol par Jet grouting, cette solution consiste en la réalisation d'un renforcement des remblais par nappes de géotextiles.

## 5.2. La présentation de la région :

La wilaya de Médéa est située sur les hauts plateaux qui ferment la vallée de la Mitidja, a quatre-vingt-huit 88 kilomètres au sud d'Alger, Elle est limitée au Nord par la Wilaya de Blida, au Sud par la Wilaya de Djelfa ; à l'Est par les wilayas de M'Sila et Bouira et à l'Ouest par les Wilayas de Ain Defla et de Tissemsilt. (FigureV.1) Elle est riche de son histoire et sa culture, ville riante ; assise au milieu des vergers et vignobles réputés. Beylik du Titteri Médéa garde le nom latin de «Lambdia » ; elle serait l'ancienne station romaine de Medix ou ad Médias, ainsi appelée parce qu'elle était à égale Distance de Tirinadi (Berrouaghia*)* et de Sufnsar (Amoura). Sa superficie totale est de 8700kilometre carré et sa population est estimée à 722 000 habitants.




Figure 5-1 : Situation géographique de Médéa.

**5.2.1. La morphologie de la région :** Le relief de la wilaya de Médéa se compose de quatre principales zones qui sont:

**5.2.1. A. La zone montagneuse :** Elle se compose d'une chaine de montagnes continue qui limite la partie ouest et nord de la wilaya, cette zone s'étend des monts de l'Ouarsenis jusqu'à Tablât.

**5.2.1. B. La zone tellienne :** Se situant au milieu de la wilaya, elle se distingue par son caractère agricole notamment la culture de la vigne qui produit différentes variétés de raisin, en plus des agrumes de toutes sortes dont principalement les pommes.

**5.2.1. C. La zone des plaines :** Elle comprend les plaines de Beni Slimane et de M'Rachad qui se situent au milieu de la zone tellienne. Ces plaines se singularisent par la culture des arbres fruitiers.

**5.2.1. D. La zone du sud :** Cette zone se caractérise par l'irrégularité de la pluviométrie.

**5.2.1. E. La sismicité de la région :** D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003), la wilaya de Médéa est classées zone de Sismicité moyenne, c'est-à-dire zone à sismicité moyenne. Le document technique réglementaire, divise le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante (figure 5.2), soit :

- **Zone 0 :** Sismicité négligeable
- **Zone I** : Sismicité faible
- **Zone II a et II b** : Sismicité moyenne
- **Zone III** : Sismicité élevée

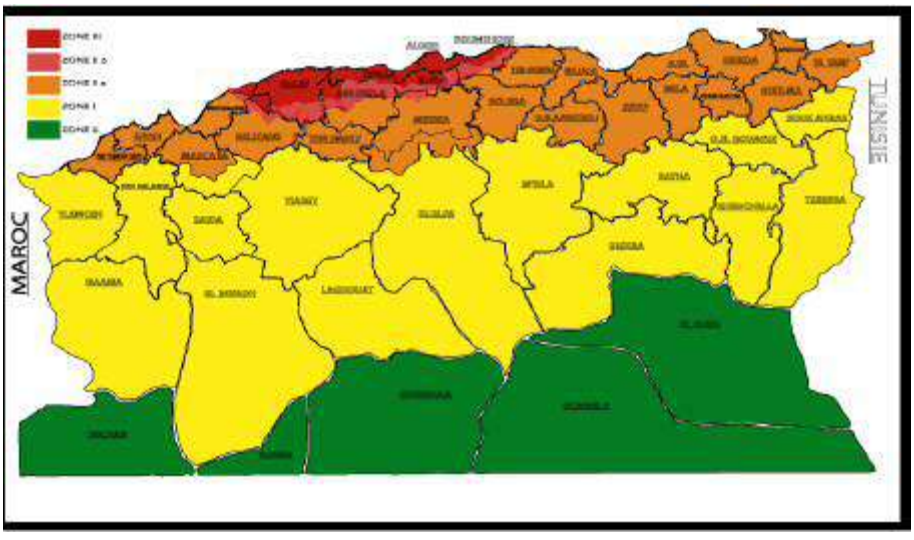



Figure 5-2 : les zones de sismicité Algérienne (situation sismique de Médéa).

## 5.3. Présentation du projet:

### 5.3.1. Introduction :

Cette partie concerne le traitement du glissement de terrain survenu en Décembre 2011à la sortie de la ville d'El Omaria au Nord-est de la wilaya de Médéa, le versant affecté par le glissement touche la route nationale RN 64 C08 au niveau du point kilométrique 25+300. En plus de l'axe routier, le glissement a touché aussi des habitations limitrophes à la sortie de la ville.

Ce chapitre est réservé à l'analyse des données de glissement, la recherche des causes de l'instabilité du terrain et du glissement ainsi que le calcul de stabilité du versant actuel avant le confortement par la recherche des surfaces de rupture.

En effet le bureau d'études a entrepris une campagne de reconnaissance comprenant :

- Douze (12) pénétromètres dynamiques poussés jusqu'au refus.
- Une campagne de sondage carotté composé de deux sondages de 20 m de profondeur.
- un levé topographique au 1/500$^{ème}$.

### 5.3.2. Désordre et manifestations pathologiques :

Les désordres et les manifestations pathologiques suivantes:

- La route est en profil mixte, les dégradations sont observées coté remblai.
- Affaissement de la route au droit de la demie-chaussée côté gauche en allant vers Omaria, due probablement aux propriétés géotechniques des remblais qui sont médiocres et peu compactes (voir campagne pénétrométrique) et à l'infiltration des eaux météoriques provoquant ainsi une érosion interne.
- Affaissements multiples au cœur de la chaussée.
- Caniveau en béton fissuré laissant infiltration des eaux sous la chaussée.
- Talus de déblai ne présentant pas de signe d'instabilités évidentes.

Après des années d'exploitation, il à été constaté des dégradations persistantes au niveau de la route, malgré de moult travaux de réparation.

Notons aussi que le talus de déblai constitué de roche calcaire argilite, ne présente pas de signes d'instabilités évidentes à part quelques détachements de blocs.

Aussi après plusieurs travaux de rechargement effectués antérieurement, la chaussée continue de s'affaisser, ces travaux ont accentué le phénomène puisque un rechargement en tète ne fait que accélérer le mouvement.

## 5.4.Observation des désordres

### 5.4.1.Glissement au pk25+300



Figure 5-3: fissure sur la route d'OMARIA

## 5.5.Description du site

- **Situation et état des lieux :**

Le site concerné par cette visite est situé à 25Km vers l'Est du chef-lieu de la wilaya de Médéa. Situé à environ 3,5Km au Nord de la ville d'El Omria.

Ce glissement marque ces empreintes sur les deux côté de la chaussée, sur le côté remblais, les mouvements des terrains s'effectuent en masses assez importantes laissant derrière elles des vides qui seront à leurs tours remplis par les terrains qui descendront ultérieurement.

A l'endroit même où est mis en place l'ouvrage de confortement, le glissement s'effectue en masse très importante trainant progressivement cet ouvrage, en son mouvement et détériorant la chaussée en conséquence.



Figure 5-4 :Site du glissement de terrain

## 5.6.Calcul de stabilité :

L'étude de stabilité, objet de ce rapport a été effectuée à l'aide du programme PLAXIS version 8.2. Ce programme consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimums ($F_s \leq 1$).

En rupture circulaire, le coefficient de sécurité ($F_s$) est calculé par les approches de Bishop et Jambu (perturbation circulaire) et en rupture non circulaire, par la méthode des perturbations non circulaires.

Dans ce programme, excepté la géométrie, toutes les données du problème sont modifiables simplement de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques) et donc de dégager l'influence de chacun des paramètres sur la stabilité.

La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY). L'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction de l'aval et l'axe (OY) étant dirigé verticalement, orienté vers le haut. Le profil est alors décrit par des segments reliant un ensemble de points, délimitant chacun d'eux une partie propre de la pente.

### 5.6.1. Hypothèses de calcul

- Le profil de calcul de la masse supposée en mouvement a été considéré dans son axe suivant la ligne de la plus grande pente ; le profil n°1 à été choisi pour le calcul et correspondant au passage d'un talweg.
- Les caractéristiques géotechniques prises comme paramètres initiaux dans les calculs sont les données recueillies des essais de laboratoire.
- Le sol a été considéré dans son état à court terme (en contraintes totales).

### 5.6.2.Profil type de calcul

Un (01) profil type de calcul à été considéré :

- pendant la phase travaux c'est-à-dire situation actuelle (court terme)
- après réalisation du confortement

- **Caractéristiques des sols**

| Nom de cauche | | | C | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Argile Altéré | 17 | 19.5 | 15 | 12 | 0 | 2100 | 2100 | 6300 | 0.33 |
| Argile saine | 15 | 17.5 | 8 | 21 | 0 | 2200 | 2200 | 6600 | 0.30 |
| Marne saine | 18 | 21.5 | 55 | 22 | 0 | 6600 | 6600 | 19800 | 0.30 |

Tableau 5-1 : Caractéristiques des sols

- **Caractéristiques géométriques des talus modalises :**

| Point | X | Y |
|---|---|---|
| 0 | 0 | 0 |
| 1 | 0 | 23 |
| 2 | 15 | 23 |
| 3 | 40 | 10 |
| 4 | 55 | 10 |
| 5 | 55 | 0 |
| 6 | 0 | 18 |
| 7 | 15 | 18 |
| 8 | 40 | 5 |
| 9 | 55 | 5 |
| 10 | 0 | 13 |
| 11 | 15 | 13 |
| 12 | 40 | 1 |
| 13 | 55 | 1 |
| 14 | 15 | 10 |
| 15 | 30 .3846 | 10 |
| 16 | 21.25 | 10 |

Tableau 5-2 : Caractéristiques géométriques

- **La surcharge :**

La surcharge utilisée est d'environ 20 KPa

### 5.6.3. Talus sans renforcement :

#### 5.6.3.1. Géométrie du modèle :

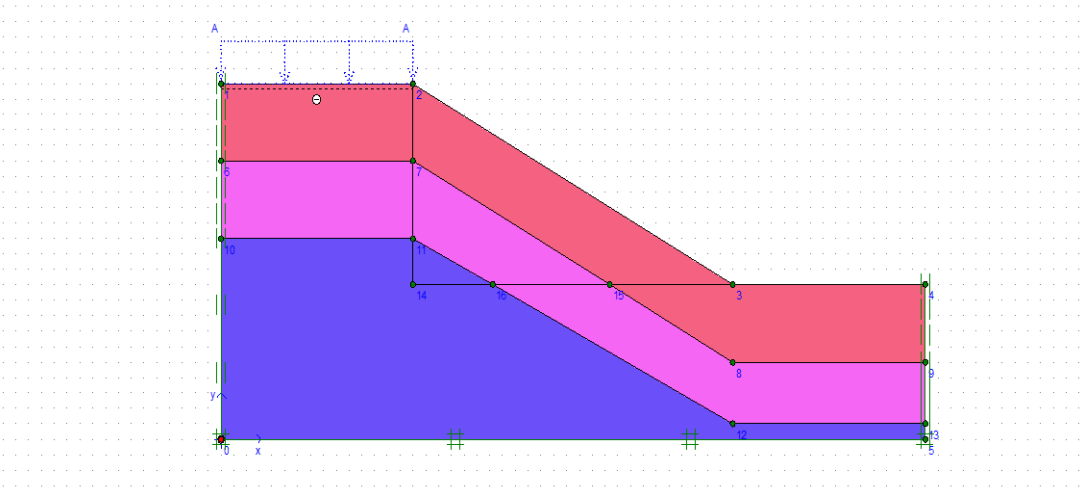


Figure 5-5 : Géométrie du modèle

#### 5.6.3.2. Génération du maillage :

On règle la finesse du maillage (Refine global) sur (Refine cluster). Le maillage est présenté sur la figure :

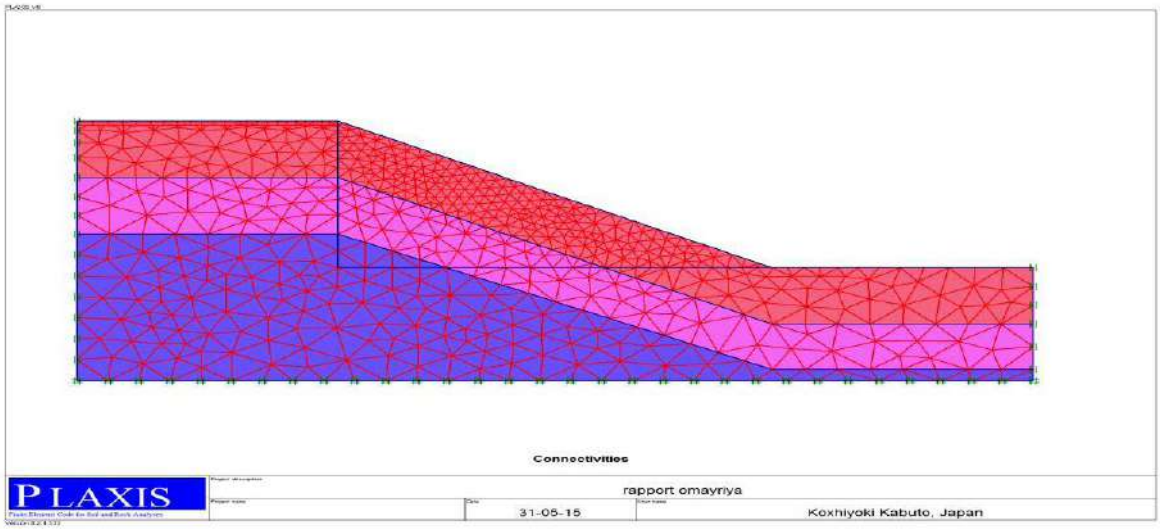



Figure 5.6 :Génération du maillage

#### 5.6.3.3. Les conditions initiales :

On génère en premier les pressions interstitielles initiales et en second on spécifie la configuration géométrique initiale et on génère le champ des contraintes effectives initiales par la méthode du chargement gravitaire.La nappe phréatique est a -1.2m sous la surface du sol.

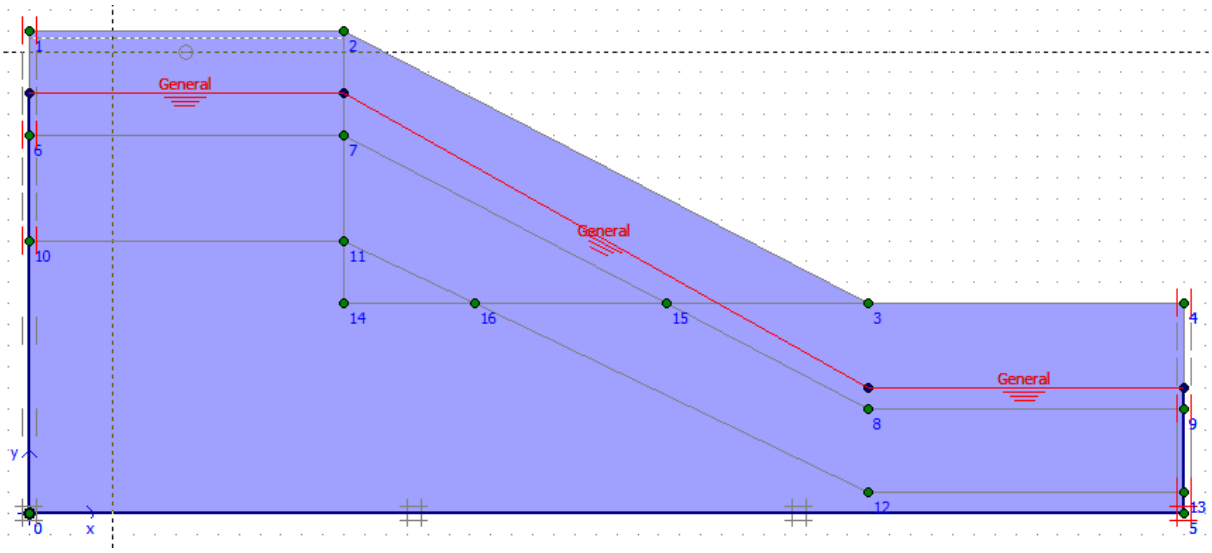



Figure 5-7:Position de la nappe phréatique.

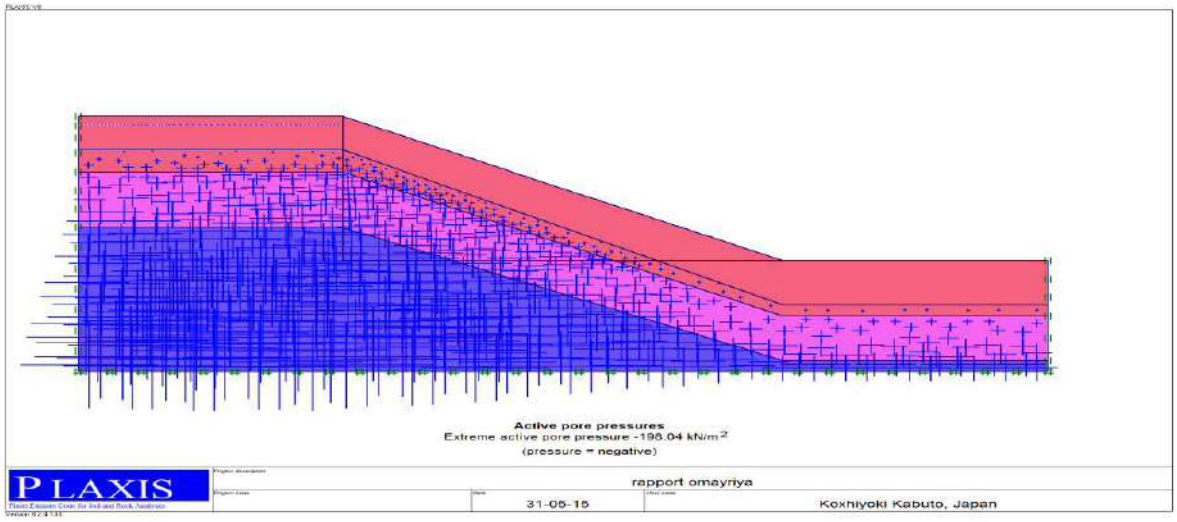



Figure 5-8 :Répartition des pressions interstitielles initiales.

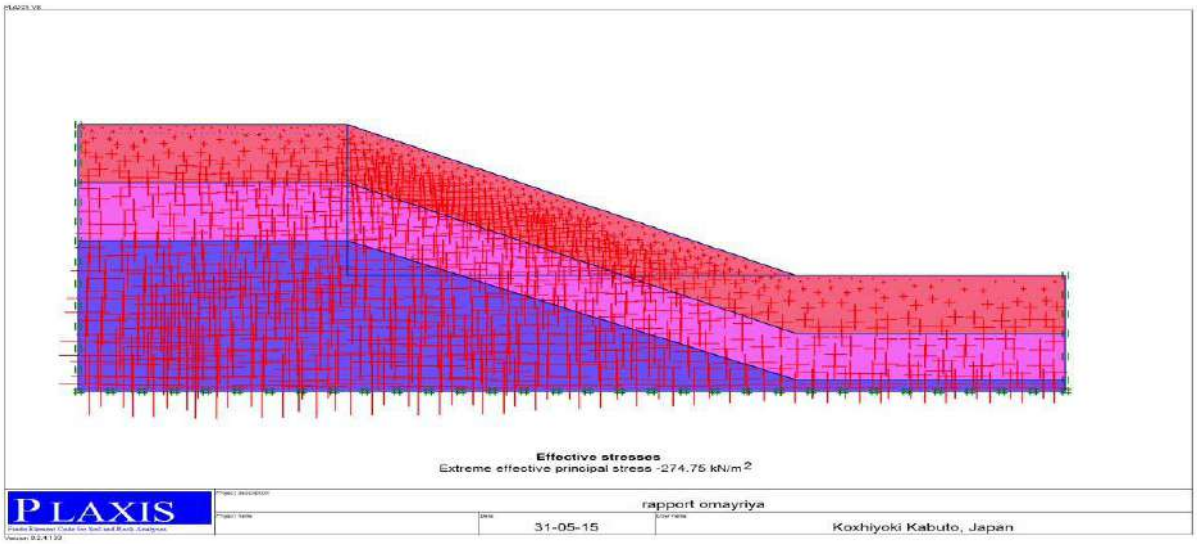



Figure 5-9:Génération des contraintes effectives initiales.

### 5.6.4. Le calcul :

Le calcul est fait avec le modèle Mohr-Coulomb et calcul coefficient de sécurité :

### 5.6.5. Les résultats :

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour la phaseavec le programme *Output*

- Déplacement totaux

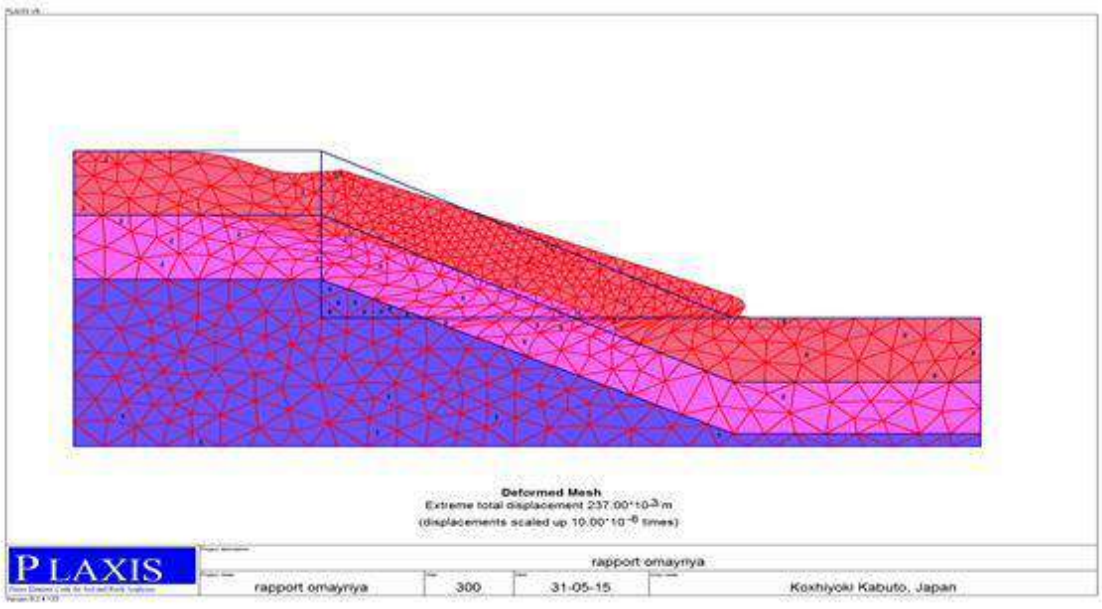



Figure 5-10:Les déplacements totaux.

- Les déplacements horizontaux

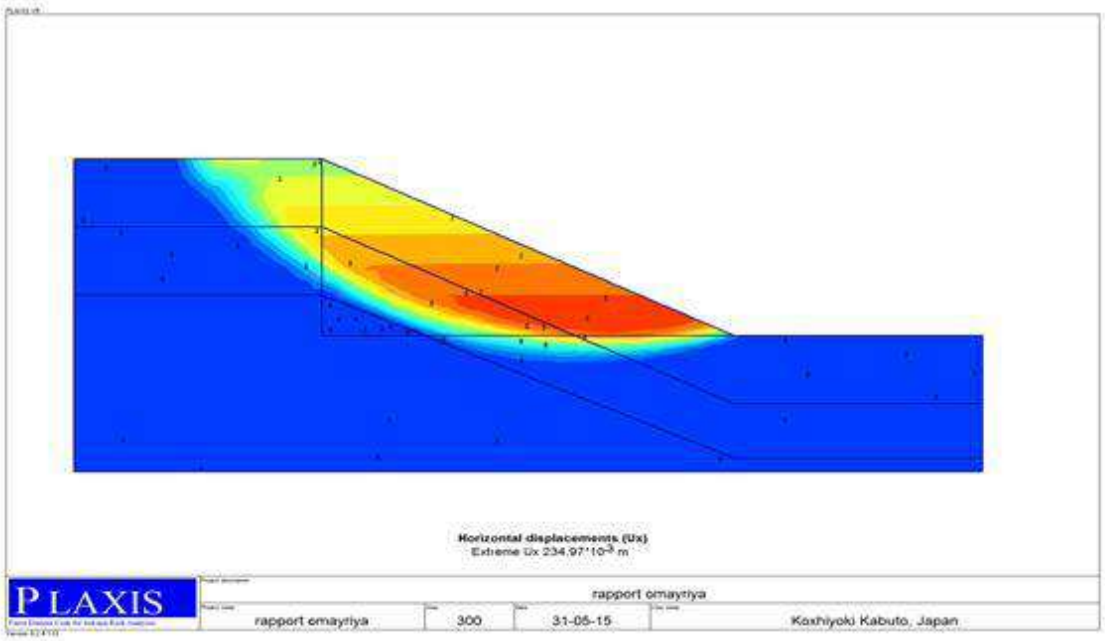



Figure 5-11:Les déplacements horizontaux

- Déplacement verticaux

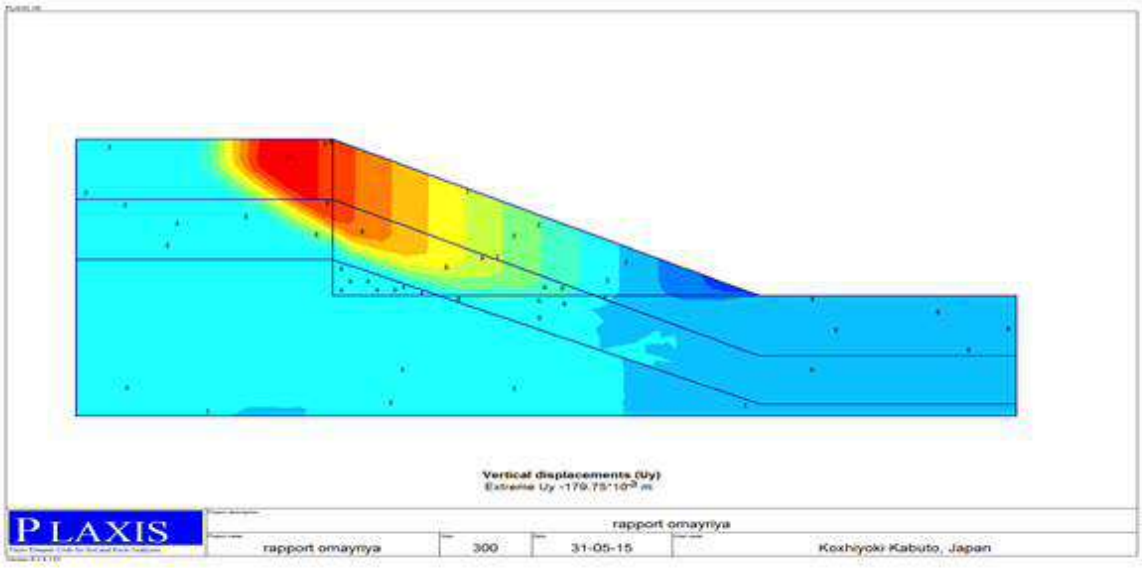
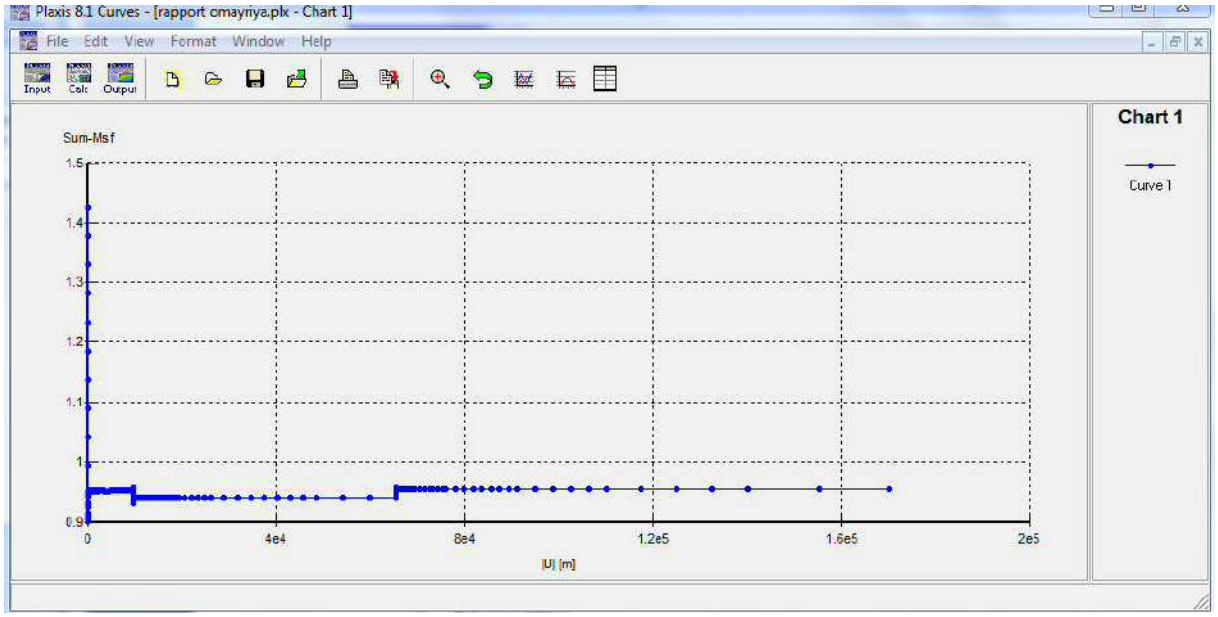



Figure 5-12 :Les déplacements verticaux




Valeur moyenne du coefficient de sécurité Fs=0.954

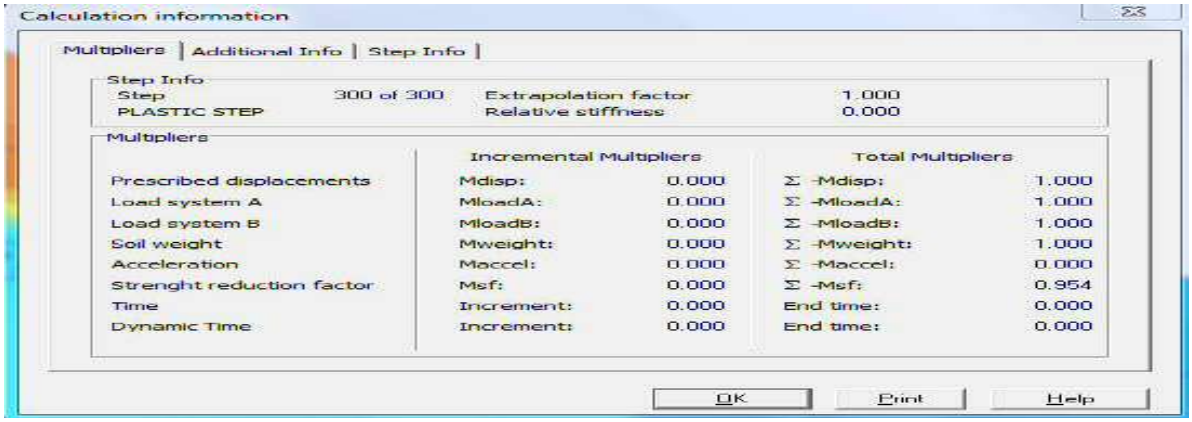



Figure 5-13 :Des informations sur le calcul.

Interprétation des résultats :

L'expertise du versant a permis d'aboutir aux résultats suivants :

- Le talus de remblai a été déstabilisé suite aux infiltrations des eaux de ruissellement à travers les argiles altérées.
- Les différentes simulations ont abouti à des coefficients de sécurité F :

de 0.954, sans prise en compte de la pression interstitielle ; le versant est dans une situation d'équilibre pouvant être qualifié soit :

- D'instable : Fs< 1
- Stable : Fs> 1

**Conclusion :**

Le coefficient de sécurité du talus est inférieur à 1 avec ce qui montre que le talus est instable.

On propose un renforcement avec des nappes de géotextiles et qui sera analyser dans ce qui suit.

## 5.7. SOLUTION DE CONFORTEMENT PAR GABIONS

La solution de confortement détaillée ci-dessous permet d'éviter la destruction totale ou partielle du tronçon affectée par le glissement.

### 5.7.1.Proposition de solutions pour le drainage en pieds du talus amont

#### 5.7.1.a. Tranchée drainante

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif. Les eaux peuvent provenir des zones de sources ou ce sont des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée.

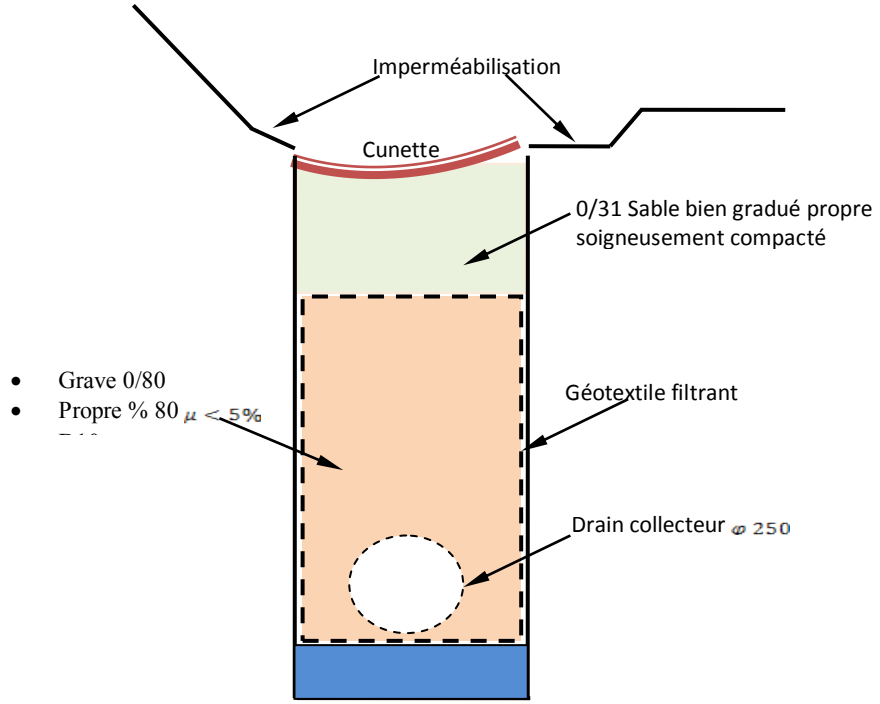



Figure 5-14 :Tranchée drainante

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe phréatique. Elles sont implantées sur les accotements de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eauponctuelles, etc.). Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la trancheuse et à la haveuse de paroi.

### 5.7.1. b. Murs étagés en gabions renforcés par géogrilles:

Enplusd'êtretrèsattrayants,lesmursétagésconstituentunesolutionderechangemoins encombrantequelesmurstraditionnels.Surlessitesdesurfacesuffisante, cesmurssontgénéralement construitsavecunezonedeverdure intermédiaireentre chaqueétage.Envued'uneconstructionindépendante dechaqueétage,ladistanceentre lemurA(àson sommet)etlemurB(àsabase)doitêtreaumoinsdeux foissupérieureàlahauteurdumurA(voirl'illustrationci-après).Si cen 'estpaslecas,lemurinférieurA doitêtreconstruit entenant compte delacharge supplémentairedumursupérieurB.

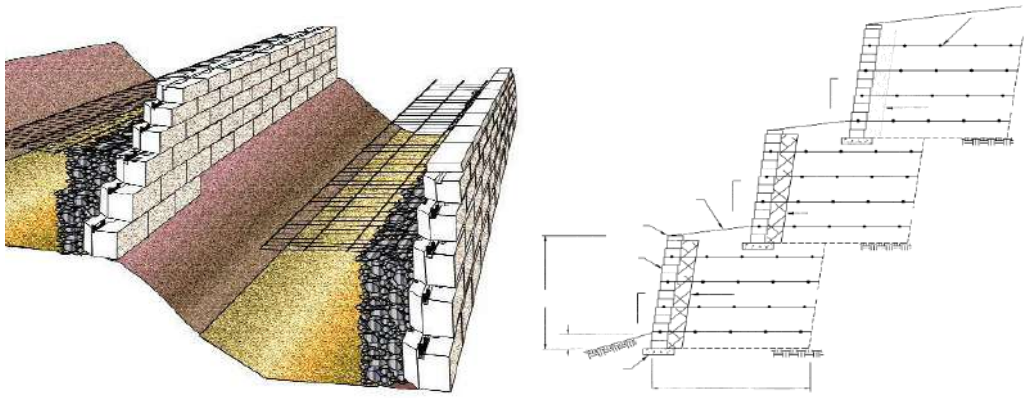


Figure 5-15 :Murs étagés en gabions renforcés par géogrilles:

### 5.7.1.c. Renforcement des remblais par nappes de géotextile

La solution consiste en un renforcement du talus du remblai en matériaux compactés et renforcés par géotextile (géogrilles et non tissé). Les caractéristiques techniques et géométriques de ces géotextiles doivent avoir, à travers les conditions suivantes, une influence sur le comportement du massif de sol renforcé.

En plus des caractéristiques mécaniques requises, il faut tenir compte du comportement à long terme du géotextile (le géotextile devra avoir des caractéristiques mécaniques élevées (module d'élasticité) afin d'absorber les tassements à long terme c.à.d. de fluage.

## 5.8.Talus renforcé par géotextiles:

### 5.8.1. Géométrie du modèle

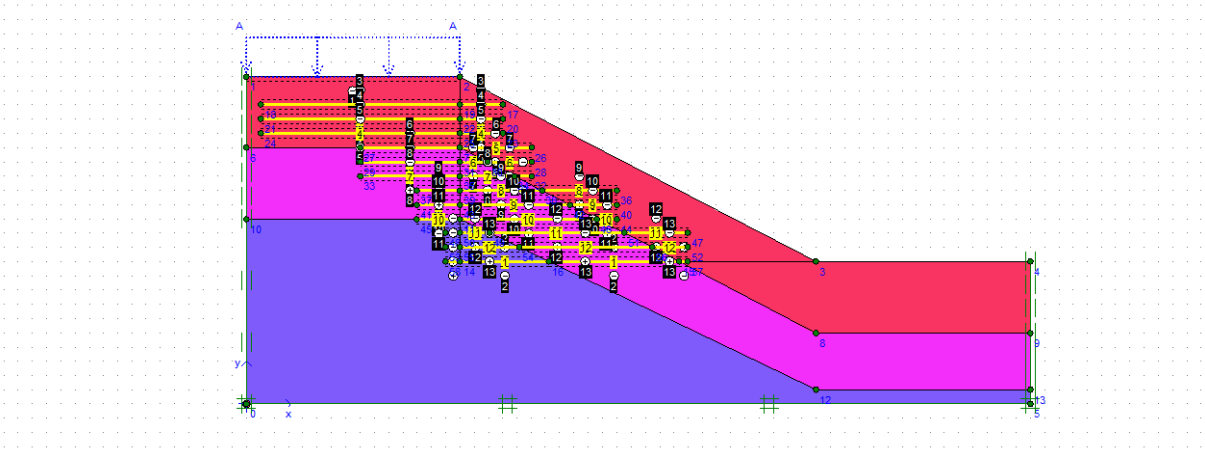


Figure 5-16: Géométrie du modèle

### 5.8.2. Caractéristiques des géogrilles :

| Paramètres | Désignations | |
|---|---|---|
| Type de comportement | Matériel type | Elastique |
| Rigidité normale | EA | $1.00*10^6$ KN/m |

Tableau 5-3: Propriétés des géotextiles

### 5.8.3. Génération du maillage :

Le maillage est raffiné autour des géogrilles

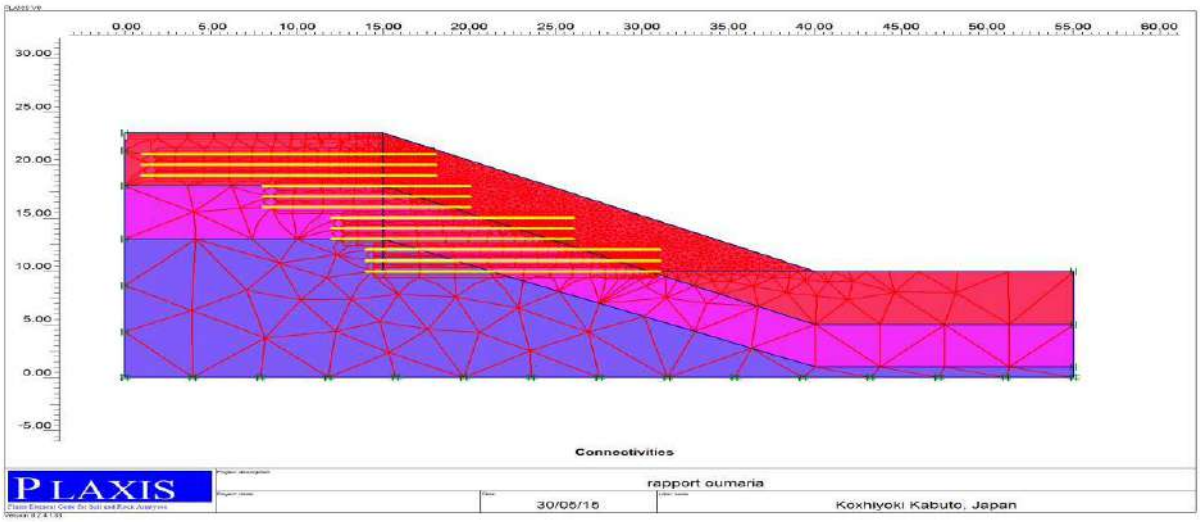



Figure 5-17: Maillage du modèle

### 5.8.4.Les conditions initiales :

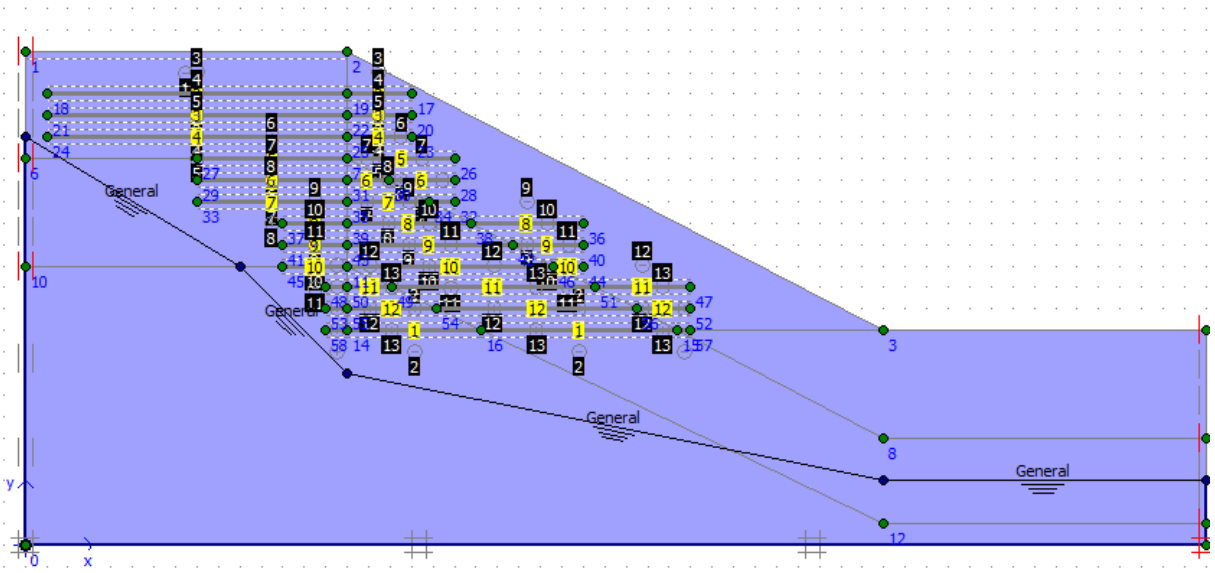



Figure 5-18: position de la nappe phréatique.

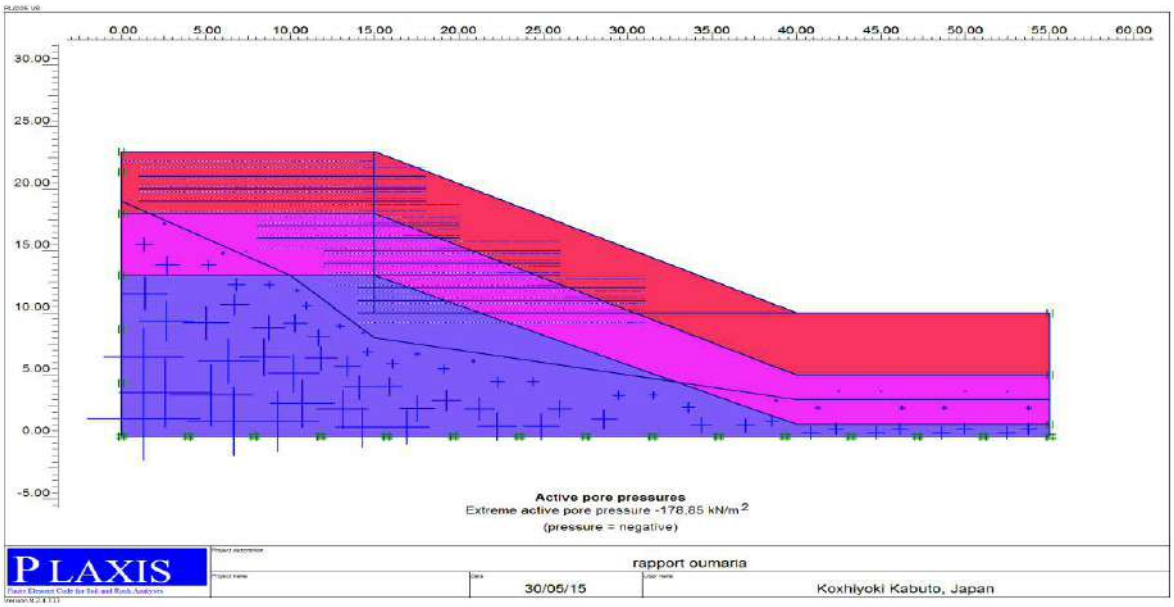



Figure 5-19: Répartition des pressions interstitielles initiales.

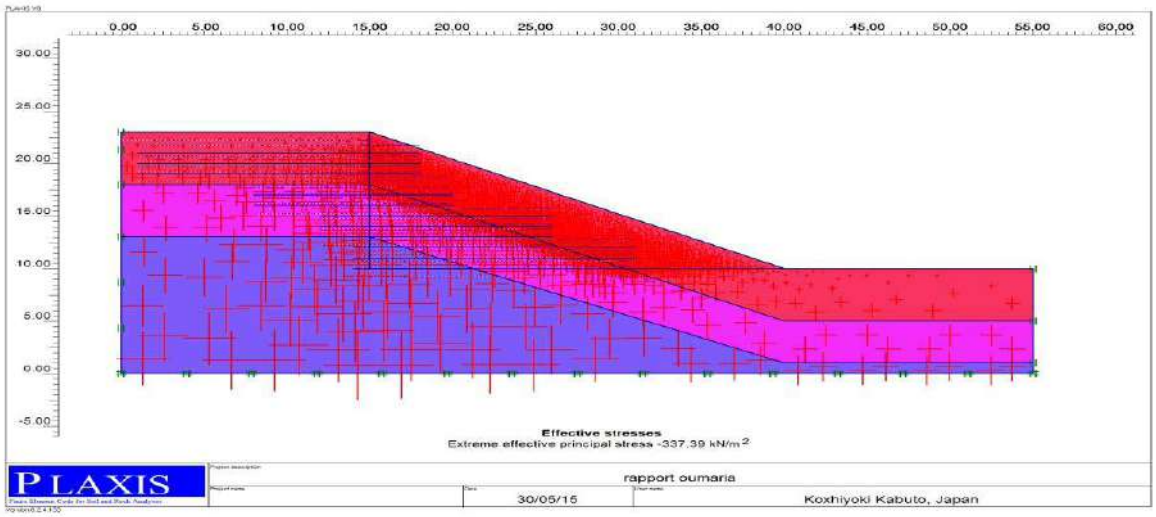



Figure 5-20 :génération des contraintes effectives initiales.

- Les déplacements totaux

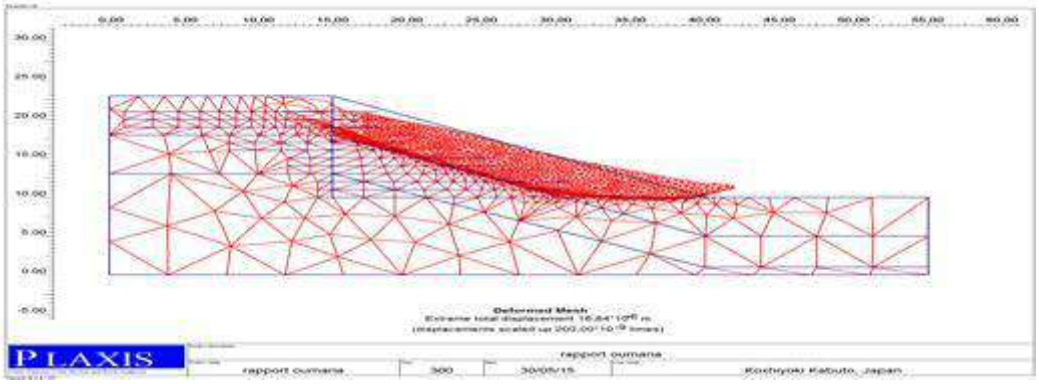



Figure 5-21 : Les déplacements totaux

- Les déplacements horizontaux.

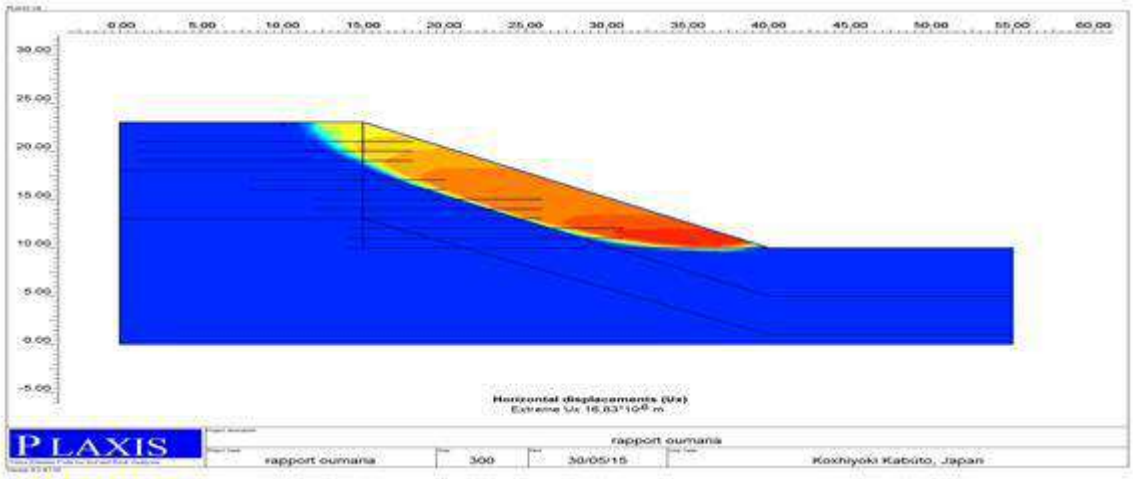



Figure 5-22 : Les déplacements horizontaux

- Déplacement verticaux

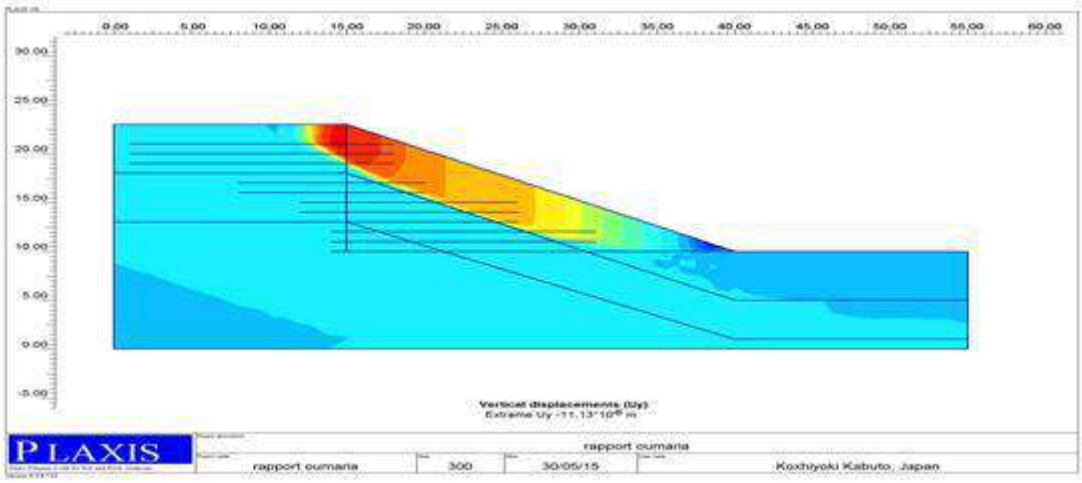
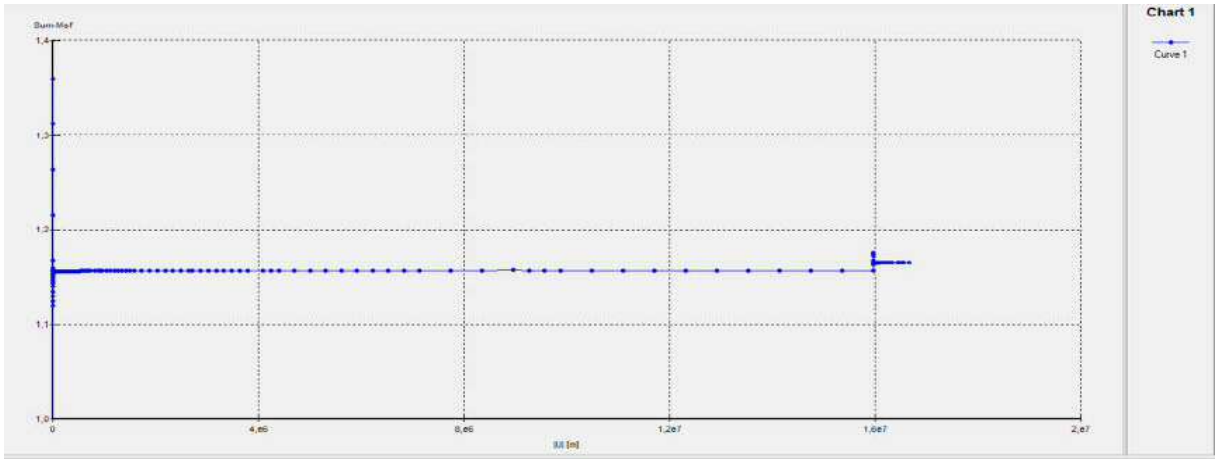



Figure 5-23 :Déplacement verticaux

Valeur moyenne du coefficient de sécurité Msf =1.16.



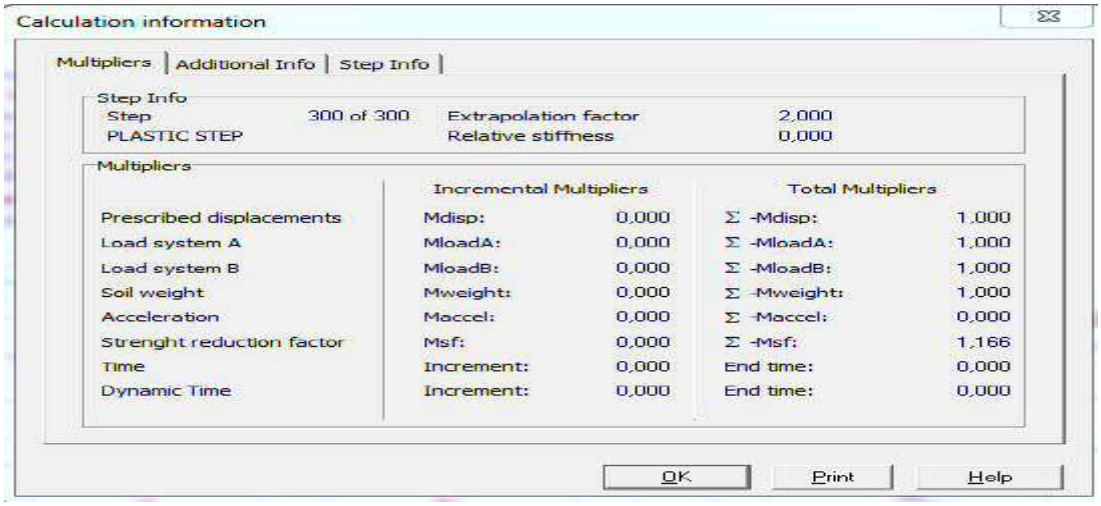




Figure 5-24: Des informations sur le calcul.

### 5.8.5. Résultat d'étude :

Après installation des géotextiles on remarque une réduction considérable des déplacements horizontaux qui deviennent pratiquement nul. Ainsi qu'une augmentation du coefficient de sécurité à une valeur de 1.16.

Les géotextiles sont un moyen de confortement efficace.

### 5.8.6.Récapitulation des résultats de calcul faits par PLAXIS :

Les résultats d'un talus sans renforcements et un talus renforcé par les géotextiles sont présentés dans le tableau suivant :

| Type de calcul | Coefficient de sécurité |
|---|---|
| Talus non renforce | 0.954 |
| Talus renforce avec géogrilles | 1.166 |

Tableau 5-4 : Tableau récapitulatif des principaux résultats de calcul faits avec PLAXIS

**conclusion :**

- Les valeurs de coefficient de sécurité Fs comprises entre 0.954 et 1.16 peuvent être prisent comme la fourchette de référence la plus raisonnable dans le calcul du glissement de la route *RN64C08PK25+300* d'Omaria.

# CONCLUSION GENERALE

La stabilité des talus et leur potentiel de rupture deviennent un souci lorsque les mouvements engendrés menacent dangereusement une population, ou auraient un effet sur la rentabilité et la valeur du secteur instable. Afin de remédier à ce type de problème, beaucoup de méthodes de calcul permettent de vérifier la stabilité en suivant une procédure générale proposée dans la première partie de ce mémoire. Les systèmes de confortement peuvent être classifiés selon leurs types d'approches. L'approche douce (terrassement, drainage ou végétalisation) qui se définit par l'utilisation de méthodes naturelles qui s'attaque aux facteurs d'instabilités, et l'approche dure (renforcement) qui s'impose lorsque la modification des propriétés mécaniques, physiques ou chimiques du sol devient indispensable. La route reliant OMARIA présente plusieurs cas de glissements.
Le choix s'est porté sur un cas, parmi ceux là, qui nous a paru le plus intéressant à étudier car il présente des problèmes complexes d'instabilité géo mécanique et préoccupe les autorités par son importance et sa position. Les mouvements des talus formant ce site ont causé des désordres qui ont affecté une route. Pour cela, on a utilisé un logiciels PLAXIS, le logiciel basé sur les éléments finis.

## Référence bibliographie


[1] Achouri .A Contribution à l'étude de l'interaction et l'isolation dynamique des structures

[2] Abderrahim .Z (2014) Les sources d'erreur en modélisation numérique Application aux ouvrages géotechniques

[3] Ali Rachedi .M (2011) Etude par élément finis du comportement

[4] Abed .Y et Melbous .A Calcul numérique de la stabilité des talus et ablissement d'un logiciel

[5] Ben Azouz .M (2009) Evaluation du risque des glissements de terrain en milieu urbain application à la ville Constantine

[6] Boubekeur .C Mouvement de la pente

[7] Benouis.dj (2010) Etude d'un glissement de terrain par différente méthodes

[8] Benkechkache .I (2012) Investigation de la dégradation du cadre bâti sons l'effet du glissement de terrain cas de Constantine

[9] Chabbi .H (2010) Contribution à l'étude l'influence des facteurs géométriques et géotechniques et hydrauliques sur la stabilité des barrages en terre homogène

[10] Chibani .M L'effet de l'instabilité du terrain sur le bâti cas réel

[11] Dreal .P (2010) Les phénomènes de mouvement de terrain

[12] Diarez .B (1973) Stabilité des pentes

[13] Djamel Eddine. B (2010) Etude de glissement

[14] Faure R.M Application de la visualisation interactive aux calculs de stabilité des pentes

[15] Henri Rol.T Les risques mouvement de terrain

[16] Jean Mase .K (2007-2008) Stabilité des pentes et saturation partielle étude expérimentale et modélisation numérique.

[17] Mendjel .Dj (2011) Analyse inverse dans le calcul géotechnique –Application au calcul de la stabilité de talus.

[18] Meddil (2011) Les mouvements de terrain.

[19] MRN (2005) Les mouvement de terrain.

[20]Rahmani .N (2011) Méthode stochastique de calcul de stabilité des pentes

[21] Raulin. P,Roulues .G, Toubol .A(1974)Calcul de stabilité des pentes en rupture non circulaireRapport de recherche LPC no 36

[22] Saddika. M L'influence de l'effet de site local sur les paramètres de mouvement de sol.

[23] Yahiaoui. M (2007-2008) Contribution à l'analyse dynamique des terrains en pentes sous séismes par logiciel Plaxis.

**Sites Internet** :

http://www.prim.net

www.ecologie.gouv.fr