

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie Civil et Hydraulique
Ref :.....



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية والري
المرجع:.....

Mémoire présenté en vue de l'obtention
Du diplôme de
Magister en : Génie Civil
Option : Interaction Sol-Structure

Etude des glissements routiers Au Nord Est de l'Algérie

Présenté par :

Bendjeddou Azzeddine

Soutenu publiquement le 15 Décembre 2015

Devant le jury composé de :

BENMEBAREK Naima
BENMEBAREK Sadok
BELOUNAR Lamine
TATI Abdelouahab

Professeur
Professeur
Professeur
Professeur

Président
Rapporteur
Examineur
Examineur

Université de Biskra
Université de Biskra
Université de Biskra
Université de Biskra

Dédicaces

« Louange à dieu, le seul et unique »

À mes très chers parents...

Témoignage d'affection et de grande reconnaissance,

Que Dieu les garde pour moi

À toute ma famille,

Mes très chers frères et sœurs,

Mes Oncles et Tantes

À tous ceux que j'aime

À tous ceux qui ont participé de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

À mon pays,

Avec l'expression de tous mes sentiments de respect,

Je dédie ce modeste travail.

Remerciements

Je remercie en premier lieu ALLAH qui m'a donné le courage et la volonté afin de poursuivre des études en post-graduation.

Ce travail a été effectué sous la direction de mon directeur de recherche, M. le Professeur BENMEBAREK Sadok, à qui je tiens à exprimer l'hommage de ma profonde gratitude pour toute la confiance qu'il m'a témoigné, les encouragements, les orientations dans la recherche bibliographique, les conseils et l'aide qu'il n'a cessé de me prodiguer tout au long de cette période.

Je voudrais également adresser mes vifs remerciements au Président du Jury.

Je tiens aussi à remercier les membres du Jury : Messieurs

BENMEBAREK Sadok

BENMEBAREK Naima

BELOUNAR Lamine

TATI Abdelouahab.

Résumé

Le phénomène de glissement de terrain est considéré comme dangers naturel permanents rencontrés dans tous les pays du monde car l'importance des effets de glissement pouvant engendrer des dégâts humains et matériels pouvant se chiffrer en plusieurs millions de Dollars dont les gouvernements doivent prêter beaucoup d'attention. Pour cela, il faut compte tenu de ces phénomènes et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenable pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleurs solutions de protections ou de traitements. Au Nord-est de l'Algérie, les glissements de terrain comptent parmi les risques naturels les plus fréquents favorisés par la nature sensible de la couche pédologique et les travaux de construction de route modifiant le réseau de ruissellement et d'infiltration. Plus grave, il a été constaté un phénomène récurrent et dérangeant en matière de circulation sur les routes existantes en période hivernale particulièrement dans les wilayas: Béjaia, Jijel, Skikda, Mila, Constantine et Souk Ahras. Des routes traversent des versants des formations géologiques réputées pour leurs versants fréquemment instables. Il s'agit de mouvement de terrains causant des glissements, des éboulements ou stabilité précaire. Le présent sujet, après identification et classification des glissements inventoriés vise d'une part à identifier les facteurs favorisant les mouvements de terrain et d'autre part le choix des approches adéquates de vérification de la stabilité.

Mots clés : Glissement, instabilité, route, risque majeur, prévention.

Abstract

The phenomenon of landslides is considered permanent natural hazards encountered in every country of the world because Significant slip can cause human and material damages may cost millions of dollars so, that governments must pay attention to them. Much care be given to these phenomena and their dangers; the reform, it needs to take proper precautions to detect unstable areas to find out the best solutions for protection or treatment. In north-east of Algeria, landslides are among the most frequent natural hazards caused by the sensitive nature of the soil layer and the construction of road network amending runoff and infiltration. More importantly, it is found that there is a recurring and disturbing phenomenon concerning the traffic on existing roads in winter especially in the provinces: Bejaia, Jijel, Skikda, Mila, Constantine and Souk Ahras. Roads across the slopes of the geological formations known for their unstable slopes. These slopes land movement causing landslides, landslides or precarious stability. This subject, after identification and classification of landslides inventoried aims firstly to identify predisposing factors of landslides and secondly the choice of appropriate approaches for checking stability.

Keywords: Slip, instability, road, major risk, prevention.

ملخص

تعتبر ظاهرة انزلاق التربة خطر طبيعي دائم والذي تصادفه في جميع بلدان العالم وهذا نظرا للنتائج المتسبب فيها من خسائر بشرية ومادية تقدر بملايين الدولارات لذا يجب على الحكومات أخذ كل الحذر. كما يجب الأخذ بعين الاعتبار هذه الظاهرة ومخاطرها وأخذ الاحتياطات اللازمة والتتقيب على المناطق المعرضة للانزلاقات من أجل إيجاد أحسن الحلول للحماية والعلاج. في شمال شرق الجزائر يعد انزلاق التربة من بين الأخطار الطبيعية الأكثر انتشارا وهذا نظرا للطبيعة الحساسة لطبقة التربة وأعمال البناء والطرق التي تغير شبكة الجريان والأخطر من ذلك لوحظ ظاهرة تضاييق متكررة في الطرقات وخاصة في الفترة الشتوية وخصوصا في كل من الولايات بجاية جيجل سكيكدة ميلة قسنطينة وسوق أهراس والتي تعتبر كمنحدرات غير مستقرة تدل على حركة أرضية تسببت فيها انزلاق التربة بعد تحديد وتصنيف الانزلاق تمكنا من جهة التعرف على عوامل حركة التربة ومن جهة أخرى اختيار الطريقة الملائمة لتحقيق الاستقرار.

كلمات البحث: انزلاق، عدم الاستقرار، طريق، المخاطر الرئيسية، الوقاية.

SOMMAIRE

ملخص

RESUME

ABSTRACT

Liste des notations et indices

Liste des tableaux

Liste des figures

INTRODUCTION GENERALE 1

PARTIE A : ETUDE BEBLOGARAPHIQUE

CHAPITRE 1

INTRODUCTION SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

1.1 Introduction	3
1.2 Qu'est ce qu'un glissement de terrain ?	3
1.2.1 Glissements rotationnels.....	5
1.2.2 Les glissements plans.....	6
1.2.3 Glissements sur une discontinuité préexistante	6
1.3 Classification des glissements.....	7
1.4 Causes de glissements	8
1.4.1 L'eau et les risques de glissements de terrain.....	9
1.4.2 La présence des fractions fines.....	10
1.5 Quelques cas pathologiques observés	10
1.5.1 Traitement d'un glissement de terrain sur le CW13 à Tifra. Willaya de Bejaïa.....	11
1.5.1.1 Contexte géotechnique.....	12
1.5.1.2 Solutions proposées et solution retenue.....	12
1.5.2 Traitement d'un glissement de terrain sur la RN 12 – Willaya de Bejaïa.....	15
1.5.2.1 Contexte géotechnique local.....	16
1.5.2.2 Solution retenue et déroulement des travaux.....	17

1.5.3 La willaya de Constantine Sud passage de Massinissa.....	18
1.5.3.1 Contexte géologique	18
1.5.3.2 Cinétique du glissement à travers les observations sur site	19
1.5.3.3 Analyse des reportages photographiques.....	20
1.6 La reconnaissance des sols.....	27
1.6.1 Définition et objectif	27
1.6.2 Reconnaissances du site.....	28
1.6. 2.1 Collecte des informations préliminaires.....	28
1.6. 2. 2 Reconnaissance du site.....	28
1.6. 2. 3 Investigations et forages.....	28
1.6. 2. 3.1 Profondeurs des forages.....	28
1.6.2.3.2 Nombre de forages	29
1.6.3 Reconnaissance géologique	29
1.6.4 Reconnaissance géophysique.....	29
1.6.4.1 Magnétiques.....	29
1.6.4.2 Prospection électrique.....	30
1.6.4.3 Prospection sismique.....	30
1.6.4.4 Prospection gravimétrique	30
1.6.5 Reconnaissances géotechniques.....	31
1.6.5.1 Les essais in situ	31
1.6.5.2 Les essais au laboratoire	31
1.6.6 Conclusion.....	32

CHAPITRE 2

LES METHODES DE CALCUL DE LA STABILITE

2.1 Méthode de calcul de stabilité	33
2.1.1 Hypothèses de calcul	33
2.1.1.1 Définitions du critère de rupture	33
2.1.2 Définition du coefficient de sécurité	33
2.1.2.1 choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité	35
2.1.2.2 Déterminations de la géométrie de la rupture	36
2.1.3 Analyse de la rupture plane dans une pente infinie	36
2.1.4 Stabilité d'un talus dans un sol non homogène	38
2.1.4.1 Méthodes des tranches	38

2.1.4.1.1	Equation générale du problème	39
2.1.4.1.2	Méthode de fellenius	42
2.1.4.1.3	Méthode de bishop simplifiée	44
2.1.4.1.4	Méthode de SPENCER	45
2.1.4.1.5	Méthode de JANBU	47
2.1.5	Insuffisance des méthodes classiques	48
2.1.6	Justification de l'utilisation de la méthode des éléments finis	49
2.1.7	Synthèse	50
2.1.8	Les techniques de Monte-Carlo	51
2.2	Les méthodes de confortement	52
2.2.1	Introduction	52
2.2.2	Terrassements	53
2.2.2.1	Remblai de pied	55
2.2.2.2	Allègement en tête	55
2.2.2.3	Reprofilage	56
2.2.2.4	Purge	57
2.2.2.5	Substitution totale ou partielle	57
2.2.3	Dispositifs de drainage	58
2.2.3.1	Collecte et canalisation des eaux de surface	59
2.2.3.2	Tranchées drainantes	59
2.2.3.3	Drains subhorizontaux	60
2.2.3.4	Masques et éperons drainants	61
2.2.3.5	Drains verticaux, galeries drainantes	61
2.2.4	Introduction d'éléments résistants	61
2.2.4.1	ouvrages de soutènement	62
2.2.4.2	Tirants d'ancrages	62
2.2.4.3	Renforcement par inclusions	64
2.2.4.3.1	Clous et micro pieux	65

PARTIE B : ETUDE NUMERIQUE

CHAPITRE 3

PRATIQUE DES ELEMENTS FINIS EN GEOTECHNIQUE

3.1.	Aperçu de la méthode des éléments finis	66
3.1.1	Introduction	66

3.1.2 Historique	67
3.1.3 Concept de base	67
3.1.4 Calcul par la MEF	67
3.2. présentation de Plaxis	68
3.2.1 Le code éléments finis Plaxis	69
3.2.2 Options par défaut et solutions approchées	69
3.3. Les modèles de comportement utilisés dans Plaxis	71
3.3.1 Introduction	71
3.3.2 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles	72
3.3.3 Le modèle élastique	72
3.3.4 Modèle de Mohr-Coulomb	74
3.4 Conclusion	79

CHAPITRE 4

ETUDE NUMERIQUE ET PARAMETRIQUE DES TALUS

4.1 Introduction	81
4.2 Etude numérique et paramétrique d'un talus de sol multicouche	81
4.2.1 Présentation du modèle de référence et définition des données	81
4.2.1.1 Phasage et calculs.....	82
4.2.1.2 Principaux résultats	83
4.2.1.3 ETUDE PARAMETRIQUE	84
➤ Effet des paramètres de modélisation	84
4.2.1.3.1 L'influence de la finesse du maillage	84
a. L'influence de la finesse du maillage sur les tassements du talus	84
b. L'influence de la finesse du maillage sur le coefficient de sécurité	85
• Conclusion sur l'influence de la finesse du maillage.....	86
➤ Effet des paramètres géotechniques	86
4.2.1.3.2.1 Influence de la cohésion	86
a. Influence sur les tassements	86
b. Influence sur le coefficient de sécurité.....	87
c. Conclusion sur l'influence de la cohésion.....	88
4.2.1.3.2.2 Influence de l'angle de frottement interne.....	88
a. Influence sur les tassements	88
b. Influence sur le coefficient de sécurité	89

c. Conclusion sur l'influence de l'angle frottement.....	90
4.2.1.3.2.3 Influence du module de Young	90
a. Influence sur les tassements	90
b. Influence sur le coefficient de sécurité	91
4.2.2.2.4 Influence du coefficient de poisson	92
4.2.1.3.2.5 Influence du modèle de comportement.....	93
• Discussions.....	94
• Conclusion	94
4.2.2 Vérification de la stabilité de l'autoroute Est – Ouest « tronçon de Lakhdaria ».....	95
4.2.2.1 Préambule.....	95
4.2.2.2 Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux.....	96
4.2.2.3 Génération du maillage.....	100
4.2.2.4 Procédure de calcul.....	102
4.2.2.4 Résultats et discussions.....	102
4.2.3 Effet du positionnement des pieux sur la stabilité des pentes.....	106
4.2.3.1 Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux.....	107
4.2.3.2 Procédure de calcul.....	110
4.2.3.3 Résultats et discussions.....	111
4.3 Exemple un : Étude numérique et paramétrique d'un talus de sol homogène	118
4.3.1 Présentation du modèle de référence et définition des données.....	118
4.3.2 Phasage et calculs	119
4.3.3 Etude Paramétrique	120
4.3.4 Effet des paramètres de modélisation	120
4.3.4.1 L'influence de la finesse du maillage sur les tassements du talus	121
4.3.4.2 L'influence de la finesse du maillage sur le coefficient de sécurité	121
4.3.5 Effet des paramètres géotechniques.....	122
4.3.5.1 Influence de la cohésion	122
a. Influence sur les tassements	122
b. Influence sur le coefficient de sécurité	123
• Conclusion sur l'influence de la cohésion	123
4.3.5.2 Influence de l'angle de frottement interne	123
a. Influence sur les tassements	124
b. Influence sur le coefficient de sécurité	125
• Conclusion sur l'influence de l'angle de frottement	125
4.4 Exemple deux : Étude numérique d'un talus de sol multicouche	125

4.4.1	Présentation du modèle de référence et définition des données	125
4.4.2	Phasage et calculs.....	126
4.4.3	Principaux résultats	127
4.4.4	Discussion	127
4.5	Exemple trois : Etude numérique paramétrique et comparative d'un talus de sol homogène..	129
4.5.1	Présentation du modèle de référence et définition des données	129
4.5.2	Phasage et calculs.....	130
4.5.3	Principaux résultats	130
4.5.4	ETUDE PARAMETRIQUE	131
4.5.4.1	Influence de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité	131
4.5.4.2	Conclusion sur l'influence de l'angle de frottement	133
4.5.4.3	Influence de la cohésion sur le coefficient de sécurité.....	133
4.5.4.4	Conclusion sur l'influence de la cohésion	135
4.5.5	ETUDE PARAMETRIQUE ET COMPARATIVE	135
	• Discussion	136
4.6	Conclusion	137

Liste des notations et indices

γ_{sat}	Poids volumique saturé [kN/m ³]	
ϵ_v	Déformation volumique [-]	
ν	Coefficient de Poisson [-]	
ν_u	Coefficient de Poisson ultime [-]	
σ	Contrainte [kN/m ²]	
τ	Contraintes de cisaillement [kN/m ²]	
φ	Angle de frottement interne du sol [°]	
ψ	Angle de dilatance du sol [°]	
c	Cohésion du sol [kN/m ²]	
d	Epaisseur équivalente [m]	
E	Module d'Young [kN/m ²]	
EA	Rigidité normale [kN/m]	
EI	Rigidité de flexion [kNm ² /m]	
G	Module de cisaillement [kN/m ²]	
K_0	Coefficient des terres au repos [-]	
K_x	Perméabilité horizontale [m/jour]	
K_y	Perméabilité verticale [m/jour]	
Y_{ref}	Unité de profondeur [m]	
n	Porosité [-]	
C'	Cohésion drainée à long terme	KN/m ²
C_u	Cohésion non drainée à court terme	KN/m ²
C_i	Cohésion apparente de la tranche i	KN/m ²
E_{oed}	Module d'Young tangent dans un essai oedométrique	
E_{50}^{ref}	Module d'Young sécant dans un essai triaxial	
E_{50}	Module d'Young sécant à 50% de la résistance en compression	
E_0	Module d'Young tangent	

Liste des tableaux

Chapitre 1

Tableau 1.1 : Classification des glissements selon la profondeur de la surface de glissement

Tableau 1.2 : Classification des glissements selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme

Chapitre 2

Tableau 2.1 : Valeurs de F_s en fonction de l'état de l'ouvrage

Chapitre 4

Tableau 4.1 : Caractéristiques physico-mécanique des sols

Tableau 4.2 : Résumé des effets des paramètres de modélisation et géotechnique

Tableau 4.3: Les caractéristiques physico-mécaniques de la couche pour l'exemple un

Tableau 4.4 : Propriétés des couches de sols et des interfaces

Tableau 4.5 : Tableau Propriétés des ouvrages de soutènement

Tableau 4.6 : Propriétés du sol

Tableau 4.7 : Propriétés des pieux

Tableau 4.8 : Résultats du facteur de sécurité

Tableau 4.9 : Les valeurs de F_s calculées

Tableau 4.10 : Les caractéristiques physico-mécaniques de la couche

Tableau 4.11 : Les caractéristiques physico-mécaniques des sols pour l'exemple

Tableau 4.12 : Les facteurs de sécurité à l'aide de différents programmes de stabilité des pentes

Tableau 4.13 : Les caractéristiques physico-mécaniques de la couche

Tableau 4.14 : Facteurs de sécurité à l'aide de programmes Géo studio 2007 et Plaxis2D

Liste des figures

Chapitre 1

Figure 1.1 : Un glissement

Figure 1.2 : Caractères communs aux glissements rotationnels

Figure 1.3 : Glissement plan

Figure 1.4 : Glissement complexe

Figure 1.5 (a et b) : vue du glissement (béjaia)

Figure 1.6 : Cinématique du glissement

Figure 1.7 : Profil de l'ouvrage et densité de renforcement

Figures 1.7.a et 1.7.b : vues de l'ouvrage en cours de construction et achevé

Figures 1.8.a et 1.8.b : vues de la zone de glissement

Figure 1.9.a : ouvrage pendant la phase des travaux

Figure 1.9.b : ouvrage après son achèvement

Figure 1.10 : Talus amont

Figure 1.11 : L'ampleur des glissements

Figure 1.13 : Déferant couches du sol

Figure 1.14 : types des fissurations

Figure 1.15 : mur de soutènement affecté par glissement

Figure 1.16 : Dégradation de chaussée causé par glissement

Figure 1.17 : accétement dégradé par glissement de terrain

Figure 1.18 : glissement au niveau de talus

Figure 1.19 : présence de faille au niveau de la route

Figure 1.20 : Palplanches ancrées dans le milieu de l'axe de la route

Figure 1.21 : Les glissements affectant le côté amont (zone 1)

Figure 1.22 : les glissements affectent essentiellement la côte aval (zone 2 et 3)

Figure 1.23 : Anomalie gravimétrique due à une cavité de 6m de diamètre, centrée à 5m de Profondeur.

Chapitre 2

Figure 2.1 : Surface de rupture potentielle

Figure 2.2 Rupture plane

Figure 2.3 : Talus dans un sol non homogène

Figure 2.4 : Présence d'une couche molle

Figure 2.5 : Définition de la surface de glissement.

Figure 2.6 : Equilibre d'une tranche de sol.

Figure 2.7 : Equilibre d'une tranche de sol (FELLENIOUS).

Figure 2.8 : Equilibre d'une tranche de sol (BISHOP simplifiée).

Figure 2.9 : Equilibre d'une tranche de sol (SPENCER).

Figure 2.10 : Equilibre d'une tranche de sol (JANBU).

Figure 2.11 : Variation du coefficient de sécurité local en fonction de la position du point sur la surface de glissement analysée.

Figure 2.12 : Isolation des appuis d'un viaduc: fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques.

Figure 2.13 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement

Figure 2.14 : Calcul de stabilité d'une butée de pied: Différentes surfaces de rupture à prendre en compte.

Figure 2.15 : Allègement en tête.

Figure 2.16 : Reprofilage.

Figure 2.17 : Purge.

Figure 2.18 : Substitution partielle.

Figure 2.19 : Coupe type d'une tranchée drainante.

Figure 2.20 : Stabilisation par ancres précontraints: Dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs.

Figure 2.21 : Exemple de clouage d'un glissement.

Chapitre 3

Figure 3.1: Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire

Figure 3.2: Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique

Figure 3.3: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Figure 3.4: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour

Figure 3.5: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb

Figure 3.6: Définition du module à 50 % de la rupture

Figure 3.7: Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb

Chapitre 4

Figure 4.1 : La coupe du modèle

Figure 4.2 : Maillage du modèle

Figure 4.3 : Définition des niveaux de la nappe phréatique.

Figure 4.4 : Répartition des contraintes initiales hydrostatiques

Figure 4.5 : La déformée

Figure 4.6 : La valeur moyenne du coefficient de sécurité

Figure 4.7 : Influence du maillage sur la coupe horizontale 1.

Figure 4.8 : Influence du maillage sur la coupe horizontale 2.

Figure 4.9 : Influence du maillage sur la valeur du coefficient de sécurité

Figure 4.10 : Influence de la cohésion sur la coupe horizontale 1.

Figure 4.11 : Influence de la cohésion sur la coupe horizontale 2.

Figure 4.12 : Influence de la cohésion sur le coefficient de sécurité

Figure 4.13 : Influence de l'angle de frottement interne sur la coupe horizontale 1

Figure 4.14 : Influence de l'angle de frottement interne sur la coupe horizontale 2

Figure 4.15 : Influence de l'angle de frottement interne sur le coefficient de sécurité

Figure 4.16 : Influence du module sur la coupe horizontale 1

Figure 4.17 : Influence du module sur la coupe horizontale 2.

Figure 4.18 : Influence du module sur le coefficient de sécurité.

Figure 4.19 : Influence du coefficient de poisson sur la coupe horizontale 2.

Figure 4.20 : Influence du coefficient de poisson sur le coefficient de sécurité.

Figure 4.21: Influence du modèle sur la coupe horizontale 1.

Figure 4.22 : Influence du modèle de comportement sur la coupe horizontale 2.

Figure 4.23 : Glissement du tronçon Buirra-Alger (Mars 2014).

Figure 4.24 : Ligne de pieux (tronçon Buirra-Alger, Mars 2014).

Figure 4.25 : Géométrie de la pente.

Figure 4.26 : Maillage du modèle

Figure 4.27 : Définition le niveau de la nappe

Figure 4.28 : Définition du multiplicateur pour la procédure *K0*

Figure 4.29 : Déformation du maillage après application de la gravité.

Figure 4.30 : L'intensité des déplacements après le terrassement en présence de pieux.

Figure 4.31 : Mécanisme de rupture de pente.

Figure 4.32 : Les zones de fort déplacement

Figure 4.33 : État plastique du sol juste autour de pieux (Ito et Matsui, 1975).

Figure 4.34 : Géométrie de la pente.

Figure 4.35 : L'intensité des déplacements

Figure 4.36 : Mécanisme de rupture de pente.

Figure 4.37 : Surface de glissement critique.

Figure 4.38 : Effet du positionnement des pieux sur le facteur de sécurité

Figure 4.39 : Effet de la position des pieux sur le mécanisme de rupture

Figure 4.40 : Comparaison des résultants

Figure 4.41 : La coupe du modèle

Figure 4.42 : Maillage du modèle

Figure 4.43 : La déformée.

Figure 4.44 : La valeur moyenne du coefficient de sécurité

Figure 4.45 : Influence du maillage sur la coupe horizontale 1.

Figure 4.46 : Influence du maillage sur la coupe horizontale 2

Figure 4.47 : Influence du maillage sur la valeur du coefficient de sécurité

Figure 4.48 : Influence de la cohésion sur la coupe horizontale 2.

Figure 4.49 : Influence de la cohésion sur la coupe horizontale 1.

Figure 4.50 : Influence de la cohésion sur le coefficient de sécurité

Figure 4.51 : Influence de l'angle de frottement interne sur la coupe horizontale 1

Figure 4.52 : Influence de l'angle de frottement interne sur la coupe horizontale 2

Figure 4.53 : Influence de l'angle de frottement interne sur le coefficient de sécurité

Figure 4.54 : Géométrie de la pente et glissement des surfaces pour l'exemple 2

Figure 4.55 : Maillage du modèle

Figure 4.56 : La déformée.

Figure 4.57 : La valeur moyenne du coefficient de sécurité

Figure 4.58 : La coupe du modèle

Figure 4.59: Maillage du modèle

Figure 4.60: La déformée.

Figure 4.61 : La valeur moyenne du coefficient de sécurité

Figure 4.62 : Influence de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité

Figure 4.63 : Influence de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité

Figure 4.64 : Influence de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité

Figure 4.65 : Influence de la cohésion sur le coefficient de sécurité

Figure 4.66 : Influence de la cohésion sur le coefficient de sécurité

Figure 4.67 : Influence de la cohésion sur le coefficient de sécurité

INTRODUCTION GENERALE

Depuis plus d'un siècle les géologues, géomorphologues, et plus récemment, les mécaniciens des sols ont tenté par divers moyens, de comprendre les mécanismes et les processus qui génèrent les glissements de terrain et, plus largement, les mouvements de terrain. Ces processus initialement naturels sont devenus au fil du dernier siècle de plus en plus liés aux activités anthropiques. Chaque site potentiellement instable pose des problèmes spécifiques ce qui rend la généralisation et la classification des mouvements de terrain difficiles. Ainsi, on trouve de nombreux ouvrages et articles qui traitent de l'analyse des mouvements de terrain, avec des outils et des méthodes de recherche de plus en plus évolués. On se trouve alors confronté à des problèmes variables ou, soit l'étude que l'on entreprend va permettre d'approfondir la connaissance des phénomènes d'instabilités, soit le secteur d'étude est vierge de reconnaissance, soit on va expérimenter de nouveaux outils de prospection et d'analyse.

Les mouvements et glissements de terrains sont très souvent des accidents graves et de grande ampleur, qui provoquent des dégâts matériels considérables et peuvent causer des pertes en vies humaines. Pour se prévenir de ces catastrophes, il est possible de détecter et de localiser les principaux secteurs où ces phénomènes ont le plus de chance de survenir. A partir de là, nous pouvons, dans le meilleur des cas, chercher à les éviter ou à s'en protéger, et dans tous les cas, faire en sorte que leurs effets soient les moins dommageables possibles. Pour cela, plusieurs méthodes ont été mises au point. Ces méthodes ont été développées pour la compréhension des phénomènes et l'analyse de la stabilité des pentes.

Il existe une vaste gamme de méthodes pour l'analyse de la stabilité des pentes. Celles-ci s'étendent de la pente infinie simple et la méthode d'équilibre limite (MEL) pour une rupture plane, à la méthode numérique la plus développée, requérant des calculs plus complexes et des programmes sur ordinateurs, et qui, par la disparition des hypothèses simplificatrices, est plus fiable que les méthodes classiques.

L'objectif de ce travail de recherche présenté dans ce mémoire était de contribuer à la compréhension du mode de fonctionnement d'un massif de sol soumis à un glissement de terrain.

Pour bien présenter les informations sur la stabilité des talus et éclairer les axes de notre étude, la mémoire a été articulée sur les chapitres suivants:

· **Chapitre 1 :** Introduction général sur le glissement de terrain: dans ce chapitre On a essayé de donner une aide sur le phénomène de glissement de terrain, ses types et ses causes, Quelques cas pathologiques observés et La reconnaissance des sols.

· **Chapitre 2:** Les méthodes d'analyse de la stabilité des pentes et les Méthodes de confortement : dans ce chapitre on a présenté les différentes méthodes de calculs qui peuvent être utilisées dans l'analyse de la stabilité des talus en détail (principes et théories de calcul), et l'évaluation de coefficient de sécurité et les techniques de confortement.

· **Chapitre 3 :** présentation de logiciel : On a donné les caractéristiques générales de logiciel utilisée pour les calculs des talus (plaxis), Ce chapitre peut être considéré comme un manuel simple pour analyser les talus utilisant des logiciels informatiques.

· **Chapitre 4:** Dans ce chapitre on propose deux parties :

Partie 1 : Etude numérique et paramétrique d'un talus de sol multicouche : L'application proposée ici est une étude numérique paramétrique sur le glissement de Ciloc de la ville de Constantine et Buira.

Partie 2 : Etude numérique et paramétrique d'un talus de sol homogène et multicouche : Trois exemples ont été étudiés : -Pour l'exemple un et deux est une étude paramétrique et comparative ont été utilisées le logiciel plaxis 2D et pour la comparaison Avec d'autres programmes qui utilisent les techniques de recherche différentes.

- Pour l'exemple trois est une étude paramétrique et comparative ont été étudiés un talus d'un sol homogène avec le logiciel Plaxis 2D pour la comparaison Avec le programme Géo-Studio 2007

Conclusions générales : une conclusion générale sur notre étude.

PARTIE A : ETUDE BEBLOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1

INTRODUCTION SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

1.1 Introduction

Les glissements des terrains sont des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux meubles en général dans les sols argileux. Ils ont rarement une cause unique qui est souvent due à l'action conjointe de plusieurs facteurs négatifs qui déclenchent le glissement. Les causes envisageables dans l'étude d'un glissement de terrain peuvent se rattacher à 03 catégories :

- 1) Nature des terrains constituant le site.
- 2) Les diverses formes de l'action de l'eau à savoir
- 3) Les actions mécaniques externes.

1.2 Qu'est ce qu'un glissement de terrain ?

Le terme de glissement est relativement général relatif à la stabilité des pentes, mais il désigne essentiellement un processus de mouvement de versant. La gravité fait subir continuellement des pressions sur les versants affectant ainsi toutes sortes de matériaux (sols et roches). Les mouvements de masses (de type rotationnel ou translationnel) sont initiés à partir d'une surface dite de rupture créée sous l'action de contraintes tangentielles excédant la résistance au cisaillement des matériaux.

On retrouve dans la littérature plusieurs définitions sur les « glissements de terrains » ou « mouvement de masses » dont les plus utilisées sont les suivantes :

- Un glissement de terrain correspond à un : «déplacement d'une masse de terrains meuble ou rocheuse le long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante. Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, de forces extérieures (hydrauliques ou sismiques) ou d'une modification des conditions aux limites».

- Un "mouvement de masse" s'exprime comme étant tout évènement qui se manifeste par un déplacement sur une pente d'une masse de sol et/ou de roche sous l'influence directe de la gravité.

- Un glissement de terrain est un phénomène géologique regroupent un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol sur un plan de glissement incliné. Ils résultent le plus souvent d'une rupture par cisaillement à la limite inférieure de la masse en mouvement. Les volumes en jeux sont compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètres cubes. L'origine, le déroulement et les effets des mouvements de terrain sont extrêmement hétérogènes.

Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour), en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure. Les mouvements lents entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les tassements, les glissements, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage. Les mouvements rapides se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses.

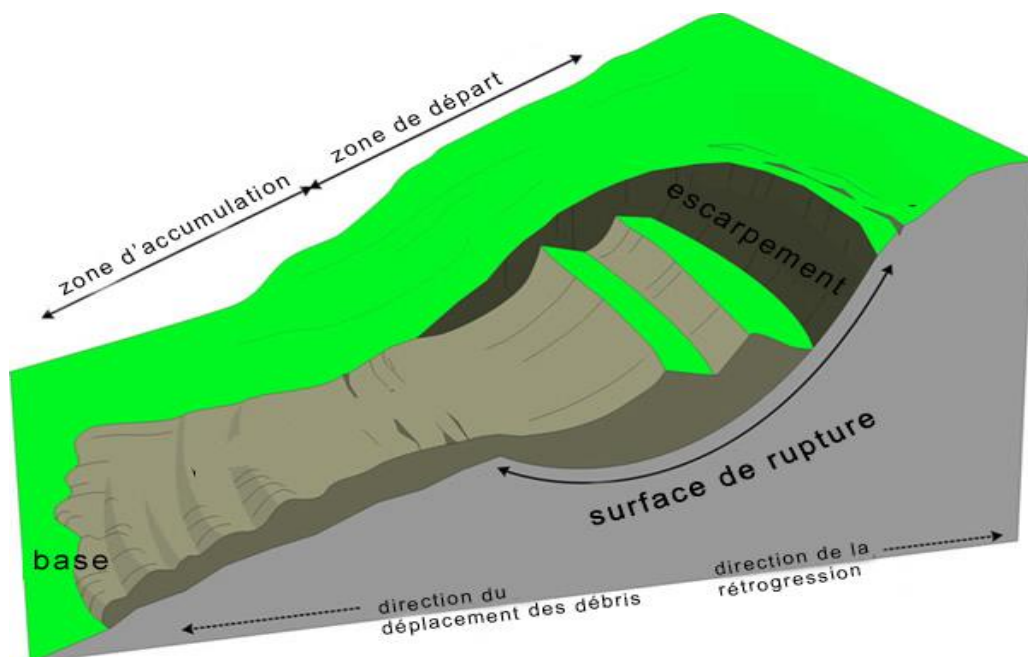


Figure 1.1 Un glissement

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

1.2.1 Glissements rotationnels

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture correspondante a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas (Figure 1.2).

Sa projection sur le plan transversal correspond à un arc de cercle, d'où le nom de glissement circulaire. Dans le cas contraire, le glissement est non circulaire.

Les glissements rotationnels ont quelques caractères communs, dont on distingue essentiellement

- des fissures de traction apparaissant en tête ;
- un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement ;
- un bourrelet de pieds formé à la base par la masse glissée.

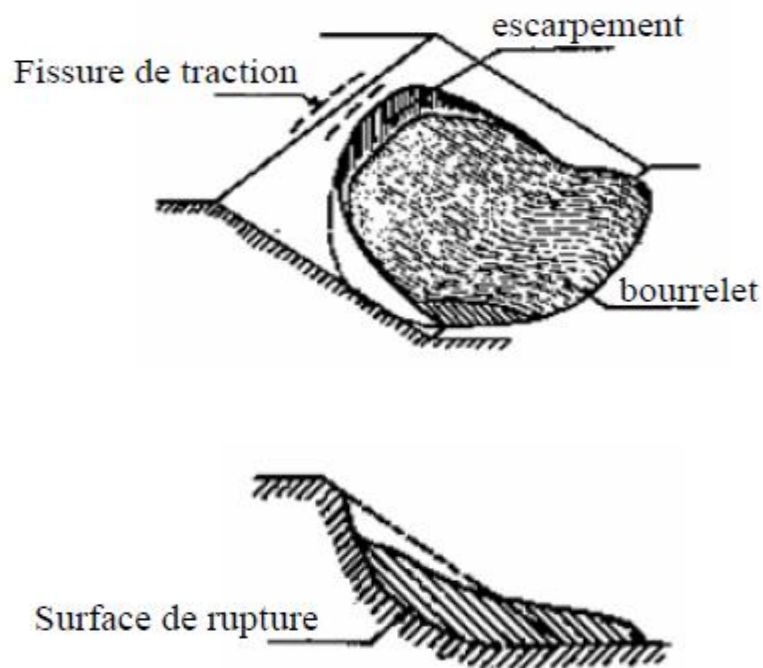


Figure 1.2 Caractères communs aux glissements rotationnels.

1.2.2 Les glissements plans

Qui se produisent soit sur une couche plane peu épaisse de caractéristiques médiocres, soit dans le manteau d'altération, soit dans une couverture d'éboulis (Figure 1.3)

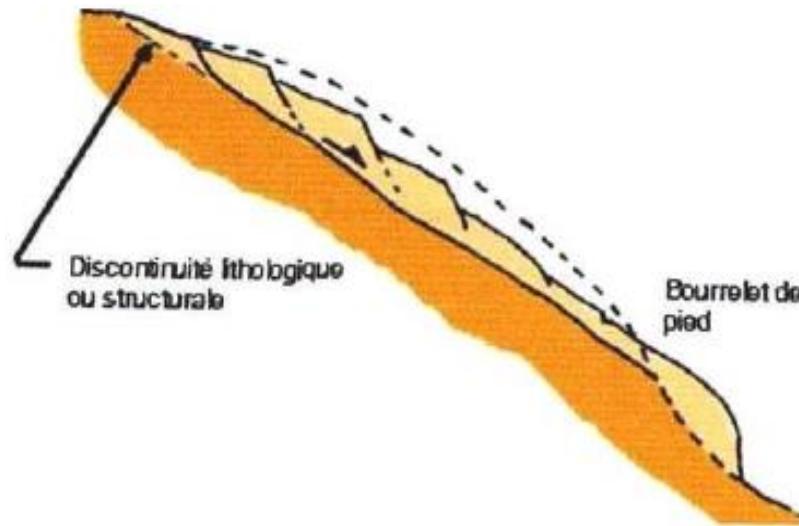


Figure 1.3 Glissement plan

1.2.3 Glissements sur une discontinuité préexistante

Les discontinuités qui favorisent le glissement le long d'un versant sont celles qui sont sensiblement parallèles aux versants, et constituant des surfaces de glissements potentielles, superficielles quand il s'agit par exemple de la limite qui sépare un sol de la roche qui le supporte, parfois plus profondes, et plus nettes, quand il s'agit de discontinuités structurales dans des roches sédimentaires.



Figure 1.4 Glissement complexe

A : Basculement de blocs. B : Glissement rotationnel

1.3 Classification des glissements

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement (Tableau1.1) et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements (Tableau1.2)

Tableau1.1 Classification selon la profondeur de la surface de glissement D'après DETEK

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

Tableau 1.2 Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme

Glissement	Vitesse de glissement
Substabilité, très lent	0 – 2cm/an
Peu actif, lent	2- 10cm/an
Actif (ou lent avec phase rapides)	> 10cm/an

1.4 Causes de glissements

Les mouvements de terrain sont des déplacements (avec ou sans rupture) vers l'aval de masses rocheuses compactes ou désagrégées et/ou de terrain meuble (sols compris) et d'eau, sous l'effet de la gravité.

Ils peuvent se produire sous forme de processus brutaux (chute de pierres et de blocs, Éboulement et écroulement, glissement soudain, coulée boueuse, effondrement) ou lents et progressifs (fluage, glissement lent permanent).

Les processus à l'origine des mouvements de terrain sont très complexes et dépendent Rarement d'une seule cause. La géologie, le relief et l'exposition sont des paramètres Fondamentaux, plus ou moins constants sur de longues périodes; ils déterminent la Prédilection générale du terrain aux phénomènes d'instabilité. Le processus qui mène à une telle instabilité commence en fait dès la formation de la roche, c'est à dire lorsque les Propriétés chimiques et physiques de celle-ci sont bien établies. Ces propriétés déterminent notamment son comportement face à l'altération et à l'érosion.

Les mouvements de terrain résultent d'un changement de l'équilibre des forces dans le Versant (rapport entre forces résistantes et forces motrices), à la suite de processus physiques et / ou chimiques qui, à leur tour, dépendent de différents facteurs. Ainsi, Les processus d'altération agissant à long terme (conduisant à une diminution des forces résistantes), de même que les fluctuations de la nappe phréatique, influencent la stabilité d'un versant de manière continue. Par ailleurs, une pente peut aussi être déstabilisée rapidement, soit à la suite de l'érosion par une rivière au pied du versant, soit, mais plus rarement, suite à un tremblement de terre.

En général, l'eau joue un rôle déterminant pour les mouvements de terrain, elle produit Des pressions hydrostatiques dans les pores (pressions interstitielles), les fissures et les failles, de même que des forces de percolation.

A l'état de glace, elle a en plus la capacité d'induire des mécanismes de rupture Notables. Par ailleurs, elle peut provoquer le gonflement des minéraux argileux (Pression de gonflement). La stabilité des pentes en équilibre critique peut être sensiblement réduite par ces divers effets.

Le déclenchement d'un processus dangereux survient lorsque la valeur limite d'un des Facteurs déterminants est atteinte ou dépassée. Les cycles de gel / dégel, les précipitations éventuelles, de forte intensité ou de longue durée – éventuellement combinées à la fonte des neiges, conduisent souvent à des mouvements de terrain spontanés.

Il n'est pas rare que les mouvements de terrain soient favorisés par des influences

Anthropiques. Ainsi, la surcharge d'une pente par des bâtiments et des remblais, les Excavations sans dispositifs de protection dans un versant lors de travaux de construction, la surélévation du niveau de l'eau souterraine, le dynamitage, l'exploitation inappropriée de matières premières ou l'affectation inadéquate du sol peuvent accroître le danger de mouvements de terrain. Les effets anthropiques peuvent aussi contribuer à une déstabilisation à long terme du versant, en relation avec d'autres activités comme le déboisement, l'entretien insuffisant des forêts, le surpâturage, l'exploitation intensive et la dénudation du sol.

Dans la majorité des cas, les glissements de terrain dépendent de deux causes

Principales : l'eau et la présence des fractions fines.

1.4.1 L'eau et les risques de glissements de terrain

Les eaux souterraines et de surface jouent un rôle déstabilisant sur les sols et les Massifs rocheux avec des manifestations qui peuvent être extrêmes comme les glissements de terrain ou les éboulements de roches.

Pour prévenir ces risques, la modélisation hydromécanique et hydrogéologique doit aller de pair avec des opérations de drainage des eaux et une surveillance.

Les nappes souterraines, et plus exactement leurs fluctuations liées aux conditions Météorologiques ou parfois aux actions humaines, sont très souvent à l'origine de Déclenchements des mouvements de versants: glissements, éboulements, coulées ou laves torrentielles.

Sur les pentes, l'action déstabilisatrice de l'eau infiltrée dans le sol est triple :

- Accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau: Cet effet est le plus souvent mineur;
- Changement de comportement rhéologique: le sol passe de l'état solide à l'état de fluide visqueux; certaines coulées de boue ou laves torrentielles sont ainsi engendrées par l'imbibition d'une masse de sol. On peut aussi évoquer, lors d'un séisme, la liquéfaction des sables sous nappe qui est à l'origine de nombreux glissements sur très faible pente. Par ailleurs, des circulations d'eau souterraine peuvent engendrer sur le long terme une altération progressive des terrains encaissants, avec dégradation de leurs caractéristiques mécaniques ;
- Action mécanique défavorable des pressions d'eau souterraine.

La lutte contre l'eau est une des actions les plus efficaces pour prévenir, stabiliser ou ralentir un glissement de terrain. La connaissance du mode d'alimentation de la nappe est indispensable pour intervenir efficacement.

Cela démontre toute l'importance de l'étude hydrogéologique pour la compréhension

De l'évolution des glissements de terrain, mais aussi pour la maîtrise du risque correspondant. Reposant sur les observations de terrain ou la pose de piézomètres, cette étude doit être menée sur une durée suffisante pour apprécier les fluctuations saisonnières ou annuelles des nappes.

L'introduction d'un modèle hydrogéologique dans l'étude de stabilité permet d'évaluer l'influence des eaux souterraines sur la stabilité et de tester l'efficacité d'un traitement par drainage. Il apparaît cependant que le couplage hydraulique/mécanique est parfois complexe. Pour de grands versants rocheux, la compréhension du rôle de l'eau dans la déformation et le mouvement est donc encore très imparfaite.

1.4.2 La présence des fractions fines

Deux remarques relatives aux conditions du sol s'imposent. Les problèmes les plus critiques de stabilité des pentes se présentent d'ordinaire, en premier lieu, sur les sols à grains fins et particulièrement sur les argiles. Ceci résulte en partie de ce qu'il est difficile de les drainer et de ce que, sur ce genre de sol, les processus d'érosion par ruissellement et vagues amènent de nombreuses pentes au point de rupture.

Le second point concerne le comportement des sols à grain fin impliqués dans un déplacement des terres. En acquérant par moulage une autre forme, ils peuvent perdre une fraction notable de leur résistance. On désigne l'importance de cette perte sous le nom de sensibilité. Les hautes sensibilités correspondent aux grandes pertes de résistance. Il se peut, que les débris d'un glissement de terrain sur sols à haute sensibilité ne séjournent pas au pied de la pente, mais se dispersent et s'en éloignent. Il ressort de ce qui précède que les sols à grain fin sensibles au changement de forme exigent une attention spéciale sous le rapport de la stabilité des pentes.

1.5 Quelques cas pathologiques observés

Nous allons représenter dans cette partie quelques cas pathologiques dus aux glissements des terrains cités dans la littérature, et qui représentent plusieurs cas de glissement de terrain soit en Algérie.

On peut citer plusieurs cas de glissement de terrain survenus en Algérie, plus particulièrement celui de Bejaia, Constantine et Skikda.

1.5.1 Traitement d'un glissement de terrain sur le CW13 à Tifra. Willaya de Bejaïa

Le glissement concerne une route dans une zone montagneuse suite à un événement pluviométrique. Il a emporté le coté aval de la route sur un linéaire de 80m (figure 1.5.a et 1.5b)



Figure 1.5a vue du glissement D'après Arab Rabah et all 2009



Figures 1.5 b vue du glissement

1.5.1.1 Contexte géotechnique

La géologie de la région est constituée globalement par des formations gréseuses dans lesquelles sont inter stratifiées des marnes et des marnes schisteuses. Les grés en place ont subi des phénomènes d'érosion.

Les investigations géotechniques ont révélés les formations géologiques suivantes depuis la surface :

- Une couche d'éboulis gréseux de 5 m d'épaisseur;
- Des marnes schisteuses tendres de 0,5 m d'épaisseur ;
- Des bancs gréseux de 1, 10 m d'épaisseur;
- Au-delà des alternances de marnes schisteuses et de grés compacts.

Le glissement est survenu suite à des infiltrations d'eau du coté amont et l'absence totale de drainage. Les couches supérieures ont glissés sur la couche de marne d'épaisseur limitée et la couche de bancs gréseux altérés (figure 1.6).

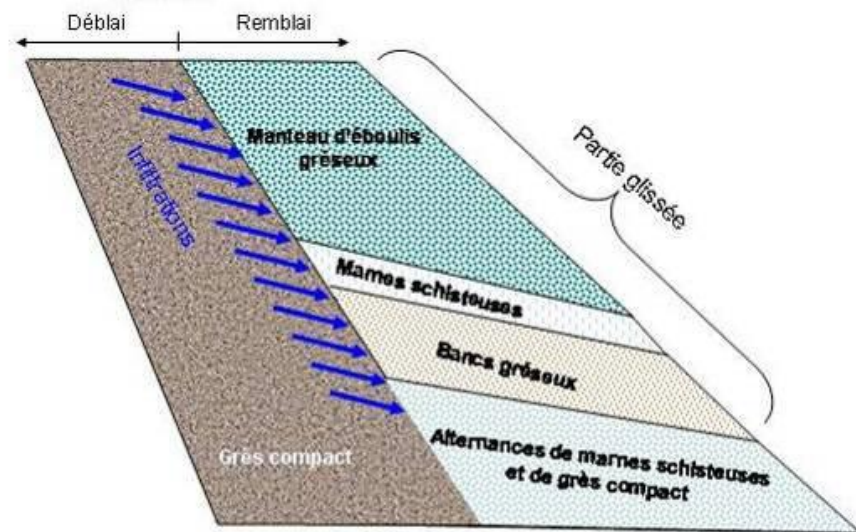


Figure 1.6 Cinématique du glissement

1.5.1.2 Solutions proposées et solution retenue

Plusieurs propositions techniques de traitement du glissement et de la reconstruction de la chaussée ont été présentées au maître d'ouvrage. Une des solutions consistait à purger toute la zone glissée et de reconstruire le talus aval avec une pente de 3H/2V, en mettant en œuvre un remblai avec un sol grossier (TVO) propre, compacté par couches successives de 0,3 m.

Le drainage des eaux coté amont est assuré à l'aide d'un masque drainant granulaire. Cette solution a été mise en œuvre et lors de l'exécution, des fissures longitudinales sont apparues sur la plate-forme et en pied de talus du nouveau remblai avant d'atteindre la cote finale, ce qui amené le maître d'œuvre et le maître d'ouvrage à arrêter les travaux et d'envisager d'autres solutions. Suite à l'arrêt des travaux d'urgence entrepris par le maître d'ouvrage, les solutions de confortement proposées étaient :

- Mur de soutènement en gabions.
- Mur en béton armé fondé sur pieux ancrés à des profondeurs au-delà de 4 m dans le substratum.
- Mur de soutènement renforcé par des géotextiles couplés à un drainage par géo composite équipé de mini-drains.

En raison des délais imposés par le maître d'ouvrage et les contraintes du chantier, la solution retenue est celle d'un massif renforcé par géotextiles avec un parement à face enveloppée végétal sable (Gendrin et Arab, 2002). Le profil de l'ouvrage et la densité de renforcement sont illustrés sur la figure 1.7

Le drainage des eaux en amont du massif est assuré par un géo composite de drainage équipé de mini-drains. Les eaux sont collectées par le géo composite Puis évacuées vers une tranchée drainante en pied du talus.

Les travaux se sont déroulés en plusieurs phases. Après une purge totale des terres glissées et le terrassement pour atteindre le substratum, il est procédé à la réalisation de la tranchée drainante. Le géo composite de drainage est déroulé directement sur le massif amont et est relié en pied à la tranchée drainante.

Le remblai est construit par couches de 0,4 m d'épaisseur compactée à l'optimum Proctor.

La confection du parement à « boudins » est réalisée en utilisant un coffrage simple amovible. Le compactage est contrôlé à chaque couche. Une attention est également apportée à la mise en œuvre des nappes de renforcement pour s'assurer de leur mise en tension soignée. La végétalisation du parement est assurée par la mise en œuvre de terre végétale confinée dans un géo filet. L'organisation mise en place a permis de respecter les délais imposés par le maître d'ouvrage tout en maintenant la circulation du trafic sur la route.

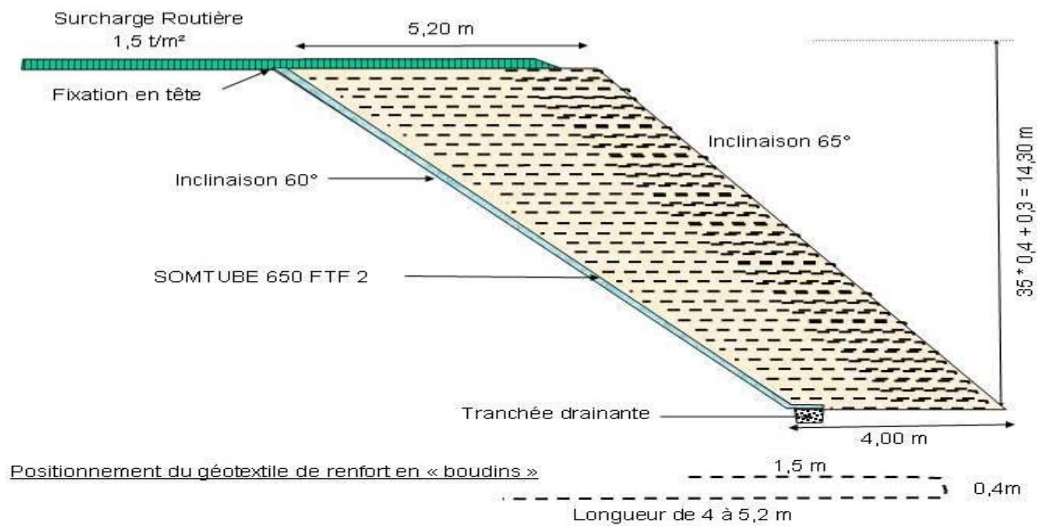


Figure 1.7 Profil de l'ouvrage et densité de renforcement

Les figures 1.7.a et 1.7.b montrent l'ouvrage respectivement en cours de construction et l'ouvrage achevé.

Ce mur une fois construit a permis non seulement la reconstruction de la chaussée, mais également son élargissement sur le linéaire traité.



Figures 1.7a vues de l'ouvrage en cours de construction et achevé



Figures 1.7.b vues de l'ouvrage en cours de construction et achevé

1.5.2 Traitement d'un glissement de terrain sur la RN 12 – Willaya de Bejaïa

La zone de glissement culmine à environ 550 m d'altitude et est située sur un versant escarpé (figures 1.8a et 1.8b). Il concerne une section de la RN 12. Les premiers mouvements de terrain ont été remarqués en contre bas de l'accotement en décembre 2004. Au cours de l'année 2006, L'affaissement a atteint la chaussée avec apparition d'un second point d'affaissement qui a engendré un tassement d'environ 30 cm de la chaussée.

Les données géologiques de la région indiquent que la majeure partie des formations rencontrées appartiennent au domaine des Flysch. Du point de vue lithologie, on retrouve globalement, depuis la surface les formations suivantes :

- Éboulis de pente à dominance limono argileuse (couvertures) ;
- Schistes et marnes schisteuses altérés en surface;
- Comblement des dépressions par des dépôts érosifs hétérogènes parfois cimentés.



Figures 1.8a vues de la zone de glissement



Figures 1.8b vues de la zone de glissement

1.5.2.1 Contexte géotechnique local

Deux sondages carottés ont été réalisés le long du tronçon affecté par le glissement de terrain au PK144+000. L'analyse des données montre que le sol est de nature argilo-marneux sur une épaisseur de 7 m et plus avec des angles de frottement de 12° à 15° et une densité humide de 19 kN/m^3 . L'interface entre la couche d'éboulis argileux (colluvions) et les marnes schisteuses compactes sous-jacente constitue la ligne de rupture.

1.5.2.2 Solution retenue et déroulement des travaux

Pendant la phase étude du projet, deux variantes de soutènement et de confortement du glissement ont été envisagées : un mur de soutènement rigide en béton armé muni de contreforts et un mur de soutènement renforcé par géotextile. La solution d'un mur de soutènement en béton armé est écartée en raison de la difficulté de réalisation (acheminement de béton frais) et le risque de déclenchement des plans de rupture sous la semelle rigide du mur projeté sur un pendage schisteux. En effet, les calculs de stabilité du mur de soutènement en béton armé à contreforts de 8m de haut ont aboutit à une semelle de 6 m de largeur. En plus, l'importance du talus à conforter et les difficultés d'accès direct à partir de la route nécessitera l'aménagement d'un passage pour les engins, celui-ci longera la route en contrebas suivant la pente du relief jusqu'à atteindre le pied du talus à consolider.

La solution d'un mur de soutènement renforcé par géotextile combinée avec un drainage à l'amont de l'ouvrage par un géo composite de drainage équipé de mini-drains est retenue. Le Bureau d'étude justifie le choix de la solution en mettant en avant les éléments suivants :

- Les massifs renforcés par des armatures souples en géotextiles sont réputés souples et donc susceptibles de se déformer sans se rompre;
- La disponibilité des matériaux localement (TVO et géo synthétiques) ;
- Pas de nécessité d'aménagement d'un passage;
- Intégration de l'ouvrage dans son environnement (milieu forestier).

Les figures 1.9.a illustrent l'ouvrage pendant la phase travaux et les figures 1.9.b montrent l'ouvrage après son achèvement.



Figure 1.9.a ouvrage pendant la phase des travaux



Figure 1.9.b ouvrage après son achèvement

Depuis l'achèvement des travaux et après deux hivers, aucun signe d'instabilité n'a été observé.

- **Conclusion**

La technique géo synthétique pour le traitement de certains glissements de terrains constitue une réelle alternative innovante et économique par rapport aux solutions classiques de soutènement.

Les principaux avantages de cette technique résident dans la grande souplesse des massifs renforcés par géo synthétiques, l'utilisation des matériaux locaux, et l'intégration des ouvrages leurs environnement.

1.5.3 La willaya de Constantine Sud passage de Massinissa

1.5.3.1 Contexte géologique

Le contexte géologique se présente à grands traits par les formations suivantes :

- Les remblais qui caractérisent un recouvrement parfois important. Ils sont définis par leur genèse anthropique.

- Les éboulis provenant de la partie sommitale du versant et sont identifiés par de nombreux blocs rocheux de différentes tailles.
- Les argiles brunâtres qui renferment parfois des horizons sableux à gréseux. Elles sont riches en gastéropodes dont le test calcitique a été remplacé par du gypse.
- Les argiles marneuses grisâtres riches en gypse constituent le substratum.

1.5.3.2 Cinétique du glissement à travers les observations sur site

Les ruptures observées concernent les talus amont et aval de la route.

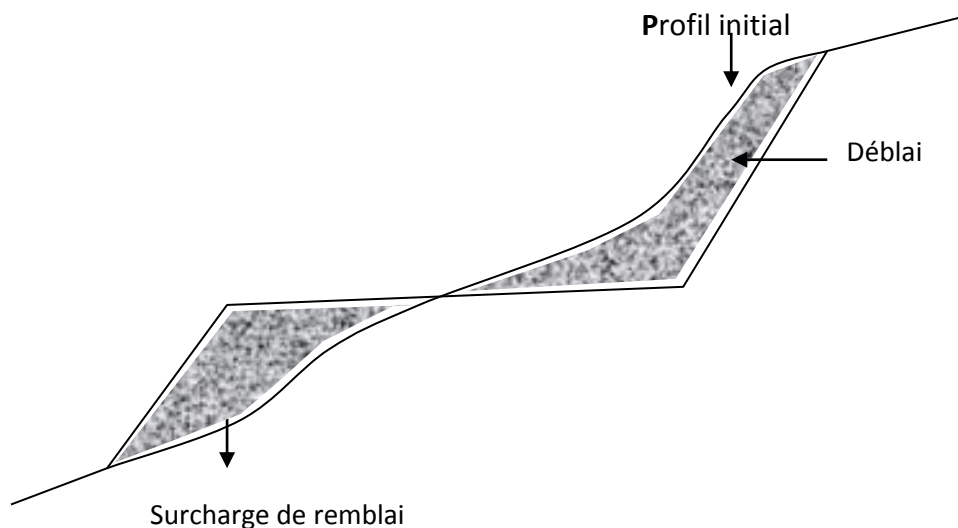


Figure 1.10 Talus amont

Pour les talus en déblais, la rupture est liée à une pente limite au delà de laquelle la rupture est inévitable d'une part par la décompression des terrains déchargés par le terrassement, d'autre part par l'action des agents atmosphériques.

La rupture associée à la suppression de la butée de pied peut être brutale dans les versants à stabilité précaire.

• Talus aval

Les instabilités observées sont dues à l'implantation de surcharges sur versants. En effet ces surcharges (remblais) créent un moment moteur favorable à l'apparition d'une rupture rotationnelle. Plusieurs facteurs négatifs s'ajoutent en général au mécanisme de base décrit ci-dessus ; Il s'agit des surcharges établies sur terrain en pente :

- Les matériaux constitutifs sont très hétérogènes (dépôts anthropiques : gravats de démolition, matériaux de terrassement divers etc....).
- La pente du talutage est assez raide.
-

1.5.3.3 Analyse des reportages photographiques

Les reportages photographiques effectués sur le site de Massinissa montrent l'ampleur des glissements qui se sont produits dès les premiers terrassements en automne 1995 et qui ce sont poursuivis jusqu'à aujourd'hui.

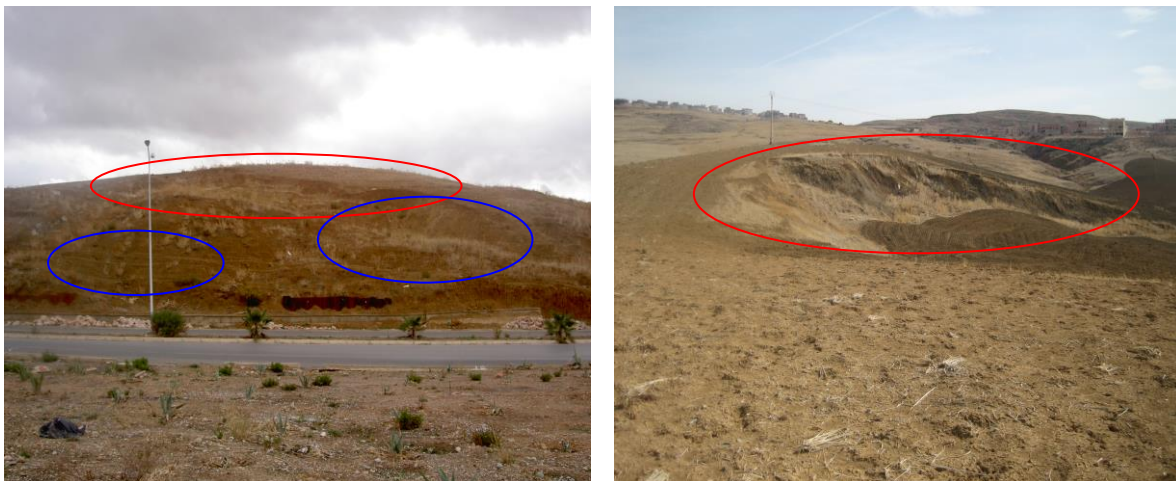


Figure1. 11 L'ampleur des glissements D'après DTP Constantine 2009

Les matériaux glissés se situent sur le talus amont (Zone I01 + zone I02) ; Ils sont constitués essentiellement d'argiles brunâtres dont le mur est représenté par les marnes grises. Les masses en mouvement sont très importantes l'escarpement est visible en tête du versant.

Des tentatives de confortement au moyen de palplanches, drains et murs de soutènement à faible ancrage ont été réalisées récemment ; des gabions ont été mis en place en pied de talus (Voire photo ci après).



Figure 1.13 D'après couches du sol

Au niveau de la chaussée, les dégradations se sont traduites par la présence de fissurations généralement parallèles à l'axe de la route.



Figure 1.14 types des fissurations



Figure 1.15 mur de soutènement affecté par glissement

La zone médiane du site est affectée par deux glissements qui concernent :

- Le talus amont.
- Le talus aval.



Figure 1.16 Dégradation de chaussé causé par glissement

Le talus amont est moins affecté car l'ampleur du glissement est moins importante que celle du talus aval. Malgré les tentatives de confortement au moyen de palplanches et la mise en place de drainage,

La voie B a subi un important affaissement (plusieurs mètres) suivi d'importantes dégradations

De la chaussée. Nous ne disposons pas d'informations précises quand au niveau d'encastrement des palplanches ainsi que la profondeur exacte de drainage.



Figure 1.17 accétement dégradé par glissement de terrain

De notre point de vue, l'origine de ces dégradations est la conjugaison de nombreux facteurs notamment :

- Mauvaise gestion des eaux de surface.
- Mise en œuvre des remblais sans précaution de compactage et d'accrochage au massif existant, Mise en place de dépôts anthropiques en crête de talus accentuant le moment moteur.
- La surcharge de talus de matériaux divers est bien visible sur la photo ci après.



Figure 1.18 glissement au niveau de talus

Malgré des tentatives de stabilisation au moyen de palplanches, tranchées drainantes et gabions, les glissements se sont développés avec une grande intensité dans la partie supérieure de la route Massinissa.

La circulation des eaux essentiellement pendant les périodes pluvieuses combinées avec les éléments évoqués ci-avant et éventuellement la présence très probable de faille, ont engendré des mouvements de terrains très importants. Les dégradations des ouvrages sont spectaculaires.



Figure 1.19 présence de faille au niveau de la route



Figure 1.20 Palplanches ancrées dans le milieu de l'axe de la route

- **SYNTHESE DES OBSERVATIONS ET CINETIQUE DES GLISSEMENTS**

On peut relier l'origine des glissements à la conjugaison de nombreux phénomènes :

- Les terrassements menés sur des pentes à l'équilibre limite.
- Les remblais routiers ont été mis en œuvre sur un terrain en pente. Le manque d'ancrage et le mauvais compactage seraient des facteurs aggravants.
- L'assainissement qui se traduit par une collecte défailante des eaux.
- Les tentatives de stabilisation mécanique au moyen de palplanches ont été inefficaces

La synthèse des observations et de travaux de reconnaissance ont permis de mettre en évidence trois zones principales de glissements :

Zone I : Les glissements affectant le côté amont.

Ces glissements locaux affectent les talus amont et aval sur tout le secteur d'étude.

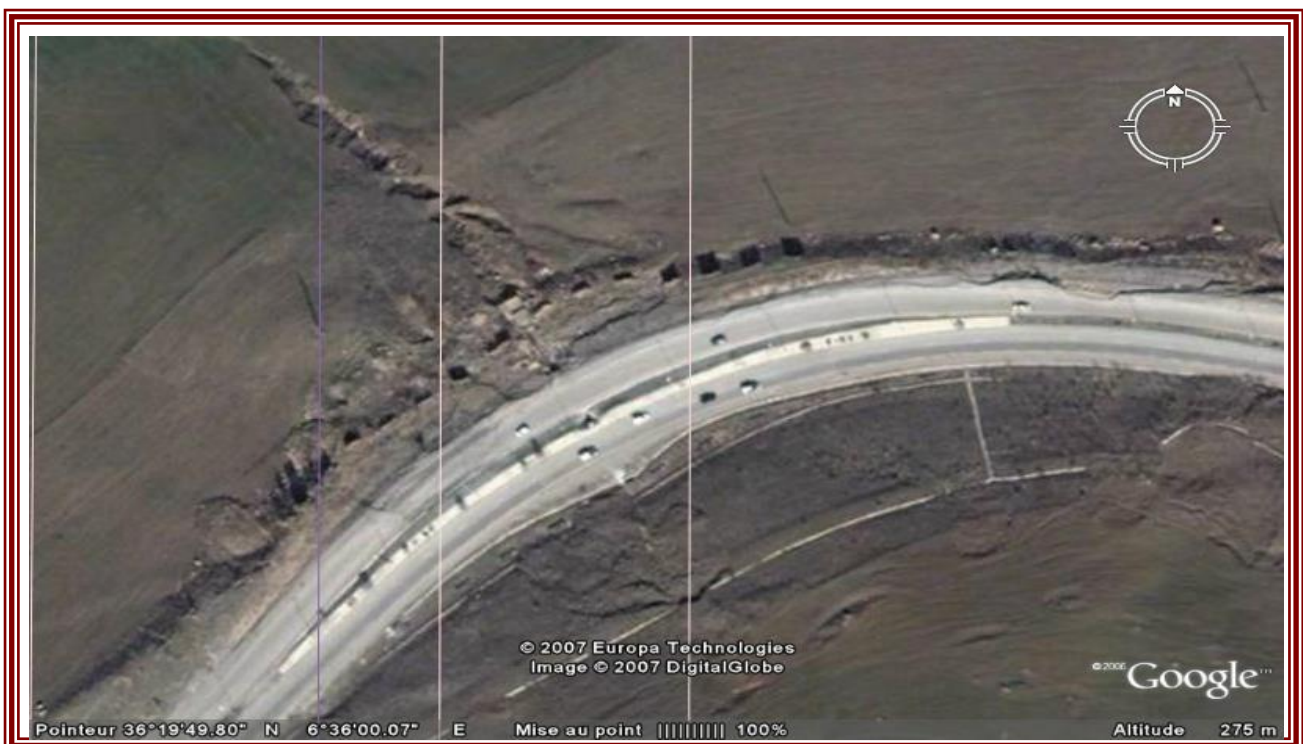


ZONE I

Figure 1.21 Les glissements affectant le côté amont (zone 1)

Zone II et III : Les glissements affectent essentiellement la côte aval.

Il est à signaler que des loupes de glissements apparaissent localement sur les différents versants.



ZONE II



ZONE III

Figure 1.22 les glissements affectent essentiellement la côte aval. (zone 2et 3)

1.6 La reconnaissance des sols

1.6.1 Définition et objectif

C'est une étude in situ et en laboratoire qui permet de définir l'ensemble des Caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des terrains en place.

Son but est de donner les éléments nécessaires pour les études de tous travaux de génie Civil.

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on se propose de mettre en place.

Il y a sommairement, deux catégories de moyens de reconnaissances qui complètent les investigations géologiques de surface :

- Les méthodes d'observation du terrain, soit en place, soit à l'aide d'échantillons (Prolongement en profondeur de la géologie de surface) : puits, tranchées, sondages...
- Les méthodes de mesure in situ basées sur la mesure d'une propriété physique du terrain, dont font parti les essais géophysiques

1.6.2 Reconnaissances du site

Trois étapes sont souvent indispensables dans une campagne de reconnaissance :

- 1 - Collecte des informations préliminaires ;
- 2 - Reconnaissance du site ;
- 3- Investigations et forages.

1.6. 2.1 Collecte des informations préliminaires

Il est important de débiter par une cueillette des informations disponibles sur le site ainsi que sur le type de structure à bâtir et de son utilité.

Il est généralement possible de recueillir des informations à l'aide de :

- Cartographie (cartes géologiques) des dépôts meubles et du roc;
- Cartes topographiques (nature du terrain relief);
- Études géotechniques effectuées dans le voisinage

1.6. 2. 2 Reconnaissance du site

L'ingénieur doit toujours effectuer une inspection visuelle du site pour pouvoir se faire une meilleure idée sur sa nature :

- Type de végétation dans le site (peut donner d'excellentes indications);
- La topographie générale du site et la possible existence de fossés de drainage.

L'existence de débris ou de matériaux quelconques;

- Type de constructions avoisinantes et l'existence de problèmes (fissures dans les murs, tassements ou autres problèmes);
- Le niveau de la nappe d'eau qui peut être déterminé en regardant au voisinage;
- Stratigraphie du sol à partir de tranches profondes effectuées pour la construction d'une route ou d'un chemin de fer avoisinant;
- Présence de roc ou d'affleurement rocheux dans les environs, peut indiquer la faible profondeur du socle rocheux.

1.6. 2. 3 Investigations et forages

1.6. 2. 3.1 Profondeurs des forages

À l'étape de l'exploration et de la reconnaissance il faut planifier :

- Le nombre de forages;

- Les profondeurs des forages;
- Le type d'essais à effectuer soit sur le site ou au laboratoire;
- Le nombre d'échantillons nécessaires.

1.6.2.3.2 Nombre de forages

Le nombre de forages dépend :

- Nature du terrain;
- Dimensions du site;
- Coût du projet.

1.6.3 Reconnaissance géologique

C'est l'identification du sol par observation visuelle des différentes couches, confirmée par l'examen des cartes géologiques. On observe donc pour cela des puits, galeries ou tranchées qui donnent une coupe généralement "fraîche" de sol. Il est aussi possible d'utiliser des cavités existantes.

L'examen des carrières ou des tranchées, situées à proximité de la zone Considérée, donne des précisions immédiates sur les sous-couches.

La reconnaissance peut s'effectuer à l'aide de sondages dont certains exemples sont décrits au paragraphe de la reconnaissance géotechnique. Il sera possible d'établir des coupes prévisionnelles ou même un bloc diagramme qui pourra être confirmé par les sondages.

1.6.4 Reconnaissance géophysique

Les méthodes de reconnaissance géophysiques permettent de déterminer la nature des couches profondes en utilisant par exemple leurs caractéristiques:

1.6.4.1 Magnétiques

Le magnétisme est peu utilisé pour la reconnaissance en géotechnique. Cette méthode est fondée sur la détection d'anomalies du champ magnétique terrestre. La seule application constatée en génie civil est la recherche d'objets enfouis contenant beaucoup de fer. Par exemple on peut vouloir vérifier qu'il n'y a pas d'épaves de péniches métalliques au fond d'un fleuve. Concernant l'étude des anciennes décharges, les méthodes électromagnétiques du type dipôle -

dipôle sont faciles d'emploi et très efficaces pour détecter les métaux mais la Technique magnétique fondée sur la mesure d'un gradient vertical du champ magnétique est très légère et conduit à une excellente résolution lors de la détection.

1.6.4.2 Prospection électrique

Les méthodes de prospection électrique par courant continu permettent de déterminer la répartition des matériaux dans le sol par l'intermédiaire de leur résistivité. Pour cela on injecte dans le sol un courant continu, dont on mesure l'intensité I au moyen de deux électrodes métalliques notées A et B plantées dans le sol et reliées aux deux bornes d'un générateur de courant continu.

1.6.4.3 Prospection sismique

Les méthodes sismiques sont fondées sur l'étude de la propagation des ondes Mécaniques dans le sol. La vitesse de propagation des ondes dépend des propriétés élastiques des matériaux.

1.6.4.4 Prospection gravimétrique

La gravimétrie est l'étude des variations du champ de pesanteur à la surface du sol. La figure (V-1) montre la variation de la composante verticale de l'anomalie du champ de pesanteur due à la présence dans le sous-sol d'une cavité de 6 m de diamètre dont le toit est à 2 m de profondeur dans un terrain homogène de masse volumique 2 000 kg/m³.

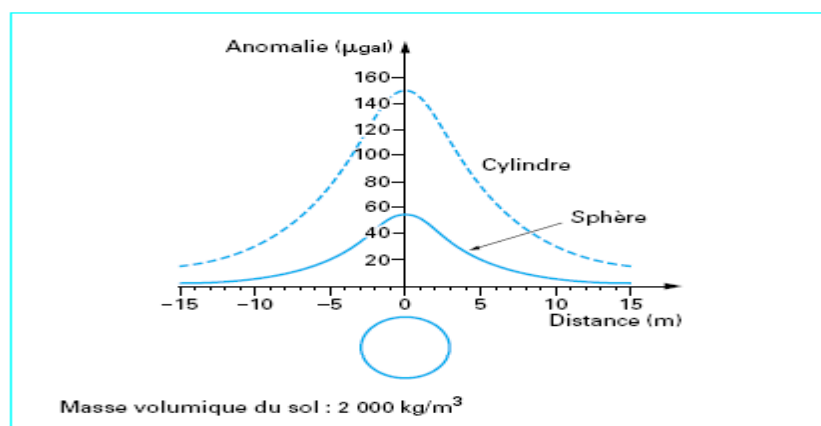


Figure 1.23 Anomalie gravimétrique due à une cavité de 6m de diamètre, centrée à 5m de Profondeur

Deux courbes sont représentées l'une pour une cavité de forme sphérique. L'anomalie est naturellement négative ; en valeur absolue, elle vaut au maximum $1.5 \cdot 10^{-6} \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$, soit un peu plus d'un dix millionième de la valeur du champ de pesanteur total ($10 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$).

1.6.5 Reconnaissances géotechniques

La conception, la réalisation et la maintenance d'ouvrages complexes (bâtiments, Routes, ouvrages d'art, ouvrages souterrains, etc.) Nécessitent une connaissance fine du sol, de sa nature, de son comportement.

Toute une série d'essais doit être réalisée pour bien déterminer la nature du terrain Étudié, et pour bien définir ses différentes couches qui le constituent, ainsi les caractéristiques physiques et mécaniques de chaque couche.

Ces essais peuvent être classés en deux grandes catégories :

- Les essais in situ.
- Les essais au laboratoire.

1.6.5.1 Les essais in situ

Le but de ces essais est de compléter ou même de remplacer les essais sur échantillons Intacts en laboratoire pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols. Ils sont surtout utilisés dans les terrains très hétérogènes ou très incohérents quand les carottes prélevées sont trop remaniées.

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

1.6.5.2 Les essais au laboratoire

- Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux
- Détermination des limites d'atterberg
- Détermination de la masse volumique des particules solides des
- Analyse Granulométrique par tamisage sec après lavage:
- L'essai à l'appareil triaxial de révolution
- L'essai de cisaillement rectiligne direct à la boîte
- Essai Œdométrique

1.6.6 Conclusion

Les paramètres utilisés pour décrire les propriétés physiques et mécaniques des sols sont de nature très variée :

- Paramètres d'identification et d'état (porosité, indice des vides, densité, densité Relative, limites d'Atterberg, etc.)
 - Paramètres de déformabilité (indices de compression et de gonflement, module Élastométrique, module pressiométrique, etc.)
 - Paramètres de résistance (cohésion et angle de frottement interne, pression limite Pressiométrique, résistance de cône statique ou dynamique, etc.)
- Il est très rare que, sur un même site, tous ces paramètres soient mesurés en un nombre de points suffisant pour que l'on puisse juger bien connu l'ensemble du massif de sol. Habituellement, la reconnaissance géotechnique est limitée au strict minimum, et l'on dispose des valeurs de certains paramètres en certains points et d'autres paramètres en d'autres points. L'ingénieur géotechnicien doit tirer le meilleur parti possible de ces informations éparses et établir une coupe géotechnique représentative du site étudié. C'est dans ce cadre général que l'utilisation de corrélations entre les propriétés physiques et mécaniques des sols peut contribuer efficacement au travail de synthèse du géotechnicien.

CHAPITRE 2

Les méthodes de calcul de la stabilité des pentes et les méthodes de confortement

2.1 Méthode de calcul de stabilité

2.1.1 Hypothèses de calcul

Il existe, en principe, deux possibilités pour calculer la stabilité d'une pente. La première est de considérer que la masse instable forme un bloc rigide, que le sol a un comportement rigide-plastique et donc qu'à la rupture tous les points de la masse stable atteignent en même temps leur seuil de rupture; ce sont les méthodes de calcul à la rupture, les seules encore employées pratiquement à ce jour. La seconde possibilité est d'appliquer la méthode des éléments finis en choisissant une loi de comportement réaliste en réduisant, par exemple, les caractéristiques de sol jusqu'à la rupture.

2.1.1.1 Définition du critère de rupture

Le critère de rupture utilisé est le critère de COULOMB.

$$\tau = \sigma' \tan \varphi' + c' \quad (2.1)$$

Si l'on vérifie la stabilité de la pente par rapport à une première rupture éventuelle, on prendra :

$$\varphi'_{pic} \quad c'_{pic}$$

Si l'on vérifie la réactivation d'un glissement qui s'est déjà produit, on prendra :

$$\varphi'_{rés} \quad c'_{rés}$$

2.1.2 Définition du coefficient de sécurité

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité F_s 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. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité chacun présente des avantages et des inconvénients nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions :

$$F = \frac{\text{Résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{Résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}} \quad (2.2)$$

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

$$1. \quad F = \frac{\text{Effort résistant}}{\text{Effort moteur}} \quad (2.3)$$

Cette définition suppose que la surface testée est plane.

$$2. \quad F = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}} \quad (\text{définition de Fröhlich}) \quad (2.4)$$

Cette définition suppose que la surface testée est circulaire (ellipsoïdale en 3D).

$$3. \quad F = \frac{H_c}{H} = \frac{\text{Hauteur critique}}{\text{Hauteur réelle}} \quad (2.5)$$

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

La définition 1 est couramment employée. Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V (Figure 2.1) est atteint lorsque le système des forces extérieures qui lui est appliqué mobilise les fractions $\text{tg}\phi/F$ et c/F des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu. Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface.

Cette définition a donc pour inconvénient de considérer que la rupture se produira

Simultanément en tout point, ce qui est fortement contestable dans le cas de sol fortement hétérogène et n'est pas compatible avec la notion de « Rupture progressive ».

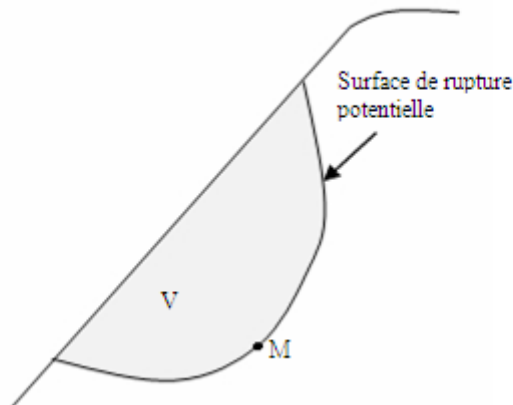


Figure 2.1 Surface de rupture potentielle

On distingue deux démarches pour le calcul de facteur de sécurité :

1. Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de F_S inférieure ou égale à 1, donc :

- Soit, on connaît la surface exacte et on cherche à déterminer, pour $F_S = 1$

Les caractéristiques correspondantes.

- Soit, on a les caractéristiques et on cherche à déterminer la surface de glissement.

2. 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.

2.1.2.1 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal F_S adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé C_u).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1,2 voire 1,1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique.

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de F_s en fonction de l'importance de L'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent.

Tableau 2.1 Valeurs de F_s en fonction de l'état de l'ouvrage A. Benaissa. Glissements de terrain, Calcul de stabilité

F_s	Etat de l'ouvrage
< 1	Danger
1,0 – 1,25	sécurité contestable
1,25 – 1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants.
$> 1,4$	Satisfaisante pour les barrages

2.1.2.2 Détermination de la géométrie de la rupture

Pour les pentes naturelles dont le glissement est amorcé, la surface de rupture est généralement connue, de même pour les glissements plans pour lesquels la surface de rupture a été reconnue. Par contre, dans les autres cas, très nombreux, la surface de rupture est inconnue. Dans les cas courants, on adoptera une surface de glissement cylindrique à base circulaire et on recherchera le cercle qui donne le "coefficient de sécurité" F_s le plus faible.

2.1.3 Analyse de la rupture plane dans une pente infinie

On dit une rupture plane quand la surface de rupture potentielle est parallèle à la surface de la pente, et quand la hauteur est petite par rapport à la longueur de la pente on dit que la pente est infinie.

La pente est inclinée à l'horizontale d'un angle β , et de hauteur h , le niveau d'eau est situé à h_w et considéré comme parallèle à la pente (Figure 2.2).

La figure suivante représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du bloc, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, U_L l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base.

Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V = 0$ et que H

Et U_L s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, On peut calculer N et T , ainsi que le coefficient de sécurité $F = \frac{T_{\max}}{T}$

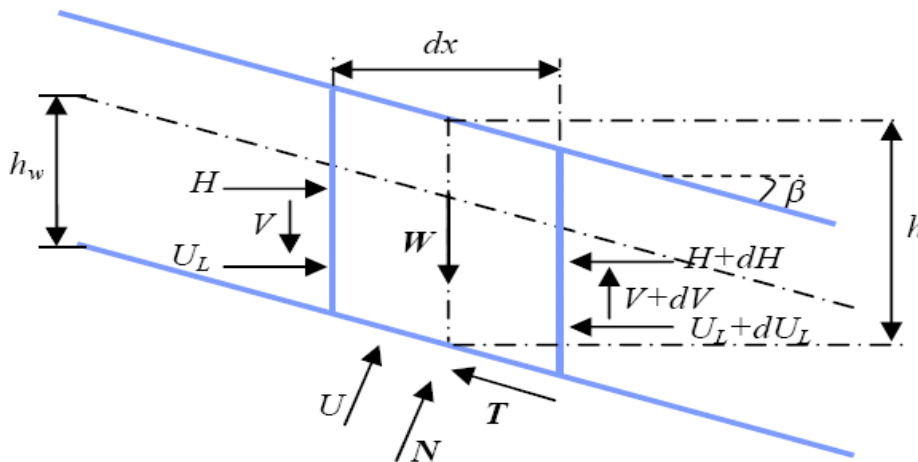


Figure 2 .2 Rupture plane

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T_{\max} = C' \frac{dx}{\cos \beta} + (N - U) \tan \varphi' \quad (2.6)$$

On obtient l'expression suivante pour le cas générale

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{C'}{\gamma} + \frac{(\gamma h - \gamma_w h_w)}{\gamma h \tan \beta} \tan \rho' \quad (2.7)$$

2.1.4 Stabilité d'un talus dans un sol non homogène

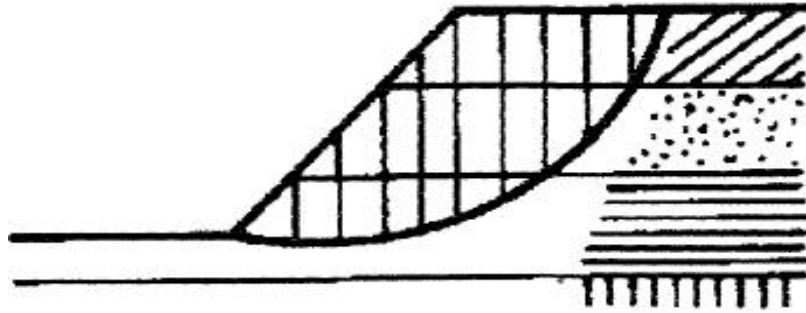


Figure 2.3 Talus dans un sol non homogène

Lorsqu'un glissement se produit dans un sol de caractéristiques variables, par exemple un sol stratifié, la méthode de Taylor n'est plus applicable car il est difficile de se définir un seul couple de valeurs c et φ représentant la quote-part des différentes couches de sol, parce que l'on ne connaît pas à l'avance la ligne de glissement la plus défavorable.

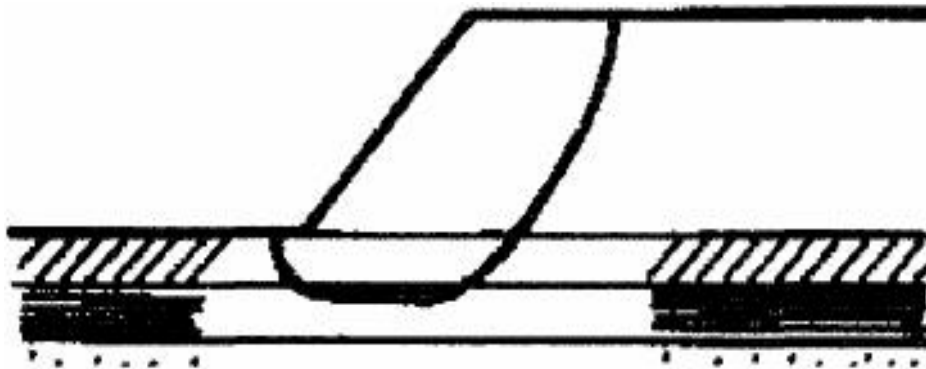


Figure 2.4 Présence d'une couche molle

De plus, il peut se faire que par suite de la présence d'une couche extrêmement molle, la forme de la ligne de glissement soit très éloignée d'un arc de cercle. On parle alors de ligne de glissement composite.

2.1.4.1 Méthode des tranches

Les méthodes les plus employées pour la résolution du calcul de la stabilité des talus de forme quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, dans des sols hétérogènes, sont les nombreuses variantes de la méthode des tranches. Celle-ci permet de s'adapter à des conditions de géométrie complexes, tant en ce qui concerne les frontières, que le sol et les conditions hydrologiques. Il existe environ une douzaine de variantes de cette méthode qui diffèrent entre elles par :

- la manière d'utiliser les équations de la statique pour définir la sécurité.
- les hypothèses utilisées pour rendre le problème déterminé.

Parmi les méthodes les plus couramment utilisées on considère:

- La méthode de Fellenius.
- La méthode de Bishop simplifiée.
- La méthode de Spencer
- La méthode de Janbu.

2.1.4.1.1 Equation générale du problème

On se place dans une configuration bidimensionnelle en déformation plane.

On considère un volume de sol AMB susceptible de glisser (Figure 2.5)

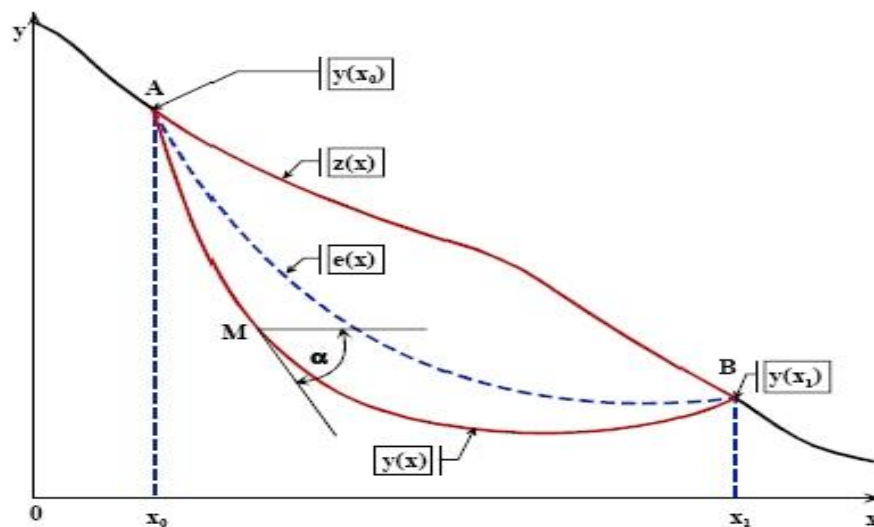


Figure 2.5 Définition de la surface de glissement

Avec :

$Z(x)$: l'équation de la ligne de talus.

$Y(x)$: l'équation de la ligne de rupture étudiée.

$\tan \alpha = \frac{dy}{dx}$: Tangente à la ligne de rupture

On découpe le massif de sol en tranches verticales d'épaisseur dx assez petites pour que la base de chaque tranche, soit assimilable à un segment de droite

(Figure 2.6) On désigne :

$e(x)$, ligne d'action de la force interne qui s'exerce sur une section verticale,
 $V(x)$ et $H(x)$, les composantes verticales et horizontale de la force interne.

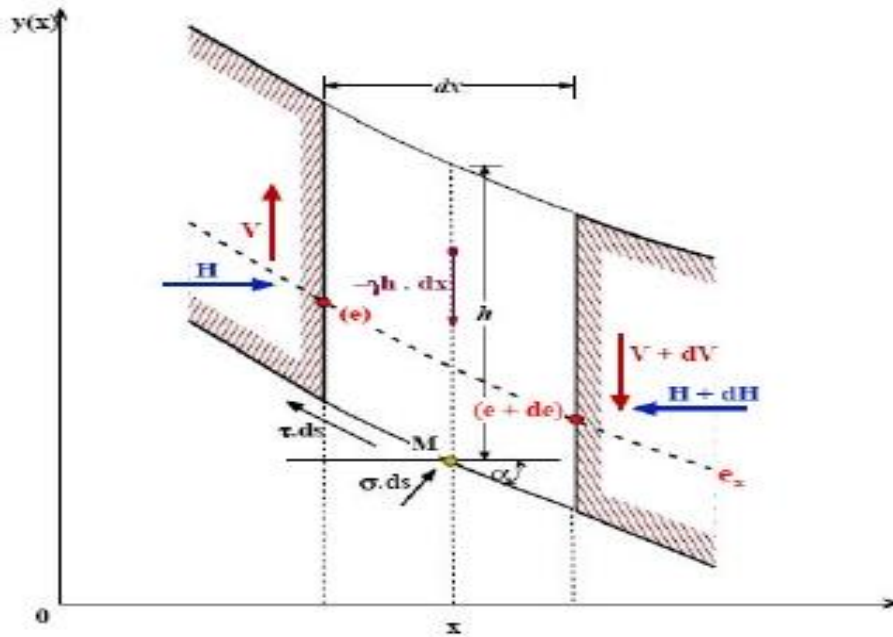


Figure 2.6 Equilibre d'une tranche de sol

Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces extérieures qui lui sont appliquées.

- Forces volumiques (poids volumique, eau...)
- Forces surfaciques (réactions entre tranches, réactions à la base de la partie stable sur la partie qui glisse)

Les forces en présence sont les suivantes :

- Poids de la tranche $\gamma_h \cdot dx$
- Forces inter tranches horizontales H et $(H + dH)$
- Forces inter tranches verticales V et $(V + dV)$

Les forces inter tranches ont leur point d'application sur la courbe $e(x)$

- Contrainte normale totale σ , pression interstitielle u et contrainte tangentielle τ à la base de la tranche appliquée sur la surface $ds.l$

D'autre part, l'équation d'équilibre de l'ensemble du volume de sol AMB par rapport à O fournit une équation supplémentaire.

En projetant les forces élémentaires normales $\sigma.ds$ et tangentielle $\tau.ds$ à la tranche sur les axes (x, y) (rotation de α), on obtient en prenant σ et τ avec leurs signes :

$$\text{Projection des forces élémentaires sur Ox : } -dH + (\sigma .ds) \sin\alpha + (\tau .ds) \cos\alpha=0 \quad (2.8)$$

Projection des forces élémentaires sur Oy :

$$-dV-(\gamma_h dx) +(\sigma .ds) \cos \alpha - (\tau .ds)\sin \alpha = 0 \quad (2.9)$$

Equilibre de rotation des forces élémentaires par rapport au point M, point de passage de $\gamma .h.dx$, $\sigma .ds$ et $\tau .ds$ (moment de la tranche par rapport à M)

$$-Vdx + Hde + dH(e-y) = 0 \quad (2.10)$$

$$\text{Avec } ds = \frac{de}{\cos \alpha}$$

De (2.5) et (2.6) on peut déduire les contraintes σ et τ

$$\sigma = (\gamma h . \cos^2 \alpha) + (\tan \alpha . \frac{dH}{dx} + \frac{dV}{dx}) \cos^2 \alpha \quad (2.11)$$

$$\tau = - (\gamma h . \cos \alpha . \sin \alpha) + (\frac{dH}{dx} - \frac{dV}{dx} \tan \alpha) \cos^2 \alpha \quad (2.12)$$

$$\int_0^{x_1} [\sigma(x + [y \tan \alpha] + \tau(y - [x \tan \alpha])) dx = \int_0^{x_1} (x\gamma h) dx \quad (2.13)$$

On a donc cinq fonctions inconnues : $H(x)$, $V(x)$, $\sigma(x)$, $\tau(x)$, $e(x)$ et le coefficient de Sécurité F .

On dispose des quatre équations (2.8), (2.9), (2.10) et (2.13) et de la loi de Mohr-Coulomb.

Ce système ne peut donc se résoudre sans une hypothèse complémentaire sur les fonctions inconnues, et les diverses méthodes de calcul (une vingtaine) diffèrent essentiellement par la nature de l'hypothèse complémentaire, ce qui explique que suivant les méthodes retenues, on obtiendra des "coefficients de sécurité" différents. Pour être retenue pratiquement, une méthode de calcul devra être validée par l'expérience. L'hypothèse complémentaire peut porter soit :

- Sur une répartition des forces internes (Fellenius, Bishop, Morgenstern et Price...),
- Sur la position de la ligne d'action e (Janbu.),
- Sur l'orientation des efforts intertranches (Spencer),
- Sur la répartition de la contrainte normale (Raulin et al) généralement appelée méthode Des perturbations.

On retiendra les méthodes les plus utilisées pratiquement

2.1.4.1.2 Méthode de FELLENIUS

Dans cette méthode, on suppose que la surface de rupture potentielle est circulaire, on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse que les tranches sont indépendantes : $H_i = V_i = 0$ (Figure 2.7)

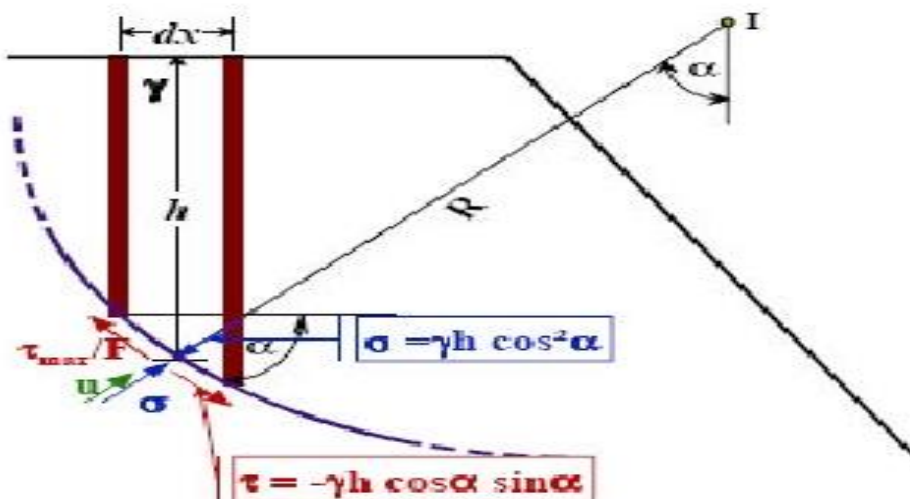


Figure 2.7 Equilibre d'une tranche de sol (FELLENIUS)

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

$$\sigma = \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha \quad (2.14)$$

$$\tau = -\gamma \cdot h \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha \quad (2.15)$$

Conformes aux équations (2.11) et (2.12)

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

$$\tau = \frac{\tau_{\max}}{F} \quad (2.16)$$

$$\tau_{\max} = (\sigma - u) \tan \varphi' + c' \quad (2.17)$$

$$\text{Soit : } \frac{[\gamma h \cdot \cos^2 \alpha] - u}{F} \tan \alpha + c' = -\gamma h \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha \quad (2.18)$$

Pour une tranche élémentaire, on retrouve la même définition que pour le glissement plan.

Pour l'ensemble des tranches, on écrit l'équation des moments par rapport au centre du cercle pour avoir un calcul simple.

$$\sum_1^n \frac{[(\gamma_i h_i \cos^2 \alpha)] \tan \varphi'_i + C'_i}{F} ds_i R = \sum_1^n [(\gamma_i h_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i) ds_i] R \quad (2.19)$$

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

$$F = \frac{\sum_1^n [(\gamma_i h_i \cos^2 \alpha_i) - u_i] \tan \varphi'_i + C'_i}{\sum_1^n [\gamma_i h_i \cdot \cos \alpha_i \sin \alpha_i]} ds_i \quad (2.20)$$

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

$$W_i = \gamma_i h_i dx_i \quad (2.21)$$

$$\text{avec } dx_i = ds_i \cdot \cos \alpha_i$$

D'où $W_i = \gamma_i h_i ds_i$ et en remplacent dx_i par b_i (largeur d'une tranche)

$$F = \frac{\sum_1^n \left[W_i \cos \alpha_i - \left(\frac{u_i b_i}{\cos \alpha_i} \right) \right] \tan \varphi'_i + \frac{C'_i b_i}{\cos \alpha_i}}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2.22)$$

2.1.4.1.3 Méthode de BISHOP simplifiée

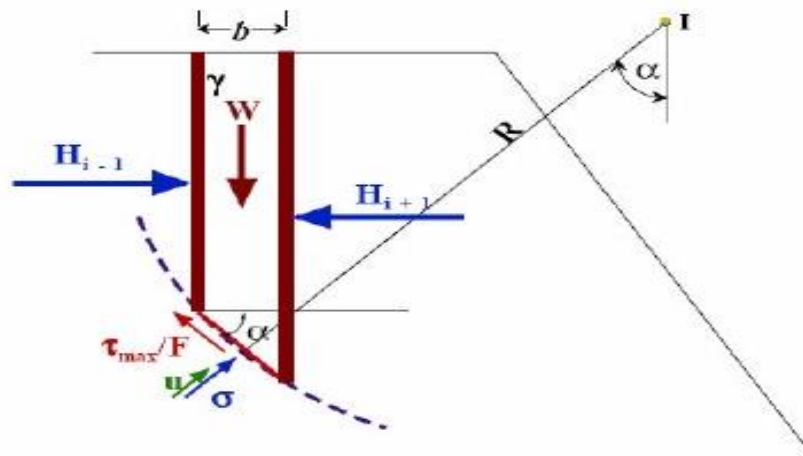


Figure 2.8 Equilibre d'une tranche de sol (BISHOP simplifiée)

Dans cette méthode, on suppose également que la surface de rupture potentielle est Circulaire ; on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse qu'il ya seulement une réaction horizontale entre les tranches : $V_i = 0$ et $H_i \neq 0$ (Figure 2.8) □

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

$$\tau = \frac{(\sigma - u) \tan \varphi' + C'}{F} \tag{2.23}$$

$$W = [(\sigma' + u)b] + \sigma' b \tan \alpha \left(\frac{\tan \varphi'}{F} \right) + \left(\frac{C''}{F} b \tan \alpha \right) \tag{2.24}$$

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

$$\frac{1}{F} \sum_1^n [(\sigma'_i \tan \varphi'_i) + C^{''}] + \frac{b_i}{\cos \alpha_i} = \sum_1^n W_i \sin \alpha_i \cdot R \tag{2.25}$$

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

$$F = \frac{\sum_1^n \frac{((w_i - u_i b_i) \tan \varphi') + c'_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\tan \varphi'_i}{F}}}{\sum_1^n w_i \sin \alpha_i} \quad (2.26)$$

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

2.1.4.1.4 Méthode de SPENCER

Celle-ci considère les efforts inter tranches comme parallèles entre eux ; c'est-à-dire :

$$\frac{V_i}{H_i} = \tan \theta_i = \lambda \quad (2.27)$$

λ est un paramètre à déterminer ; l'angle θ , doit être compris entre l'angle du talus β

Et l'angle α_i que fait la base de la tranche i avec l'horizontale La figure (2.9) permet de visualiser les forces en présence dans l'hypothèse de Spencer.

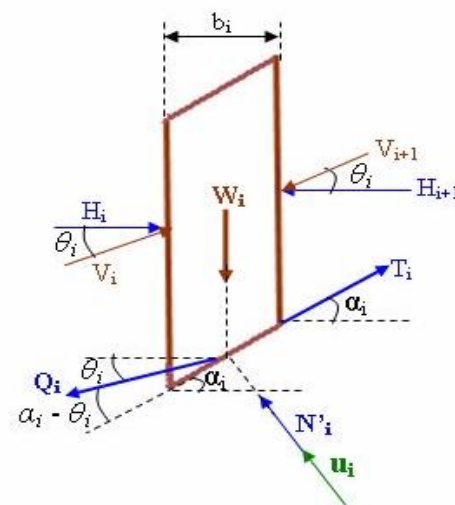


Figure 2.9 Equilibre d'une tranche de sol (SPENCER)

Q_i représente la résultante des efforts inter tranches. Elle fait un angle égal à $(\alpha - \theta)$ avec la base de la tranche i .

Rappelons que :

$$T_i = \frac{c_i}{F} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N \cdot \frac{\tan \alpha_i}{F} \quad (2.28)$$

A l'équilibre la projection des forces parallèlement à la base de la tranche donne :

$$T_i - \theta_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - w_i \sin \alpha_i = 0 \quad (2.29)$$

De même pour la projection des forces sur la normale à cette base donne :

$$N'_i + U + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - w_i \sin \alpha_i = 0 \quad (2.30)$$

Remplaçant T_i par sa valeur, on obtient :

$$\frac{c'_i}{F} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N'_i \cdot \frac{\tan \varphi'_i}{F} - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - w_i \cos \alpha_i = 0 \quad (2.31)$$

Soit:

$$c'_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N'_i \tan \varphi'_i - F \cdot Q_i \cdot \cos(\alpha_i - \theta_i) - F \cdot w_i \sin \alpha_i = 0$$

$$N'_i + U + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - w_i = 0$$

$$Q = \frac{\frac{c'_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \frac{\tan \varphi'_i}{F} (w_i \cos \alpha_i - u) - w_i \sin \alpha_i}{\cos(\alpha_i - \theta_i) (1 + \frac{\tan \varphi'_i}{F} \tan(\alpha_i - \theta_i))} \quad (2.32)$$

En éliminant N_i entre ces deux expressions on peut calculer Q

Maintenant, si on considère que les forces extérieures au talus sont en équilibre, alors la somme vectorielle des efforts inter tranches doit être nulle. Ce qui donne :

$$\sum Q_I \cos \theta_I = 0 \quad (2.33)$$

$$\sum Q_I \sin \theta_I = 0$$

De plus, si la somme des moments des forces extérieures par rapport à un centre de Rotation est nulle, alors la somme des moments des forces inter tranches par rapport à ce centre doit être nulle également. Ce qui donne :

$$\sum Q_I R \cos(\alpha_i - \theta_i) = 0 \quad (2.34)$$

Si on admet que la surface de glissement est circulaire et R son rayon (donc $R =$ une

Constante) l'équation précédente peut s'écrire :

$$\sum Q_I \cos(\alpha_i - \theta_i) = 0 \quad (2.35)$$

Pour un problème donné, il faudra alors résoudre les équations (2.33 et 2.35)

Spencer considère les efforts inter tranches comme parallèles entre eux c'est-à-dire $\theta = Cte$

L'équation (2.30) se réduit à :
$$\sum Q_I = 0$$

Il s'agira alors de résoudre deux équations au lieu de trois.

La méthode de calcul se présente schématiquement de la manière suivante :

- 1) On choisit une surface de rupture circulaire quelconque. On la divise en tranches d'égale Largeur. On détermine alors, pour chaque tranche sa hauteur et l'angle α que fait sa base avec l'horizontale.
- 2) Plusieurs valeurs de θ sont choisies, pour chacune de ces valeurs on calcule F qui doit, à la fois, satisfaire aux trois équations de (e). On désigne respectivement par F_f et F_m le coefficient qui satisfait à l'équation des forces et celui qui satisfait à l'équation des moments est désigné par F_{mo}
- 3) On représente, sur le même graphique, les deux courbes $F_f = f(\theta)$ et $F_m = f(\theta)$. L'intersection des deux courbes fournit F_1 et θ_1 .
- 4) La valeur de F_1 est alors substituée dans l'équation (2.32) pour calculer Q . Ensuite, partant de la première tranche à la dernière, on calcule les efforts inter tranches eux – mêmes.
- 5) Partant de la première tranche vers la dernière, en utilisant l'équation des moments on trouve les points d'application des efforts inter tranches, qui seront alors reportés sur la section du talus.

2.1.4.1.5 Méthode de JANBU

Lorsque la surface de glissement s'écarte trop de la forme circulaire, Janbu propose de considérer la force et le moment d'équilibre d'une tranche verticale typique et la force d'équilibre de toute la masse glissée.

Janbu suppose la ligne d'action des forces inter tranches située au tiers de la hauteur des tranches.

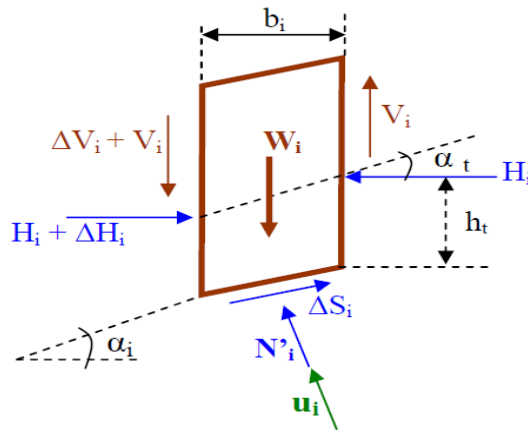


Figure 2.10 Equilibre d'une tranche de sol (JANBU)

L'équilibre horizontal nous donne :

$$F = \frac{\sum b_i s_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum (w_i + \Delta v_i) \tan \alpha_i} \tag{2.36}$$

Avec
$$S_i = \frac{c'_i + \left(\frac{w_i + \Delta v_i}{b_i}\right) \tan \varphi'_i}{1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi'_i}{F}} \tag{2.37}$$

Les forces inter tranches peuvent être calculées par les équations suivantes, basées sur les Conditions d'équilibre :

$$\left. \begin{aligned} H_i - H_{i+1} = \Delta H_i &= (w_i + \Delta v) \tan \alpha_i - \frac{s_i b_i}{F} \frac{1}{\cos^2 \alpha_i} \\ V_i &= -H_i \tan \alpha_{it} + h_{it} \frac{\Delta H_i}{b_i} \end{aligned} \right\} \tag{2.38}$$

Dans les quelles :

ΔH_i : est la différence des forces normales aux côtés de deux tranches successives

ΔV_i : est la différence des forces parallèles aux côté de deux tranches successives

α_t, h_t : Définissent la direction et la position de la ligne de poussée (figure 2.10)

Le point de départ est la tranche au sommet dans laquelle H_i et V_i ont une valeur nulle

D'un seul côté.

L'utilisation des équations (2.34), tout en procédant tranche par tranche, nous permet d'obtenir les valeurs de forces H_i et V_i de l'ensemble des tranches.

La méthode de Janbu présente un avantage important ; le calcul rapide de F peut être effectué à l'aide d'une calculatrice de poche.

2.1.5 Insuffisance des méthodes classiques

Les méthodes classiques reposent sur de nombreuses hypothèses simplificatrices. L'expérience montre que si elles restent valables pour les petits ouvrages, elles ne le sont plus quand il s'agit d'ouvrages importants. Utilisant le calcul à la rupture, la loi de comportement du sol est donc rigide plastique. Les déformations, le long de la courbe de rupture, n'interviennent pas dans les calculs. Les caractéristiques de résistance au cisaillement C et φ sont fixées, au départ, et restent invariables alors que l'on sait, maintenant, que la plastification des éléments induit une variation dans les valeurs de ces paramètres dont l'influence sur la stabilité des pentes est importante. La rupture simultanée, en tout point de la surface de rupture, est une autre hypothèse forte discutable. En effet la rupture se manifeste, souvent, par la propagation de zones plastiques. Le coefficient de sécurité est supposé constant le long de la ligne de rupture, alors qu'en réalité, on observe toujours une variation de ce coefficient, notamment, pour les matériaux présentant une diminution de la résistance post-pic trop marquée (argiles raides).

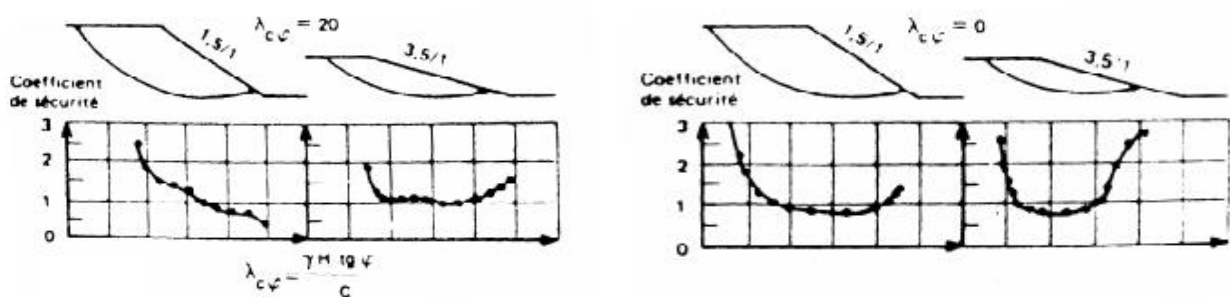


Figure 2.11 Variation du coefficient de sécurité local en fonction de la position du point sur la surface de glissement analysée □

D'autre part, la connaissance des lobes de contraintes est impérative lorsque l'on veut calculer des efforts que les systèmes confortatifs doivent reprendre. Les méthodes classiques basées sur le calcul à la rupture, sont incapables d'estimer avec une précision suffisante, ces efforts internes.

2.1.6 Justification de l'utilisation de la méthode des éléments finis

Les problèmes géotechniques sont, par nature, difficiles et complexes et les méthodes classiques utilisées, jusqu'à présent n'ont pas, dans certains cas et par leurs insuffisances, pu donner des résultats probants, tant elles se sont heurtées à une résistance intrinsèque liée à la difficulté de disposer des paramètres caractéristiques du comportement réel du sol.

Les géotechniciens ont espéré voir dans la méthode des éléments finis, connue par son déterminisme et analytisme efficaces, un outil très puissant susceptible de résoudre le problème le plus complexe. Cet apport, tant attendu à la fois au plan de la compréhension des phénomènes et aussi à celui de la pratique courante, serait-il réellement significatif ? Cette question posée par des ingénieurs praticiens, voilà une décennie, est dictée par le fait que les théoriciens n'ont pas encore fait de pas significatif en direction de la pratique. Si cette question reste d'actualité, il est, néanmoins, certain que, depuis, les capacités de la méthode des éléments finis dans la résolution des problèmes pratiques de la géotechnique se sont accrues et que la littérature présente, aujourd'hui, une panoplie d'application de cette méthode avec des résultats satisfaisants notamment pour les cas complexes permettant, ainsi, aux ingénieurs praticiens de pouvoir se faire une idée des techniques développées qui pourraient leur être utiles. Il est vrai qu'il reste beaucoup à faire, mais les méthodes de calcul numériques constituent, déjà, un atout majeur pour le progrès de la géotechnique. La méthode des éléments finis permet d'analyser le comportement des terrains et des structures et d'estimer les déformations prévisibles et leur incidence sur les structures existantes. Son application à des problèmes non linéaire dont le plus important, pour les sols, est l'élasto-plasticité représente, sans aucun doute, un avantage certain sur les méthodes usuelles de charge limite de fondation ou de stabilité des pentes. Ainsi l'on peut, pour les problèmes élasto-plastiques, suivre les déformations, les contraintes et les zones plastique durant le processus de chargement, alors que les méthodes classiques supposent que le Matériau a un comportement rigide-plastique, c'est à dire qu'il n'y a pas de déformations Avant la rupture plastique.

2.1.7 Synthèse

Les méthodes de calcul du coefficient de sécurité à la rupture ne s'appuient pas sur les mêmes hypothèses et pourtant les résultats diffèrent très peu. En fait le degré de précision dépend principalement du cas examiné. Pour certains, les résultats obtenus par les méthodes simples peuvent ne pas différer de façon significative de ceux données par les méthodes les plus précises, mais pour d'autres, les différences peuvent être inacceptables.

Des calculs comparatifs ont été effectués par différents auteurs □ Ils montrent clairement que la méthode de Fellenius sous-estime F et donc prudente, ce qui va dans le sens de la sécurité. Cependant la portée de cette sous-estimation peut être si large, qu'elle conduit à des solutions inacceptables sur le plan « économique ».

Les différences obtenues vont conduire en générale à des positions différentes pour la surface de glissement, à moins que celle-ci ne soit subordonnée à l'existence de discontinuités géologique importantes. Il est toujours préférable d'utiliser la surface réelle de rupture et une analyse relativement simplifiée (méthode de Junbu avec coefficient correcteur par exemple) plutôt que d'assimiler cette surface à une forme circulaire théorique hasardeuse.

Enfin l'utilisation de la méthode des éléments finis constitue un pas très important pour les études pratiques de pente qui traitent des problèmes réels. Cependant, il faut être prudent quant aux simplifications excessives concernant les paramètres des matériaux et leur comportement défini.

2.1.8 Les techniques de Monte-Carlo

Les techniques d'optimisation et des statistiques de Monte-Carlo sont très faciles à implanter et peuvent être utilisés comme des techniques statistiques d'optimisation pour les méthodes de stabilisation de la pente. Contrairement aux techniques de recherche analytique de la stabilité des pentes, aucune surface n'est rejetée pour atteindre une convergence dans les calculs. Ainsi, les méthodes d'équilibre sont totalement utilisées sans la nécessité d'appliquer des restrictions en plus des simplifications numériques qui sont déjà assurées dans les méthodes d'analyse. D'autre part, l'utilisation des techniques de Monte-Carlo facilite l'optimisation du nombre de recherché de surface de glissement. et réduit ainsi le temps de recherche. D'un autre coté, le nombre de tranche qui peuvent être utilisées dans l'analyse de la stabilité de la pente peut être augmenté sans affecter la durée totale requise de l'analyse.

Hussein Malkawi et al ont implanté les nouvelles techniques de recherche de Monte-Carlo dans le programme d'analyse de la stabilité des pentes (SAS-MCT 4,0). SAS-MCT 4.0 est un programme d'analyse de l'équilibre qui limite les techniques d'optimisation par saut aléatoire et l'avancement par deux points. L'analyse de la stabilité des pentes, en utilisant SAS-MCT 4,0, peut être effectuée en utilisant les méthodes d'analyses conventionnel couplée aux méthodes de recherche de Monte Carlo. Les surfaces de glissement elles peuvent être segmenté jusqu'à 12 sommets. et 10000 surfaces de glissement, Elles peuvent être générées pour 50 tranches pendant l'analyse. Ce qui rend SAS-MCT 4.0 L'un des plus puissants et rigoureux outil d'analyse de l'équilibre limite. Une autre caractéristique forte du SAS-MCT 4.0 est la capacité d'estimer les

incertitudes de l'analyse de la stabilité des pentes. En générant un nombre large de paramètres du sol, puis en estimant l'indice de fiabilité et le facteur de probabilité de défaillance. Cette caractéristique est très utile, surtout lorsque les paramètres des sols sont influencés par les variations régionales du comportement du sol, la qualité technique, les variations spatiales, les procédures d'échantillonnage et d'essai, etc

- **Les techniques de vérification de Monte-Carlo**

Afin de vérifier la puissance de la mise en œuvre des techniques de Monte-Carlo en matière d'analyse de stabilité de pente, une comparaison a été faite entre les résultats de l'analyse par éléments finis en utilisant PLAXIS 3D, d'analyse de l'équilibre limite en utilisant SASMCT4 pente, et d'autres programmes de stabilité disponibles dans le commerce. Certains programmes, par exemple UTEXAS3, utilisent la technique de recherche par grille rectangulaire tandis que d'autres par exemple le SABLE 5.M, technique de recherche par grille linéaire pour générer des surfaces de glissement. L'enquête des programmes sont largement utilisés par les ingénieurs.

La plupart des programmes ont des options différentes qui influent sur le coefficient de sécurité minimum dans chaque méthode de stabilité disponibles. Ces options sont hautement dépendantes des jugements de l'utilisateur et doivent être utilisées par un ingénieur expérimenté. Cependant, la méthode de Bishop est implantée dans la plupart des programmes où le facteur humain est presque négligeable. Par conséquent, la méthode de Bishop a été utilisée comme une méthode de référence pour la comparaison entre les programmes et les techniques de recherche. En utilisant la même méthode de stabilité pour la comparaison, cela donne de nombreux avantages. La localisation des surfaces de glissement ne peut être comparée à moins que les résultats des différents programmes qui utilisent la même méthode de la stabilité l'exige, car les différentes méthodes de la stabilité donnent des surfaces de glissement différentes méthodes, et la seule chose comparable est le facteur de sécurité. L'utilisation de la même méthode de la stabilité en tant que référence a permis de comparer à la fois l'emplacement et la surface de glissement du facteur associé de sécurité. Par conséquent, l'efficacité des techniques de recherche peuvent être comparées aussi. Enfin d'autres comparaisons ont été faites avec la FEA (PLAXIS 2D et 3D) comme une "benchmark". Les facteurs de la sécurité de chaque méthode ont été comparés à des facteurs de la sécurité de FEA pour étudier la capacité de la recherche à localiser la surface de glissement minimal.

2.2 Les Méthodes de confortement

2.2.1 Introduction

Quand on veut consolider un glissement, peu importe que la surface de rupture soit circulaire, logarithmique, plane,...etc. Par contre, il est de la plus grande importance de connaître ses dimensions et d'avoir une idée sur son origine: surcharge, écoulement d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel. Le choix de la méthode de consolidation en dépend. Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher.

Deux types de solutions sont possibles :

- implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable
- concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement. **La figure 2.9** présente le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement.

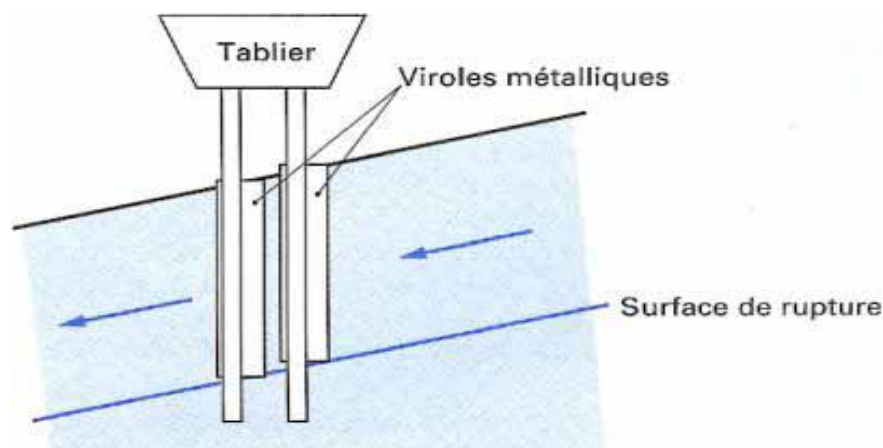


Figure 2.12 Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après. Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité

$F= 1,5$ pour l'ouvrage en service. Dans une intervention De réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3. Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps (colmatage de drains par exemple), ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt $F= 1,5$.

2.2.2 Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes

De stabilisation par terrassement :

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

La figure 2.13 schématise les différentes actions de terrassement et les termes généralement employés pour les décrire.

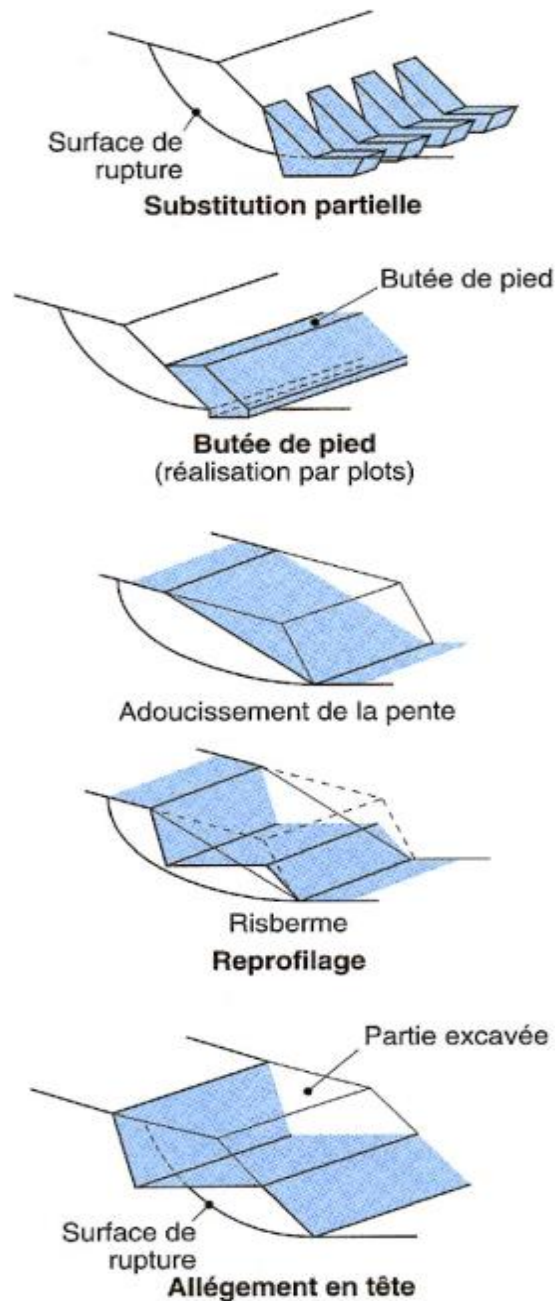


Figure 2.13 Différentes méthodes de stabilisation par terrassement

2.2.2.1 Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace.

L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices.

Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place.

Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier De la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement Déclaré qui est dimensionnant.

La stabilité au grand glissement suppose (figure 2.11) que :

- l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;
- l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.

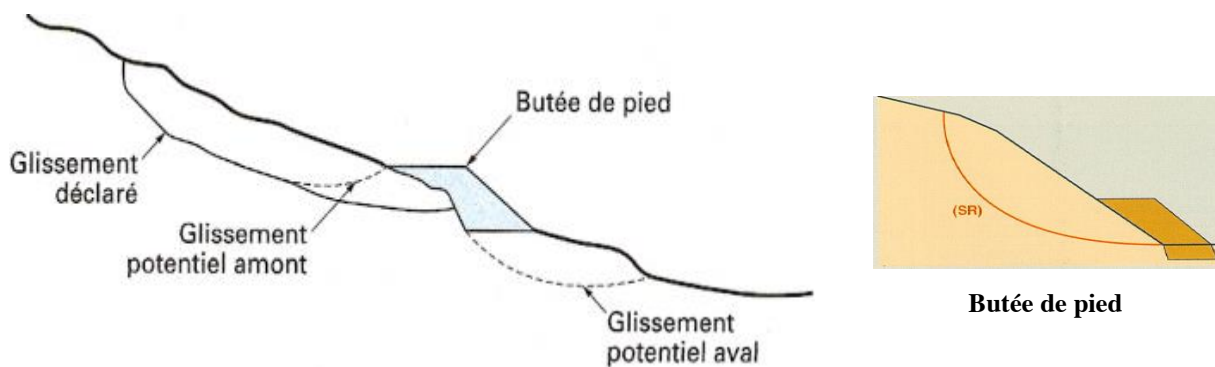


Figure 2.14 Calcul de stabilité d'une butée de pied :
Différentes surfaces de rupture à prendre en compte

2.2.2.2 Allègement en tête

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

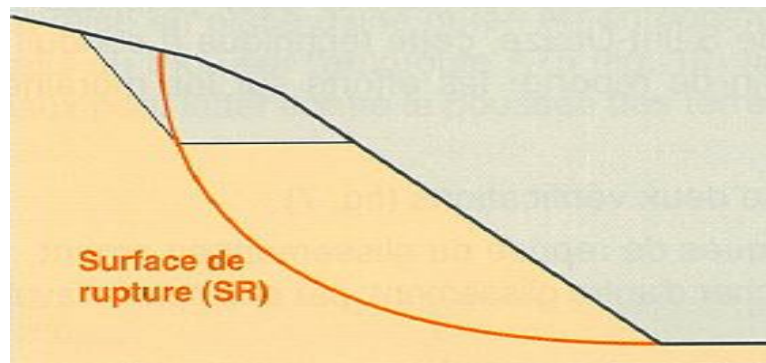


Figure 2.15 Allègement en tête

2.2.2.3 Reprofilage

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

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

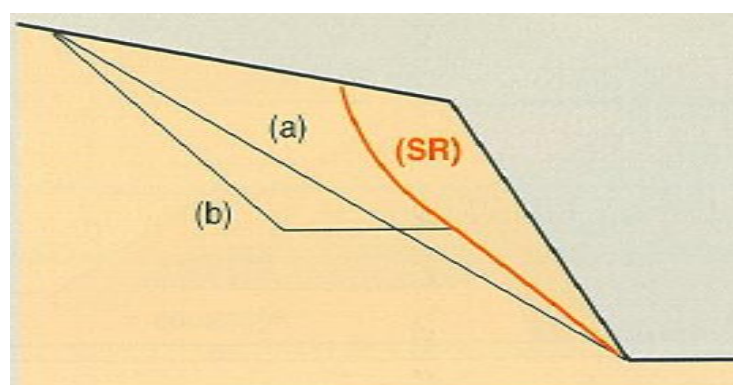


Figure 2.16 Reprofilage : (a) adoucissement (b) risberme

2.2.2.4 Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille

modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

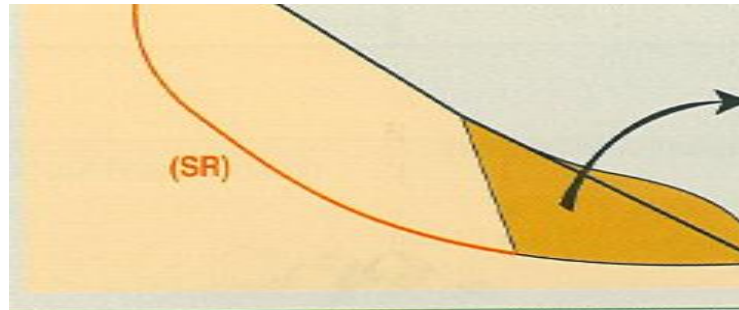


Figure 2.17 Purge

- _ Partielle : avant traitement complémentaire
- _ Totale : avant reconstitution éventuelle

2.2.2.5 Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport.

La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant une longue période.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus (figure 2.18). Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé

En prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et Sans substitution.

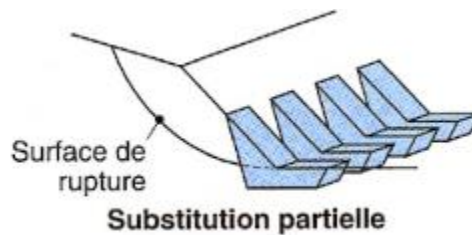


Figure 2.18 Substitution partielle

2.2.3 Dispositifs de drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage [12], Qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, et non de débit d'exhaure, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- éviter l'alimentation en eau du site ;
- expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements). Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur Enlever toute efficacité. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.

2.2.3.1 Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et 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. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéification des fissures de surface, Bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

2.2.3.2 Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, dont une coupe type est présentée sur la figure 5, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.).

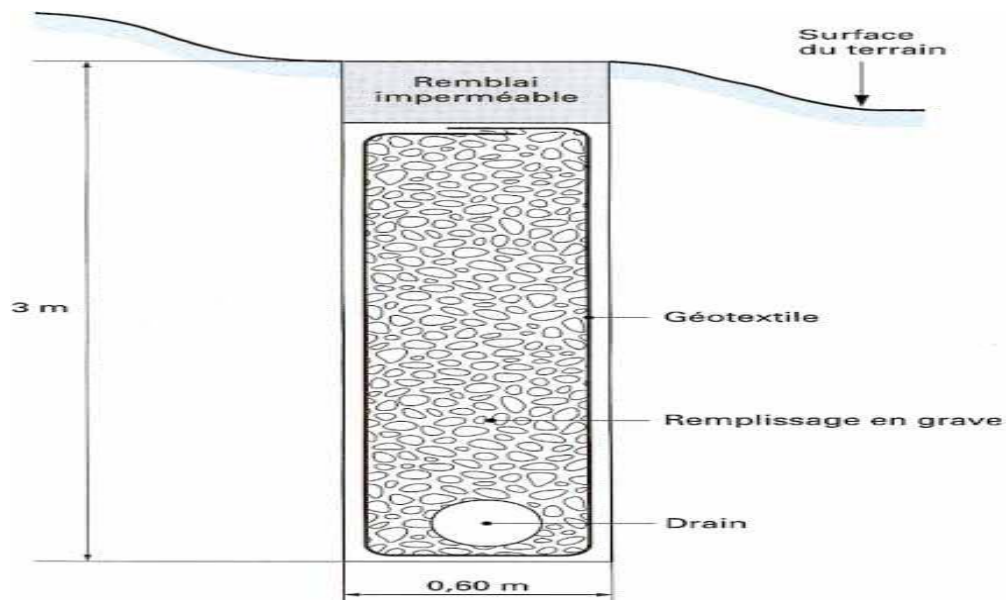


Figure 2.19 Coupe type d'une tranchée drainante

Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons :

- à la pelle mécanique : la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre. Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériau drainant ; un géotextile est parfois disposé comme filtre ;
- à la trancheuse : les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30 cm. Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage ;
- à la haveuse de paroi : les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 m).

La technique de creusement est identique à celle utilisée pour les parois moulées, par panneaux successifs (de 2 à 3 m). La tenue des parois de la fouille est assurée par une boue biodégradable.

2.2.3.3 Drains subhorizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépins. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques. Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible.

Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).

Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- une protection contre le gel à la sortie des drains ;
- une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, etc.) ;
- un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure.

2.2.3.4 Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très flottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

2.2.3.5 Drains verticaux, galeries drainantes

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur Rayon d'action. Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage). Le creusement de galeries drainantes est une solution onéreuse mais efficace. Par exemple, le glissement du Bilan (Isère) qui menaçait la retenue EDF de Grand' maison a été traité avec succès par une galerie de 850 m de long, forée sous la surface de rupture, avec des forages verticaux ascendants (1300 m au total).

2.2.4 Introduction d'éléments résistants

On entend par éléments résistants les structures telles que :

- murs de soutènement
- tirants d'ancrage et murs ancrés
- clouages par des barres, des micros pieux
- rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

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

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La

compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique. En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution d'ouvrages rigides tels que des tirants précontraints n'est pas envisageable les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas,

Des ouvrages qui supportent mieux les déformations

2.2.4.1 Ouvrages de soutènement

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement. Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).

Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

2.2.4.2 Tirants d'ancrages

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction.

Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité ;
- qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

Le premier point nécessite la réalisation d'une étude de stabilité

Dans le cas d'un glissement à trois blocs, comme représenté sur la figure suivante

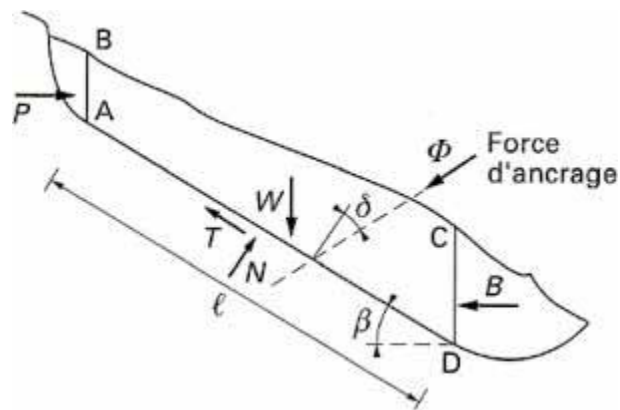


Figure 2.20 Stabilisation par ancrages précontraints :
Dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs

Les calculs sont assez simples et peuvent être conduits de la façon suivante. La masse instable peut être assimilée au bloc ABCD avec un état de poussée sur AB (force P) et de butée sur CD (force B). Si l'on suppose que le terrain est homogène et sec, le coefficient de sécurité initial est donné par :

$$F = \frac{c' \ell + (W \cos \beta + B \sin \beta - P \sin \beta) \tan \varphi'}{W \sin \beta + P \cos \beta - B \cos \beta} = \frac{\text{numérateur } a}{\text{dénominateur } b} \quad (2.39)$$

Avec c' et φ' caractéristiques de cisaillement du sol

Si l'on applique un effort d'ancrage Φ , le coefficient de sécurité devient :

$$F + \Delta F = \frac{a + \Phi \cos \delta \tan \varphi'}{b - \Phi \sin \delta} \quad (2.40)$$

Pour une valeur ΔF à atteindre, on peut minimiser l'effort d'ancrage en faisant varier l'inclinaison. L'effort Φ minimal est obtenu pour :

$$\delta = \arctan \frac{F + \Delta F}{\tan \varphi'} \quad (2.41)$$

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci. Pour ce faire, il est judicieux de prévoir un Suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinométriques) et quelques cales dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants

2.2.4.3 Renforcement par inclusions

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre En œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site.

On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- les clous et micro pieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement (Figure 2.18) ;

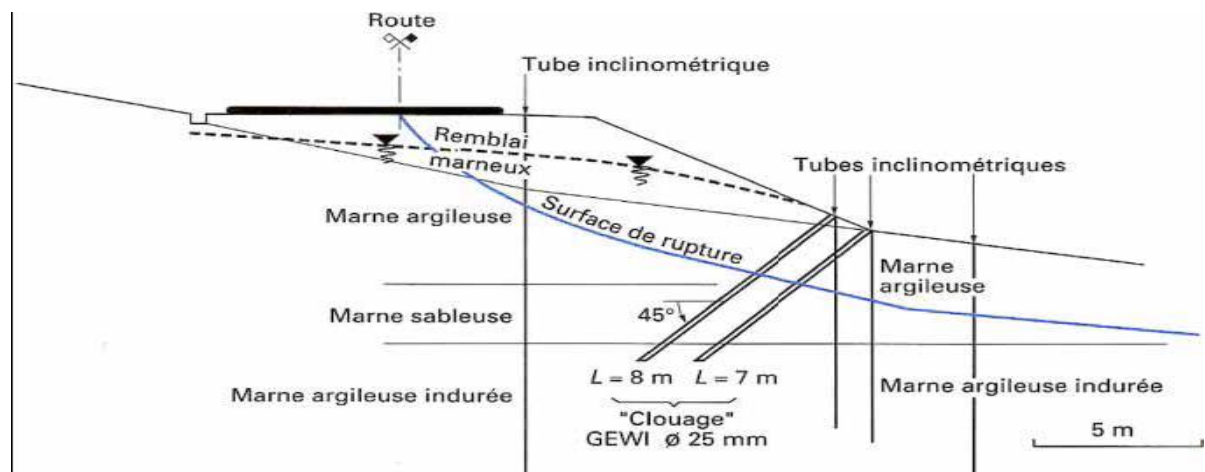


Figure 2.21 Exemple de clouage d'un glissement

- les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

2.2.4.3.1 Clous et micro pieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant :

La partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables. Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de

Rupture, qui se situe :

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

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement ; On utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite Pq_s où P est le périmètre du clou et q_s le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais préssiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

PARTIE B : ETUDE NUMERIQUE

CHAPITRE 3

PRATIQUE DES ELEMENTS FINIS EN GEOTECHNIQUE

3.1. Aperçu de la méthode des éléments finis

3.1.1. Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'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 caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

1. La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité,...etc.
2. L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres,... etc.
3. L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

3.1.2. Historique

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation vibrationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF. Comme technique de calcul des structures complexes.

3.1.3. Concepts de base

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'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 de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

3.1.4. Calculs par la MEF

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

Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Cam-Clay, ... etc.

- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d’interface pour introduire l’interaction sol structures et les conditions hydrauliques.
- 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, des couches de terrain

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.

Et donc la possibilité d’étudier l’interaction de l’exécution d’un écran sur des ouvrages existants.

Les principaux logiciels utilisés en France, sont :

1. CESAR (LCPC) : Logiciel 2D ou 3D, spécialement utilisé pour les tunnels.
2. PLAXIS (logiciel hollandais développé par l’équipe du Pr. Vermeer) : Logiciel 2D dédié à la géotechnique. Pour notre problème, en utilise Plaxis.

3.1.5 Présentation de Plaxis

L’analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. 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 étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

3.1.6. Le code éléments finis Plaxis

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation 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 données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné

3.1.7. Options par défaut et solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un 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 entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe, 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 de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la 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 peuvent être réalisées 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 K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (Incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer 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 K_0 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).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis :

Pour qui souhaite 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'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; 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'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, ... 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 également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

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

3.2. Les modèles de comportement utilisés dans Plaxis

3.2.1. Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-viscoplastique 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 éléments 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 des objectifs 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 délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés 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 la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans Plaxis sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques 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 modèle élastoplastique 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 décrit 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.

3.2.2. Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence du non variation de volume celle ci est elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles ; en fait, celles ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que :

$$\sigma_w' = \frac{K_w}{n} \varepsilon_v$$

Où σ_w' est la surpression interstitielle, n la porosité, K_w le module volumique de l'eau et ε_v est un incrément de déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recalculer par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

3.2.3. Modèle élastique

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 ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_U = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) 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 et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} ; K = \frac{E}{3(1+\nu)} ; E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

Le modèle élastique linéaire de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure 3.1 :

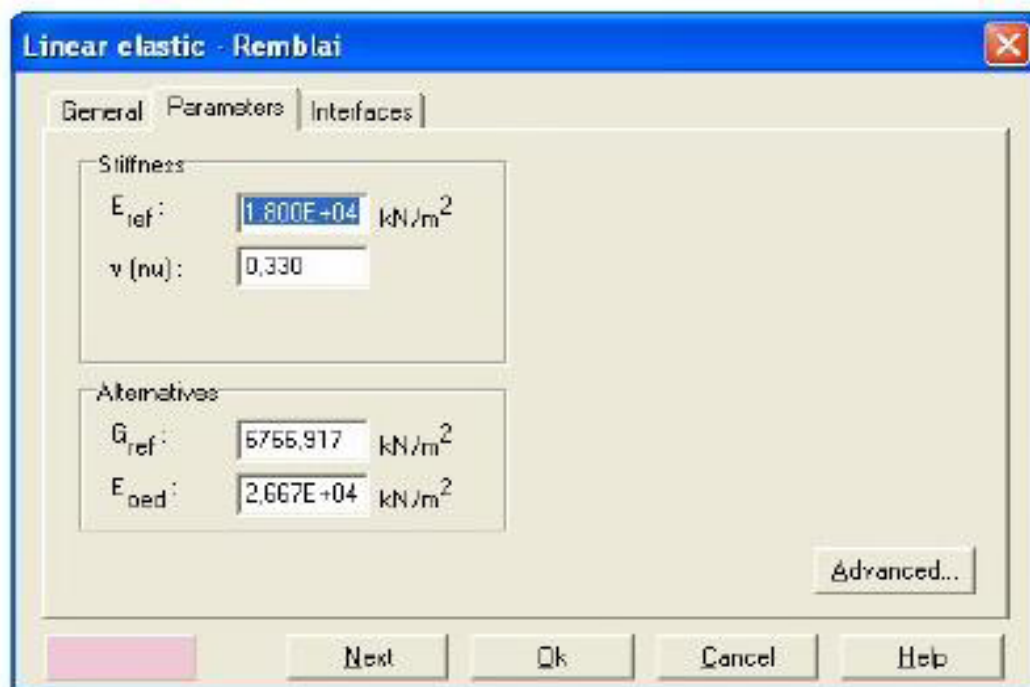


Fig. 3.1 Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire

Et les paramètres avancés sur la figure 3.2 :



Fig. 3.2 Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{Oed} = E_{réf} + (y_{réf} - y) E \text{ incrément avec } y < y_{réf}$$

E incrément : Augmentation de la rigidité [kN/m²/m]

$y_{réf}$: Unité de profondeur réf [m]

3.2.4. 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 :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + C$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et le cisaillement,

Et C et φ Respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (Figure 3.3).

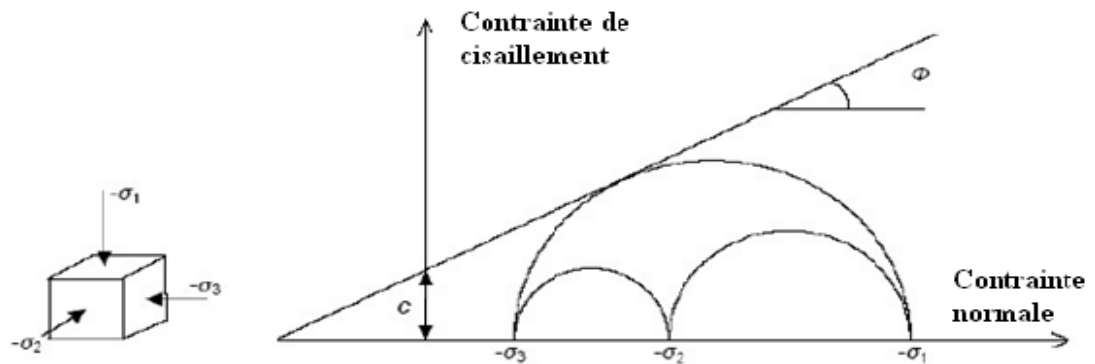


Fig. 3.3 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure 3.4) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

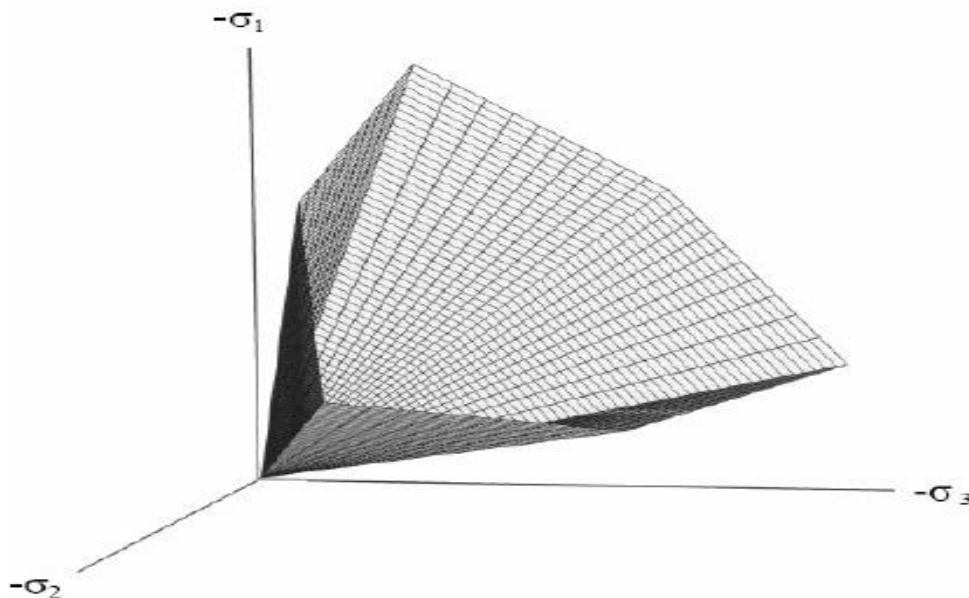


Fig 3.4 Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure 3.5). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , 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.

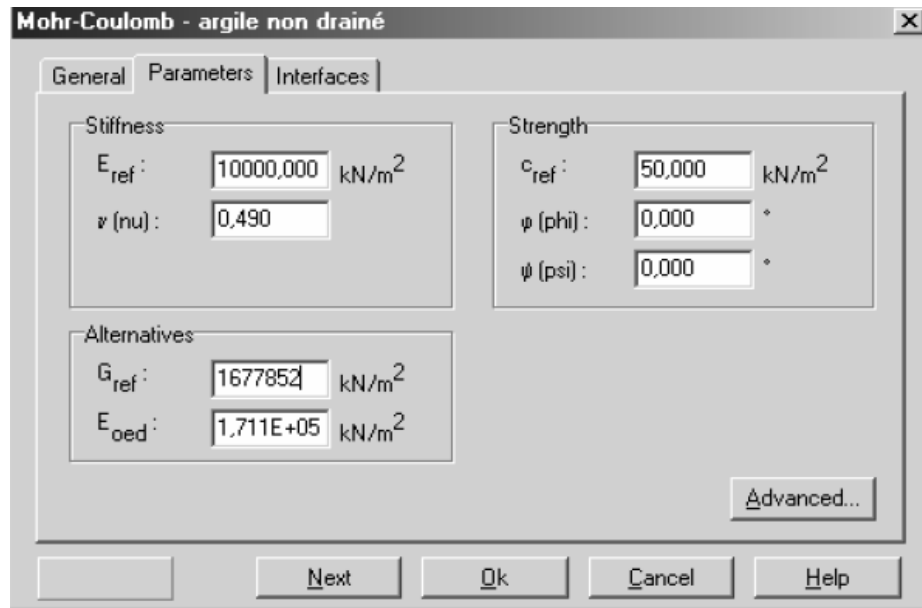


Fig 3.5 Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb

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 paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure 3.6).

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.

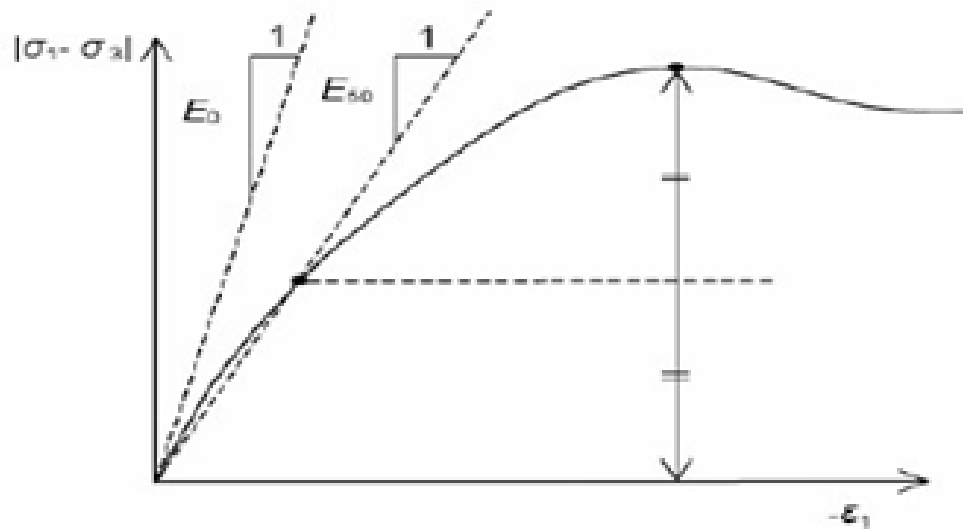


Fig. 3.6 Définition du module à 50 % de la rupture

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

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.

c. Angle de frottement

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne.

L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement 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 à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement ϕ_{cv} (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure 3.3).

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 drainé avec $\phi_u = 0$ 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 observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (typiquement en kpa/m).

e. Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \phi - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ$$

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \phi < 30^\circ$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement lastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

f. Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure 3.4). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (tension cut-off) ou de les diminuer (Tensile strength).

g. Les paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (Figure 3.7).

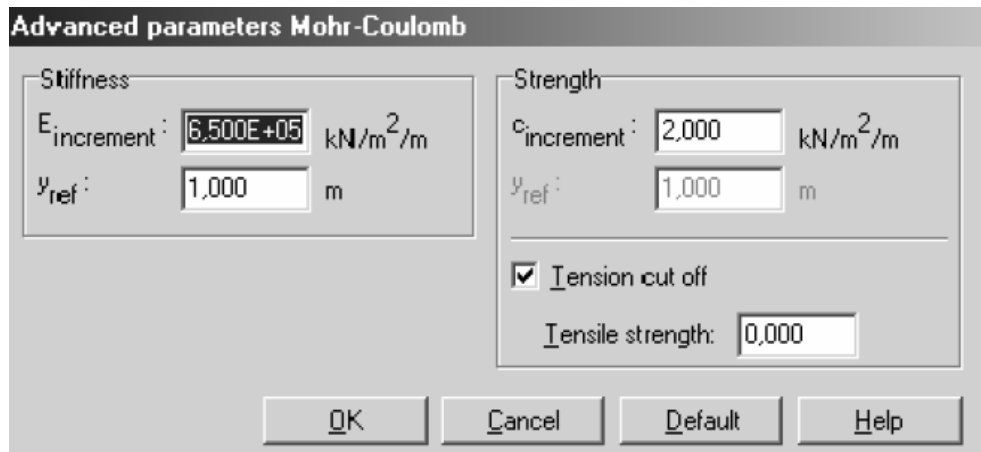


Fig. 3.7 Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb

3.4 Conclusion

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans Plaxis montre 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.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ?

CHAPITRE 4

ETUDE NUMERIQUE ET PARAMETRIQUE DES TALUS

4.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous étudierons d'une part le coefficient de sécurité F_s et la déformation sur deux cas réel concernant la ville de Constantine, buira et d'autre part, nous effectuerons une étude comparative sur deux modèles avec dans un premier temps l'évaluation et la comparaison du coefficient de sécurité F_s obtenu par plaxis (v8.2) aux méthodes d'équilibres limites décrites par Wael Alasawneh et al .2008 (exemple1). Et dans un second temps, de comparer les valeurs F_s obtenues par plaxis (v8.2) à celles obtenues par le logiciel Géo. Studio 2007 décrites par Maula et al

4.2 Etude numérique et paramétrique d'un talus de sol multicouche

Le but de cette étude est de déterminer un modèle numérique dit de référence, pour le site du ciloc de la ville de Constantine et Buirra en utilisant le logiciel plaxis 8.2 dans le but de calculer le coefficient de sécurité et la déformation.

En suite une étude paramétrique a été effectuée. Plusieurs paramètres de calcul maillage et géotechnique on été variés individuellement a un effet considérable sur les tassements et le coefficient de sécurité.

4.2.1 Présentation du modèle de référence et définition des données (Constantine)

La coupe du cas est représentée sur la figure 4.1 Le modèle a une hauteur de 49 m et une largeur de 221m. Il est constitué de trois couches : des argiles marneuses, des argiles sableuses et des sables avec galet-marne.

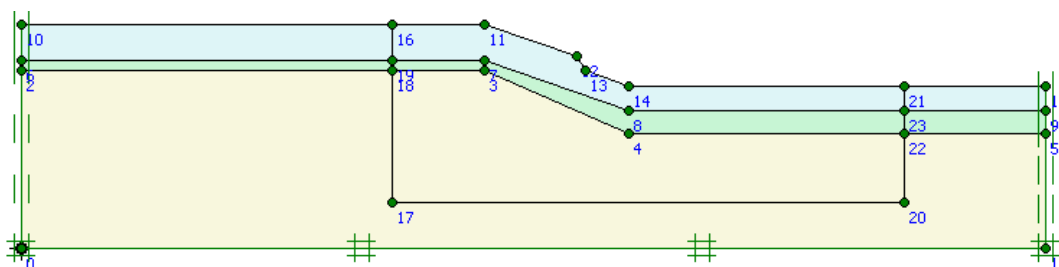


Figure 4.1 La coupe du modèle

Les caractéristiques physico-mécaniques des trois couches sont représentées dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1 Caractéristiques physico-mécanique des sols (d'après M. HAMAMI et al.)

N° de la couche	Type de sol	γ_{sat} (KN/m ³)	E (KN/m ²)	ν	C' (KN/m ²)	ϕ' °
Couche 1	Argile marneuse	19,5	1000	0,33	20	15
Couche 2	Argile sableuse	17,5	1000	0,30	12	8
Couche 3	Sable-galet-marne	21,5	3000	0,30	60	20

Le maillage du modèle est représenté sur la figure 4.2. Il est constitué de 775 éléments, 1620 nœuds et de 2325 points d'intégrations avec une taille moyenne des éléments de 3,74 m.

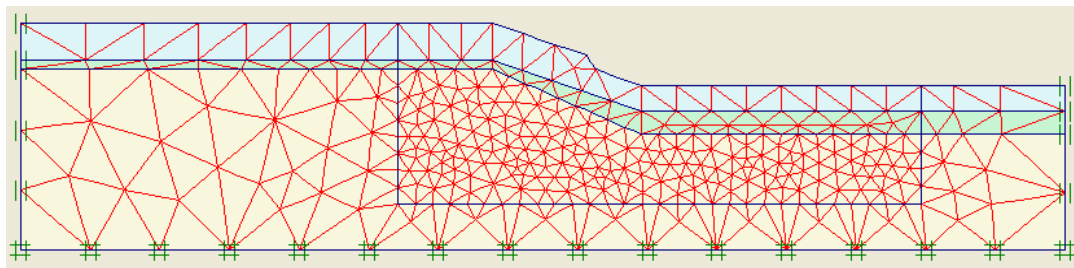


Figure 4.2 Maillage du modèle

La définition de niveau de la nappe phréatique est représentée sur la figure 4.3.

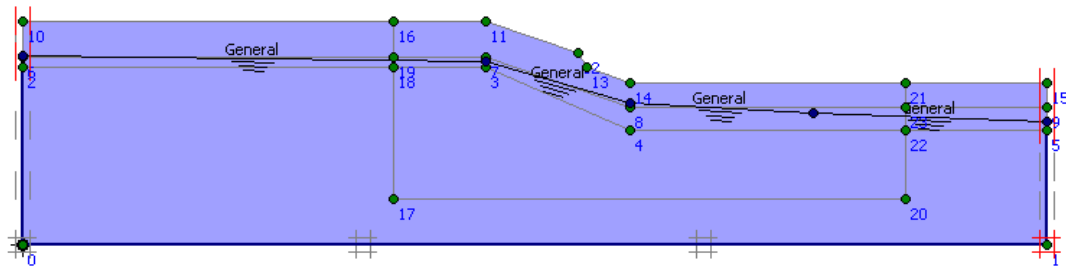


Figure 4.3 Définition de niveau de la nappe phréatique.

4.2.1.1 Phasage et calculs

Les calculs sont effectués en déformation plane, à partir d'une initialisation des contraintes hydrostatiques (figure 4.4).

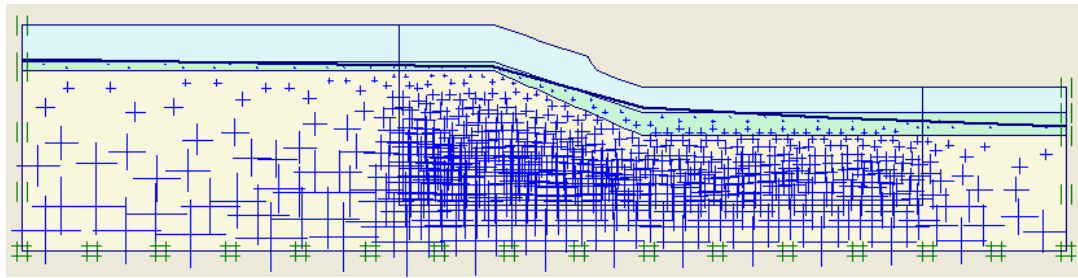


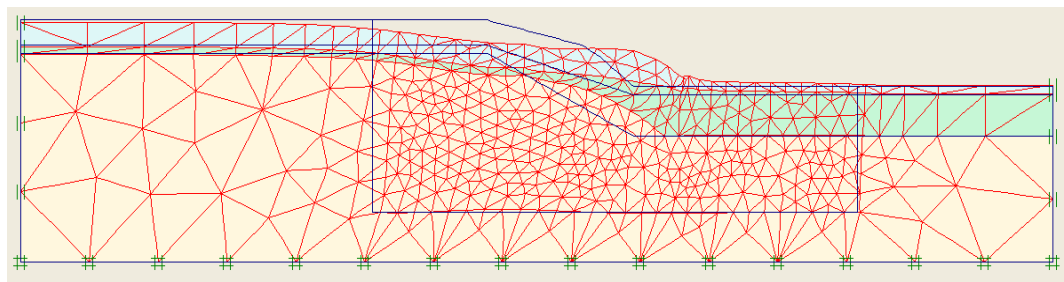
Figure 4.4 Répartition des contraintes initiales hydrostatiques

Deux phases de calculs sont envisageables :

- Phase 1 : un calcul plastique avec le modèle de Mohr-Coulomb en condition drainée,
- Phase 2 : détermination du coefficient de sécurité avec la méthode de réduction des paramètres de résistance du sol (Phi-C réduction, Taylor, 1966).

4.2.1.2 Principaux résultats

Les figures 4.5 et 4.6 montrent respectivement la déformée et la valeur du coefficient de sécurité obtenu (référence).



Deformed Mesh
Extreme total displacement 2,44 m
(displacements scaled up 5,00 times)

Figure 4.5 La déformée.

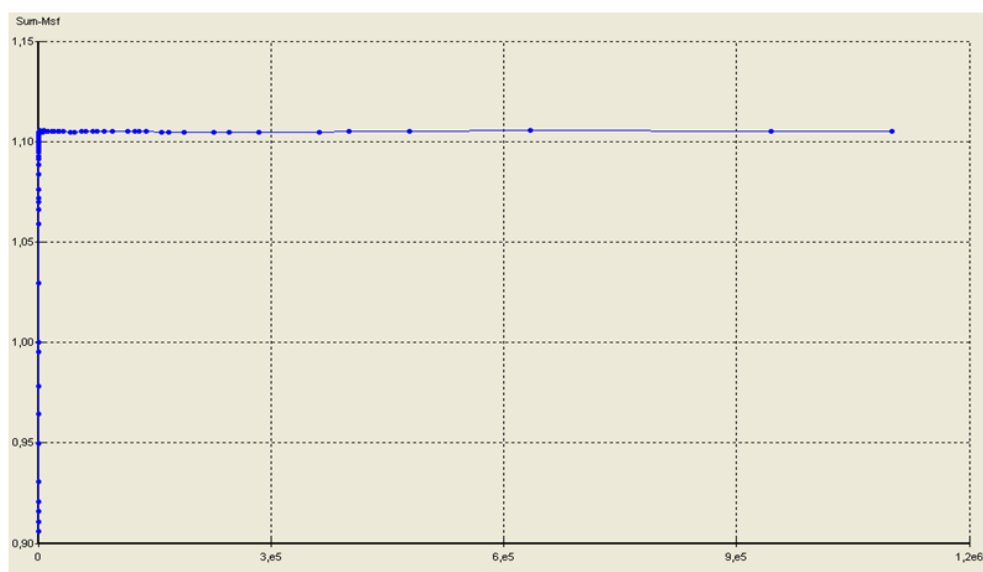


Figure 4.6 La valeur moyenne du coefficient de sécurité $Msf = 1,105$

Les points importants suivant sont à noter :

- Un tassement au niveau du sommet et à la partie supérieure du talus
- Un soulèvement au niveau du pied et à la partie inférieure du talus

4.2.1.3 ETUDE PARAMETRIQUE

L'objectif de cette étude est de montrer l'effet des paramètres sur le comportement du talus et du massif. La même coupe du cas est utilisée, avec les mêmes données et à chaque fois le paramètre à comparer est changé.

Deux types de paramètres sont considérés :

- Les paramètres de modélisation.
- Les paramètres géotechniques.

La comparaison sera faite sur les types de résultats suivant (figure 4.1) :

- Selon la coupe horizontale 1 : elle concerne le tassement en surface de la partie supérieure jusqu'au sommet du talus (coupe sur les nœuds 10, 16 11).
- Selon la coupe horizontale 2 : elle concerne les déplacements verticaux au niveau du pied et la partie inférieure du talus (coupe sur les nœuds 5, 21,14 et le point de coordonnée 100x35,5 m)
- Selon le coefficient de sécurité.

➤ Effet des paramètres de modélisation

Parmi les paramètres de modélisation, on propose l'étude de l'influence de la finesse du maillage (élément à 6 nœuds ou à 15 nœuds).

4.2.1.3.1 L'influence de la finesse du maillage

Afin d'étudier cet effet, deux maillages sont construits, l'un est grossier de référence (6noeuds) et l'autre fin (15noeuds). Les propriétés du sol et la procédure du calcul sont restés identiques à ceux des autres calculs.

a. L'influence de la finesse du maillage sur les tassements du talus

La figure (4.7) présente la répartition des déplacements en surface du talus. Les tassements augmentent avec l'augmentation des valeurs de l'abscisse jusqu'à l'abscisse 100m ou les tassements prennent une valeur maximum. Les résultats présentés sur la figure (4.7) et (4.8) montrent que la finesse du maillage a peu d'influence sur les tassements. Plus le maillage est fin plus les tassements sont importants.

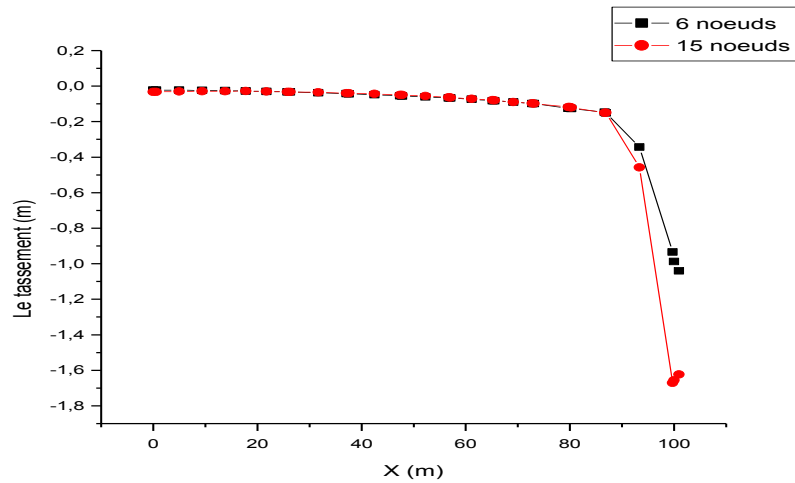


Figure 4.7 Influence du maillage sur la coupe horizontale 1.

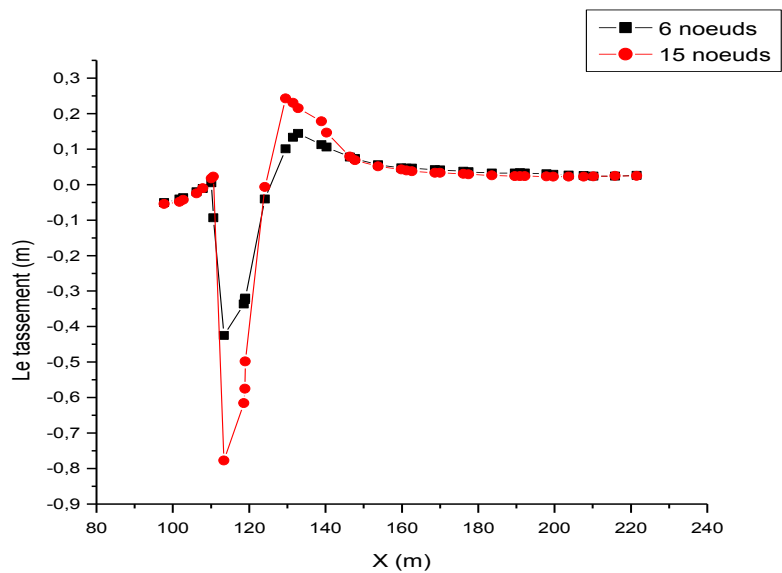


Figure 4.8 Influence du maillage sur la coupe horizontale 2.

b. L'influence de la finesse du maillage sur le coefficient de sécurité

Les résultats présentés sur la figure (4.9) montre que pour le maillage grossier (le modèle de référence) le coefficient de sécurité (1.011) et pour le maillage plus fin le coefficient de sécurité (1.001) on peut conclure que plus le maillage est fin plus le coefficient de sécurité est réduit.

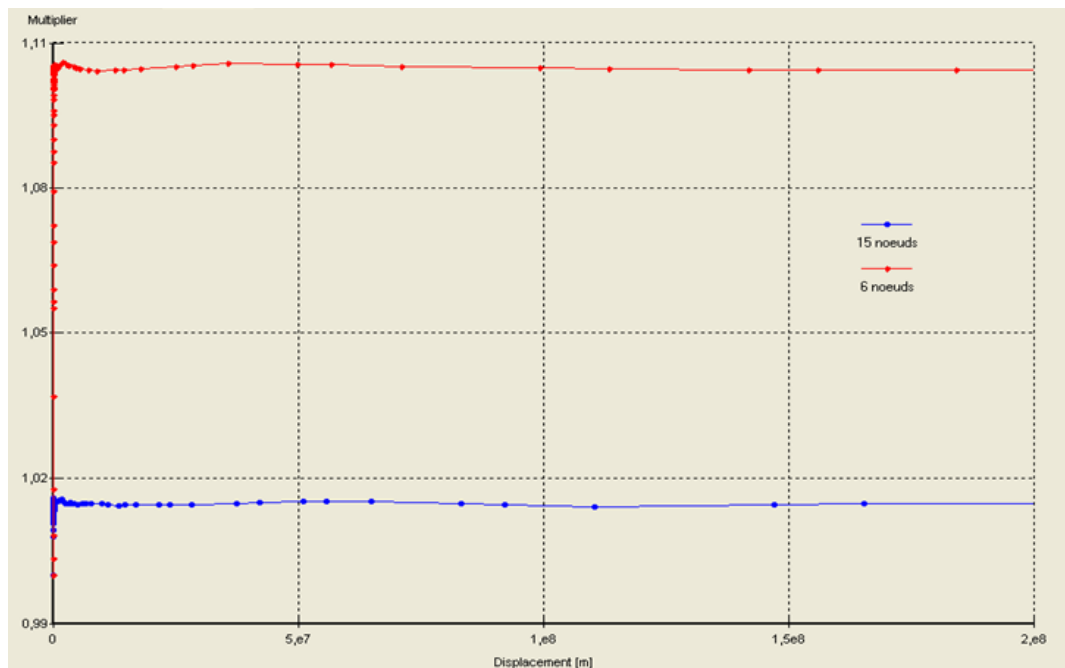


Figure 4.9 Influence du maillage sur la valeur du coefficient de sécurité

- **Conclusion sur l'influence de la finesse du maillage**

Les résultats concernant les calculs sont présentés ci-après, figures (4.7), (4.8) et (4.9). D'après ces résultats, nous constatons que le paramètre maillage a peu d'influence sur les résultats des simulations.

- **Effet des paramètres géotechniques**

4.2.1.3.2.1 Influence de la cohésion

La dans le cas des sols argileux la cohésion est grand, ce qu'augmente la résistance au cisaillement du sol.

a. Influence sur les tassements

Les figure 4.10 et 4.11 montre que l'augmentation de la cohésion de 5Kpa par rapport a la cohésion de référence permet de réduire les tassements alors que sa diminution de la même valeur entraine une augmentation importante des tassements.

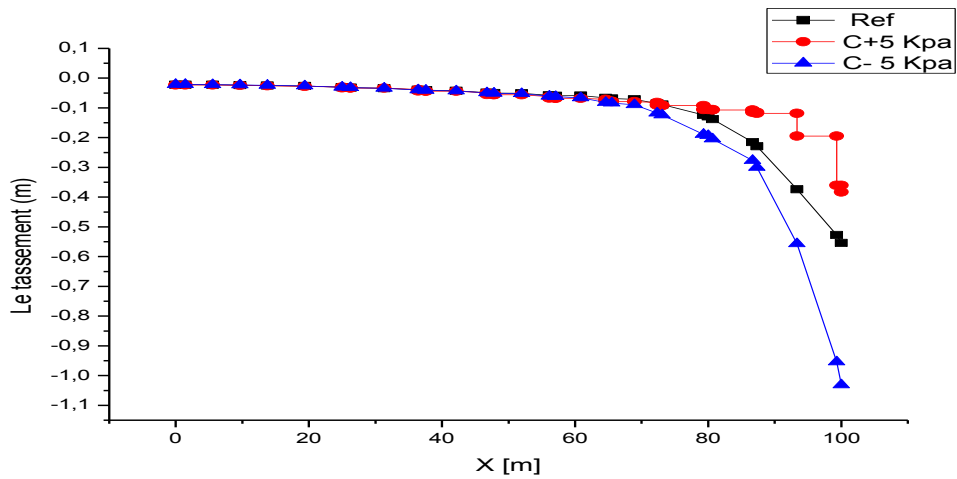


Figure 4.10 Influence de la cohésion sur la coupe horizontale 1.

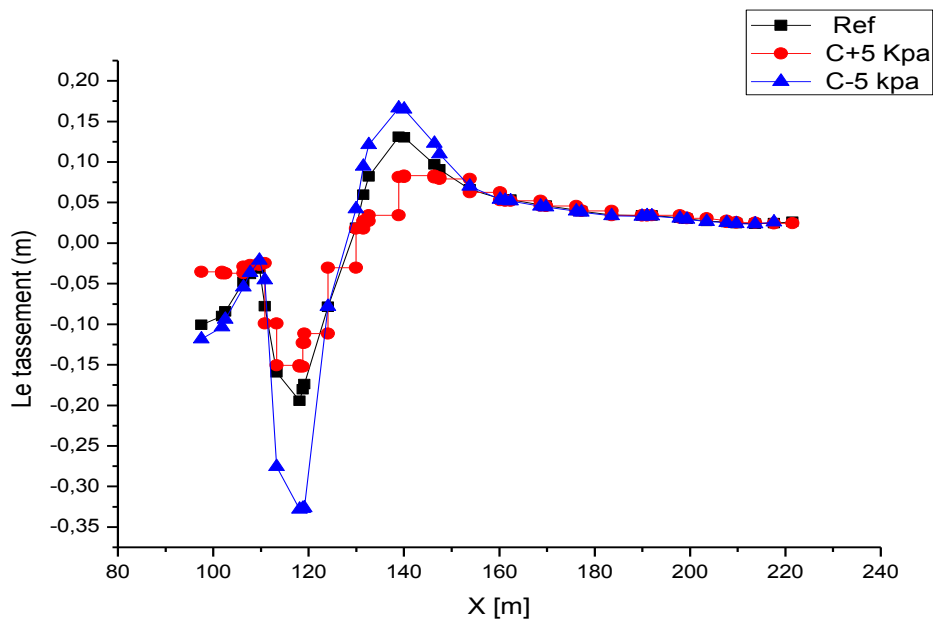


Figure 4.11 Influence de la cohésion sur la coupe horizontale 2.

b. Influence sur le coefficient de sécurité

La figure 4.12 compare les résultats de référence avec différentes valeurs de la cohésion. L'augmentation de la cohésion permet d'augmenter le coefficient de sécurité (1,26) et pour une cohésion C-5 le coefficient de sécurité atteint la valeur (0,93).

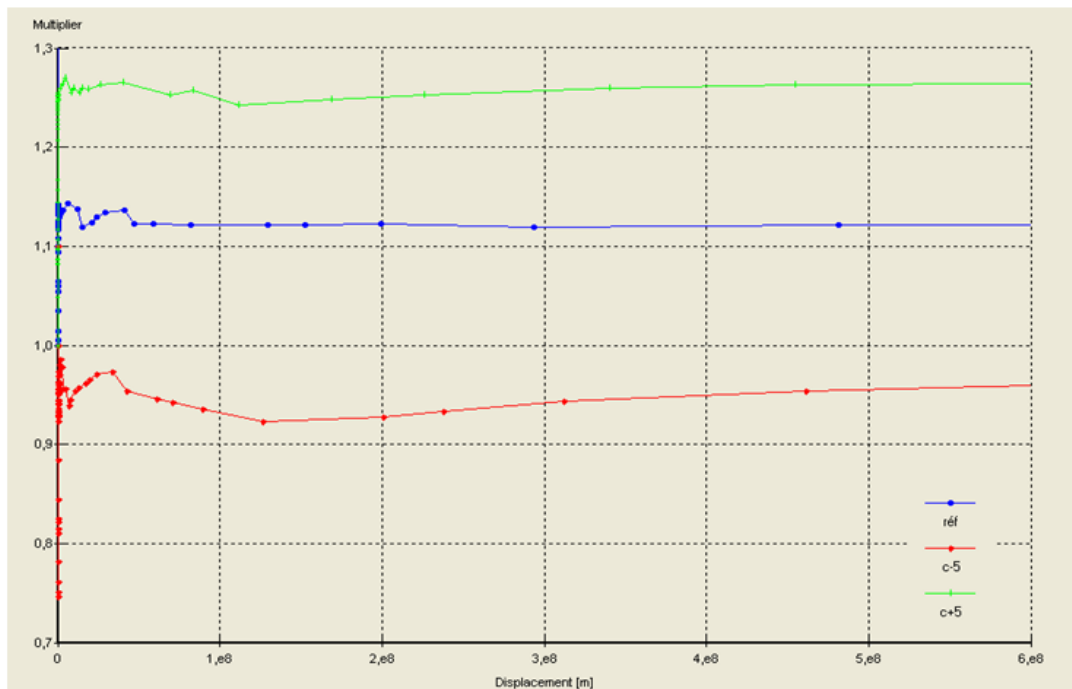


Figure 4.12 Influence de la cohésion sur le coefficient de sécurité

c. Conclusion sur l'influence de la cohésion

L'introduction d'une cohésion permet de simuler le comportement des sols argileux. Elle entraîne une augmentation du coefficient de sécurité et une diminution des tassements dans le massif. La cohésion permet effectivement d'augmenter la résistance du sol et la rupture est alors atteinte pour le sol avec cohésion faible.

4.2.1.3.2.2 Influence de l'angle de frottement interne

Des simulations ont été effectuées en faisant varier l'angle de frottement du sol et en conservant les mêmes valeurs pour les autres paramètres. Un angle de frottement plus faible (est donné par ϕ) et un angle de frottement plus grand (par ϕ').

La répartition de l'angle de frottement est faite pour les trois couches de sol.

a. Influence sur les tassements

La figure 4.13 et 4.14 montre la répartition du tassement dans le massif. Cette figure montre l'augmentation de l'angle frottement par rapport à l'angle de frottement de référence. Entraîne une légère diminution des tassements alors que sa diminution par rapport à la valeur de référence entraîne une augmentation considérable des tassements.

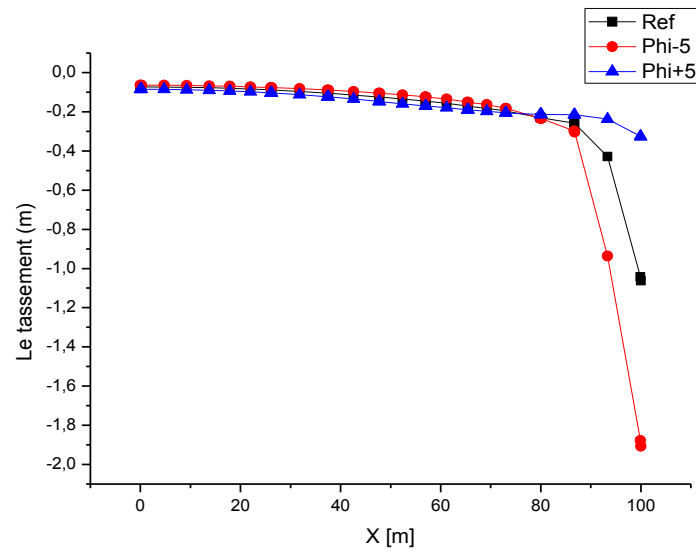


Figure 4.13 Influence de l'angle de frottement interne sur la coupe horizontale 1

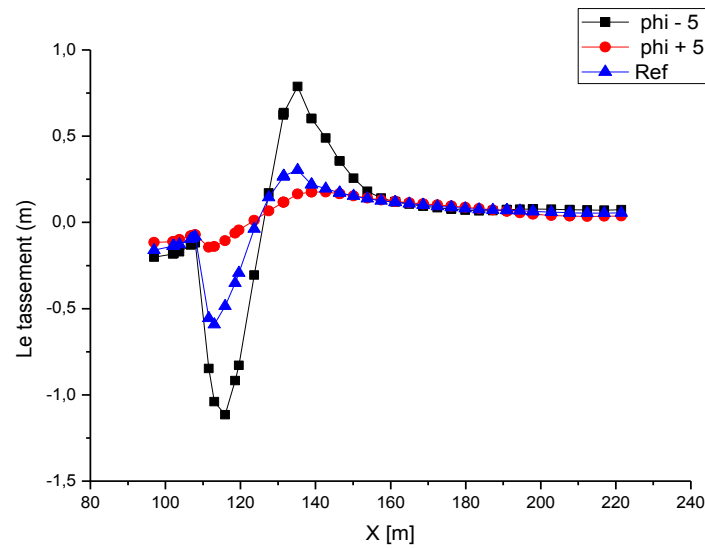


Figure 4.14 Influence de l'angle de frottement interne sur la coupe horizontale 2

b. Influence sur le coefficient de sécurité

La figure 4.15 présente l'évolution du coefficient de sécurité pour différentes valeurs de l'angle de frottement. Plus l'angle de frottement est grand, plus le coefficient de sécurité est important.

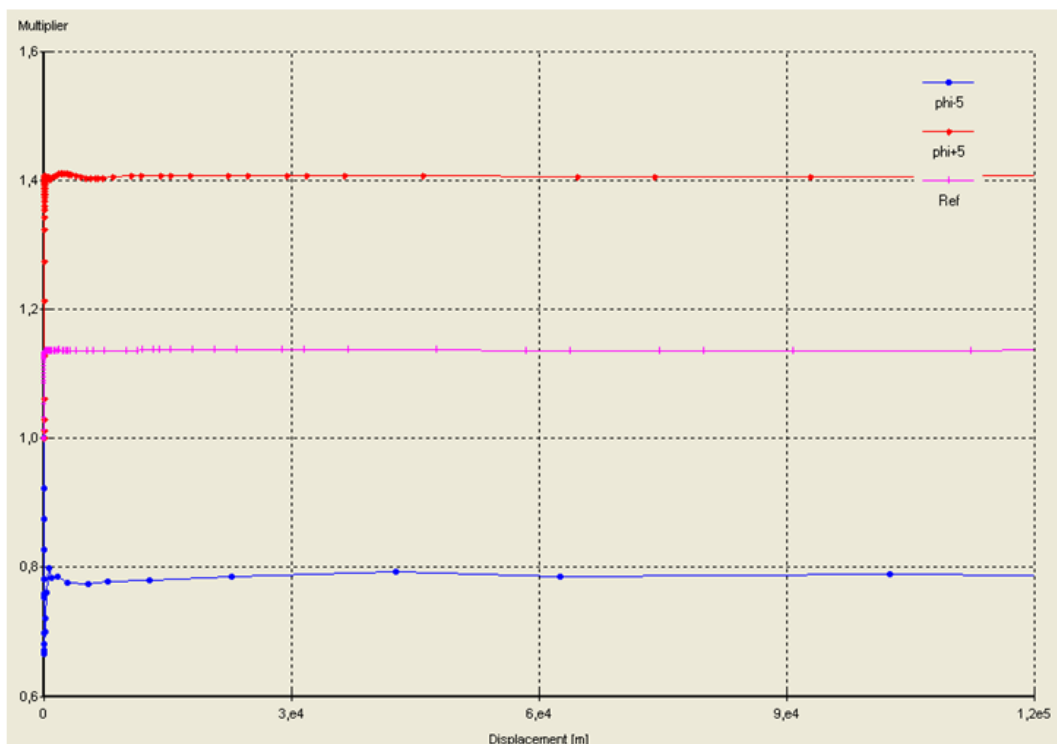


Figure 4.15 Influence de l'angle de frottement interne sur le coefficient de sécurité

c. Conclusion sur l'influence de l'angle frottement

Cette étude paramétrique met en évidence l'influence majeure de l'angle de frottement du sol sur le coefficient sécurité et sur l'amplitude des tassements en surface. Plus l'angle de frottement est faible, plus le coefficient de sécurité est faible et les tassements deviennent plus importants avec soulèvement de pied.

4.2.1.3.2.3 Influence du module de Young

La comparaison est faite entre une augmentation et une diminution de 25% du module dans toutes les couches. Les résultats sont représentés dans les figures 4.16, 4.17 et 4.18.

a. Influence sur les tassements

Les figures 4.16 et 4.17 montrent que l'augmentation de 25% du module dans toutes les couches par rapport à le module de référence permet de réduire les tassements alors que sa diminution de la même valeur entraîne une augmentation importante des tassements.

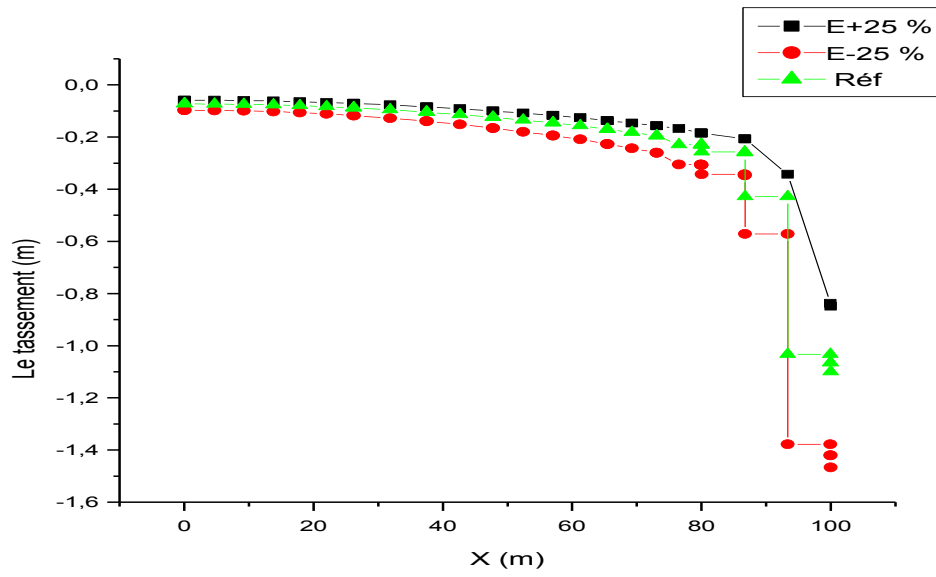


Figure 4.16 Influence du module sur la coupe horizontale 1

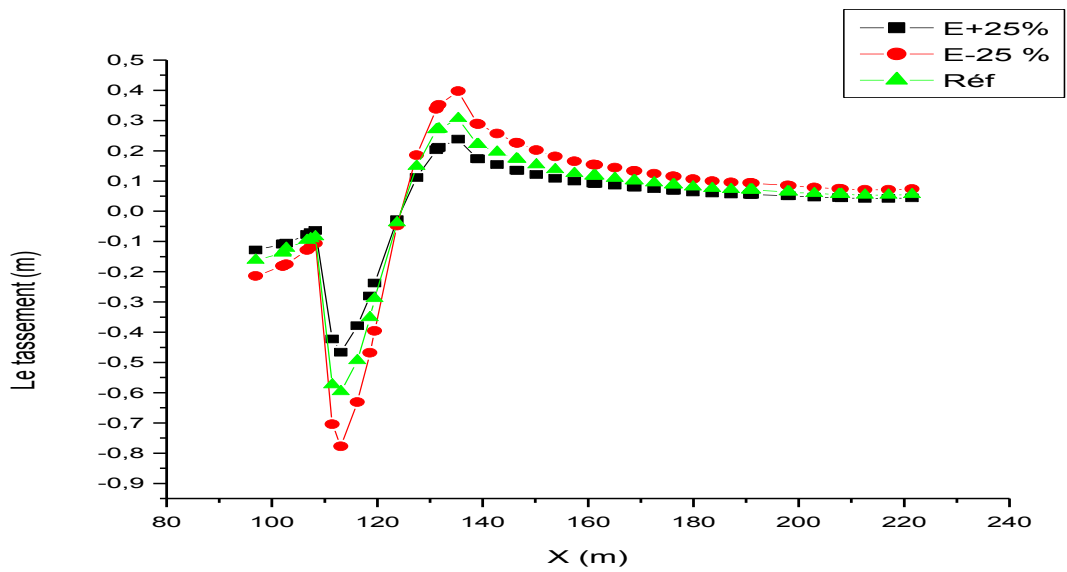


Figure 4.17 Influence du module sur la coupe horizontale 2.

b. Influence sur le coefficient de sécurité

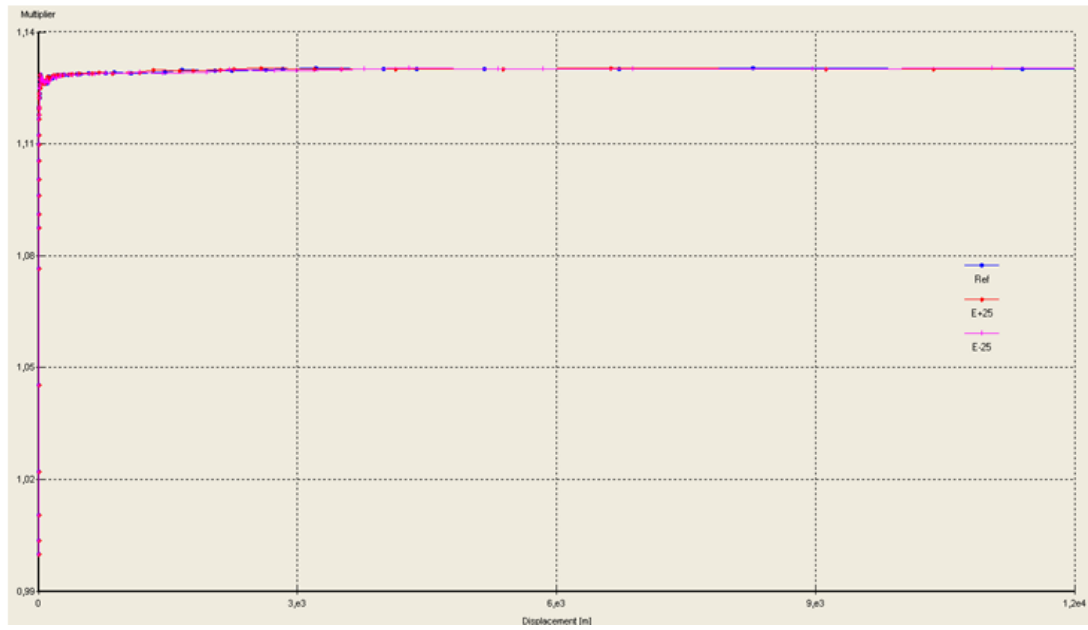


Figure 4.18 Influence du module sur le coefficient de sécurité.

4.2.1.3.2.4 Influence du coefficient de poisson

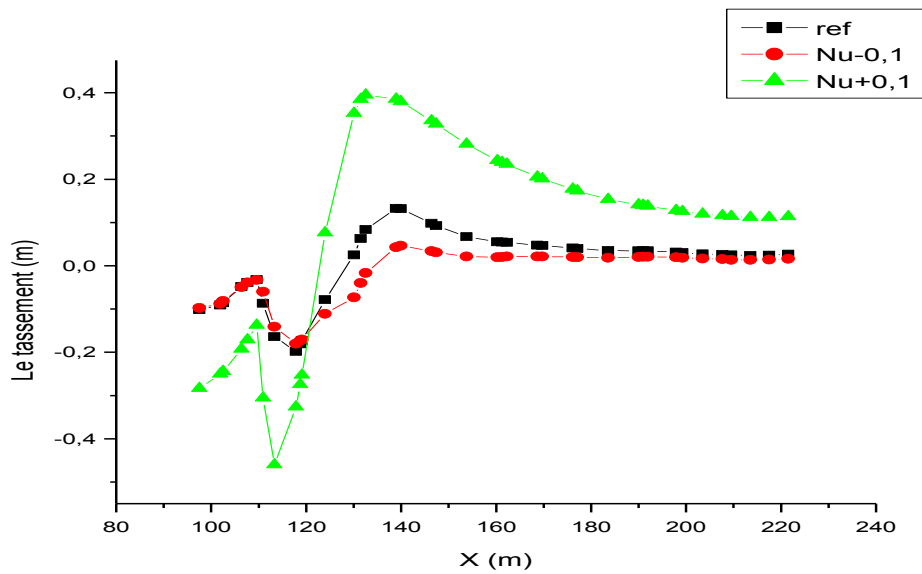


Figure 4.19 Influence du coefficient de poisson sur la coupe horizontale 2.

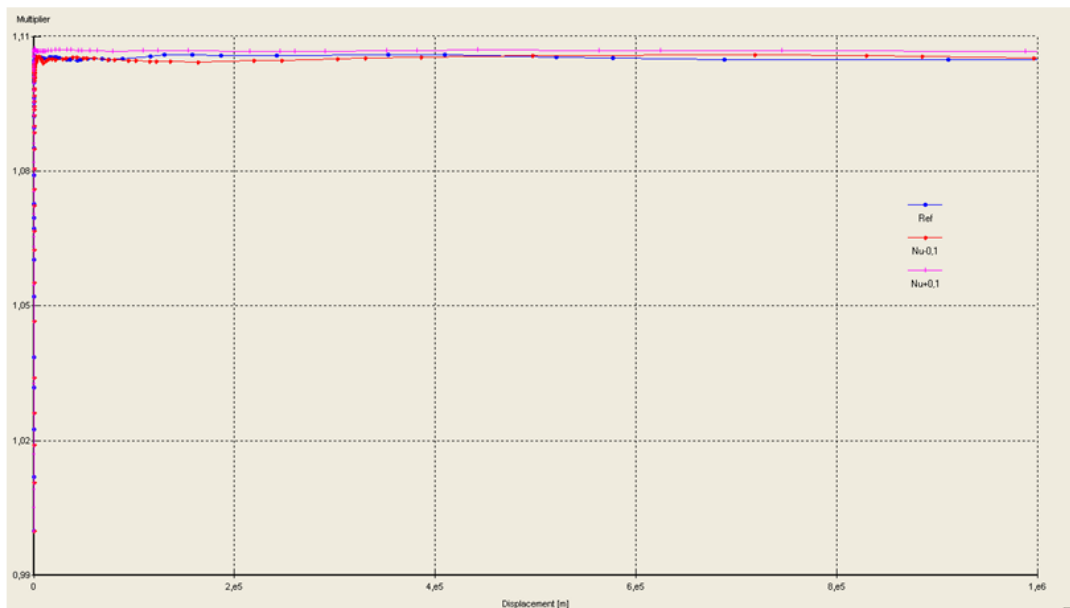


Figure 4.20 Influence du coefficient de poisson sur le coefficient de sécurité.

4.2.1.3.2.5 Influence du modèle de comportement

La comparaison est faite entre le modèle de Mohr-Coulomb (modèle de référence) et le modèle « Hardening Soil », modèle à écrouissage positif tenant compte des comportements différents en 1^{er} chargement et déchargement/rechargement et du module dépendant du niveau de contraintes (Duncan et al., 1970). Les résultats sont représentés sur les figures 4.21, 4.22 (aucune influence sur le coefficient de sécurité).

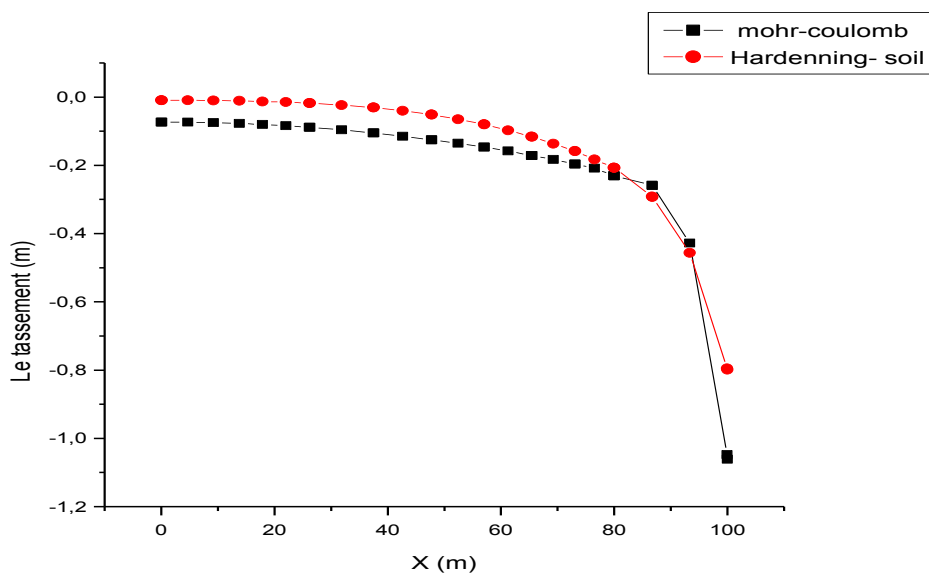


Figure 4.21 Influence du modèle sur la coupe horizontale 1.

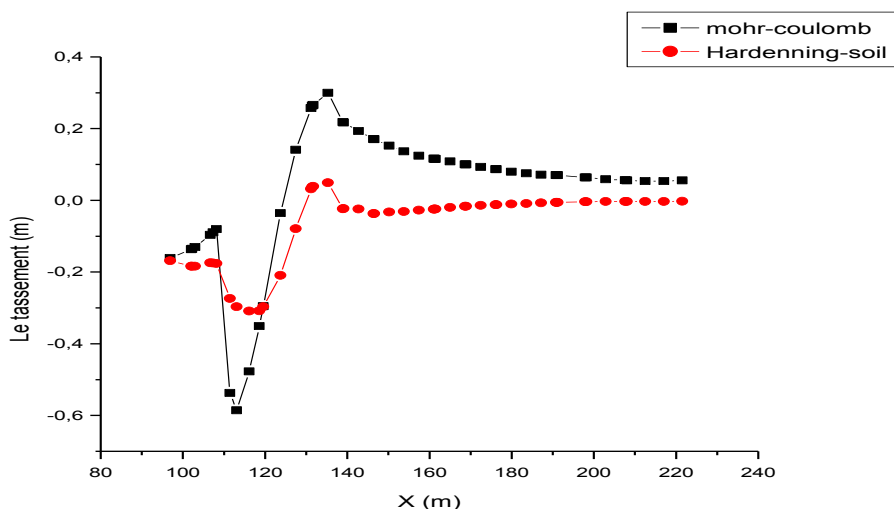


Figure 4.22 Influence du modèle de comportement sur la coupe horizontale 2.

• Discussions

L'interprétation de l'ensemble des résultats est résumée dans le tableau 4.2. On y constate que le pied du talus est plus affecté par la variation des paramètres que le tassement de la partie supérieure et/ou le sommet du talus.

• CONCLUSION

Différentes études paramétriques numériques ont été menées afin d'analyser l'influence des paramètres de modélisation et des propriétés du sol du Ciloc sur le mécanisme de glissement de terrain se développant dans le massif. L'influence de la fluctuation de la nappe a également été explorée. Ainsi que l'effet du choix du modèle de comportement.

Cette étude paramétrique met en évidence l'influence majeure de l'angle de frottement interne du sol sur le coefficient de sécurité et sur les tassements en surface.

Plus l'angle de frottement est grand, plus les tassements en surface sont faibles.

L'augmentation d'une cohésion permet d'augmenter les propriétés mécaniques du sol, plus la cohésion est grande plus les tassements sont réduits. Et la rupture est alors atteinte pour de faible cohésion.

Pour les deux modèles de comportements utilisés (Mohr Coulomb et HSM), Les résultats obtenus, montre que la modélisation numérique avec le modèle de Mohr Coulomb sous-estime les tassements en surface.

Tableau 4.2 Résumé des effets des paramètres de modélisation et géotechnique

Paramètre	Coupe 1	Coupe 2	Coefficient de sécurité Fs	Observations	
Paramètre de Modélisations					
Maillage	-	-	-	Influence peu sensible sur le Fs	
Paramètres Géotechniques	Cohésion	+	+	++	Influence non symétrique très sensible au niveau du tassement du sommet
	Frottement	++	++	++	Influence non symétrique très sensible au niveau du tassement du sommet Influence non symétrique très sensible au niveau du soulèvement du pied
	Module de Young	+	+	-	Influence sensible au niveau du tassement du sommet
	Coefficient de Poisson	-	+	-	Influence très sensible au niveau du soulèvement du pied Influence peu sensible sur le Fs
	Modèle H.S.M. / M.C	++	++	-	Surestimation du tassement avec M.C par rapport au modèle H.S.M. Pas de soulèvement du pied avec le modèle H.S.M.

- (-) Pas ou peu d'influence
- (+) Influence importante
- (++) Influence très importante

4.2.2 Vérification de la stabilité de l'autoroute Est – Ouest « tronçon de Lakhdaria »

4.2.2.1 Préambule

La section autoroutière à l'étude aurait été ouverte à la circulation vers la mi-mars 2009. Les dégradations et fissures ont été constatées pour la première fois sur la voie Bouira-Alger au PK 186 en début février 2011, soit après une saison hivernale complète de 2009- 2010 et une grande partie de l'hiver 2010-2011. La chaussée est devenue très dégradée en hiver 2011- 2012, où une dépression importante était visible sur le site, et la situation actuelle de la chaussée est représenté sur la figure 4.23



Figure4.23 Glissement du tronçon Buirra-Alger (Mars 2014).

La solution qu'est actuellement en état de réalisation, c'est d'installer 53 pieux sur la longueur de poussée (80 m) pour protéger la voie droite, comme ce qu'est montré dans la figure 3.2, de terrasser le sol à 8 m de profondeur, ensuite le remplacer par un viaduc basé sur des pieux de 25 m de longueur.



Figure4.24 Ligne de pieux (tronçon Buira-Alger, Mars 2014).

4.2.2.2 Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux

Pour les réglages généraux, on a choisi :

- Éléments à 15 nœuds pour le sol
- Éléments à 2 nœuds pour les pieux
- Problème de déformation plane
- Unités : m, kN, s

• Présentation du modèle de référence et définition des données (buira)

➤ 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.

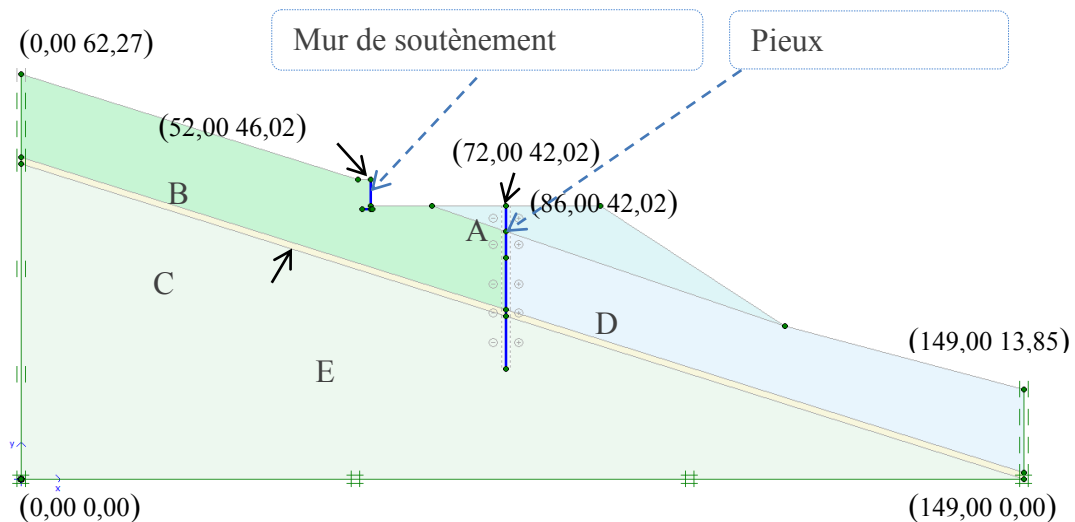


Figure 4.25 Géométrie de la pente.

La pente étudiée se compose de cinq couches de sol :

- A : Remblai.
- B : Colluvions et débris argileux non traversés par surfaces de glissement.
- C : Colluvions et débris argileux le long des surfaces de glissement.
- D : Colluvions et débris argileux déjà glissés, à val de l'ouvrage de confortement.
- E : Substratum en argiles schisteuses très dures.

➤ Condition aux limites

On a choisi les conditions aux limites par défaut, libres en vertical et bloquées au fond.

- Caractéristique des matériaux
- Propriétés des couches de sols et des interfaces

Les propriétés des couches de sols sont résumées dans le tableau 4.3:

Tableau 4.3 Propriétés des couches de sols et des interfaces

Paramètres	Désignations	Couche A	Couche B	Couche C	Couche D	Couche E
Modèle de matériau	Modèle	M-C	M-C	M-C	M-C	M-C
Type de comportement	Type	drainé	drainé	drainé	drainé	drainé
Poids volumique apparent (kN/m ³)	γ_{unsat}	20	18	18	18	21
Poids volumique saturé (kN/m ³)	γ_{sat}	21	19	19	19	22
Module d'Young (kN/m ²)	E_{ref}	$1,9 \times 10^4$	$3,6 \times 10^4$	$9,7 \times 10^3$	$4,4 \times 10^4$	$4,8 \times 10^4$
Coefficient de Poisson	ν	0,330	0,366	0,426	0,366	0,278
Cohésion (kN/m ²)	c_{ref}	3	25	5	5	50
Angle de frottement (°)	φ	30	25	15	25	38
Angle de dilatation (°)	ψ	0	0	0	0	0
Facteur de rigidité de l'interface	R_{inter}	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8

➤ Propriétés des ouvrages de soutènement

Les propriétés des pieux et du mur de soutènement sont résumées dans le tableau 4.4,

Tableau 4.4 Propriétés des ouvrages de soutènement

Paramètre	Désignations	Mur de soutènement	Fondation du mur	Pieux
Type de comportement	type	Élastique	Élastique	Élastique
Rigidité normale (kN/m)	EA	$1,050 \times 10^7$	$1,500 \times 10^7$	$2,262 \times 10^7$
Rigidité de flexion (kNm ² /m)	EI	$1,072 \times 10^5$	$3,125 \times 10^5$	$2,036 \times 10^6$
Diamètre (m)	d	0,35	1,5	1,2
Poids (kN/m/m)	w	2,1	3	4
Coefficient de Poisson	ν	0,15	0,15	0,15

4.2.2.3 Génération du maillage

On règle la finesse du maillage Global Coarseness sur (Coarse). Le maillage est présenté sur la figure 4.26. Ce modèle se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 266 éléments et le nombre de nœuds est de 2288 nœuds.

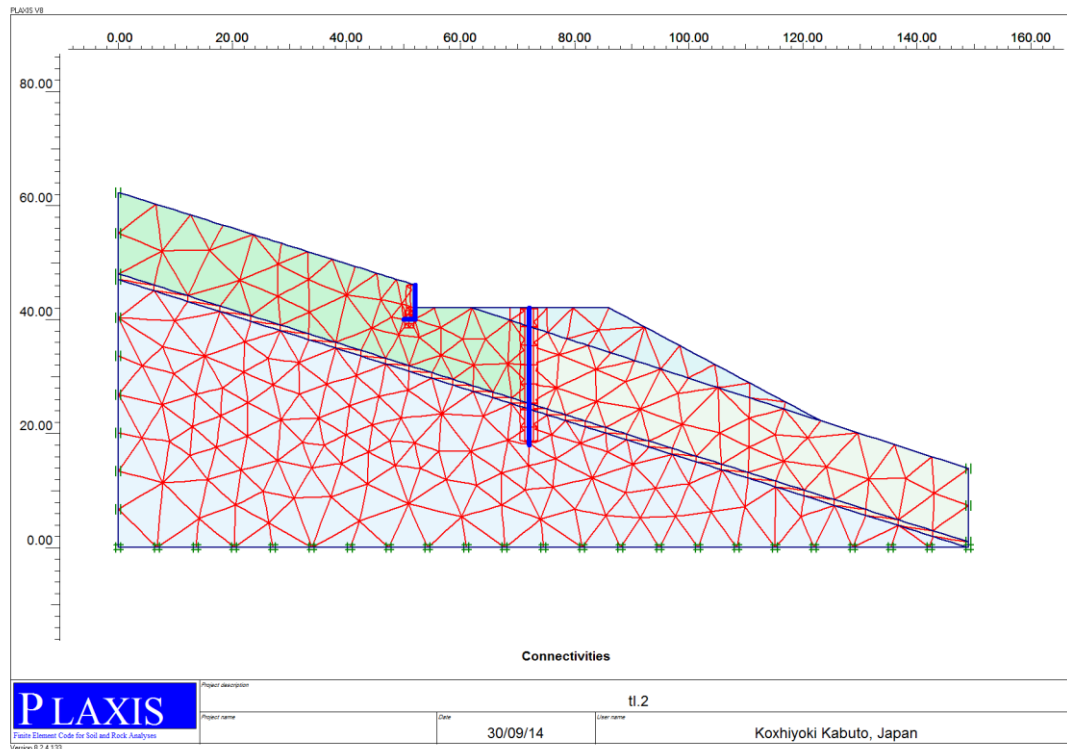


Figure 4.26 Maillage du modèle

La fonction initial conditions est utilisée pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique). Comme on ne va pas prendre en considération les pressions interstitielles, le niveau de la nappe phréatique initiale est à $-62,27\text{m}$ de la surface (figure 4.27).

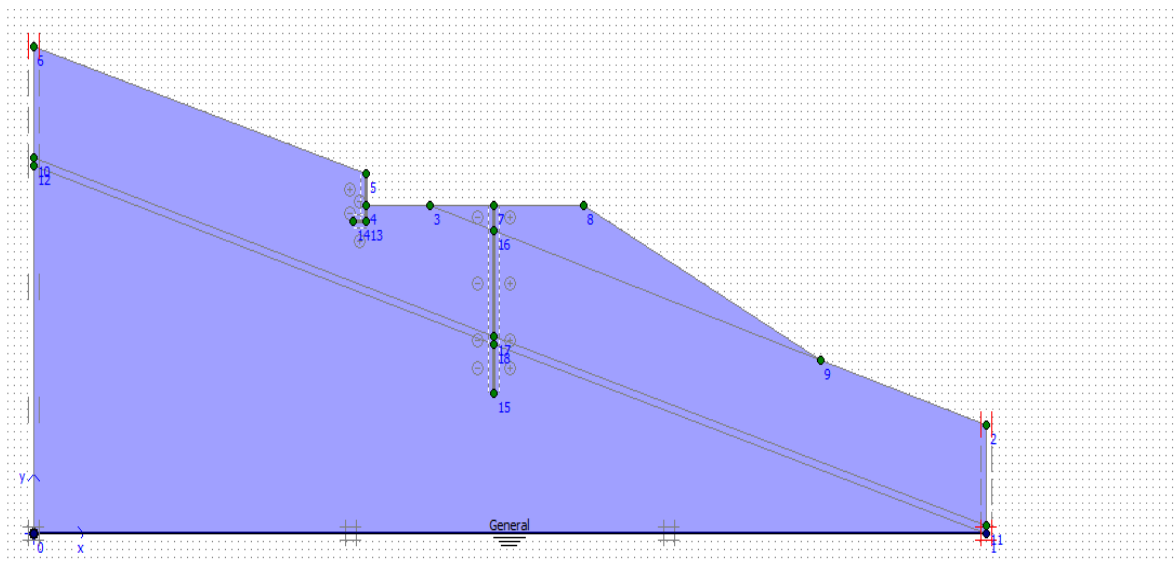


Figure 4.27 Définition le niveau de la nappe

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments représentent les pieux et le mur de soutènement. Le calcul de procédure K_0 est effectué en définissant un facteur $\sum weight$ (figure 4.28).

Donc aucune contrainte initiale n'est générée dans cette étape de calcul.

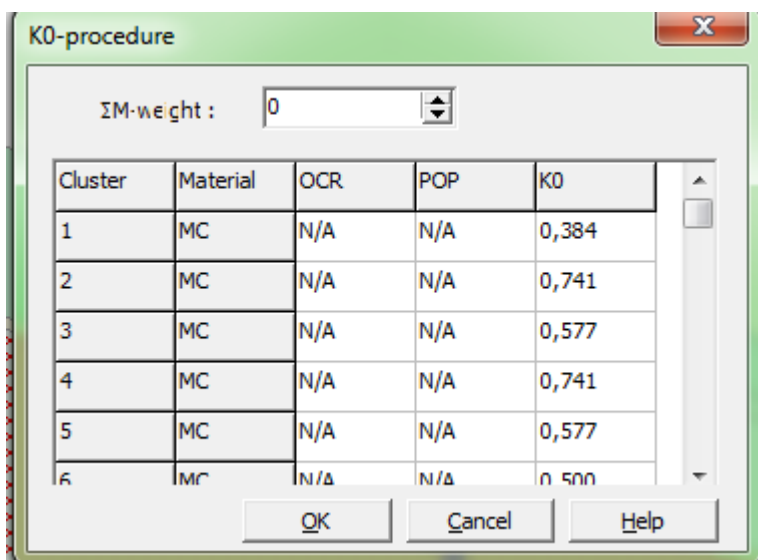


Figure 4.28 Définition du multiplicateur pour la procédure K_0

4.2.2.4 Procédure de calcul

Le calcul se fait en 3 phases :

Phase 0 : Initiation des contraintes ; on détermine les contraintes effectives initiales

Phase 1 : Application de la gravité (poids du sol)

Celle-ci doit être appliquée de manière drainée puisque le sol, est depuis longtemps en Équilibre sous cet état de contrainte. Cette phase est caractérisé par :

- Calcul plastique ;
- Choisir *phase 0* comme phase de démarrage ;
- Activer l'option *Ignore undrained behaviour* ;
- Entrer Total multipliers dans loading multiplier ;
- Après de cliquer sur define, fixer $\sum Mweight = 1,0000$
- Choisir des points de suivi des déplacements en tête et au pied de la pente.

Phase 2: L'activation des pieux et le terrassement totale

- Calcul plastique ;
 - Choisir *phase 1* comme phase de démarrage
- Activer les deux options Reset displacements to zero et Ignore undrained behaviour ;
- Choisir l'option staged construction dans le menu loading input ;
 - Activer les pieux et désactiver la partie du sol qui doit être terrassé à partir du bouton Define qui nous permet d'accéder au menu de géométrie.

Phase 3 : Calcul du coefficient de sécurité après le terrassement et l'activation des pieux

- Calcul Phi-c réduction
- Choisir *phase 2* comme phase de démarrage
- Activer les deux options Reset displacements to zero et Ignore undrained behaviour
- Accepter le choix de l'incrément standard $Msf = 0,1000$.

4.2.2.5 Résultats et discussions

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

➤ Application de la gravité

La déformation du maillage est représentée sur la figure 4.29. On note un déplacement total maximum d'une valeur de $587,30 * 10^{-3}$

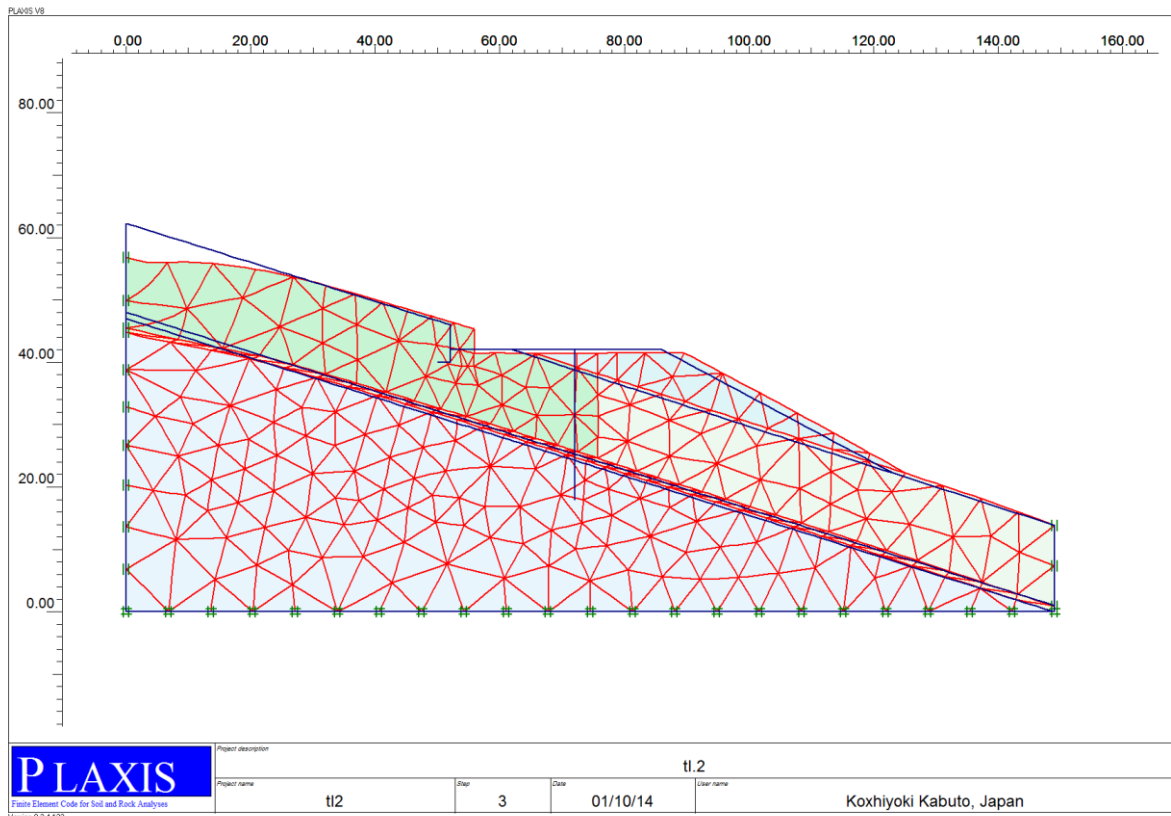


Figure 4.29 Déformation du maillage après application de la gravité.

➤ Activation des pieux et terrassement totale

Après l'activation des pieux et le terrassement du sol, la déformation du maillage, les éléments représentant les pieux et le mur de soutènement sont représentés dans la figure 4.30. Nous enregistrons un déplacement total maximum de $84,18 * 10^{-3}$

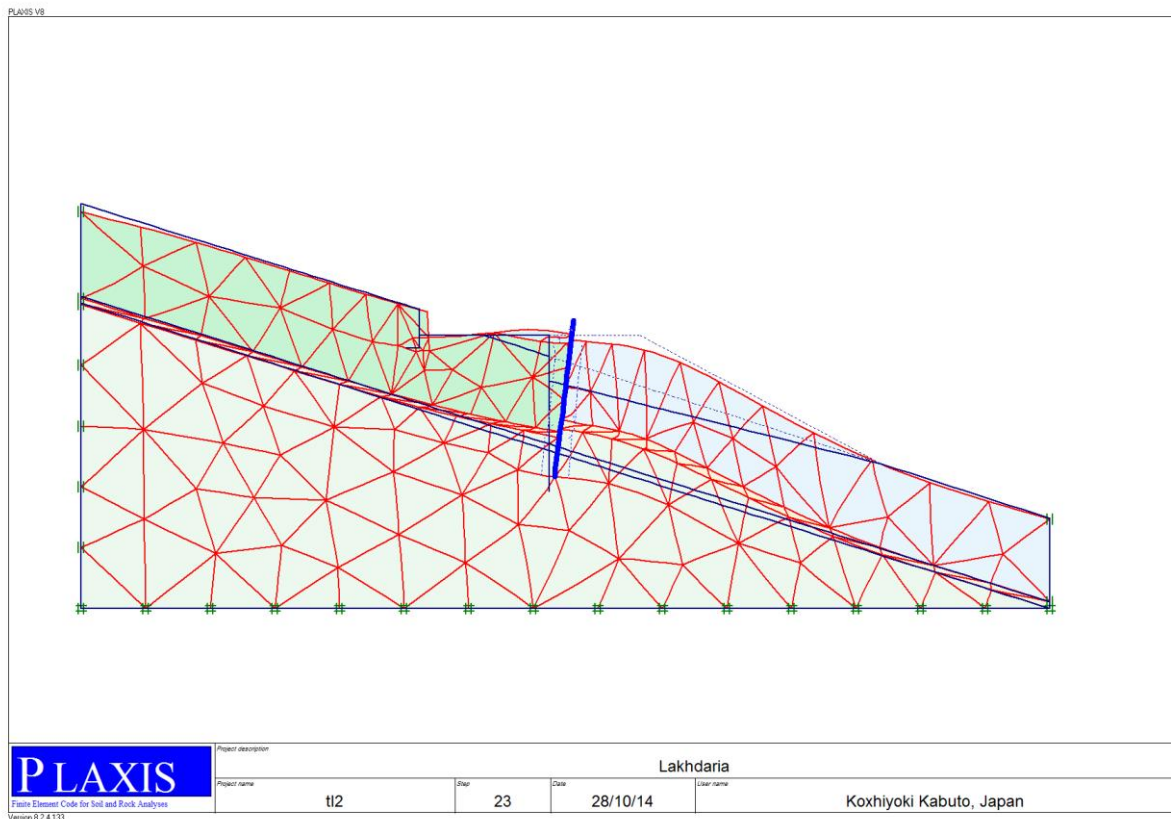


Figure 4.30 L'intensité des déplacements après le terrassement en présence de pieux.

➤ Calcul du coefficient de sécurité final

Le coefficient de sécurité est obtenu en examinant la valeur finale du facteur $\sum -M_{sf}$ dans totl multipliers. Dans notre cas, $FS = 1,366$, cette valeur indique que le sol derrière les pieux devient stable mais avec une marge de risque ; il faut que $FS > 1,5$.

Les zones qui contiennent des forts déplacements et le mécanisme de rupture sont affiché dans la figure 4.31 et la figure 4.32, successivement.

À travers les deux figures 4.31 et 4.32, nous pouvons voir clairement que les déplacements maximums sont dans la crête de la pente et au niveau de la tête de pieux.

Ici, la nappe phréatique est supposé absente, donc pour atteindre la valeur du facteur de sécurité, $Fs = 1,366$, il faut assurer un drainage impeccable

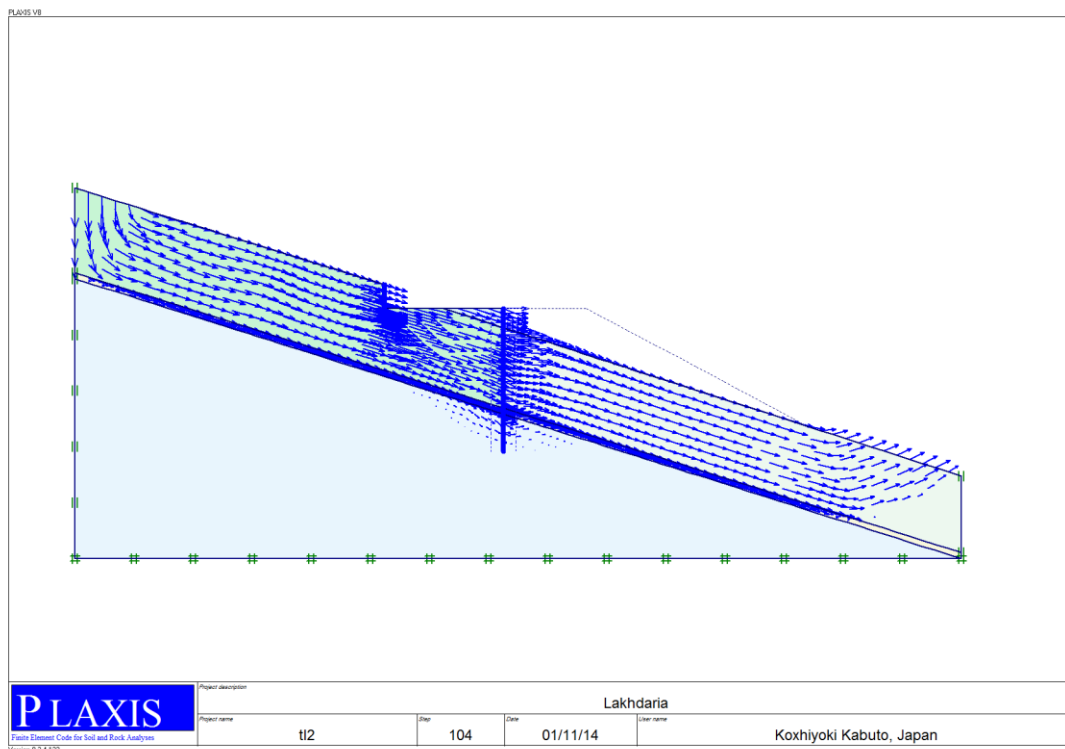


Figure 4.31 Mécanisme de rupture de pente.

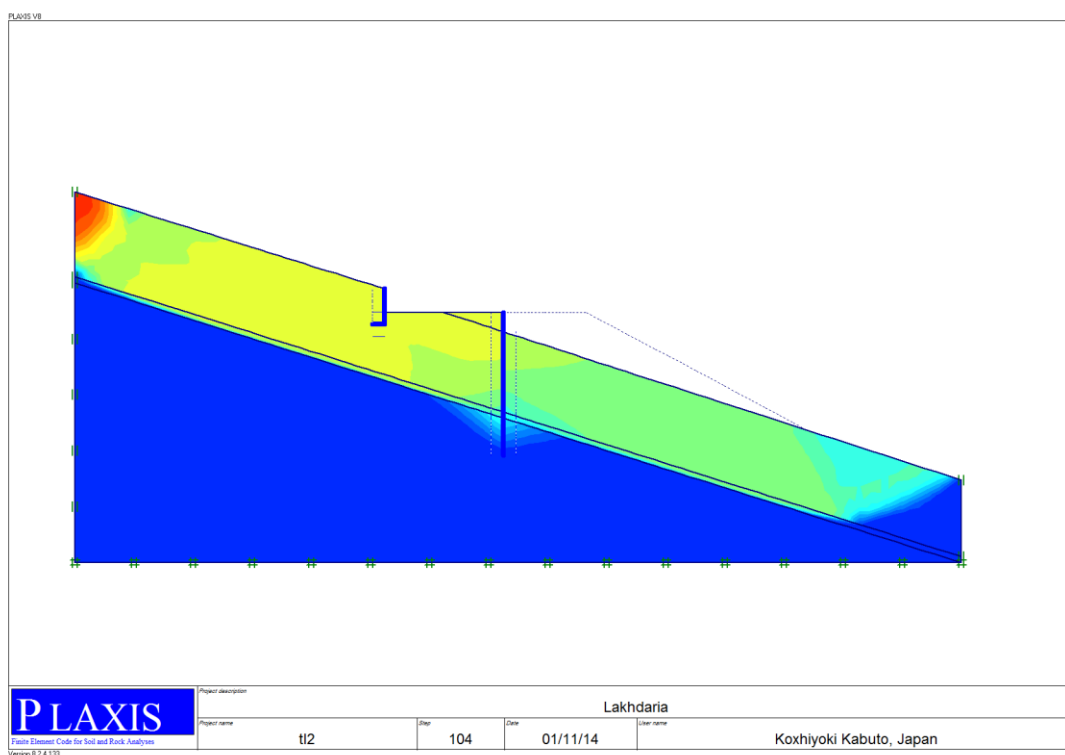


Figure 4.32 Les zones de fort déplacement.

D'après l'étude de vérification effectuée plus haut, nous pouvons dire que dans la présence des drains, les pieux peuvent supporter la pression latérale du sol et stabiliser la chaussée droite de Lakhdaria (PK 186) contre le glissement. Grâce à cela, nous concluons que les pieux jouent un rôle très important pour stabiliser les pentes.

4.2.3 Effet du positionnement des pieux sur la stabilité des pentes

Dans cette partie, le but de l'étude est de déterminer un modèle géotechnique de référence pour notre projet. Pour cela, nous réaliserons une modélisation d'un exemple qui a été testé par (Xinpo et al. 2012). Ils ont utilisé une combinaison entre l'approche cinématique et la théorie de (Ito et Matsui 1975) pour calculer les charges limites latérales appliquées sur les pieux (figure 4.33). La force latérale par unité de profondeur du sol agissant sur les pieux, p , est estimée par l'équation suivante :

$$\begin{aligned}
 P(z) = & A c \left(\frac{1}{N_{\varphi} \tan \varphi} \left\{ \exp \left[\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_{\varphi} \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right] - 2 N_{\varphi}^{\left(\frac{1}{2} \right)} \tan \varphi - 1 \right\} \right. \\
 & \left. + \frac{2 \tan \varphi + 2 N_{\varphi}^{\left(\frac{1}{2} \right)} + N_{\varphi}^{\left(-\frac{1}{2} \right)}}{N_{\varphi}^{\left(\frac{1}{2} \right)} \tan \varphi + N_{\varphi} - 1} \right) - c \left[D_1 \frac{2 \tan \varphi + 2 N_{\varphi}^{\left(\frac{1}{2} \right)} + N_{\varphi}^{\left(-\frac{1}{2} \right)}}{N_{\varphi}^{\left(\frac{1}{2} \right)} \tan \varphi + N_{\varphi} - 1} \right] \quad (4.1) \\
 & + \frac{\gamma Z}{N_{\varphi}} \left\{ A \exp \left[\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_{\varphi} \tan(\varphi) \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right] - D_2 \right.
 \end{aligned}$$

$$A = D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right) N_{\varphi}^{1/2} \tan \varphi + N_{\varphi} - 1.$$

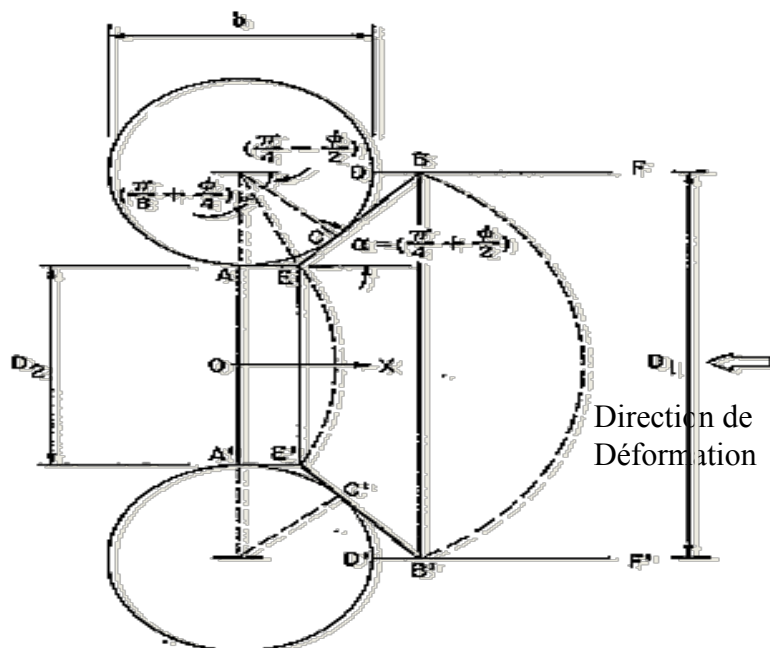


Figure 4.33 État plastique du sol juste autour de pieux (Ito et Matsui, 1975).

La force latérale totale agissant sur le pieu en raison de la déformation plastique du sol autour des pieux, F_t , peut-être obtenue en intégrant l'équation (3.1) le long de la profondeur de pieu. Ensuite, la force de stabilisation par unité de largeur du sol fournie par le pieu, F_p , peut être calculée en divisant F_t sur la distance de centre à centre entre les pieux, D_1 , c'est-à-dire $F_p = \frac{F_t}{D_1}$

Le modèle de référence a traité à l'aide de logiciel PLAXIS 8.2. Il sera utilisé comme base de comparaison lors de l'étude du positionnement des pieux qui suivra.

4.2.3.1 Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux

Pour les réglages généraux, on a choisi :

- Éléments triangulaires à 15 nœuds pour le sol.
- Éléments triangulaires à 2 nœuds pour les pieux.
- Problème de déformation plane.
- Unités : m, kN, s.

➤ Géométrie du modèle

La géométrie du modèle étudié est représentée sur la figure 4.34 La hauteur de la pente $H=13,7$ m, l'inclinaison $\beta = 30^\circ$.

Le sol est constitué d'un matériau homogène et la nappe phréatique n'est pas prise en compte.

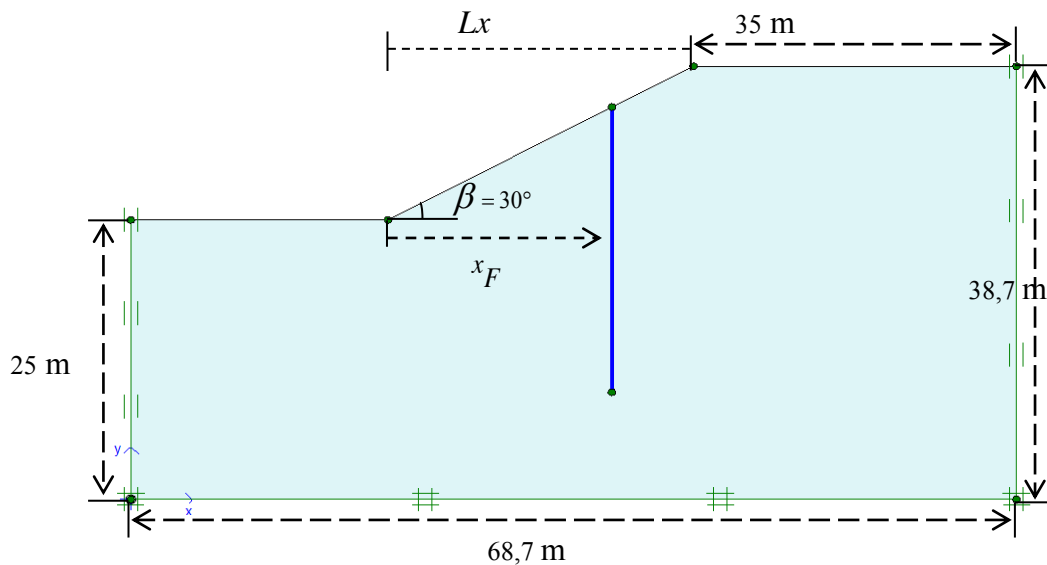


Figure 4.34 Géométrie de la pente.

Où :

x_F : Indique la position des pieux par rapport au pied de la pente et Lx indique la longueur horizontale de la pente.

Les étapes les plus importantes de la modélisation sont déjà indiquées dans le premier cas d'étude. Le facteur de sécurité est obtenue pour ce modèle de référence avec pieux et sons pieux.

Caractéristique des matériaux

Dans cette étude, la longueur des pieux est fixé à $25m$, l'espacement entre les pieux est de $2,25 m$.

Pour examiner l'effet du positionnement des pieux sur le facteur de sécurité, nous choisissons onze points (positions) le long de la pente.

Les propriétés du sol et les caractéristiques des pieux sont résumées dans les deux tableaux 4.5 et 4.6 respectivement

Tableau 4.5 Propriétés du sol

Paramètres	Désignations	Couche A
Modèle de matériau	Modèle	Mohr-Coulomb
Type de comportement	Type	Drainé
Poids volumique apparent (kN/m ³)	γ_{unsat}	18
Poids volumique saturé (kN/m ³)	γ_{sat}	19,630
Module de Young (kN/m ²)	E_{ref}	4790
Coefficient de Poisson	ν	0,35
Cohésion (kN/m ²)	c_{ref}	23,940
Angle de frottement (°)	φ	10
Angle de dilatation (°)	ψ	0
Facteur de rigidité de l'interface	R_{inter}	0,75

Tableau 4.6 Propriétés des pieux

Paramètre	Désignations	Pieux
Type de comportement	type	Élastique
Rigidité normale (kN/m)	EA	$9,425 \times 10^6$
Rigidité de flexion (kNm ² /m)	EI	$6,381 \times 10^5$
Épaisseur équivalente (m)	d	0,9
Poids (kN/m/m)	w	1,35
Coefficient de Poisson	ν	0,2

4.2.3.2 Procédure de calcul

Le calcul se fait en 4 phases et pour chaque position nous faisons les mêmes étapes suivantes:

Phase 0 : Initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

Phase 1: Application de la gravité (poids du sol)

Celle-ci doit être appliquée de manière drainée puisque le sol, est depuis longtemps en équilibre sous cet état de contrainte. Cette phase est caractérisé par :

- Calcul plastique ;
- Choisir phase 0 comme phase de démarrage ;
- Activer l'option Ignore undrained behaviour ;
- Entrer Total multipliers dans loading multiplier ;
- Après de cliquer sur define, fixer $\sum -Mweight = 1,0000$;
- Choisir des points de suivi des déplacements en tête et au pied de la pente.

Phase 2: Activation des pieux

- Calcul plastique ;
- Choisir phase 1 comme phase de démarrage ;
- Activer les deux options Reset displacements to zéro et Ignore undrained behaviour ;
- Choisir l'option staged construction dans le menu loading input ;
- Activer les pieux à partir du bouton Définir qui nous permet d'accéder au menu de géométrie.

Phase 3: Calcul du coefficient de sécurité de la pente naturel (sans pieux)

- Calcul Phi-c réduction ;
- Choisir phase 1 comme phase de démarrage ;
- Activer les deux options Reset displacements to zéro et Ignore undrained behaviour ;
- Accepter le choix de l'incrément standard $Msf=0,1000$.

Phase 4: Calcul du coefficient de sécurité de la pente renforcé par pieux

- Calcul Phi-c réduction ;
- Choisir phase 2 comme phase de démarrage ;
- Activer les deux options Reset displacements to zero et Ignore undrained behaviour ;
- Accepter le choix de l'incrément standard Msf= 0,1000.

4.2.3.3 Résultats et discussions**➤ Facteur de sécurité (sans pieux)**

Ce modèle de référence a été déjà examiné par (Hassiotis et *al.*, 1997) ont utilisé la méthode d'équilibre limite. Ils ont calculé le facteur de sécurité pour la pente (sans pieux) et l'ont trouvée égale à 1,08. La même pente a été étudiée par la méthode : D'équilibre limite (Ausilio et *al.*, 2001), éléments finis (Cai et Ugai, 2000), Bishop (Day et *al.*, 1999). Le facteur de sécurité de chacun est :

Tableau 4.7 Résultats du facteur de sécurité

Méthode	Équilibre limite	Éléments finis	Bishop	Equilibre limite	Résultat obtenu
<i>FS</i>	1,11	1,14	1,12	1,08	1,14

Pour la présente étude, le facteur de sécurité (*F_s*) égal à 1,14, qu'est exactement la même valeur (1,14) déclarés par (Cai et *al.* 2000). Le déplacement total extrême (figure 4.35) égal $12,53 \times 10^{-3} m$. La figure 4.36 représente le mécanisme de rupture de pente, les flèches indiquent les sens et la puissance des déplacements. La surface du glissement critique est affichée dans la figure 4.37.

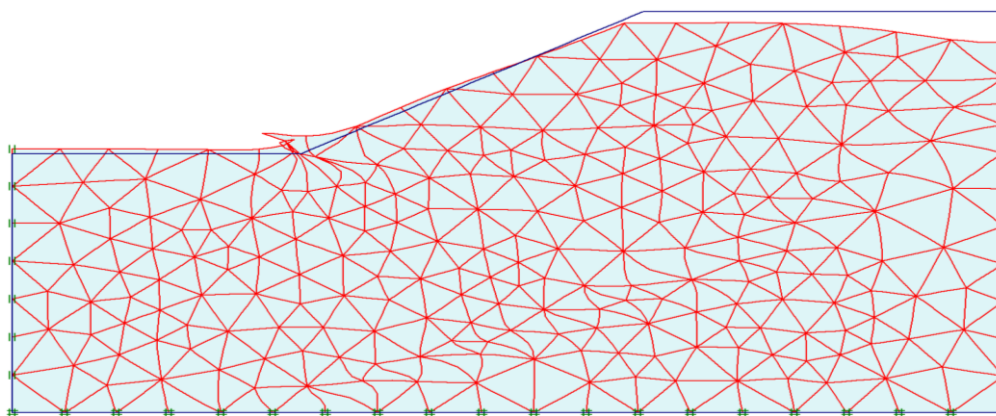


Figure 4.35 L'intensité des déplacements

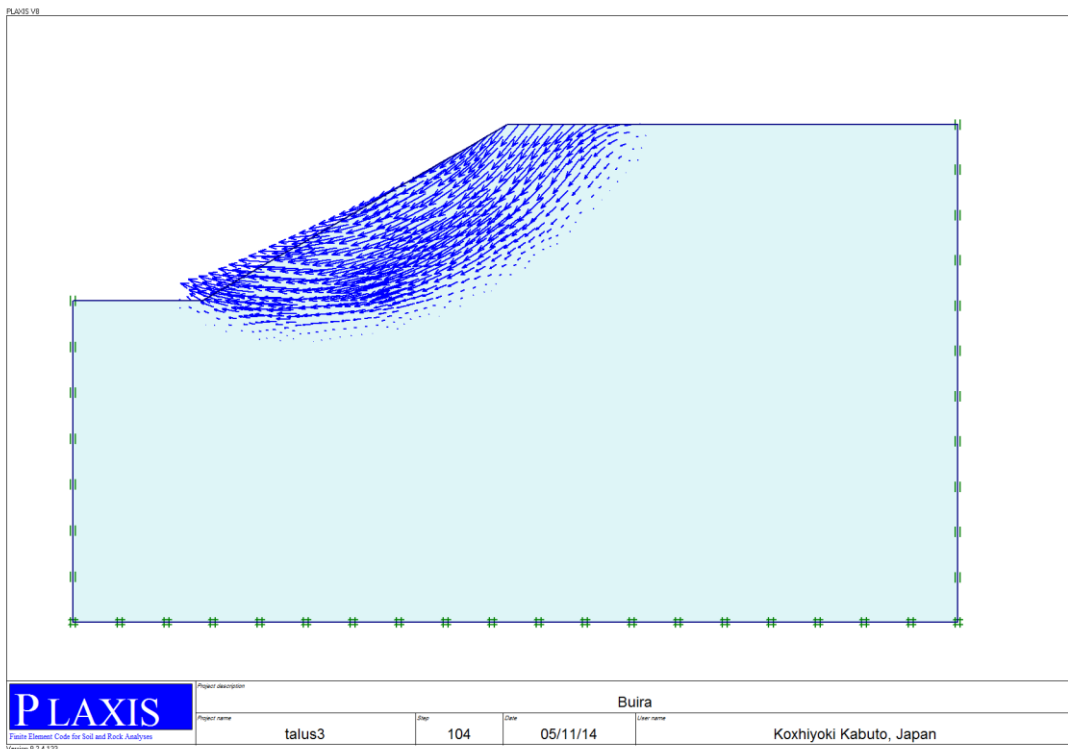


Figure 4.36 Mécanisme de rupture de pente.

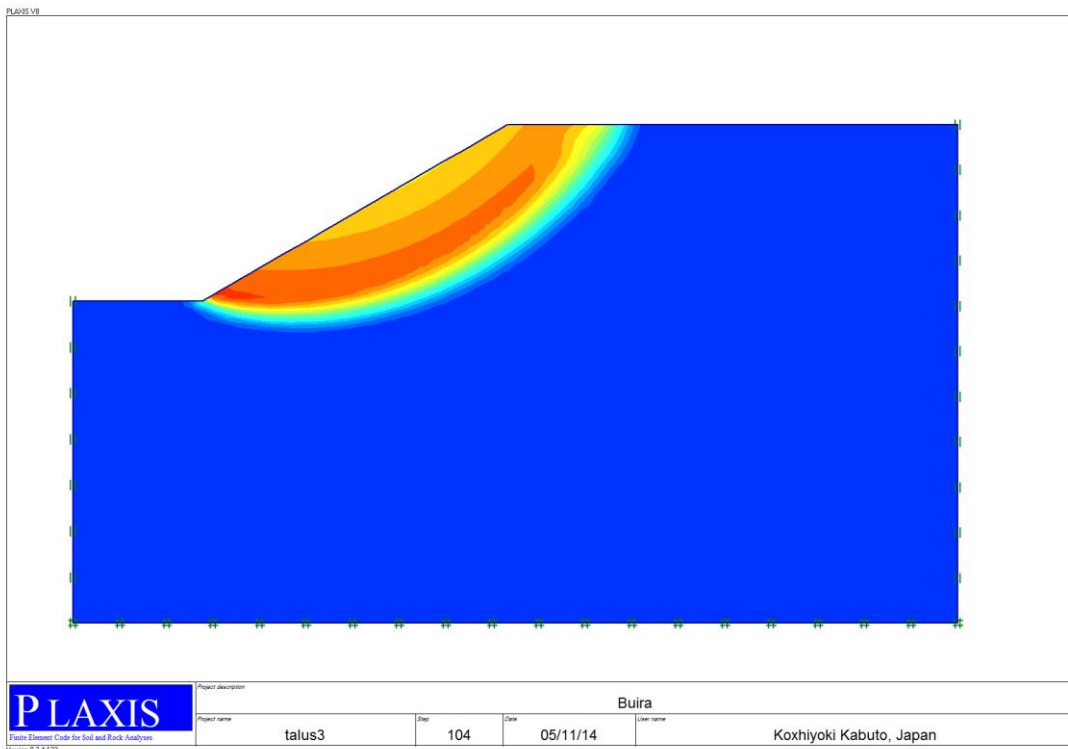


Figure 4.37 Surface de glissement critique.

➤ **Facteur de sécurité (en présence de pieux)**

Ici, ce qui nous intéresse c'est de trouver le positionnement optimal qui nous donne le coefficient de sécurité maximum. La position des pieux est indiquée par le rapport X_F/L_X où $L_X = H / \tan \beta$ (figure 3.1). Nous supposons que X_F/L_X varie entre 0,1 et 0,9. Ces limites correspondent aux positions des pieux près de la pointe et le sommet de la pente, respectivement. La raison de cette hypothèse est que lorsque la valeur de X_F/L_X au-dessous de 0,1 ou au-dessus de 0,9, les surfaces de rupture ne passent pas par les pieux, sont considérablement grande. La représentation graphique (figure 4.38) clarifie le changement du facteur de sécurité par rapport au changement de la position et affiche la position optimale.

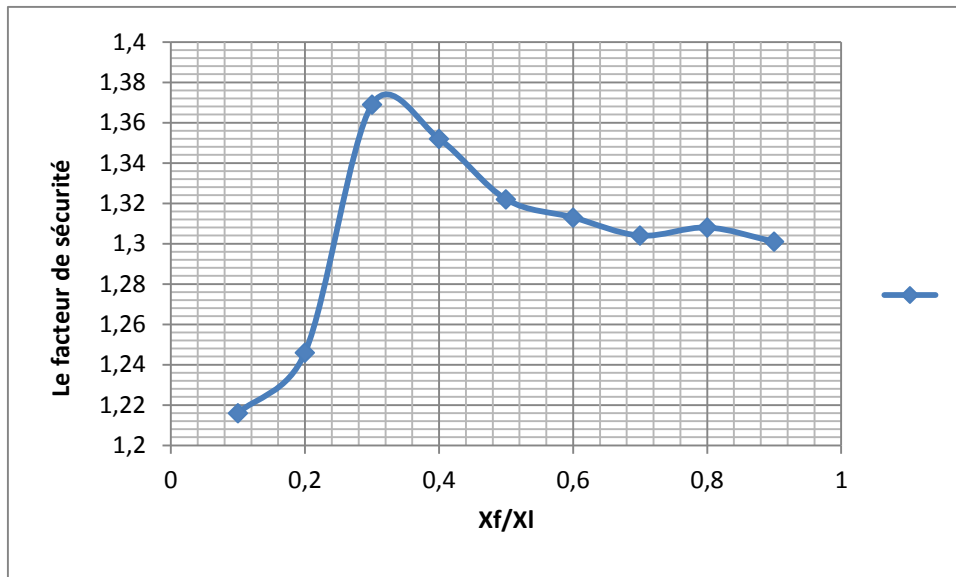
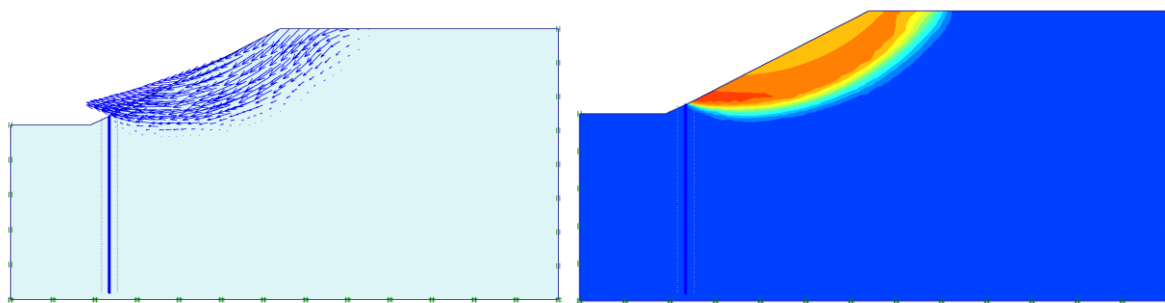
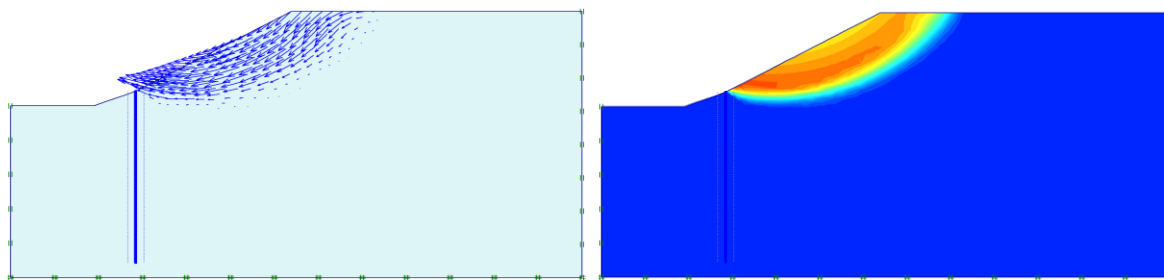


Figure4.38 Effet du positionnement des pieux sur le facteur de sécurité

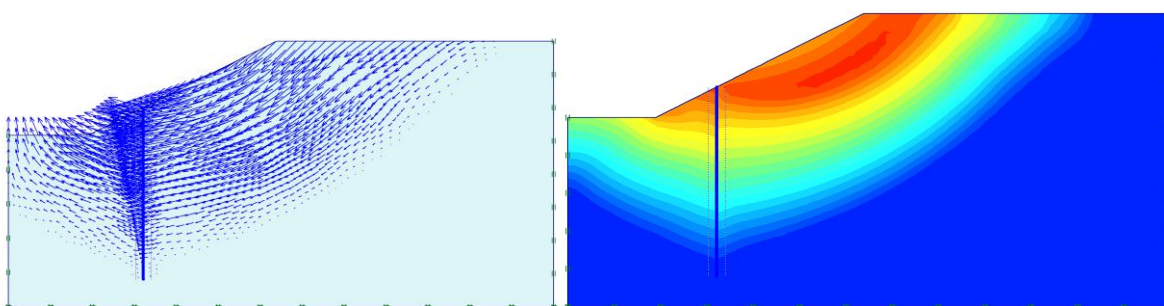
Les mécanismes de rupture, la surface du glissement et le facteur de sécurité de chaque position sont montrés dans la figure 4.39 et dans le tableau 4.9 respectivement



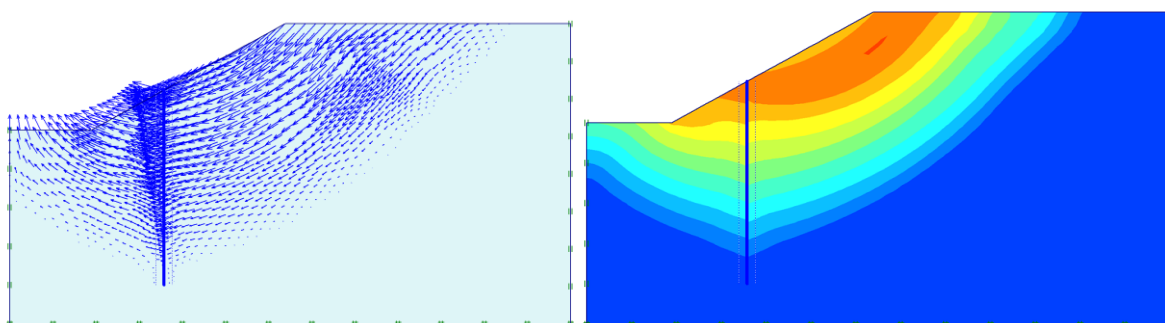
(a) Mécanisme de rupture et surface de glissement pour $X_F/L_X = 0,1$



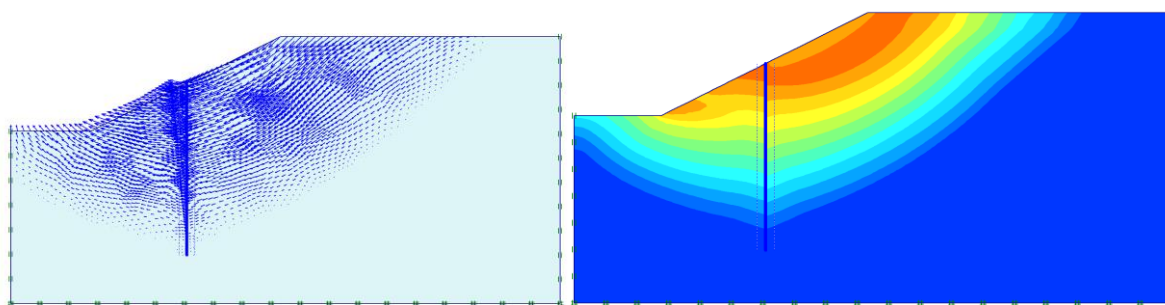
(b) Mécanisme de rupture et surface de glissement pour $XF/LX = 0,2$



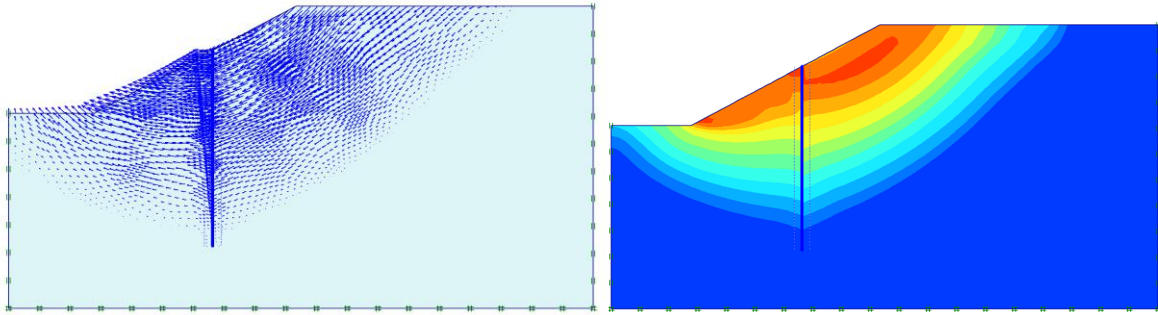
(c) Mécanisme de rupture et surface de glissement pour $XF/LX = 0,3$



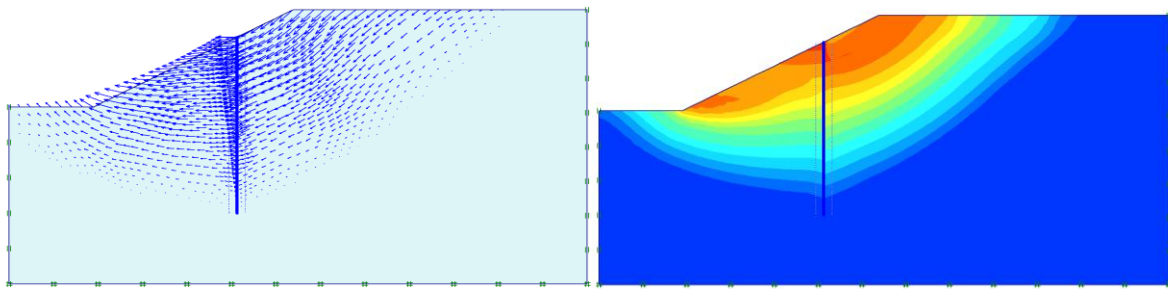
(d) Mécanisme de rupture et surface de glissement pour $XF/LX = 0,4$



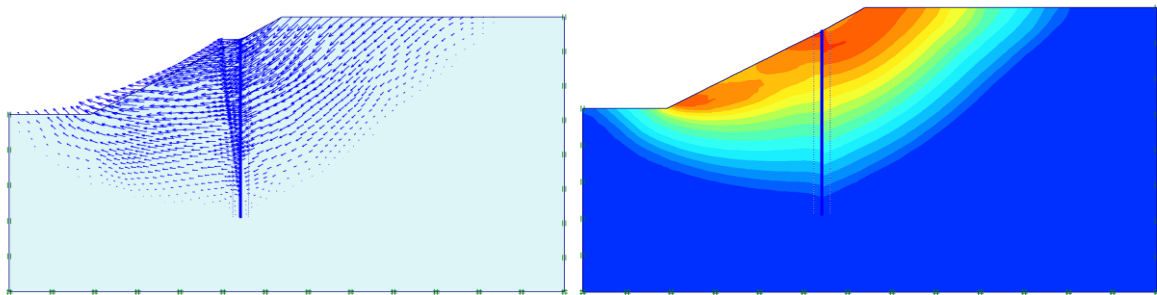
(e) Mécanisme de rupture et surface de glissement pour $XF/LX = 0,5$



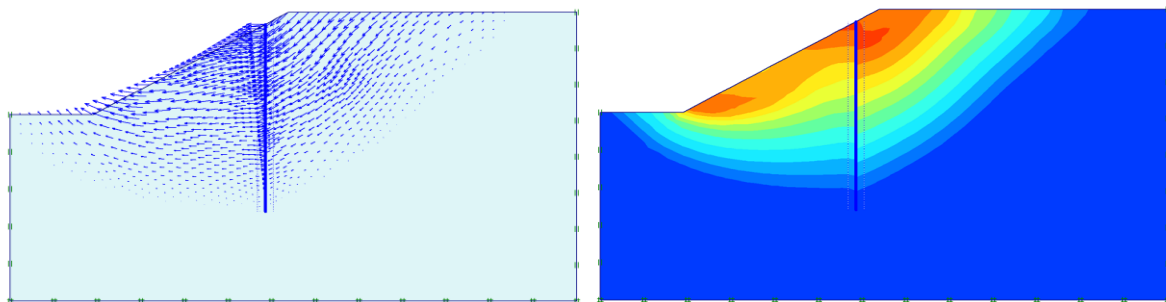
(f) Mécanisme de rupture et surface de glissement pour $XF/LX = 0,6$



(g) Mécanisme de rupture et surface de glissement pour $XF/LX = 0,7$



(h) Mécanisme de rupture et surface de glissement pour $XF/LX = 0,8$



(k) Mécanisme de rupture et surface de glissement pour $XF/LX = 0,9$

Figure 4.39 Effet de la position des pieux sur le mécanisme de rupture

Tableau 4.8 Les valeurs de F_s calculées

X_F/L_X	0,1	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
F_s	1,216	1,256	1,362	1,369	1,355	1,352	1,322	1,313	1,304	1,301	1,300

À travers la figure 4.37 on peut voir la variation de la surface du glissement et le mécanisme de rupture avec le changement d'emplacement des pieux.

Dans tous les cas examinés, le meilleur positionnement des pieux dans la pente est proche du pied de la pente. Avec précision, quand $X_F/L_X = 0,30$ ou $X_F = 7,11 m$ le facteur de sécurité devient égal 1,369, Cet résultat est identique avec ce qui a été trouvé par (Ausilio et al. 2001), Nian et al. 2008 et Güllü 2013).

La comparaison entre le résultat obtenu pour cette étude et qui a été obtenue par (Xinpo et al., 2012) est visualisée dans la figure 4.40. Une divergence apparaît entre les résultats, C'est parce que la méthode analytique donne des facteurs de sécurité exagérés.

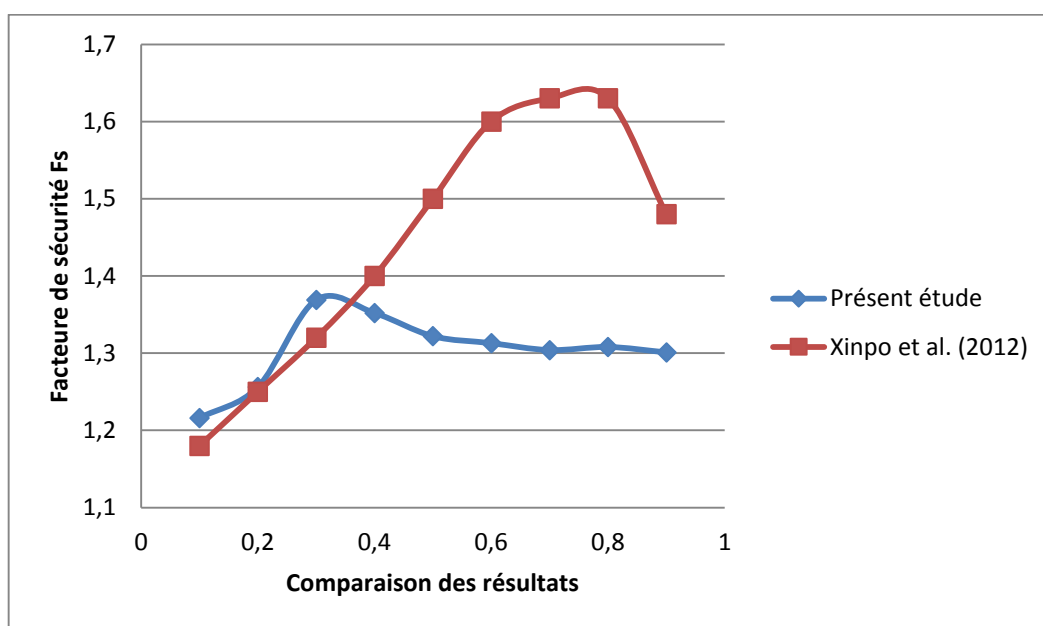


Figure 4.40 Comparaison des résultats

Conclusion

Les pieux verticaux sont utilisés pour stabiliser la chaussée droite de Lakhdaria (PK 186). Les résultats montrent que le terrain après le terrassement doit être stable, mais avec une marge du risque.

En ce qui concerne l'étude de modèle de référence, l'influence du positionnement des pieux sur le facteur de sécurité a été analysée. Sur la base des résultats obtenus, les conclusions suivantes ont été dégagées :

- La position de pieux la plus appropriée varie avec les facteurs de sécurité requis.
- Si la force maximale qu'une rangée de pieux peut fournir est assez grande, les positions des pieux les plus efficaces sont près du pied de la pente où la force stabilisatrice nécessaire d'augmenter le coefficient de sécurité à la valeur désirée prend la valeur minimale.
- Pour les pieux qui sont assez longues, la position où le facteur de sécurité prend la valeur maximale est quand $XF/LX = 0,30$.
- Utilisation les méthodes analytiques ne permet pas d'indiquer l'effet de plusieurs paramètres dans le calcul, qui va nous donnent des résultats efficaces.

4.3 Exemple un : Étude numérique et paramétrique d'un talus de sol homogène

4.3.1 Présentation du modèle de référence et définition des données

La coupe du projet est représentée sur la figure 4.41 Le modèle a une hauteur de 30 m et une largeur de 80m

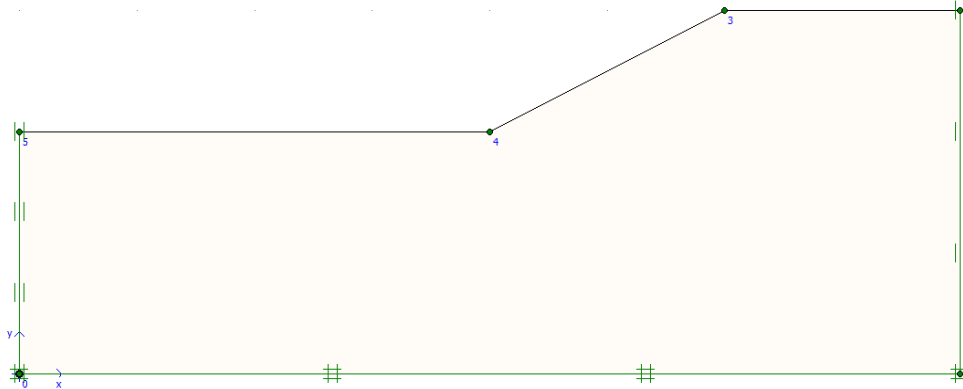


Figure 4.41 La coupe du modèle

Les propriétés du sol pour l'exemple utilisé dans cet exemple

Tableau 4.9 Les caractéristiques physico-mécaniques de la couche (d'après Wael Alasawneh et al .2008)

$\gamma_{\text{sat}}(\text{KN/m}^3)$	$C(\text{KN/m}^2)$	φ°
17	15	20

Le maillage du modèle est représenté sur la figure 4.42.

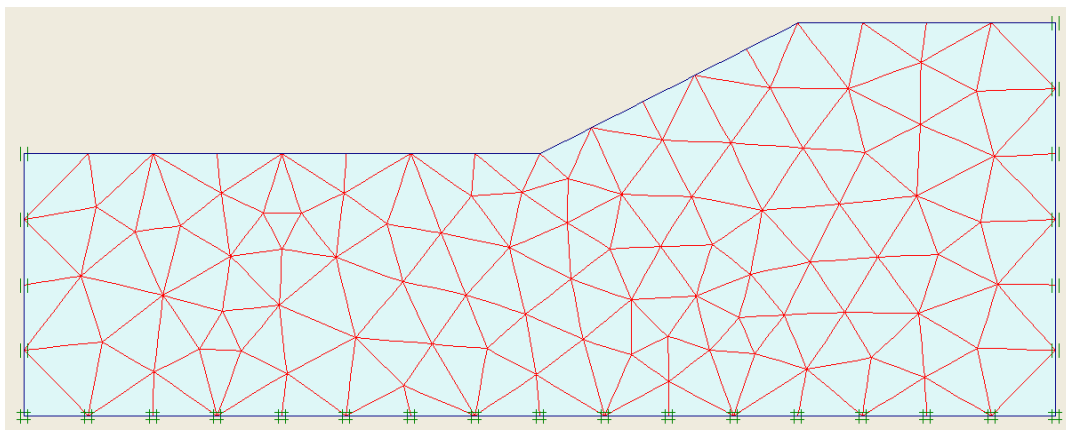


Figure 4.42 Maillage du modèle

4.3.2 Phasage et calculs

Les calculs sont effectués en déformation plane, Deux phases de calculs sont envisageables :

- Phase 1 : un calcul plastique avec le modèle de Morh-Coulomb en condition non drainée,
- Phase 2 : détermination du coefficient de sécurité avec la méthode de réduction des paramètres de résistance du sol (Phi-C réduction, Taylor, 1966).

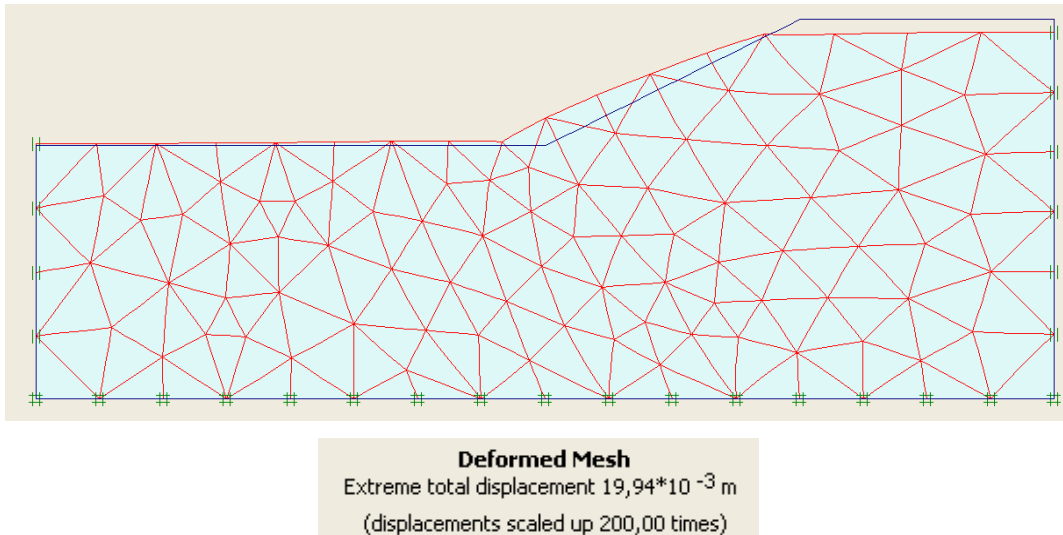


Figure 4.43 La déformée.

Les points importants suivant sont à notés :

- Un tassement au niveau du sommet et à la partie supérieure du talus
- Un soulèvement au niveau du pied et à la partie inférieure du talus

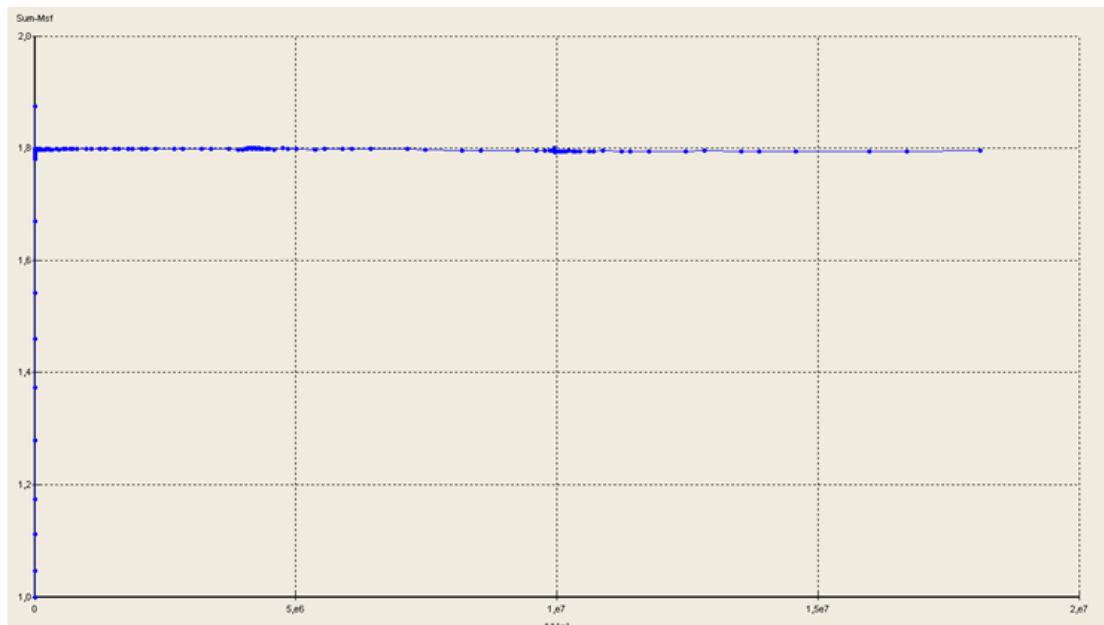


Figure 4.44 La valeur moyenne du coefficient de sécurité $Msf = 1,794$

• ETUDE PARAMETRIQUE

L'objectif de cette étude est de montrer l'effet des paramètres sur le comportement du talus et du massif. La même coupe du projet est utilisée, avec les mêmes données et à chaque fois le paramètre à comparer est changé.

Deux types de paramètres sont considérés :

- Les paramètres de modélisation.
- Les paramètres géotechniques.

La comparaison sera faite sur les types de résultats suivant (figure 4.23) :

- Selon la coupe horizontale 1 : elle concerne le tassement en surface de la partie supérieure jusqu'au sommet du talus (coupe sur les nœuds 2, 3).
- Selon la coupe horizontale 2 : elle concerne les déplacements verticaux au niveau du pied et la partie inférieure du talus (coupe sur les nœuds 4, 5 et le point de coordonnée 60x20 m)
- Selon le coefficient de sécurité.

4.3.4 Effet des paramètres de modélisation

Parmi les paramètres de modélisation, on propose l'étude de l'effet de maillage.

• L'influence de la finesse du maillage sur les tassements du talus

Les résultats présentés sur la figure (4.45) et (4.46) montrent que la finesse du maillage a peu d'influence sur les tassements. Plus le maillage est fin plus les tassements sont importants.

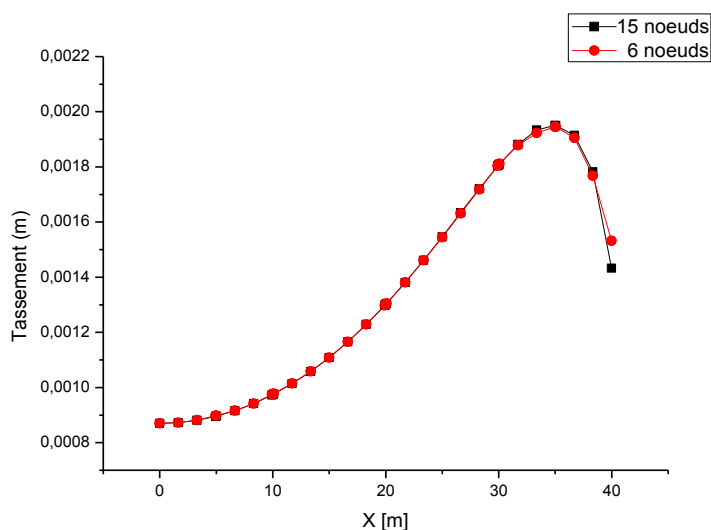


Figure 4.45 Influence du maillage sur la coupe horizontale 1.

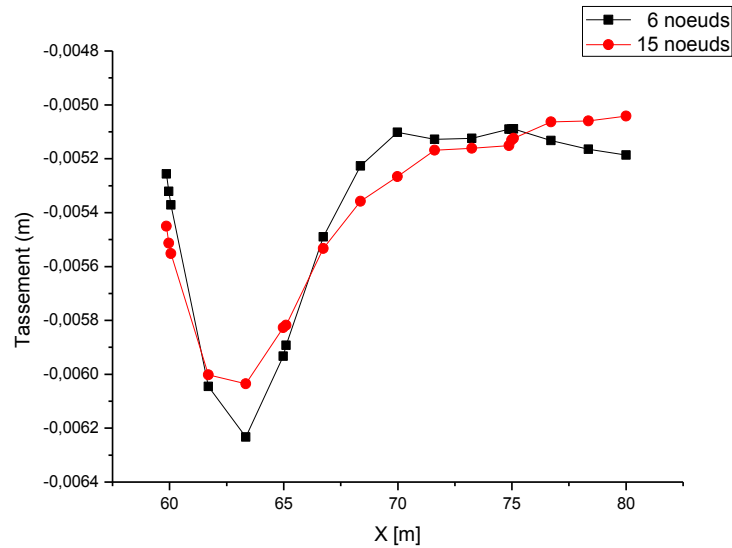


Figure 4.46 Influence du maillage sur la coupe horizontale 2

4.3.4.2 L'influence de la finesse du maillage sur le coefficient de sécurité

Les résultats présentés sur la figure (4.47) montre que pour le maillage grossier (le modèle de référence) le coefficient de sécurité (1,94) et pour le maillage plus fin le coefficient de sécurité (1.85) on peut conclure que plus le maillage est fin plus le coefficient de sécurité est réduit.

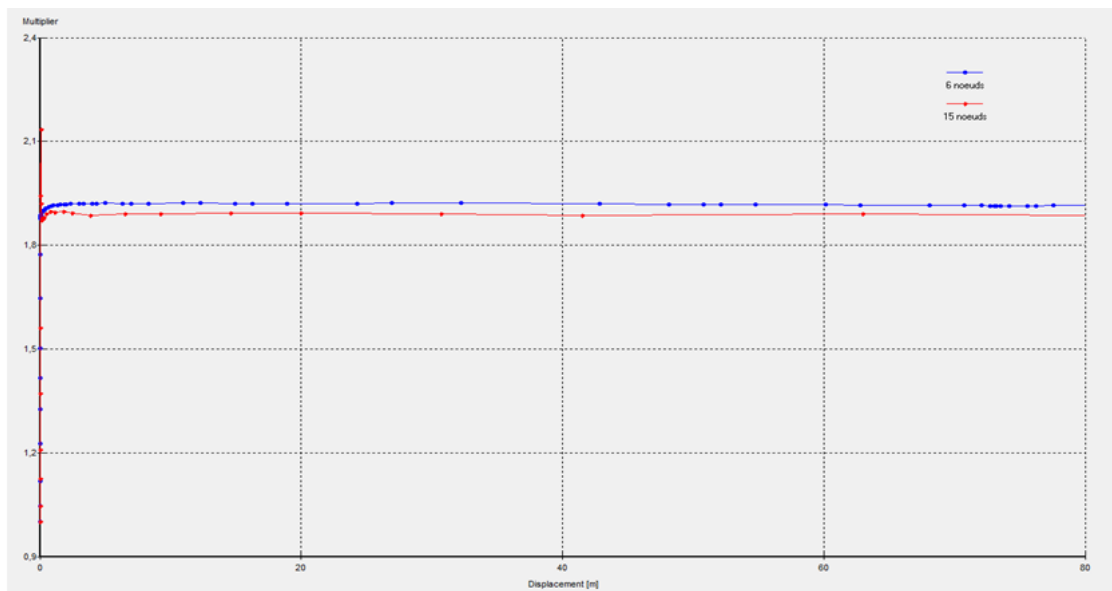


Figure 4.47 Influence du maillage sur la valeur du coefficient de sécurité

• Effet des paramètres géotechniques

4.3.5.1 Influence de la cohésion

La dans le cas des sols argileux la cohésion est grand, ce qu'augmente la résistance au cisaillement du sol.

a. Influence sur les tassements

La comparaison entre une augmentation et une diminution de la cohésion de 5 KPa est présentée par les courbes sur les figures 4.48, 4.49 et 4.50 ci-dessous.

Les figure 4.48 et 4.49 montre que l'augmentation de la cohésion de par rapport a la cohésion de référence permet de réduire les tassements alors que sa diminution de la même valeur entraine une augmentation importante des tassements.

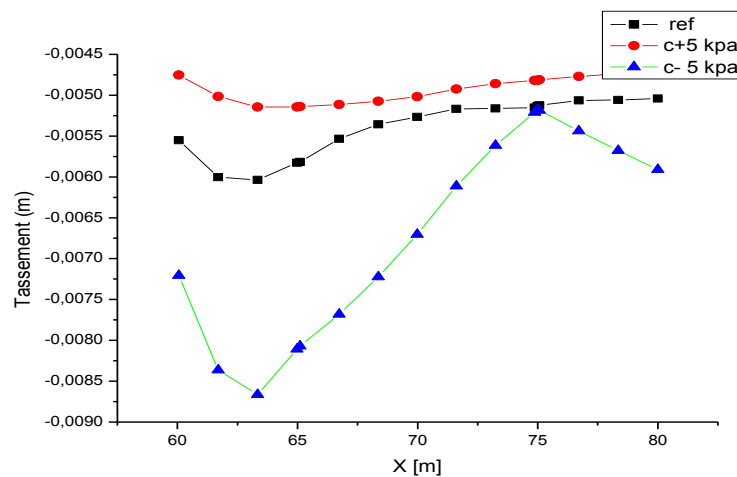


Figure 4.48 Influence de la cohésion sur la coupe horizontale 2.

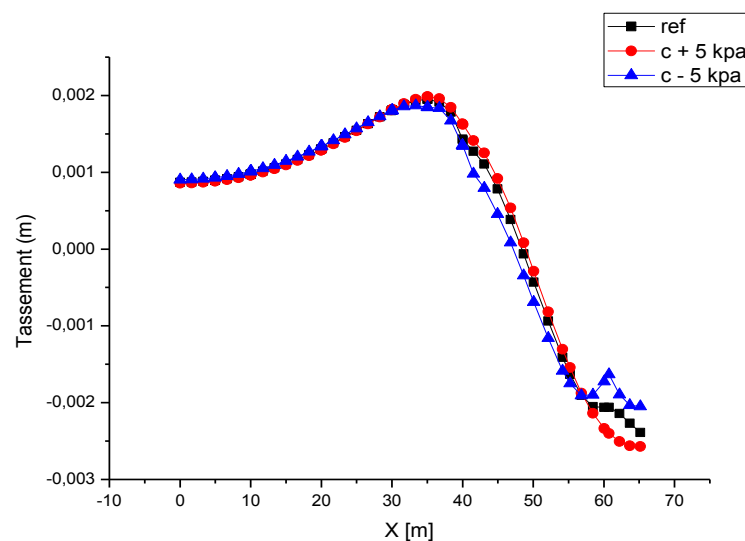


Figure 4.49 Influence de la cohésion sur la coupe horizontale 1.

b. Influence sur le coefficient de sécurité

La figure 4.50 compare les résultats de référence avec différentes valeurs de la cohésion. L'augmentation de la cohésion permet d'augmenter le coefficient de sécurité (2,75) et pour une cohésion C-5 le coefficient de sécurité atteint la valeur (1,6).



Figure 4.50 Influence de la cohésion sur le coefficient de sécurité

- **Conclusion sur l'influence de la cohésion**

L'introduction d'une cohésion permet de simuler le comportement des sols argileux. Elle entraîne une augmentation du coefficient de sécurité et une diminution des tassements dans le massif. La cohésion permet effectivement d'augmenter la résistance du sol. Et la rupture est alors atteinte pour le sol avec cohésion faible.

4.3.5.2 Influence de l'angle de frottement interne

La comparaison entre une augmentation et une diminution de l'angle de frottement interne de 5° est présentée par les courbes sur les figures 4.32, 4.33 et 4.34.

Des simulations ont été effectuées en faisant varier l'angle de frottement du sol et en conservant les mêmes valeurs pour les autres paramètres. Un angle de frottement plus faible (est donné par et un angle de frottement plus grand par).

La répartition de l'angle de frottement est faite pour la couche de sol.

a. Influence sur les tassements

La figure 4.51 et 4.52 montre la répartition du tassement dans le massif. Cette figure montre l'augmentation de l'angle frottement par rapport à l'angle de frottement de référence. Entraîne une légère diminution des tassements alors que sa diminution par rapport à la valeur de référence entraîne une augmentation considérable des tassements.

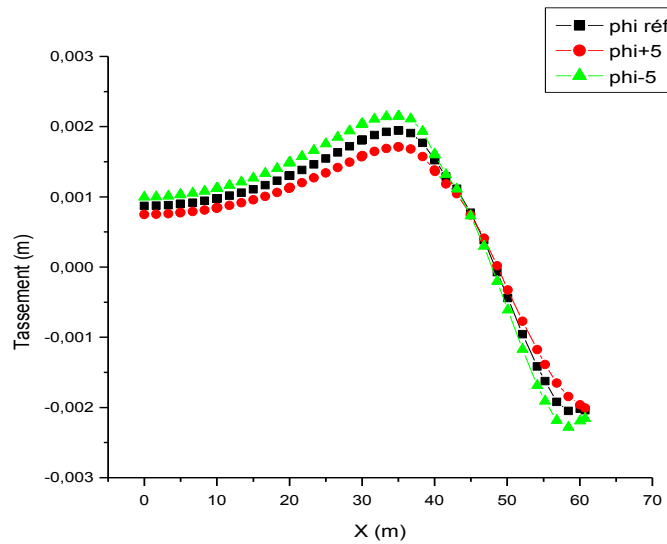


Figure 4.51 Influence de l'angle de frottement interne sur la coupe horizontale 1

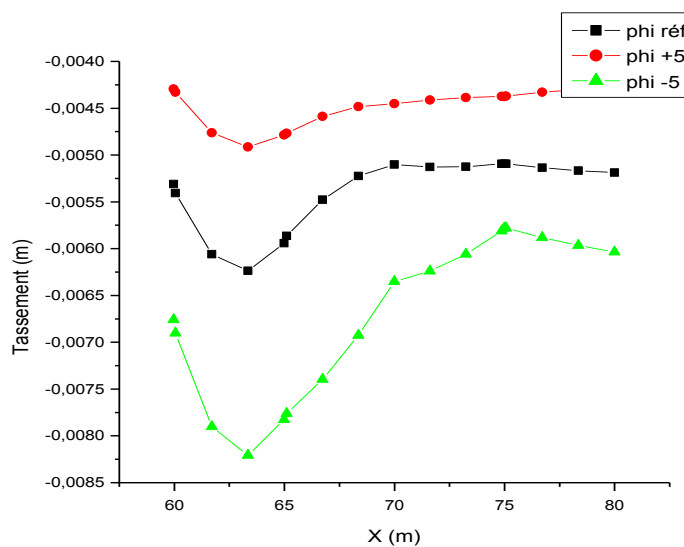


Figure 4.52 Influence de l'angle de frottement interne sur la coupe horizontale 2

b. Influence sur le coefficient de sécurité

La figure 4.53 présente l'évolution du coefficient de sécurité pour différentes valeurs de l'angle de frottement. Plus l'angle de frottement est grand, plus le coefficient de sécurité est important.



Figure 4.53 Influence de l'angle de frottement interne sur le coefficient de sécurité

• Conclusion sur l'influence de l'angle de frottement

Cette étude paramétrique met en évidence l'influence majeure de l'angle de frottement interne du sol sur le coefficient de sécurité et sur l'amplitude des tassements en surface. Plus l'angle de frottement est faible, plus le coefficient de sécurité est faible et les tassements deviennent plus importants avec soulèvement de pied.

4.4 Exemple deux : Étude numérique d'un talus de sol multicouche

Dans cet exemple, la stabilité des talus du barrage de Karameha été étudiée. La géométrie du problème étudié, comme la montre dans la Fig. 4.3.1, est plus complexe que dans l'exemple un..

4.4.1 Présentation du modèle de référence et définition des données

La coupe du projet est représentée sur la figure 4.54 Le modèle a une hauteur de 80 m et une largeur de 230m

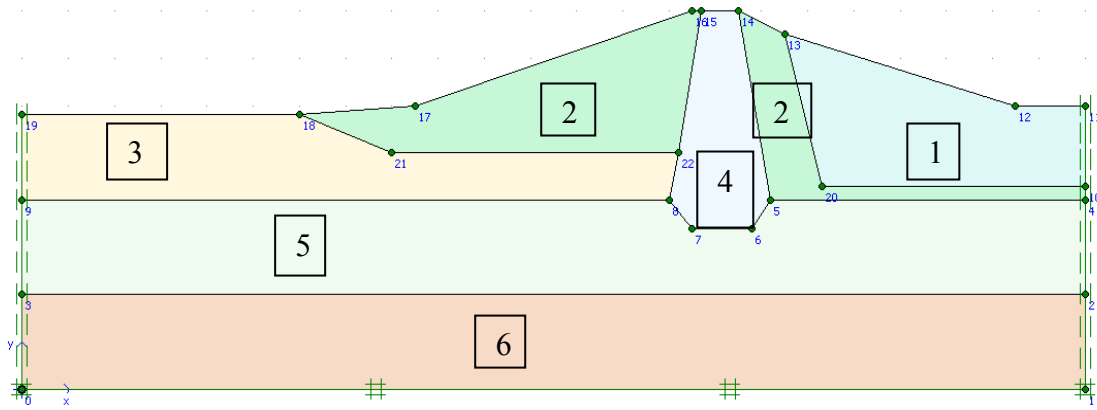


Fig. 4.54 Géométrie de la pente et glissement des surfaces pour l'exemple 2.

Tableau 4.10 Les caractéristiques physico-mécaniques des sols pour l'exemple deux (d'après Wael Alasawneh et al .2008)

Couche	$\gamma_{sat}(\text{KN/m}^3)$	$C(\text{KN/m}^2)$	φ^0
1	18,5	80	0
2	21,0	0	38
3	18,2	100,0	0
4	18	40	0
5	16,9	95,0	0
6	18,3	95,0	0

Le maillage du modèle est représenté sur la figure 4.55.

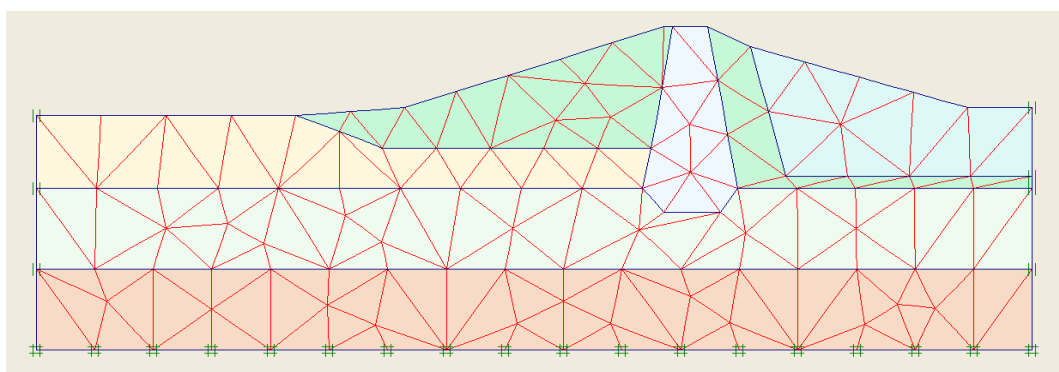


Figure 4.55 Maillage du modèle

• 4.4.2 Phasage et calculs

Les calculs sont effectués en déformation plane, Deux phases de calculs sont envisageables :

- Phase 1 : un calcul plastique avec le modèle de Mohr-Coulomb en condition non drainée,
- Phase 2 : détermination du coefficient de sécurité avec la méthode de réduction des paramètres de résistance du sol (Phi-C réduction, Taylor, 1966).

4.4.3 Principaux résultats

Les figures 4.56 et 4.57 montrent respectivement la déformée et la valeur du coefficient de sécurité obtenu (référence).

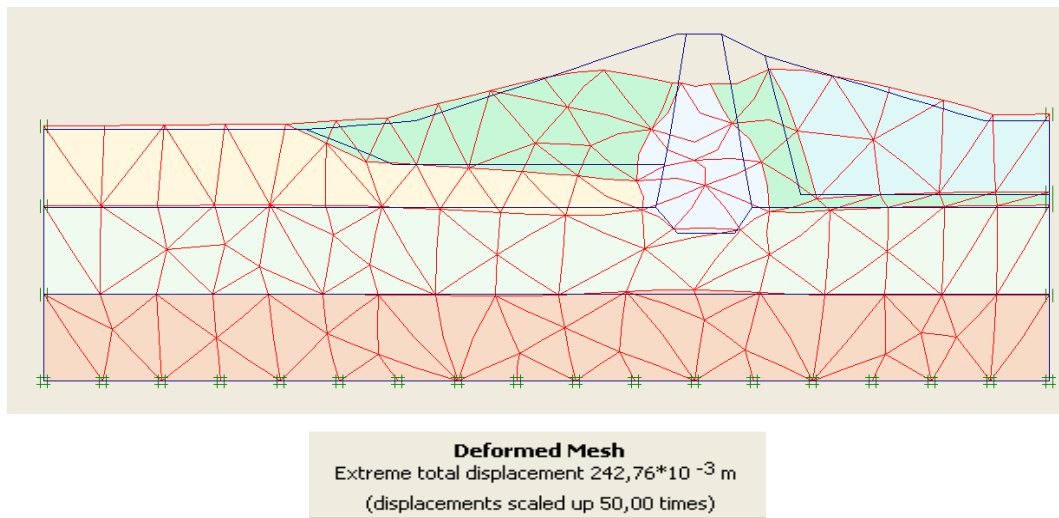


Figure 4.56 La déformée.

Les points importants suivant sont à notés :

- Un tassement au niveau du sommet et à la partie supérieure du talus
- Un soulèvement au niveau du pied et à la partie inférieure du talus

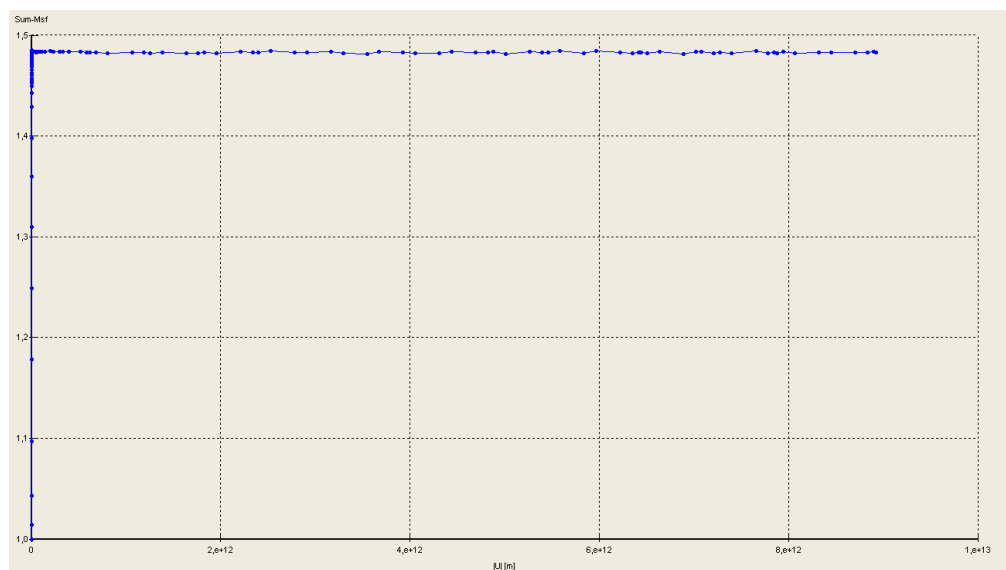


Figure4.57 La valeur moyenne du coefficient de sécurité $M_{sf} = 1,482$

Les facteurs de sécurité à l'aide de différents programmes de stabilité des pentes pour les deux exemples :

Tableau 4.11 Les facteurs de sécurité à l'aide de différents programmes de stabilité des pentes (d'après Wael Al asawneh et al .2008)

Exemple	SAS-MCT4.0 (Wael Alkasawneh et al .2008)	UTEXAS3 (Wael Alkasawneh et al .2008)	STABL5M (Wael Alkasawneh et al .2008)	PLAXIS2D (Résultat actuel)
1	1,70	1,70	1,713	<u>1,794</u>
2	1,179	1,22	1,214	<u>1,482</u>

4.4.4 Discussion

La géométrie des pistes étudiées variait entre simple au plus complexe :

- Dans L'exemple un les résultats de SAS-MCT 4.0, STABL5M et UTEXAS3 étaient tous, pratiquement, de l'ordre de 1,7 et a montré une bonne concordance avec l'analyse par éléments finis (plaxis2D).
- Dans l'exemple deux La géométrie de la pente est plus complexe que nos exemples un. Dans cet exemple, tous les facteurs de sécurité sont en bon accord avec la fourchette acceptable (1,214 à 1,22). Cependant, UTEXAS3 (FS = 1,22) et STABL5M (Fs = 1,214) ont montré des facteurs de sécurité qui correspondent à la limite de la limite supérieure tandis que SAS-MCT 4,0 (Fs = 1,179) ont une valeur qui est, relativement, plus conservatrice. On peut constater que les facteurs de sécurité en utilisant n'importe quelle méthode d'équilibre limite couplée avec la méthode de Monte-Carlo peut donner les facteurs les plus raisonnables de sécurité.

- **Exemple trois : Etude numérique paramétrique et comparative d'un talus de sol homogène**

4.5.1 Présentation du modèle de référence et définition des données

La pente du sol est homogène avec la hauteur de pente égale à 6m et l'angle de pente égale à 30° . La coupe du projet est représenté sur la figure 4.58. Le modèle a une hauteur de 10 m et une largeur de 20 m. Il est constitué d'une seule couche.

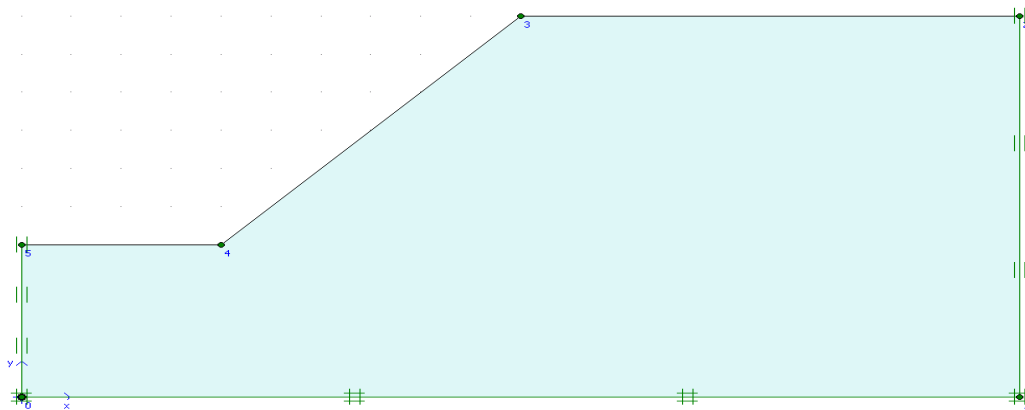


Figure 4.58 La coupe du modèle

Les caractéristiques physico-mécaniques de la couche sont représentées dans le tableau 4.3.1.

Tableau 4.12 Les caractéristiques physico-mécaniques de la couche (d'après B. H. Maula *et al.*, L. Zhang *b.*2011)

$\gamma_{\text{sat}}(\text{KN/m}^3)$	$C(\text{KN/m}^2)$	φ°
20	5	5

Le maillage du modèle est représenté sur la figure 4.41.

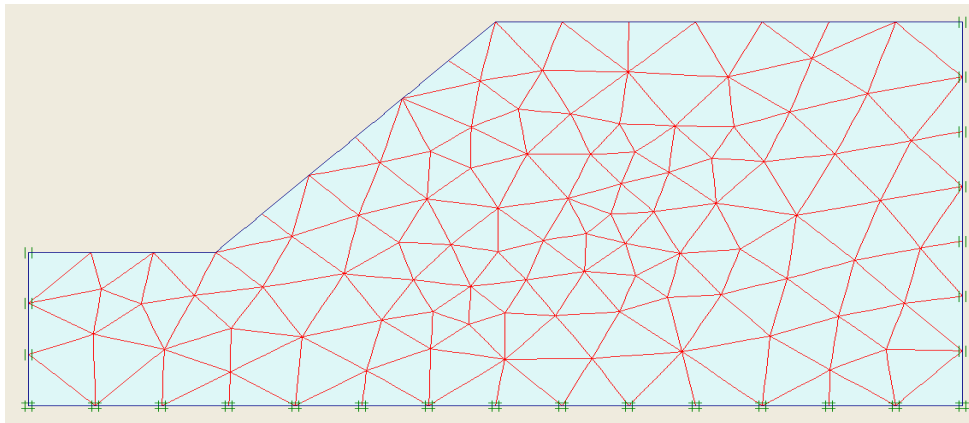


Figure 4.59 Maillage du modèle

• 4.5.2 Phasage et calculs

Les calculs sont effectués en déformation plane, Deux phases de calculs sont envisageables :

- Phase 1 : un calcul plastique avec le modèle de Morh-Coulomb en condition non drainée,
- Phase 2 : détermination du coefficient de sécurité avec la méthode de réduction des paramètres de résistance du sol (Phi-C réduction, Taylor, 1966).

4.5.3 Principaux résultats

Les figures 4.60 et 4.61 montrent respectivement la déformée et la valeur du coefficient de sécurité obtenu (référence).

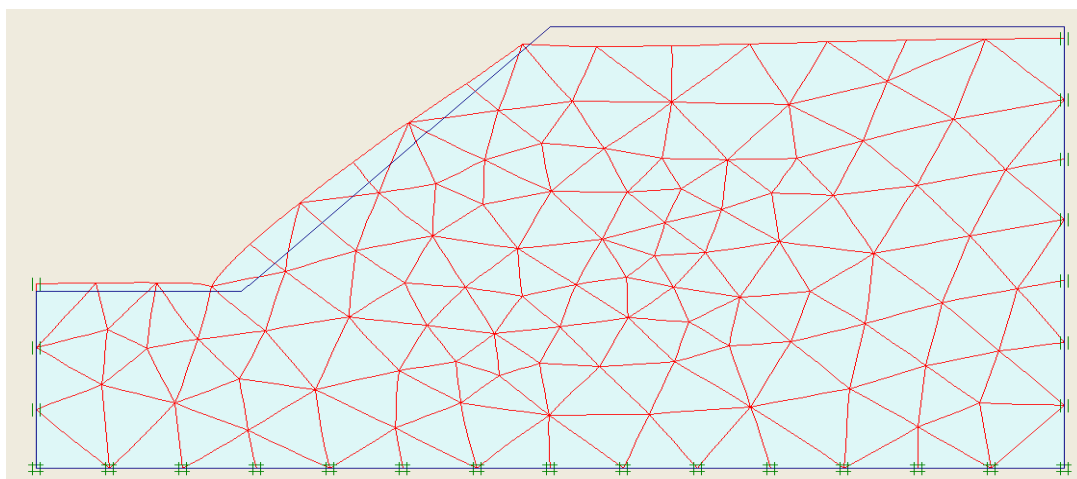


Figure 4.60 La déformée.



Figure 4.61 La valeur moyenne du coefficient de sécurité $M_{sf}=0,435$

Les points importants suivant sont à notés :

- Un tassement au niveau du sommet et à la partie supérieure du talus
- Un soulèvement au niveau du pied et à la partie inférieure du talus

4.5.4 ETUDE PARAMETRIQUE

L'objectif de cette étude est de montrer l'effet des paramètres sur le comportement du talus et du massif. La même coupe du projet est utilisée, avec les mêmes données et à chaque fois le paramètre à comparer est changé.

Deux types de paramètres géotechniques sont considérés :

Angle de frottement et la cohésion

Et en suivant comparés les résultats de Plaxis 2d avec le Géo-Studio 2007

4.5.4.1 Influence de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité

Les figures 4.62, 4.63 et 4.64 présentent l'évolution du coefficient de sécurité avec une cohésion constante pour différentes valeurs de l'angle de frottement. Plus l'angle de frottement est grand, plus le coefficient de sécurité est important.

- La cohésion $C= 5 \text{ Kpa}$

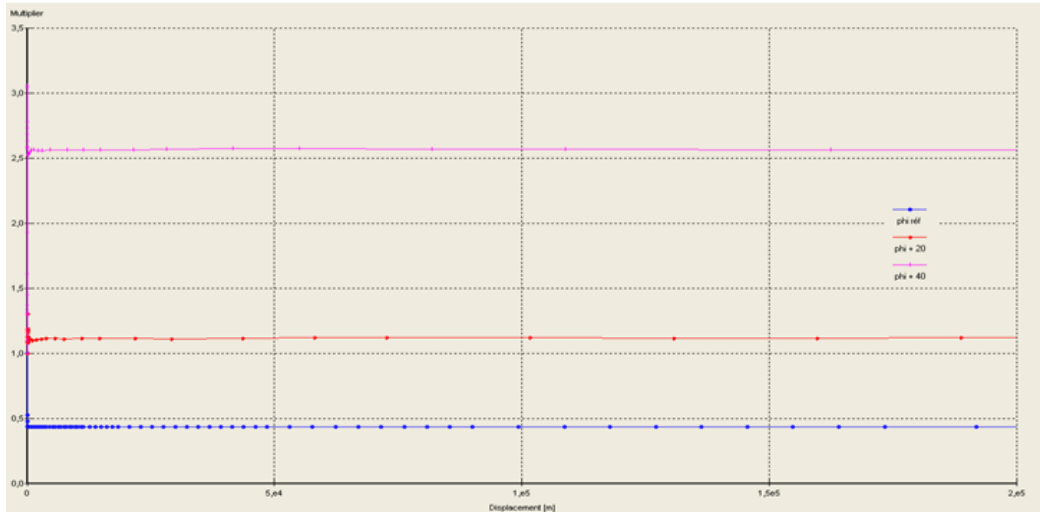


Figure 4.62 Influence de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité de $C=5\text{Kpa}$

- La cohésion $C= 10 \text{ Kpa}$

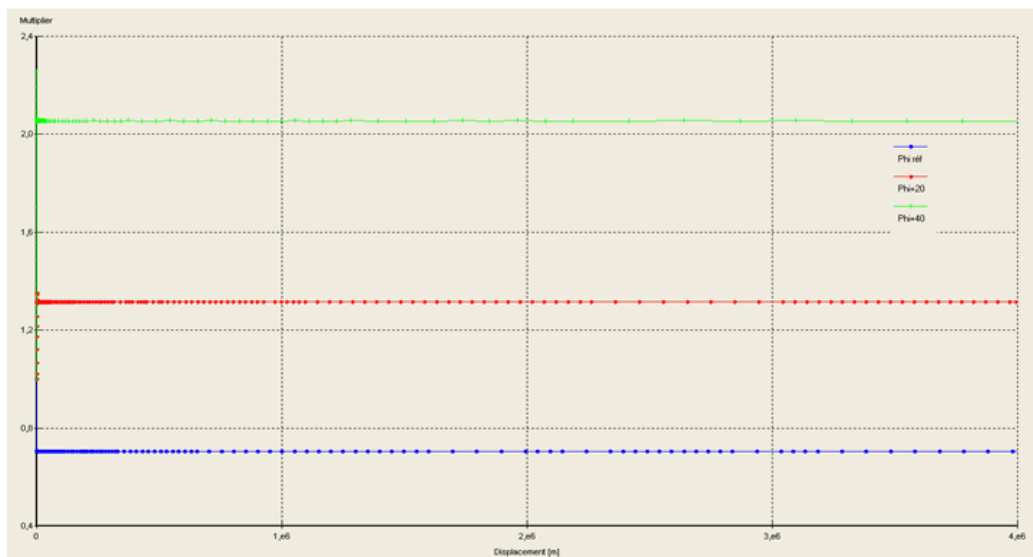


Figure 4.63 Influence de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité de $C=10\text{Kpa}$

- La cohésion $C = 20 \text{ Kpa}$

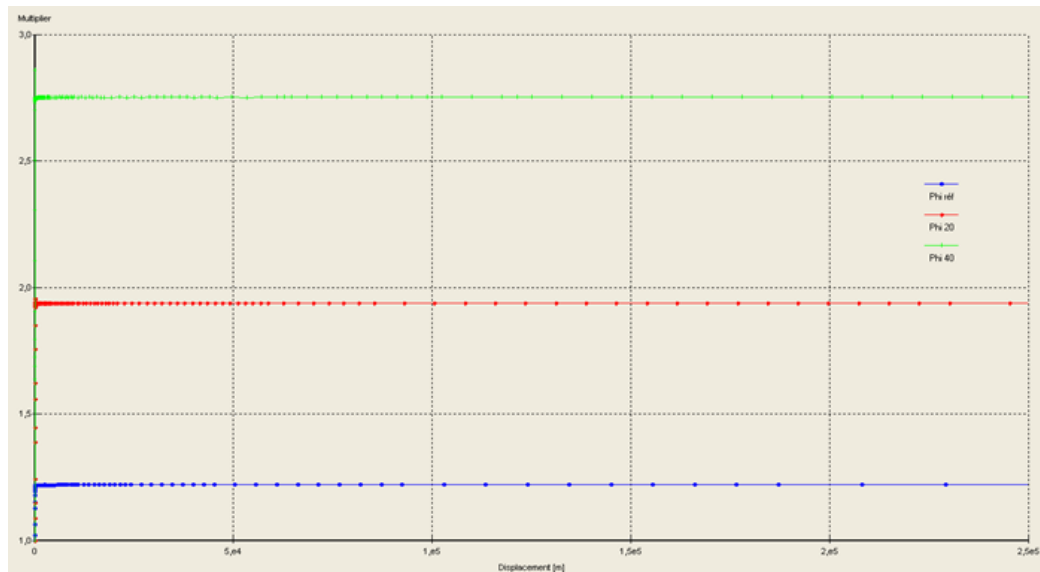


Figure 4.64 Influence de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité de $C=20\text{Kpa}$

4.5.4.2 Conclusion sur l'influence de l'angle de frottement

Cette étude paramétrique met en évidence l'influence majeure de l'angle de frottement interne du sol sur le coefficient de sécurité. Plus l'angle de frottement est faible, plus le coefficient de sécurité est faible.

4.5.4.3 Influence de la cohésion sur le coefficient de sécurité

Les figures 4.65, 4.66 et 4.67 comparent les résultats de référence avec différentes valeurs de la cohésion avec l'angle de frottement constant. L'augmentation de la cohésion permet d'augmenter le coefficient de sécurité. Et pour une cohésion $C=5$ le coefficient de sécurité réduit.

- L'angle de frottement $\varphi = 5^\circ$

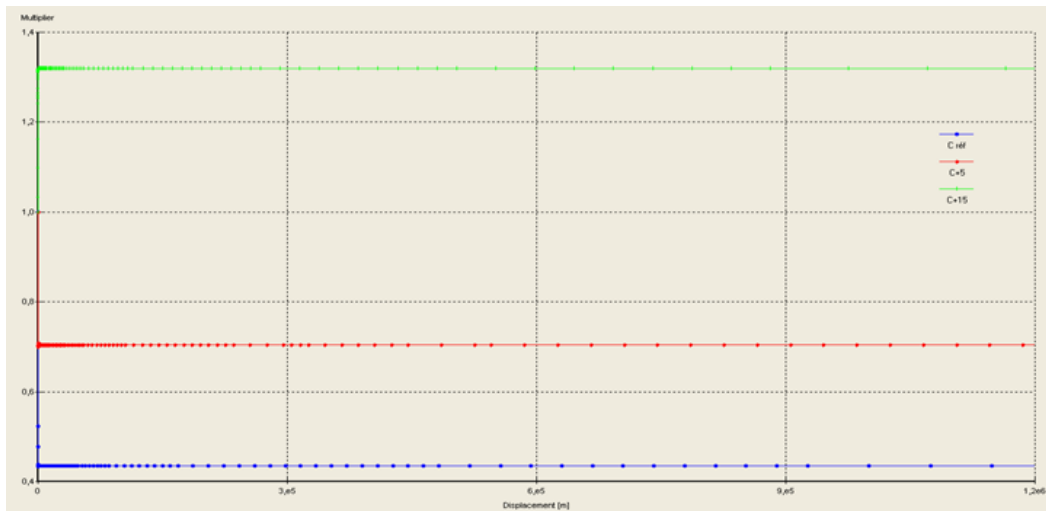


Figure 4.65 Influence de la cohésion sur le coefficient de sécurité

- L'angle de frottement $\varphi = 25^\circ$

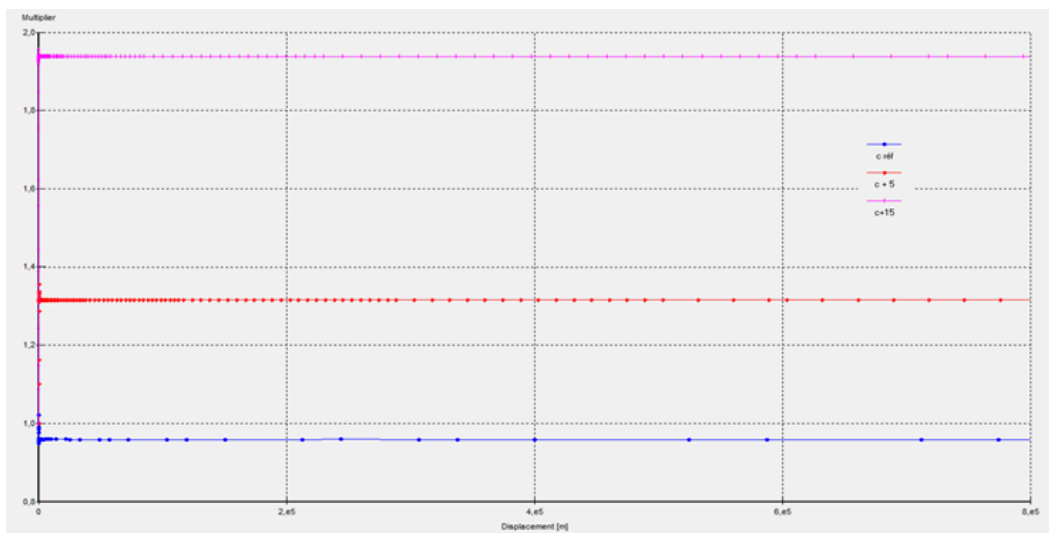


Figure 4.66 Influence de la cohésion sur le coefficient de sécurité

- L'angle de frottement $\varphi = 45^{\circ}$

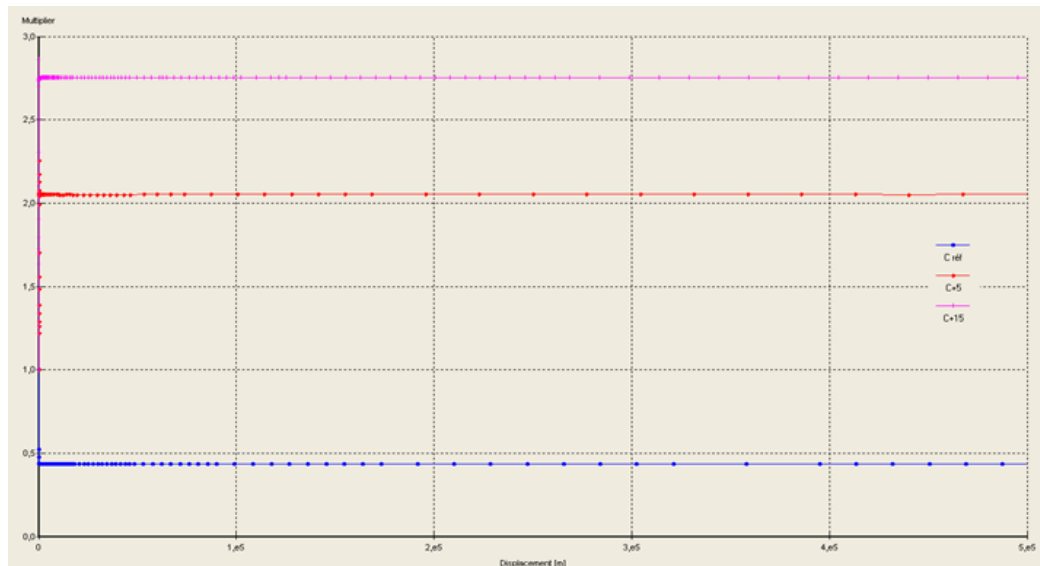


Figure 4.67 Influence de la cohésion sur le coefficient de sécurité

4.5.4.4 Conclusion sur l'influence de la cohésion

Les figures 4.47 ,4.48 et 4.49 comparent les résultats de référence avec différentes valeurs de la cohésion. L'augmentation de la cohésion permet d'augmenter le coefficient de sécurité, ceci indique que la cohésion est très importante pour le coefficient de sécurité

4.5.5 ETUDE PARAMETRIQUE ET COMPARATIVE

La cohésion C varie de 5, 10 et 20 Kpa alors que l'angle de frottement varie de 5, 25 et 45 jusqu'à ce le poids de la couche de sol a été maintenu 20 KN/. Résultats de GEO-STUDIO 2007 et PLAXIS 2D ont été présentés dans le tableau 4.3.2

Les résultats de Géo-Studio 2007 et Plaxis 2D ont été présentés au tableau 4.14.

Tableau 4.13 Facteurs de sécurité à l'aide de programmes Géo studio 2007 et Plaxis2D

Cas	C (Kpa)	φ°	Fs (Géo studio 2007) (B. H. Maula et al.) 2011	Fs Plaxis 2D (résultat actuel)
01	5	5	0,42	0,435
02	5	25	1,029	1,057
03	5	45	1,86	1,66
04	10	5	0,7	0,712
05	10	25	1,32	1,381
06	10	45	2,165	2,053
07	20	5	1,2	1,219
08	20	25	1,89	1,938
09	20	45	2,75	2,651

- **Discussion**

D'après le tableau 4.13, nous pouvons conclure que :

1. La plupart des valeurs de coefficient de sécurité Fs obtenues à partir du programme Plaxis 2D sont légèrement supérieures à celles obtenues à partir de Géo Studio 2007 à quelques exceptions près.
- 2 - Les valeurs de Fs obtenus à partir des deux programmes augmentent avec l'angle de frottement. Ces résultats sont raisonnables et attendus. Les différences entre les résultats de deux programmes sont cependant faibles.
- 3 - lorsque la cohésion du sol est faible, les différences de FS entre les deux programmes les résultats sont les plus importants pour les angles de frottement élevés. Alors que la cohésion du sol est plus grande, les différences en Fs sont les plus bas pour les angles de frottement. Qui a conclu que les différences sont les plus grands pour l'angle de frottement plus élevé lorsque les résultats entre la résistance SRM méthode de la réduction et de l'analyse limite est comparée.

4.6 Conclusion

- La modélisation numérique permet notamment de faire varier les propriétés des sols, ce qui est impossible de la mise en œuvre expérimentalement. Car les propriétés d'un sol est fixe.
- La simulation numérique est alors un outil puissant pour analyser le comportement des terrains dans diverses conditions.
- Les études paramétriques sont très bénéfiques pour les terrains qui présentent des variations dans les caractéristiques mécaniques et géotechniques le long de l'axe de l'ouvrage ou en profondeur et pour permettre de prendre les mesures nécessaires pour assurer la sécurité de l'ouvrage.
- L'influence de ces paramètres dépend du modèle de comportement choisi et le type des ouvrages.
- L'étude paramétrique a mis en relief l'influence importante de trois paramètres géotechniques à savoir la cohésion (C), l'angle de frottement et le module d'Young E .

CONCLUSION GENERALE

L'étude des glissements de terrain présente une grande importance pratique :

- Par les risques qu'ils font encourir aux habitations ou aux ouvrages, et l'ampleur de ces risques.
- Par la difficulté technique d'y porter remède.

L'étude des glissements de terrain commence toujours par une étude géotechnique comme tout autre projet, elle se base sur les observations sur le site, les essais réalisés in situ et les essais au laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu globale sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement, ces dernières nous permettent d'apprécier la surface de glissement sur laquelle on se base pour proposer des solutions de confortement convenables .

Dans le calcul de stabilité, les écarts du calcul du facteur de sécurité, avec un même jeu de données (la géométrie, des propriétés du sol), n'excèdent pas de plus de 10% pour les méthodes que nous avons utilisés dans cette étude (la méthode des tranches de Fellenius, Bishop simplifiée, Spencer, Janbu, et la méthode globale).

Il est possible aujourd'hui d'appréhender les problèmes de stabilité des pentes les plus complexes, sur un PC, en quelques temps, avec la convivialité en prime. Des modèles constitutifs robustes sont disponibles pour la modélisation de sols et de roches. Des algorithmes existent pour définir l'état initial, la stabilité, la sécurité globale ou par rapport à un aspect particulier (surface de contact, ancrage etc.), au fil des étapes de construction. Il est possible de définir automatiquement les mécanismes de ruine. Des formulations d'éléments finis robustes existent pour la modélisation de milieux incompressibles et dilatants mono- ou biphasés, partiellement ou totalement saturés.

La stabilité des pentes représente actuellement un domaine d'analyse géotechnique dans lequel la méthode des éléments finis offre de vrais avantages par rapport aux méthodes d'équilibre limite. L'utilisation du logiciel Plaxis montre le privilège d'employer la méthode des éléments finies pour des problèmes de stabilité des pentes, à savoir pouvoir déterminer les contraintes, les déformations , vitesses de déformations et le coefficient de sécurité en n'importe quel point du massif.

Pour finir, on espère que ce travail sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle ainsi que le prolongement des futurs étudiants travaillant dans ce domaine.

Références bibliographiques

Chapitre 1

- Bouafia Ali (Introduction à la Géotechnique) Tome 2 Département de Génie civil Faculté des sciences de l'ingénieur Université Saad Dahleb de Blida (Algérie) 10/2011.
- . A. Benaïssa. Glissements de terrain, Calcul de stabilité. Université de Constantine, 2003.
- .D. Belarbi et T. Zerdazi. Etude des paramètres intervenants dans le calcul de stabilité des pentes par la méthode des éléments finis Application à un cas réel, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, Lyon 1989.
- . F. Schlosser. Eléments de mécanique des sols, Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 1988.
- Arab Rabah, Zermani Messaoud, Tabti Saïd. Contributions Des Geosynthétiques Dans Le Traitement Des Glissements de Terrain Premier Symposium Méditerranéen de Géoengineering «SMGE09» Alger 20 et 21 juin 2009.
- DTP Constantine Etude De Confortement Au Niveau du Contournement Sud Passage Massinissa .2009.
- Gérard Philippona (Fondation et ouvrages en terres) Edition Eyrolles 402p, 1987
- Vincent Robitaille Denis. Tremblay (Mécanique des sols Théorie et Pratique
- Melbouci Bachir (Méthode de Calcul de stabilité des fondations des talus et des ouvrages de soutènement).

Chapitre 2

- A. Benaïssa. Glissements de terrain, Calcul de stabilité. Université de Constantine, 2003.
- A. Koudery . Stabilité des pentes, Cours réalisé avec le soutien de l'agence universitaire De la francophonie AUF, 2005. <http://www.lb.auf.org/kourdey/Plan.htm>
www.users.skynet.be/fa279479/transfert/pentes/html/pentes.htm
- Collectif. – Guide technique pour la surveillance des pentes instables. 125 p., LCPC (1994).
- CFMS. – Tirants d'ancrage : recommandations TA 95. 150 p., Eyrolles (1995).

- D. Belarbi et T. Zerdazi. Etude des paramètres intervenants dans le calcul de Stabilité des pentes par la méthode des éléments finis Application à un cas réel, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, Lyon 1989.
- L. Maronese et C. Plumelle, Cours de géotechnique B1. CNAM
<http://www.cnam.fr/geotechnique/enseignement/index.html>
- LCPC Laboratoire central des ponts et chaussées 58, bd Lefebvre, F75732 Paris février 1998.
- (Jean-Louis Durville Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées Chef de la division Mécanique des sols et géologie de l'ingénieur Au Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC) Et Gilles Sève Ingénieur des Travaux publics de l'État Section Mécanique des sols et fondations au LCPC.
- RAT (M.). – Drainage. Rabattement. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, Article C256 (1975).
- Schlosser (F.) et Unterreiner (Ph.). – Renforcement des sols par inclusions. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, article C245 (1994).
- V. Merrien-Soukatchof, D. Amitrano et J.P. Piguet. Eléments de Géotechnique, Ecole des mines de Nancy, 2003/2004.

Chapitre 3

- DELFT University of Technology & Plaxis BV, Pays-Bas, 2003.
- Géotechnique », document 1, Laboratoire 3S et Terrasol, décembre 2004.
Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A.: « Plaxis Version 8 material model manual »,
- Imbert J.F. : « Analyse des structures par éléments finis », Edition Sepadues, 1979.
Boulon M., Flavigny E., Malecot Y. et ... : « Pratique éclairée des éléments finis en

Chapitre 4

- B. H. Maula, L .Zhang (Assessment of Embankment Factor Safety Using Two Commercially Available Programs in Slope Stability Analysis) 2011
- M. **Hamami**, S. **Messasst**, F. **Hamoud** Etude paramétrique de la déformation des massifs par la méthode des éléments finis – Application à la stabilité des talus Novembre 2005.
- Tronçon Buirra-Alger (Mars 2014).
- Wael Alkasawneh Abdallah Husein Malkawi, Jamal Hassan Nusairat, Nermeen Albataineh (A comparative study of various commercially available programs In slope stability) analysis 2008