



**Ministère de l'enseignement supérieure
et de la recherche scientifique**

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

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

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Géotechnique

THEME

**ETUDE COMPARATIVE DES METHODES
ANALYTIQUES ET NUMERIQUES
EN STABILITE DES PENTES**

(Application au cas du talus aménagé de Sidi Ahmed à Bejaia)

Présenté par : HALIMA DOUMI

Dirigé par :

Mr. KHEMISSA Mohamed, Professeur, Encadreur

Mr. SEDDIKI Ahmed, M.A.A., Co-Encadreur

Promotion : 2015/2016.

Remerciements

Je remercie tout d'abord le bon dieu qui m'a aidé de terminer ce travail «Alahamde li ALLAH».

Je tiens à remercier mon encadreur Proffesseur KHEMISSA Mohammed pour m'avoir proposé un sujet intéressant et pour la confiance qu'il m'a accordée. Il m'a dirigé tout au long de cette étude et m'a donné les grands axes de recherche. Je le remercie aussi pour sa disponibilité et sa gentillesse.

Je tiens aussi à remercier vivement et sincèrement mon enseignant Co-encadreur Mr. SEDDIKI Ahmed qui m'a aidé et qui m'a appris et m'a pris vers l'âme de la science.

Mes remerciement vont ensuite aux membres de jury : pour avoir accepté de présider le jury de mon mémoire et qui m'ont fait l'honneur d'accepter d'être mes examinateurs. Leurs idées me seront sans nul doute très utiles pour la suite de cette recherche.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements ainsi que ma grande gratitude reconnaissance envers tous mes enseignants du « Département de Génie civil » à l'université de M'sila.

Je souhaite également remercier mes collègues et amis avec qui j'ai passé des bons moments.

Je tiens à remercier enfin toute ma famille surtout Mon Père, Ma Mère, et tous ceux qui par leur compétence, leur amitié, leur soutien, leurs encouragements ou tout simplement leur présence ont contribué à la réalisation de ce travail. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma reconnaissance.

Dédicace :

Tout d'abord je tiens à remercier ALLAH le Tout Puissant de m'avoir donné le courage, la patience et la santé qui m'ont permis de réaliser ce travail que je

Je dédie ce modeste travail à :

Mon très cher père et ma très chère mère.

À mes sœurs : Soumia, Nour el-Houda, khalissa, selssabil.

Toutes mes amies.

Sur tout : Ahlam, Momo, Touha, Hlm.

Toute la promotion du Master spécialité géotechnique 2015-2016.

LISTE DES NOTATIONS

A = coefficient d'accélération de zone

c = cohésion du sol

c' = cohésion effective du sol

E = module d'élasticité du sol (module d'Young)

E_{ref} = module de référence

E_{50} = module sécant

FS = coefficient de sécurité

G = module de cisaillement du sol (module de Coulomb)

H = effort horizontal

H_{max} = effort horizontal maximal

h = hauteur du talus

K_0 = coefficient des terres au repos

k_h = coefficient pseudo statique horizontal

k_v = coefficients pseudo statique vertical

k_x = perméabilité du sol selon la direction des x

k_y = perméabilité du sol selon la direction des y

L : longueur du talus

U : la résultante des pression interstitielles éventuelles

u = pression interstitielle

W = poids des terres

β = angle du talus

γ = poids volumique du sol

γ_d = poids volumique sec du sol

γ_h = poids volumique humide du sol

γ_{sat} = poids volumique saturé du sol

ϕ = angle de frottement interne du sol

ϕ' = angle de frottement interne effectif du sol

ν = coefficient de Poisson

σ = contrainte

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ = contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure

σ' = contrainte effective

α : inclinaison de la surface de rupture

ΣM_{sf} coefficient total de sécurité

τ_{ult} = contrainte de cisaillement ultime du sol

τ_{max} = résistance au cisaillement

τ = contrainte de cisaillement mobilisée

ψ = angle de dilatance

INTRODUCTION GENERALE

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables.

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et par fois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel – forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple – ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation.

L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

Comme on le sait, les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols ...) et par leur dimension.

Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie (nature et fracturation des formations affleurâtes, hydrogéologie).

De nombreuses méthodes de calcul ont été proposées pour traiter le problème de stabilité des pentes, on utilise les méthodes classique (calcul en équilibre limite par la méthode des tranches) et les méthodes numériques (méthodes des différences finis, méthodes des éléments finis).

Pour atteindre l'objectif visé, le travail est divisé en quatre chapitres :

Chapitre 1 : *Généralités sur les mouvements de terrain* :définitions ; classification de mouvement ; le processus du glissement de terrain (caractéristique, classification, principales causes des glissements).

Chapitre 2 : *Les méthodes d'analyse de la stabilité des pentes* : calcul de stabilité (élément de base du calcul, notion de facteur de sécurité) ; méthodes a l'équilibre limite.

Chapitre 3 :*Outils numérique utilisés :* présentation des outils numériques utilisés : le logiciel GEOSLOPE et le code de calcul par éléments finis PLAXIS.

Chapitre 4 :*Etude d'un cas :* elle comporte une application numérique au calcul de stabilité d'un versant situé à sidi Ahmed (wilaya de Bejaïa).

PREMIERE PARTIE

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE PREMIER

GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

PREMIER CHAPITRE

MOUVEMENTS DE TERRAINS

1.1. QU'EST-CE QU'UN MOUVEMENT DE TERRAINS?

Un mouvement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol. D'origine naturelle (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme...) ou anthropique (terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères...).

Les volumes en jeu sont compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètres cubes.

Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour).



Figure 1.1: Mouvements de terrain

1.2. CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN:

La classification des mouvements des terrains, qui est un moyen de dénomination des principaux types, a préoccupé les spécialistes depuis plus d'une centaine d'années (Colas pilot 1976 ; Antoine et Fabre, 1980 ; Flageollet, 1989).

Chaque auteur selon sa formation et sa nationalité propose une classification en se basant sur des critères tels que :

- La nature de la roche.
- La cinématique du mouvement.
- La vitesse du mouvement.
- La morphologie et le type de surface de rupture.
- La cause de la rupture.
- L'âge de la rupture.

Cependant toutes les classifications peuvent être groupées en deux grandes catégories selon les processus des mouvements (Flageollet, 1989) :

a) Les mouvements lents et continus :

Les affaissements.

Les tassements.

Le fluage du terrain.

Les solifluxions.

Les glissements de terrain.

Les phénomènes de retrait gonflement.

b) Les mouvements rapides et discontinus:

Les effondrements.

Les chutes de pierres ou de blocs.

Les éboulements ou écroulements.

Les laves torrentielles.

Les coulées boueuses.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués:

Les mouvements lents et les mouvements rapides.

Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public.

1.2.1. LES MOUVEMENTS LENTS ET CONTINUS:

Ce sont de mouvements pour lesquels la déformation est progressive et peut être accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale :

a) Les affaissements:

Les affaissements se caractérisent par une dépression topographique sans rupture apparente. On rencontre les affaissements dans des régions minières où il y a rupture en profondeur des galeries de mines.

Évolution de cavités souterraines dont l'effondrement est amortie par le comportement souple des terrains superficiels. Ces cavités peuvent être:

- Des vides naturels par dissolution de roches solubles, calcaires, gypses...
- Des ouvrages souterrains exécutés sans précaution.
- Des carrières souterraines (calcaire, craie, mines de sel, de charbon...).

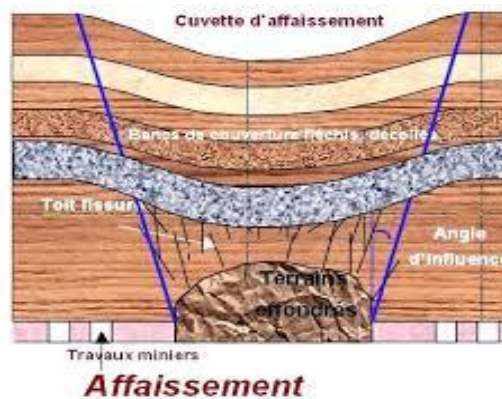


Figure1.2:Les affaissements

b) Les tassements:

Diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ces phénomènes peuvent être de grande extension et affecter des agglomérations entières (Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe).

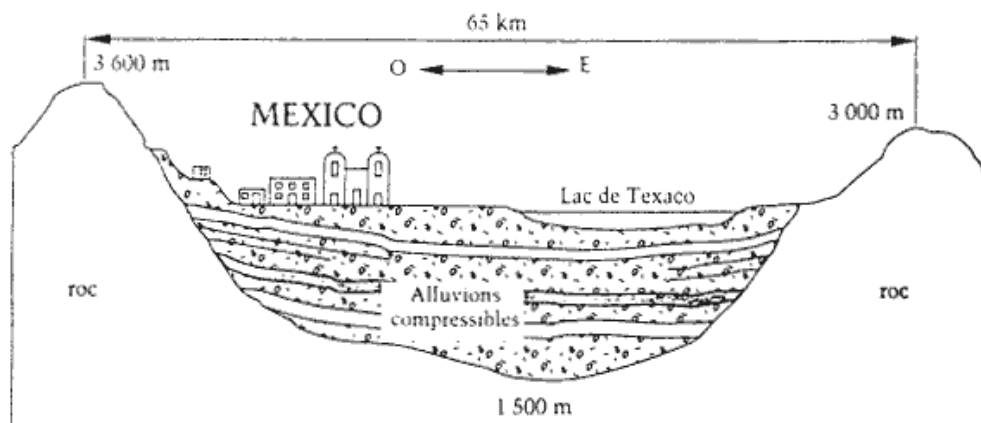


Figure 1.3: Tassement de Mexico

c) Le fluage des terrains :

Le fluage est un mouvement de terrain très sournois. Il se fait très lentement, sans surface de rupture nette (sauf au stade ultime, à la rupture du sol) et sans variation apparente de sollicitation mécanique ou hydraulique.

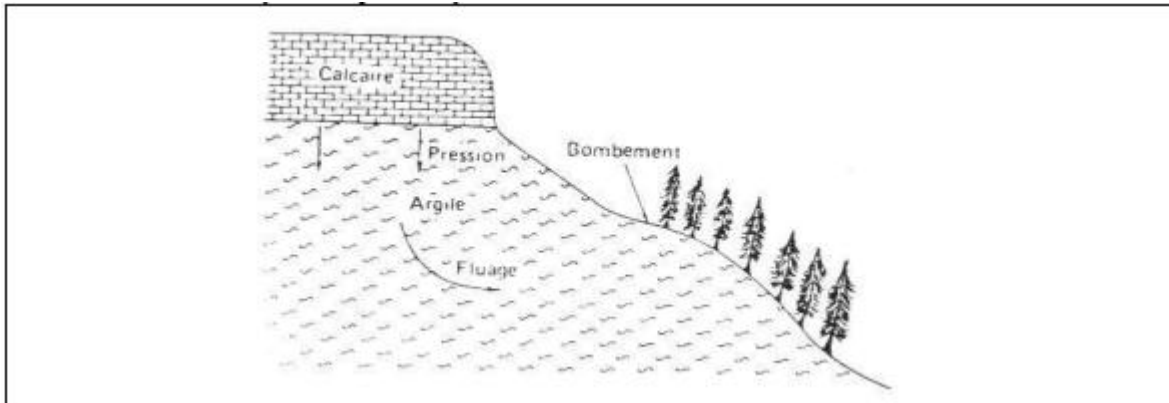


Figure1.4 : Schéma général du mécanisme de fluage (Colas et Pachou, 1976)

d) Les solifluxions :

La solifluxion est un cas spécial de fluage. Ce phénomène est la conséquence des climats préglaciaires. Il est dû à l'alternance gel/dégel, de la teneur en eau du matériau superficiellement et les mouvements s'accélèrent, ce phénomène peut présenter deux aspects:

- Glissement superficiel du manteau d'altération.
- Reptation, à haute altitude, du manteau de terre végétale.

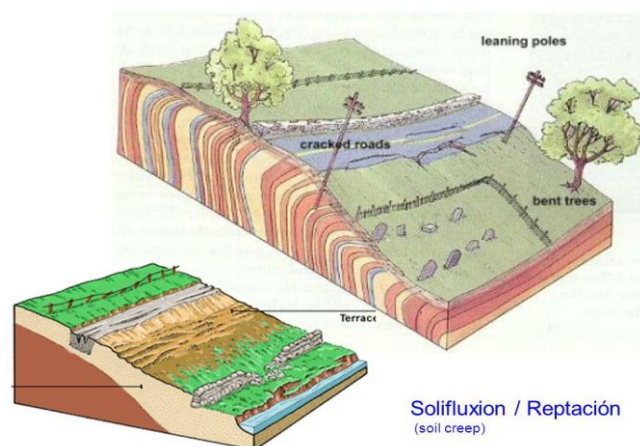


Figure 1.5 : Schéma de la solifluxion

e) Les glissements :

Le glissement de terrain est un phénomène géologique qui correspond au déplacement de terrains meubles ou rocheux le long d'une surface de rupture.

Des glissements de terrain peuvent être à l'origine de catastrophes naturelles engendrant des morts. Ils se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles).

Un glissement de terrain se produit lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture.

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissements:

- Glissement plan.
- Glissement rotationnels simples.
- Glissement rotationnels complexes (composés).

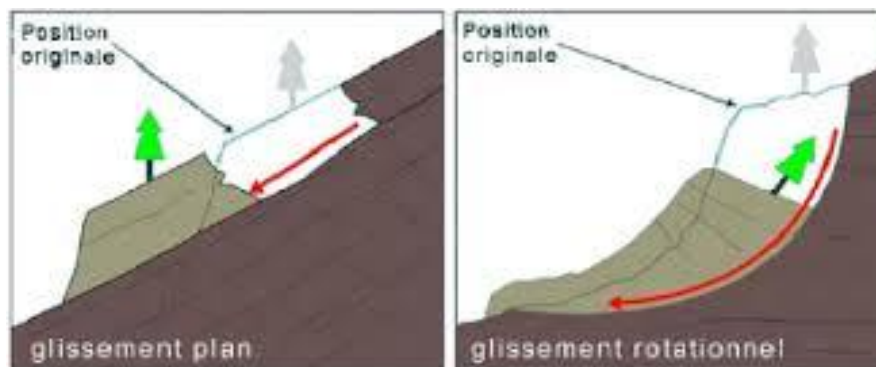


Figure 1.6 : Glissement de terrain

f) Les phénomènes de retrait gonflement:

Ils sont liés aux changements d'humidité des sols très argileux, qui sont capables de fixer l'eau disponible, mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse, ce phénomène accentué par la présence d'arbres à proximité, peut provoquer des dégâts importants sur les constructions. Plusieurs dizaines de milliers de constructions ont ainsi été endommagées au cours de la sécheresse qui a affecté la France de 1989 à 1992.



Figure 1.7 : Les phénomènes de retrait gonflement

1.2.2. LES MOUVEMENTS RAPIDES ET DISCONTINUS :

Les mouvements rapides peuvent être scindés en deux groupes, selon le mode de propagation des matériaux, en masse, ou à l'état remanié.

- Le premier groupe (propagation en masse) comprend :

g) Les effondrements :

L'évolution des cavités souterraines naturelles (dissolution de gypse) ou artificielles (carrières et ouvrages souterrains) peut entraîner l'effondrement du toit de la cavité et provoquer en surface une dépression généralement de forme circulaire.

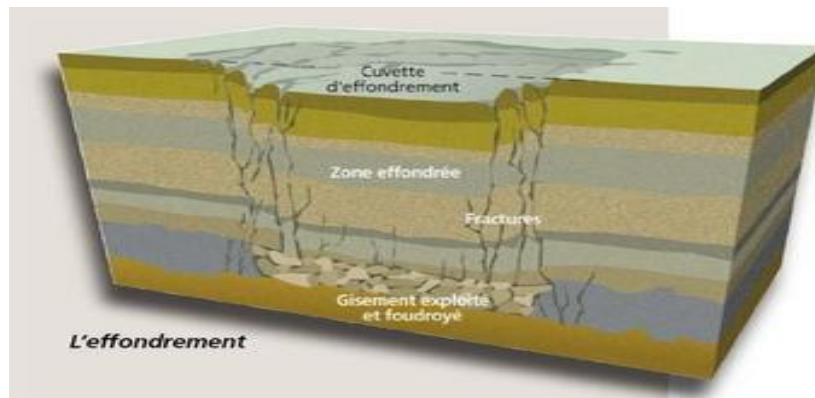


Figure 1.8 : Effondrement

h) Les chutes de pierres ou de blocs :

Provenant de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux très fracturés.



Figure 1.9 : Chute de pierres

i) Les éboulements ou écroulements :

Ce sont des chutes libres de pierres ou de sédiments se détachant d'un versant très abrupt, habituellement accompagnée de mouvements de rebondissement ou de roulement.



Figure 1.10: Eboulement ou écoulement

- Le second groupe (propagation en état remanié) comprend :

j) Les laves torrentielles :

Qui résultent du transport de matériaux en coulées visqueuses ou fluides dans le lit de torrents de montagne.

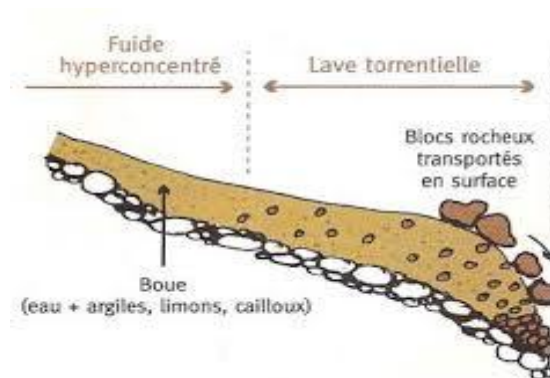


Figure 1.11 : Laves torrentielle

k) Les coulées boueuses :

Qui proviennent généralement de l'évolution du front des glissements.



Figure 1.12 : Coulée boueuse

1.3. LE PROCESSUS DU GLISSEMENT DE TERRAIN :

1.3.1. CARACTERISATION DES GLISSEMENTS :

Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer trois types principaux de glissements :

a) Glissement plan :

Mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique). Il se produit surtout en milieu rocheux.

b) Glissement circulaire ou rotationnel :

Surface de glissement plus ou moins circulaire ; mouvement caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ net et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué ; le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles, dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées.

DIFFERENTES FORMES DE GLISSEMENTS ROTATIONNELS :

La figure (1.10) présente les trois types de rupture circulaire affectant les talus routiers (cercle de talus, cercle de pied et cercle profond). Les cercles de pied sont les plus courants. Les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité.

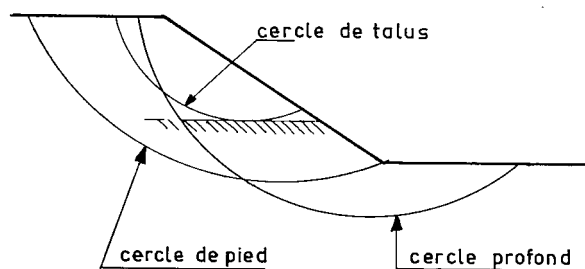


Figure 1.13: Différents types de ruptures circulaires

c) Glissement quelconque :

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents.

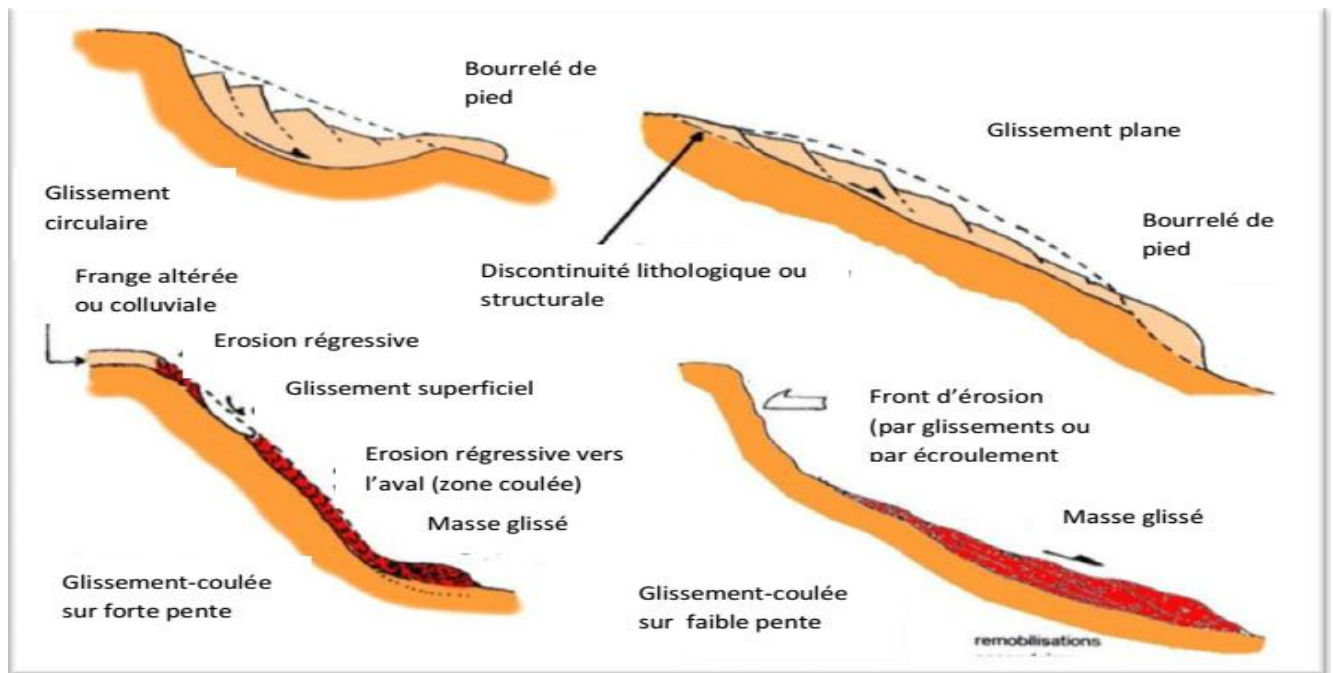


Figure 1.14 :Les types de glissements de terrain

1.3.2.LA CLASSIFICATION DU GLISSEMENT DE TERRAIN :

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement.

Tableau 1.1 : La classification de glissement de terrain

Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol)

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

Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement en cm par an à long terme)

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

Glissement superficiel :

Dans les pentes où la couche superficielle se trouve en état d'équilibre limite, une dégradation temporaire de la qualité du sol, par saturation lors de pluies notamment, entraîne soit des écoulements sans limites nettes (solifluxion), soit des glissements avec des arrachements superficiels mettant à nu la surface. La profondeur limite théorique admise entre glissement profond et superficiel est de 2 m.

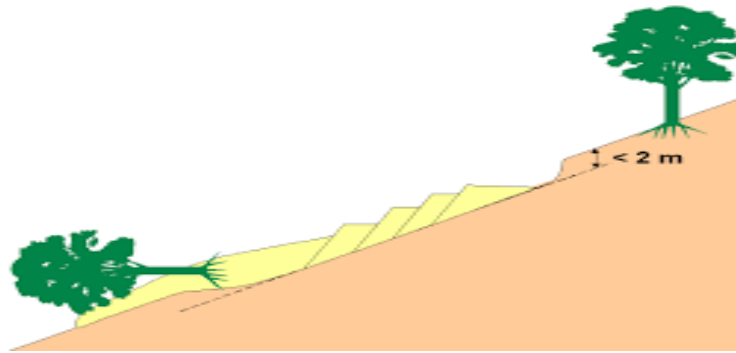


Figure 1.15: Glissement superficiel

Le glissement superficiel peut être actif ou peu actif. Un glissement superficiel est actif quand il montre un mouvement supérieur à 10 cm/an. Rappelons que le classement retenu fait l'état de la situation lors du levé topographique sur le terrain et qu'un glissement actif peut se stabiliser (par réduction progressive de la pente et colonisation par la végétation par exemple). Par ailleurs, un glissement peu actif, peut par moment entrer dans une phase rapide (rupture soudaine).

Glissement profond :

Le glissement profond est caractérisé par la présence de niches d'arrachement, généralement multiples, bien marquées, avec un déplacement d'une masse de matériaux meubles ou rocheux le long d'une ou de plusieurs surfaces de glissement situées en profondeur et de moindre résistance.



Figure 1.16 : Glissement profond

1.4. PRINCIPALES CAUSES DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

Le processus d'instabilité d'une pente dépend de :

1.4.1. LA NATURE DU TERRAIN:

La nature de terrain dépend de la :

✓ Géométrie de terrain:

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de La nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif.

✓ Résistance au cisaillement des sols ou des roches :

Parmi les facteurs qui régissent la stabilité d'une pente, la résistance mécanique des sols et des roches constitue un élément essentiel.

Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement.

Cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état de contraintes est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique,...).

1.4.2. LES ACTIONS EXTERIEURES QUI AGISSENT SUR LE SOL :

➤ Actions hydrauliques :

La compréhension du régime hydraulique du site est un élément essentiel pour l'analyse d'une instabilité et dans la recherche des solutions.

Ceci conduit à s'intéresser à une zone nettement plus grande que celle qui est en mouvement : en effet, les conditions d'alimentation peuvent être complexes et dépendre de couches de terrains situées bien en amont.

La connaissance des conditions hydraulique les plus défavorables nécessite une longue durée d'observations sur le terrain. Par exemple, on peut choisir de prendre en compte les régimes hydrauliques mesurés durant une année dont la pluviométrie est décennale.

➤ **Les actions climatiques et anthropiques :**

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et de déchargements.

➤ **Pluie, neige, évapotranspiration :**

Les nappes sont alimentées principalement par les pluies et la fonte des neiges. D'autres phénomènes peuvent se rajouter, comme des infiltrations à partir de fossés, de bassins de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement.

➤ **Séismes :**

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissements de terrain. Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas : La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sus-jacentes, La force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même.

1.5. ROLE DU GEOTECHNICIEN DANS L'ETUDE DE STABILITE :

L'étude de stabilité d'un terrain peut prendre plusieurs formes en fonction du problème pose.

En effet, en cas d'un terrain en mouvement, l'intervention consiste à étudier l'évolution du phénomène (vitesse de mouvement du massif), à la stabilisation ou confortement du terrain, à titre provisoire ou définitif ou enfin à mettre en place une station de surveillance.

En cas d'un glissement finalise, il peut être demande une expertise ou d'étudier la réparation de l'ouvrage endommagé.

En cas d'un projet de réalisation d'un déblai ou d'un remblai, il sera demande d'effectuer un dimensionnement, a la base d'une étude stabilité au glissement, en définissant éventuellement une méthode de construction (barrages, remblai sur sol mou,...).

Enfin, en cas d'un nouveau projet, il sera éventuellement demande en phase de terrassement, de définir les mesures préventives afin de prévenir tout risque d'instabilité à court ou long terme.

Dans tous les cas, il faut disposer d'un ensemble de données nécessaires sur le projet, issues de la reconnaissance géologique, géotechnique, et hydrogéologique.

DEUXIEME CHAPITRE

METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES

DEUXIEME CHAPITRE

METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES

2.1. INTRODUCTION :

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (figure 2.1).

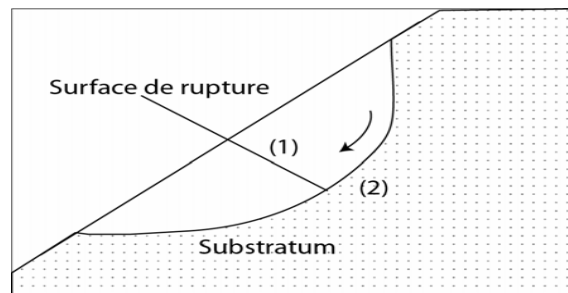


Figure 2.1 : Surface de rupture

2.2. CALCULS DE STABILITE

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite.

L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme. Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre.

2.2.1. ELEMENTS DE BASE DU CALCUL :

Pour faire un calcul de stabilité nous devons connaître certains éléments dont :

- La géologie et la nature des terrains.
- Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités.
- La géométrie du talus en 2 ou 3 dimensions.
- Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements).

- Les projets et les risques (mine à ciel ouvert ou abords d'habitation).

2.2.2. NOTION DE FACTEUR DE SECURITE :

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues.

Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité FS par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul:

- Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de FS inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour $FS=1$, les caractéristiques correspondantes.
- La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le (tableau 2.1):

Tableau 2.1: Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973]

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F=\tau_{max}/\tau$
Rapport de forces	$F=E_{resist}/E_{moteur}$
Rapport de moments	$F=M_{resist}/M_{moteur}$
Rapport de grandeurs	Par ex : H/H_{max}

Théoriquement, le talus est dit stable si $FS > 1$, l'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque $FS = 1$, mais dans la pratique, le coefficient FS est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- ✓ Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- ✓ Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif.
- ✓ Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissure.
- ✓ L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.

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

Tableau 2.2 : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage

FS	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1,0-1,25	Sécurité contestable
1,25-1,4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1,4	Satisfaisante pour les barrages

2.2.3 .CAS DES RUPTURES PLANES (GLISSEMENTS PLANS) :

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes, ou lorsque la longueur de la surface de glissement potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain (figure 2.2).

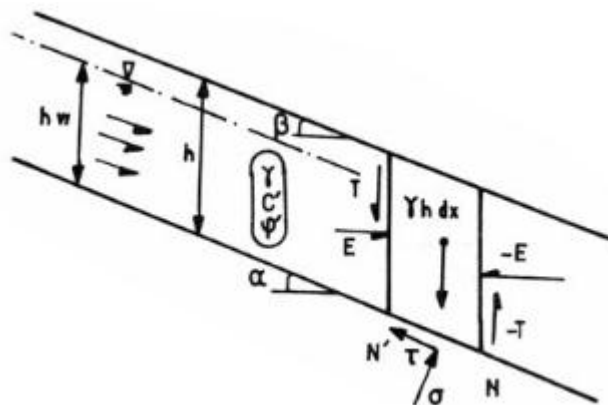


Figure 2.2 : Schéma type d'une rupture plane

Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$FS = \frac{c' L + (W \cos \alpha - U) \tan \phi'}{W \sin \alpha}$$

Dans laquelle L désigne la longueur du talus, α sa pente, W le poids des terres en mouvement, U la résultante des pressions interstitielles éventuelles, c' la cohésion effective et ϕ' l'angle de frottement interne effectif.

2.2.4. CAS DES RUPTURES CIRCULAIRES (GLISSEMENTS CIRCULAIRES) :

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène (figure 2.3).

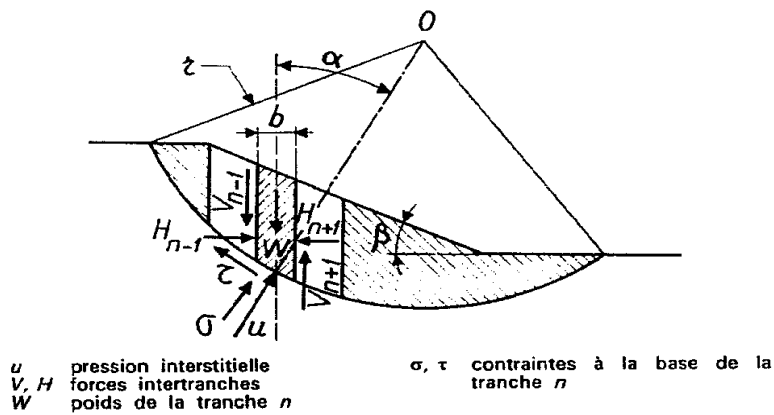


Figure 2.3 : Schéma type d'une rupture circulaire

Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

• **la méthode de Fellenius**, dans laquelle on admet que les forces externes inter-tranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$FS_{Fellenius} = \frac{\sum [c' b + (W \cos^2 \alpha - u b) \tan \phi'] / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha}$$

• **la méthode de Bishop**, dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$FS_{Bishop} = \frac{\sum [c' b + (W - u b) \tan \phi'] / (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi' / FS_{Fellenius})}{\sum W \sin \alpha}$$

2.2.5. CAS DES RUPTURES QUELCONQUES (GLISSEMENTS NON CIRCULAIRES) :

Ce type de rupture est rencontré lorsque des hétérogénéités sont manifestes. Ce problème est traité par la méthode des perturbations, dans laquelle on considère que la contrainte normale n'est pas constante le long de la courbe de rupture comme c'est le cas des deux méthodes précédentes.

Cette méthode est globale et applicable à une courbe de rupture quelconque envisagée. Elle est basée sur la simple résolution des équations de l'équilibre statique avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale obtenue par une perturbation de la contrainte normale de Fellenius le long de la courbe de rupture.

2.3. METHODES A L'EQUILIBRE LIMITE :

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme. Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre. Le coefficient de sécurité est déterminé par un calcul manuel ou à l'aide d'abaques dans le cas de configurations simples ou d'avant-projet sommaire et à l'aide de programmes de calcul sur ordinateur pour les configurations complexes ou de projets détaillés.

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

Etude de l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est la plupart du temps supposée circulaire. C'est la "méthode globale"(par exemple méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIARETZ...).

Décomposition du talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la méthode des tranches (par exemple méthode de FELLENIUS ; BISHOP...).

Nous citons certaines méthodes d'Equilibre Limite :

a) Méthode de Fellenius ou méthode ordinaire des tranches (Fellenius, 1927) :

Méthode des tranches basée sur une rupture circulaire. Cette méthode ne satisfait que l'équilibre des moments. Par ailleurs les forces inter-tranches sont supposées égales ou opposées.

b) Méthode de Bishop (Bishop, 1955) :

Méthode des tranches basée comme la précédente sur une rupture circulaire. Dans sa version simplifiée Elle ne satisfait que l'équilibre des moments, la composante verticale des forces inter-tranche est négligée. La version modifiée ne tient compte que des forces inter-tranches horizontales.

c) Méthode de Janbu (1965):

Méthode des tranches permettant de traiter une ligne de rupture de forme quelconque. Elle ne satisfait cependant que l'équilibre des forces.

d) Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965) :

Aussi satisfaisante à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranches. (A.KOUDERY, 2005).

e) La méthode des perturbations :

La méthode des perturbations est une méthode de vérification de la stabilité des talus en rupture circulaire ou non. Il s'agit de la seule méthode permettant de vérifier les 3 équations de base (équilibre horizontal, vertical et celui des moments) tranche par tranche, et donc d'optimiser la vérification de la stabilité des pentes.

Les auteurs proposent une loi de répartition de type $\sigma = \gamma_h \cdot \cos^2 \alpha \cdot (\lambda + \mu \cdot \tan \alpha)$ qui est plus satisfaisante que celle de FELLENIUS $\sigma = \gamma_h \cdot \cos^2 \alpha$.

Remarques sur la méthode des perturbations :

a) Utilisée depuis de nombreuses années, cette méthode donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture circulaire.

b) Elle ne soulève pas de difficulté de convergence et, à ce titre, ne nécessite pas d'introduire des tests complémentaires de limitation des contraintes à l'instar de Bishop.

c) La méthode n'est pas applicable au cas d'une rupture plane (ou rupture par "coin de glissement").

La méthode d'équilibre limite est calculée à l'aide d'un logiciel nommé **Géostudio** on utilise le sous-programme **SLOPE/W** qui est réservé spécialement pour l'analyse de la stabilité des pentes ce programme utilise une interface graphique sous le system d'exploitation Windows qui permet aux utilisateurs de générer rapidement un modèle de géométrie ainsi que les condition du terrain afin de trouver le cercle de rupture le plus défavorable qui donne un facteur de sécurité minime.

2.3.1. METHODES GLOBALES :

La méthode globale suppose en principe un milieu homogène et isotrope défini par α, φ, c et u quand en présence d'une nappe aquifère. Le calcul est effectué en admettant que le massif considéré comme solide indéformable est en équilibre limite et en assimilant la ligne de glissement à un arc de cercle.

2.3.2. UTILISATION D'ABAQUES :

Les calculs sont longs et fastidieux à effectuer. Actuellement les calculs sont souvent réalisés sur ordinateur à l'aide de logiciels. Pour dégrossir un problème, les abaques sont toujours utiles. Le massif est supposé à géométrie simple, homogène, rupture circulaire et en absence de nappe. Nous citons à titre d'exemple l'abaque de Taylor-Biarez ; l'abaque de Taylor simplifié et modifié (méthode globale).

2.3.3. COMPARAISON ENTRE METHODES DE CALCUL A LA RUPTURE :

Les méthodes qui satisfont toutes les conditions d'équilibre (forces et moments) telles que celle de JANBU rigoureuse, SPENCER, MORGENSTERN et PRICE donnent des résultats précis.

La méthode de BISHOP simplifiée qui satisfait uniquement l'équilibre des moments donne des résultats aussi précis que celles citées précédemment sauf dans le cas où la surface de glissement est fortement inclinée au pied du talus.

Les autres méthodes qui ne satisfont pas toutes les conditions d'équilibre peuvent être très imprécises (méthode de Fellenius).

2.4. CALCUL AUTOMATIQUE A L'AIDE D'ORDINATEUR :

Le calcul de stabilité qui a pour but d'évaluer la valeur minimale du coefficient de sécurité FS et de repérer la surface de glissement la plus probable ne peut s'effectuer manuellement en testant plusieurs centaines de cercles de rupture. A cet effet, des logiciels ont été conçus pour effectuer cet énorme travail avec une grande précision, en un temps record et à moindre coût.

Le logiciel comporte en général trois phases principales:

- L'entrée des données
- Le paramétrage des cercles de rupture potentiels
- Le lancement des calculs

La première phase consiste à introduire trois types de données

- Géométriques (profil topographique)
- Géotechniques (γ, c, φ)
- Hydraulique (profil de la nappe)

La deuxième phase est relative au quadrillage des centres de cercles de glissement.

2.5. LA METHODE BASEE SUR LES ELEMENTS FINIS :

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini de composants discrets ou d'éléments, lié entre eux par des nœuds, qui représente un maillage. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis en tant qu'objet de telle sorte qu'on assure l'équilibre et la compatibilité des déplacements réel de la structure.

La méthode des éléments finis nécessite un grand nombre de calculs, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

Il est par ailleurs possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe.

De nombreux logiciels existent sur le marché. Les plus récents nécessitent une licence. On constate depuis quelques années un rapide élargissement du champ d'application des logiciels qui permettent maintenant de tenir compte d'un grand nombre de paramètres et qui intègrent les conditions hydrauliques et les sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique ou la méthode dynamique directe.

Nous citons ci-dessous quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes.

Talren – Plaxis – Geostudio – Geoslope – Slide – Clara – Flac – Petal ...

TROISIEME CHAPITRE

OUTILS NUMERIQUES DE CALCUL

TROISIEME CHAPITRE

OUTILS NUMERIQUES DE CALCUL

3.1. INTRODUCTION :

Le calcul des ouvrages géotechniques (fondations, pentes et talus,...) a longtemps été abordé au point de vue de la stabilité (calcul à la rupture), c'est-à-dire selon une approche dans laquelle le comportement du sol est supposé rigide-plastique (plasticité parfaite : critère de Mohr-Coulomb).

Cette approche, validée par son application quotidienne au calcul de stabilité des pentes, a besoin d'être améliorée par la prise en compte des déformations avant la rupture et des non-linéarités des déformations des sols (élasticité non-linéaire, élastoplasticité).

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur (méthode des différences finies et méthode des éléments finies) a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols.

Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches élastoplastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des sols. Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés.

Les deux logiciels de calcul utilisés dans cette étude et présentés ci-après sont fondés sur ces principes et sont connus pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants.

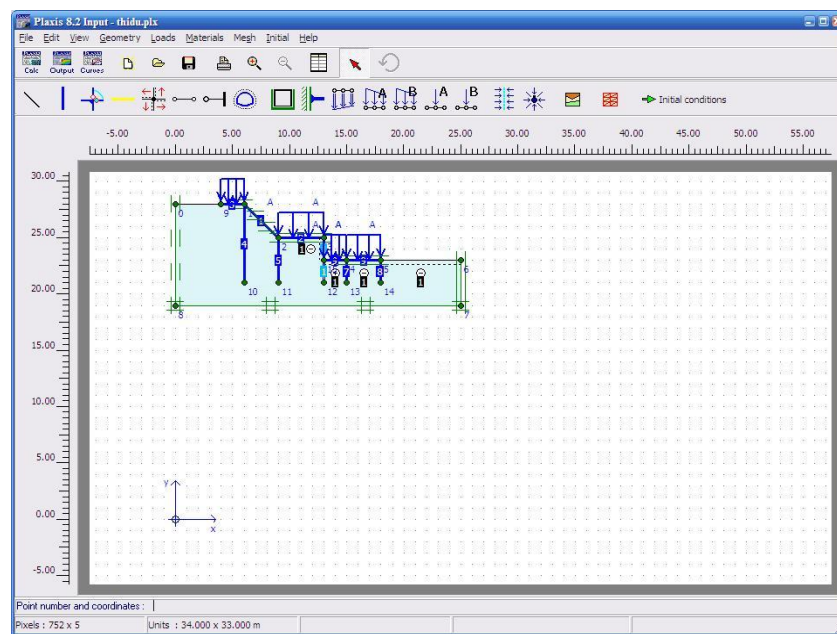
Leur choix a été motivé par leur disponibilité et leur souplesse, ainsi que par leur performance du fait qu'ils se prêtent bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des pentes sous sollicitations statiques (poids propre et surcharges) ou dynamique (séismes, machines).

3.2. LE CODE PLAXIS :

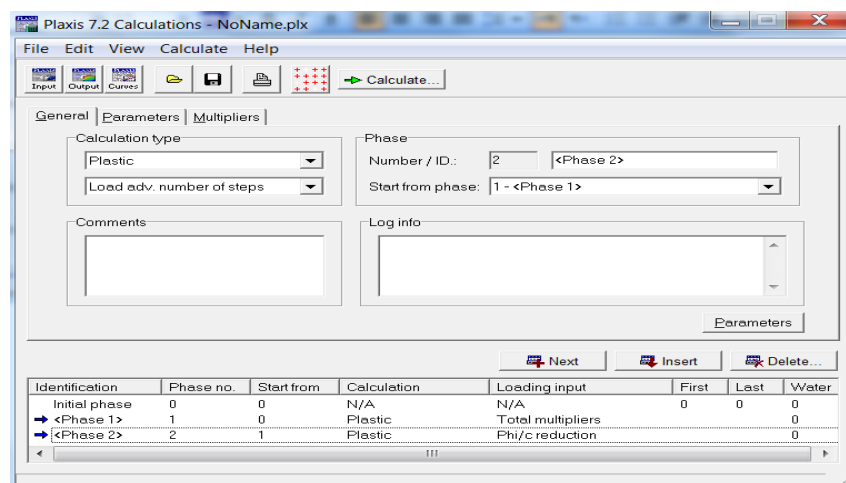
Le code PLAXIS a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft (Les Pays Bas), le code initialement réalisé pour analyser les digues en terre, a vu son champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques (fondations, tunnels, ouvrages de soutènement,...).

PLAXIS permet de réaliser des analyses de déformation et de stabilité des ouvrages géotechniques. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculation, Output et Curves).

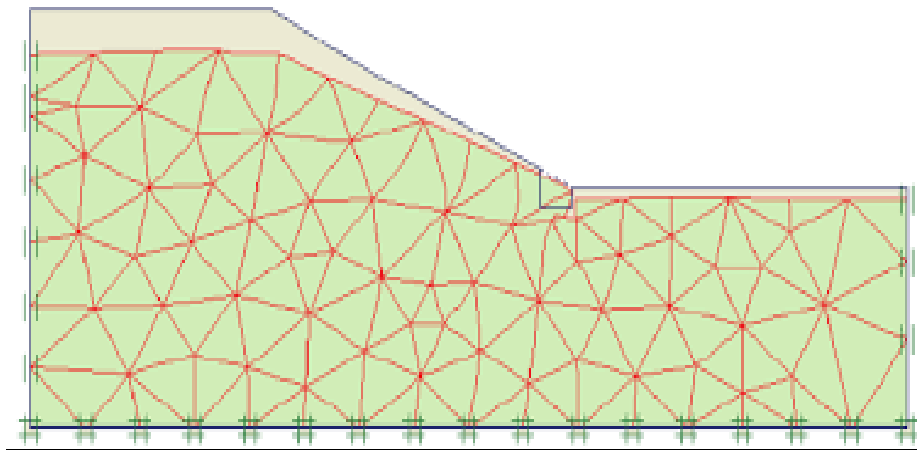
A/ DONNEES (INPUT)



B/ CALCULS (CALCULATION)



C/ RESULTATS (OUTPUT)



C/ COURBE (CURVES)

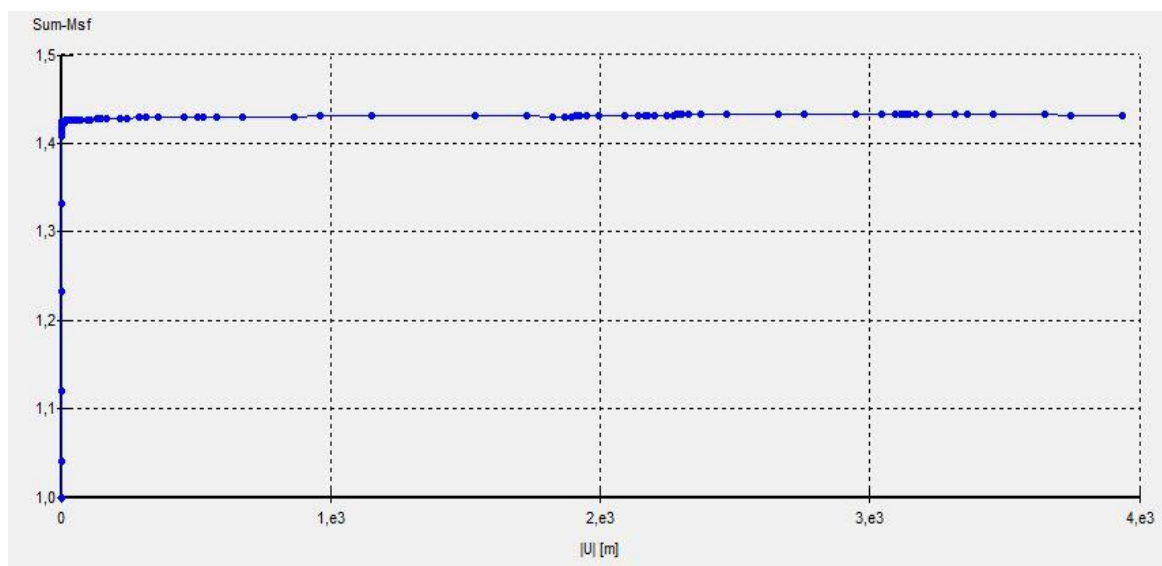


Figure 3.1: Interface du code PLAXIS

PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratiques en l'analyse des problèmes élastiques, élastoplastiques, élastovisco-plastiques en 2D (bidimensionnel) en déformations planes ou 3D (tridimensionnel) en déformations axisymétriques.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même de consolidation), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, 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 PLAXIS s'effectue selon un

processus itératif permettant de déterminer à chaque pas de temps de calcul les champs de déplacements, de vitesses et d'accélération correspondant aux chargements appliqués, l'équilibre est généralement atteint rapidement.

Les modèles de calcul implémentés dans le code PLAXIS couvrent pratiquement l'ensemble des aspects théoriques et expérimentaux du comportement des sols courants :

- élasticité linéaire de Hooke pour simuler le comportement des structures rigides massives placées dans le sol.
- plasticité parfaite isotrope de type Mohr-Coulomb pour simuler le comportement de la plus part des sols fins.
- élastoplasticité de type hyperbolique avec écrouissage en cisaillement pour simuler le comportement des sables et des graves, mais aussi de l'argile et des limons.
- élastoplasticité de type Cam-Clay pour simuler le comportement des argiles molles normalement consolidées.
- viscoplasticité pour simuler le comportement des sols mous en fonction du temps (fluage et consolidation).
- Aussi se limitera-t-on ci-après à ne décrire que le modèle de Mohr-Coulomb intéressant l'objet de la présente étude.

Ce modèle est utilisé comme une première approximation du comportement des sols.

Il comporte cinq paramètres :

- le module d'Young E : défini soit par le module tangent initial E_0 , soit par le module sécant à 50% de la résistance en compression E_{50} (figure 3.2) ;

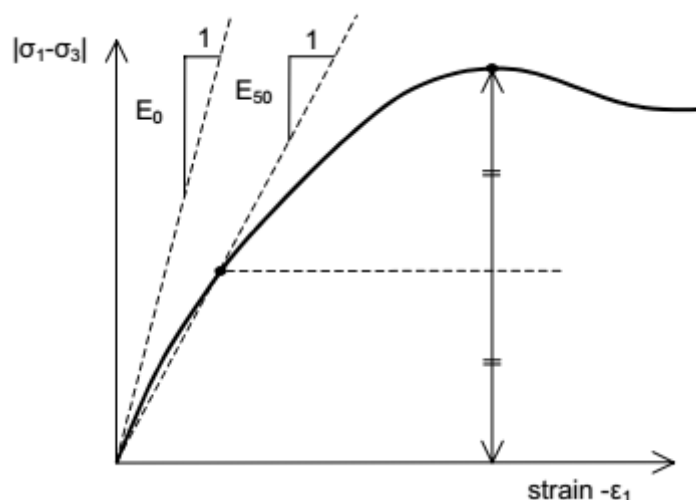


Figure 3.2:Définition du module d'Young E

- le coefficient de Poisson ν : évalué par l'intermédiaire du coefficient de pression des terres au repos $K_0 = \nu / (1-\nu)$ pour un chargement gravitaire, dont les valeurs sont comprises entre 0.3 et 0.4;
- la cohésion c : nulle ($c=0$) pour les sables, mais constante non nulle ($c \neq 0$) ou évoluant avec la profondeur pour les argiles ;
- l'angle de frottement interne φ : qui conditionne la résistance au cisaillement des sols.
- l'angle de dilatance ψ : nul ($\psi=0$) pour des sols argileux qui ne montrent aucune dilatance, mais non nul ($\psi \neq 0$) pour les sables dont la dilatance ne dépend de leur densité et de leur angle de frottement. Pour les sables siliceux, $\psi \approx \varphi - 30$.

Ces paramètres peuvent être aisément identifiés sur des résultats d'essais triaxiaux classiques (figure 3.3).

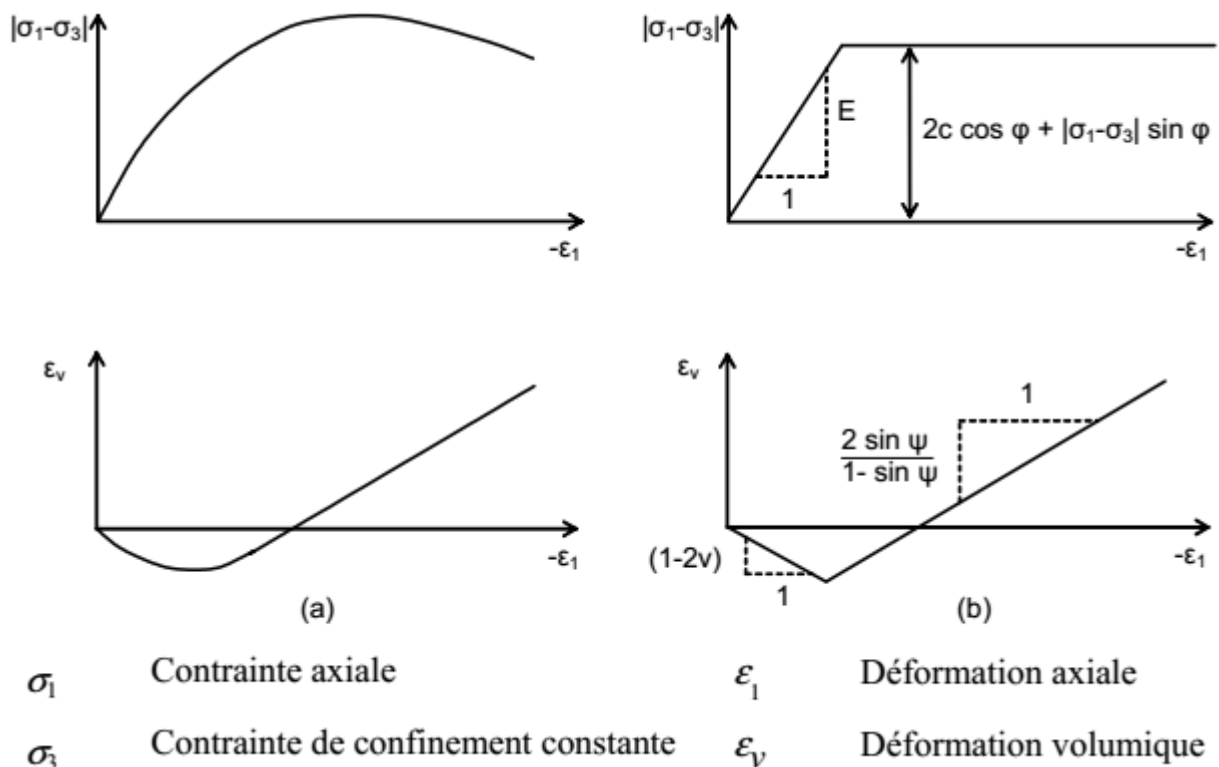


Figure 3.3:Résultats d'essais triaxiaux drainés et modèle élastoplastiques type Mohr-Coulomb

Pour la prise en compte des interactions squelette - eau interstitielle dans la réponse du sol, le code PLAXIS distingue entre les comportements drainé et non drainé :

- pour le comportement drainé, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte

perméabilité ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement des sols à long terme (fluage et consolidation).

➤ pour le comportement non drainé, les surpressions interstitielles sont complètement générées. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités ou à cause d'une vitesse de chargement élevée. Toutes les couches considérées comme non drainées se comporteront ainsi, même si la couche ou une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique.

Dans PLAXIS, une analyse de la sécurité peut être menée en réduisant les caractéristiques mécaniques du sol. Ce procédé s'appelle "Phi-c réduction". Dans cette approche, le caractéristique $\tan\varphi$ et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'apparition de la rupture. Le coefficient total appelé coefficient de réduction ΣM_{sf} permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse :

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan \varphi_{donnée}}{\tan \varphi_{réduit}} = \frac{c_{donnée}}{c_{réduit}}$$

Où les caractéristiques notées "donnée" se réfèrent aux valeurs initiales des propriétés des matériaux et les caractéristiques notées "réduit" se rapportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients, ΣM_{sf} vaut 1.0 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux. Le facteur de sécurité global est déterminé comme suit :

$$FS = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{valeur de } (\Sigma M_{sf}) \text{ à la rupture}$$

Cette approche ressemble à la méthode de calcul de coefficients de sécurité adoptée conventionnellement dans les analyses de rupture circulaire (méthodes des tranches).

3.3. LE LOGICIEL GEOSLOPE :

3.3.1. Présentation du logiciel:

Géostudio est un logiciel de calcul géotechnique qui permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique. Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

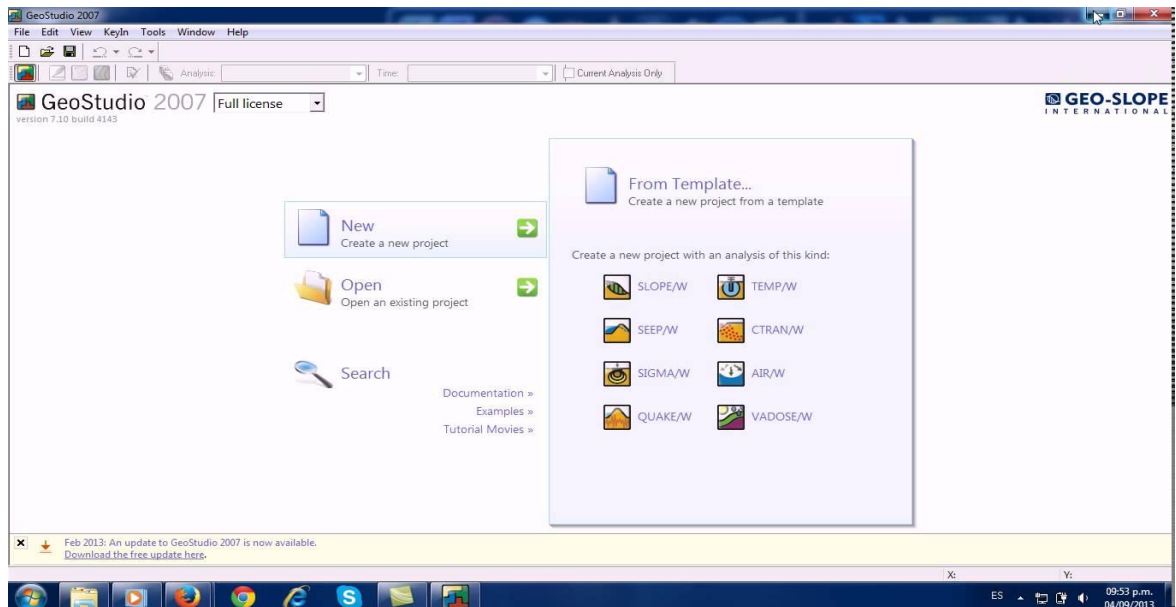


Figure 3.4: Présentation du logiciel Geoslope Geostudio 2007

SEEP/W : Permet de calculer les infiltrations des eaux (Par la méthode des éléments finis).

SIGMA/W : Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes –déformations (Par la méthode des éléments finis).

QUAKE/W : Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (Par la méthode des éléments finis).

TEMP/W : Permet d'analyser les problèmes géotechniques du sol (Par la méthode des éléments finis). Et autres logiciels.

SLOPE/W : Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques, et c'est le programme qui nous intéresse dans la présente étude.

Le programme de calcul **SLOPE** est un programme d'analyse de la stabilité des pentes, basée sur la théorie d'équilibre limite qui consiste à respecter les deux règles de la stabilité

statique, c'est-à-dire il faut satisfaire les conditions d'équilibres des moments et d'équilibre des forces.

Cette analyse consiste à calculer un facteur de sécurité en visualisant les résultats graphiques du volume instable correspondant.

Les méthodes de calcul du facteur de sécurité intégrées dans SLOPE sont la méthode de Fellenius, de Morgenstern-Price, de Jumbo et celle de Bishop simplifiée.

Elles permettent de calculer un coefficient de sécurité vis-à-vis d'un type de rupture bien défini. Le modèle géométrique est subdivisé en tranches verticales en 2D. Il exécute plusieurs méthodes de recherches automatiques du centre de rotation de la surface de glissement potentiel jusqu'à atteindre le plus faible coefficient de sécurité.

3.3.2. Le fonctionnement du logiciel:

Le présent logiciel comme tous les autres programmes de calcul servent à fournir des résultats issus d'un nombre défini des paramètres, donc il est nécessaire de suivre les étapes suivantes pour l'achèvement de l'opération de calcul :

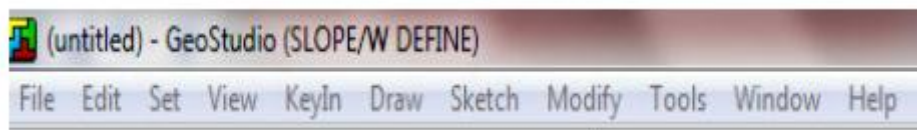


Figure 3.5: Menus disponibles sur logiciel SLOPE/W

File: Ouvre et enregistre les fichiers, les importations des photos et imprime le dessin.

Edit: permet de copier le dessin dans la Presse-papiers du Windows.

Set : définir les paramètres de la grille, le zoom, les axes et de la page.

View (aperçu): Options d'affichage des contrôles, des informations des sols et des points, et d'affiche les forces inter-tranche sur un schéma corporel de chaque tranche et le polygone force.

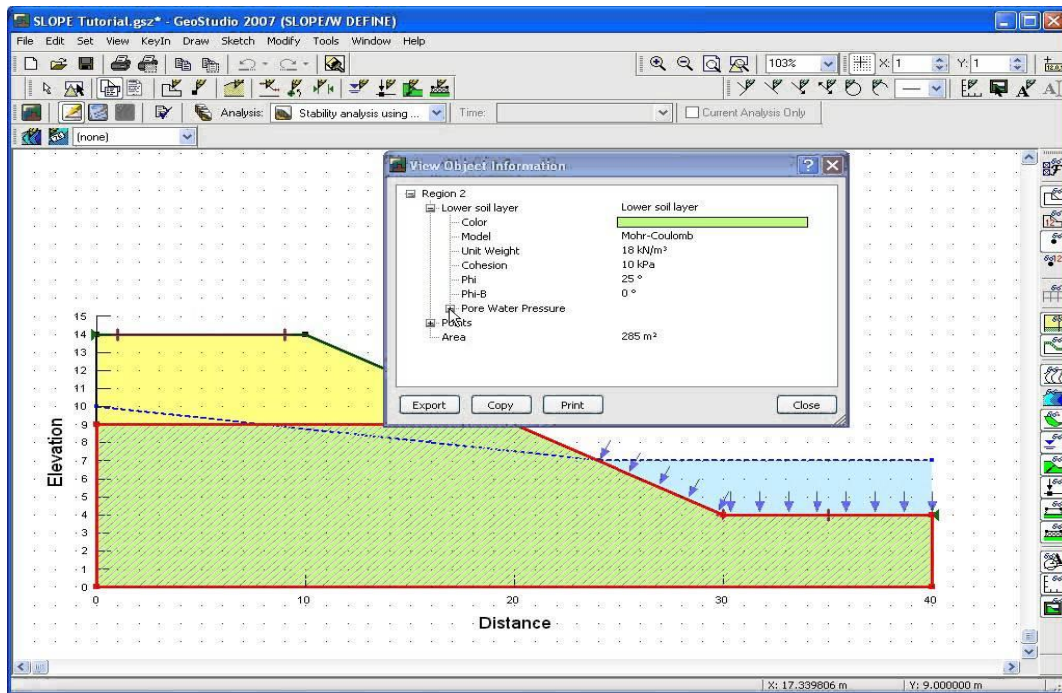


Figure 3.6:Affichage des informations des sols

KeyIn : Permet d'introduire automatiquement à l'aide des tableaux les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), les caractéristiques mécaniques des différentes couches constituant le talus, des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, de sélectionner les différentes méthodes de calcul, les surcharges, l'effort sismique confortements.

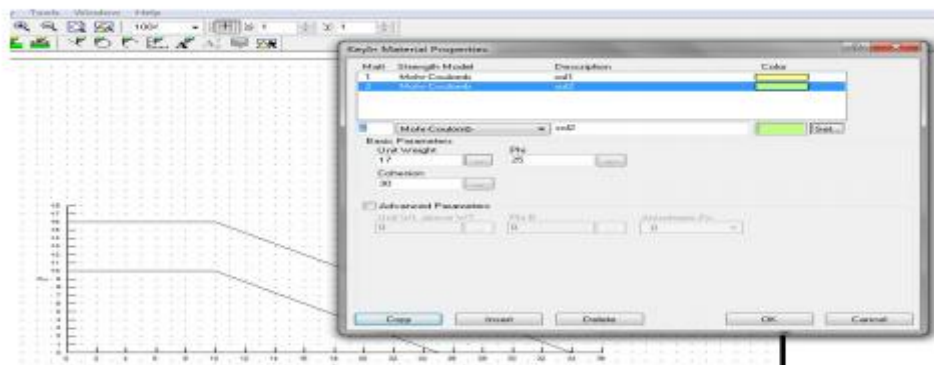


Figure 3.7:Insertion des caractéristiques mécaniques des différentes couches

Draw (dessin): permet d'introduire manuellement les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, les surcharges et les confortements.

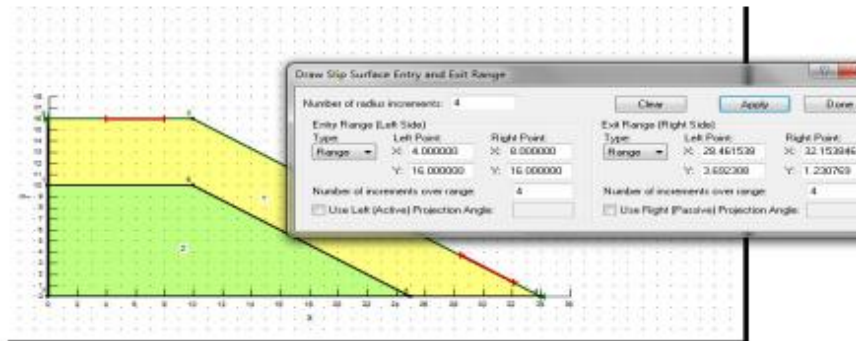


Figure 3.8: Conditions complémentaires nécessaires pour le calcul

Sketch (croquis): Définit les objets graphiques d'étiqueter, d'améliorer et de clarifier les résultats du problème.

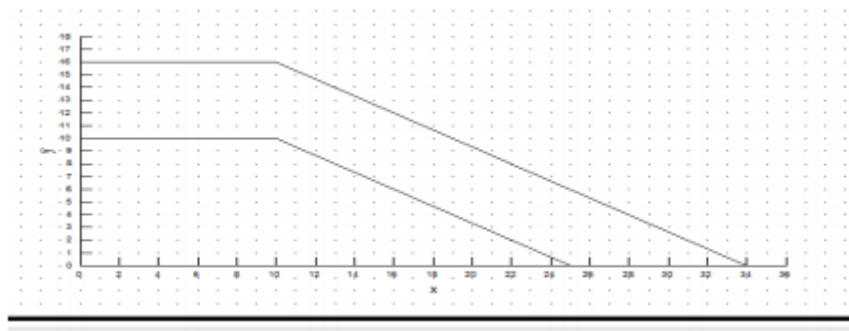


Figure 3.9: Géométrie du problème

Modify: cette instruction permet aux utilisateurs de rajouter, éliminer, supprimer et modifier des objets dans le problème.

Tools : à l'aide de cette icône on peut vérifier toutes les données de ce problème ainsi faciliter l'accès pour sa résolution.

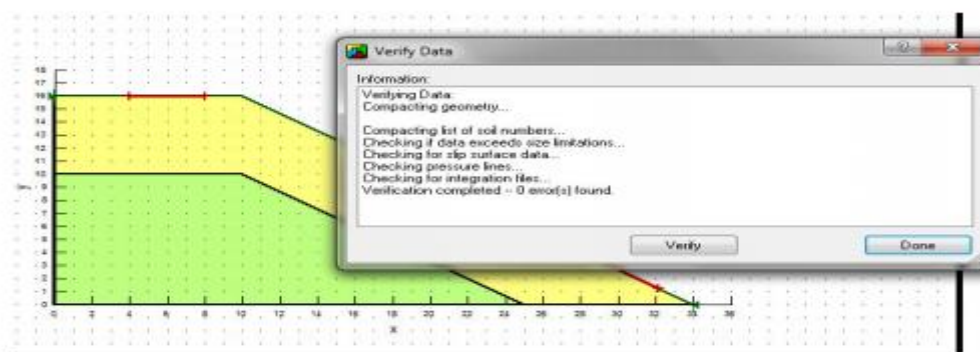


Figure 3.10: Vérification des données du problème

DEUXIEME PARTIE
ETUDE D'UN CAS PRATIQUE

QUATRIEME CHAPITRE

ETUDE PRATIQUE DU TALUS AMENAGE DE SIDI AHMED

QUATRIEME CHAPITRE

ETUDE PRATIQUE DU TALUS AMENAGE DE SIDI AHMED

4.1. PRESENTATION GENERALE DU SITE :

La ville de Bejaïa s'étend sur 120,2 km² et compte 177 988 habitants depuis le dernier recensement de la population.

La densité de population est de 1480,5 habitants par km² sur la ville. Entourée par Tala Hamza, Toudja et Tichy, Béjaïa est située à 19 km au nord-est d'Amizour. Située à 831 mètres d'altitude, la ville de Béjaïa a pour coordonnées UTM (universel transverse MERCATEOR) X: 684 192,12m Y :4070 275,12m.

La zone urbaine de Sidi-Ahmed, située au Nord-Ouest de la ville de Bejaïa, s'étale sur le piémont du Djebel Gouraya.

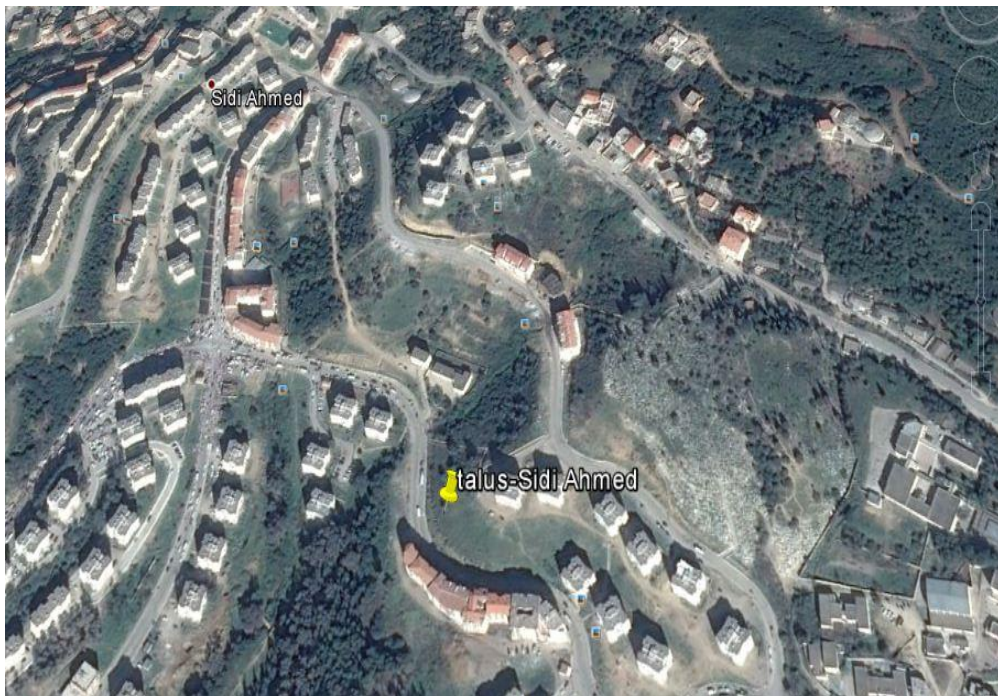


Figure4.1. : Situation du site Sidi Ahmed (Image satellitaire par Google Earth)

4.2. CONTEXTE GEOLOGIQUE ET GEOMORPHOLOGIQUE :

La ville de Béjaïa est caractérisée par un relief comportant une zone plate et une zone accidentée. La zone accidentée se présente sous la forme d'un amphithéâtre ayant pour scène la plaine et le golfe.

Elle est caractérisée par un relief plus ou moins régulier avec une pente variant entre 11 et 44% selon les endroits. La zone plate, limitée par la mer Méditerranée au nord et le piémont du Djebel Gouraya à l'ouest, est traversée par un réseau hydrographique assez dense, dont les principaux cours d'eau sont Oued Soummam et Oued Seghir. La zone urbaine de Sidi-Ahmed,

située à l'ouest de la ville de Béjaïa, s'étale sur le piémont du Djebel Gouraya.

La région de Béjaïa et plus particulièrement le chaînon du Djebel Gouraya sont des éléments du domaine géologique des bords occidentaux. Ce domaine comprend des formations post-nappes du néo-pliocène, des flyschs allochtones et des unités telliennes d'âge crétacé supérieur.

4.3. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU MASSIF :

La coupe géotechnique du massif comporte de haut en bas :

- une couche d'argile marneuse plastique à très plastique, graveleuse à caillouteuse en surface entre 0 et 7 m de profondeur ;
- une couche de marne schisteuse altérée entre 7 et 10 m de profondeur ;
- des blocs de calcaire compact à partir de 10 à 12 m de profondeur.

Le **tableau 4.1** donne les intervalles de variation des caractéristiques géotechniques de chaque couche et leurs valeurs moyennes.

Tableau 4.1. : Caractéristiques géotechniques des couches de sols.

Couche de sol	Argile marneuse	Marne schisteuse	Calcaire
Profondeur z (m)	0 – 7	7 - 10	> 10 à 12
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	17 - 19,6 (18,6)	19,9 – 20 (20)	18,3 – 20 (19,1)
Teneur en eau w (%)	9,5 – 22 (16,5)	10,7 - 21,9 (16,2)	11,9 - 16,8 (14,3)
Degré de saturation S_r (%)	79 -100 (93)	94 – 100 (97)	90 – 92 (91)
Limite de liquidité w_L (%)	45 – 75 (52)	45 – 51 (47)	49 – 56 (53)
Indice de plasticité I_p	22 – 39 (27)	20 – 32 (26)	28 – 31 (30)
Cohésion c (kPa)	10 – 25 (20)	10 – 20 (15)	10 – 70 (40)
Angle de frottement φ (°)	24,7 - 31,3 (27,5)	23,5 – 32 (27,5)	15- 32 (24,9)
Pression limite p_l (kPa)	150 – 270 (200)		740 – 2690 (1700)
Module Ménard E_M (kPa)	700 – 4100 (2000)		7300 – 12900 (10000)

On notera en particulier que les essais pressiométriques Ménard effectués sur ce site confirment le caractère remanié et normalement consolidé du massif en place.

Compte tenu de l'hétérogénéité du terrain en place et de la dispersion des résultats

d'essais réalisés, les caractéristiques de cisaillement recommandées par le LNHC pour les calculs de stabilité sont $c=15$ kPa et $\varphi=7^\circ$.

Les sept sondages ont été implantés de façon à obtenir alignement et d'avoir une coupe transversale représentative Figure 4.2.

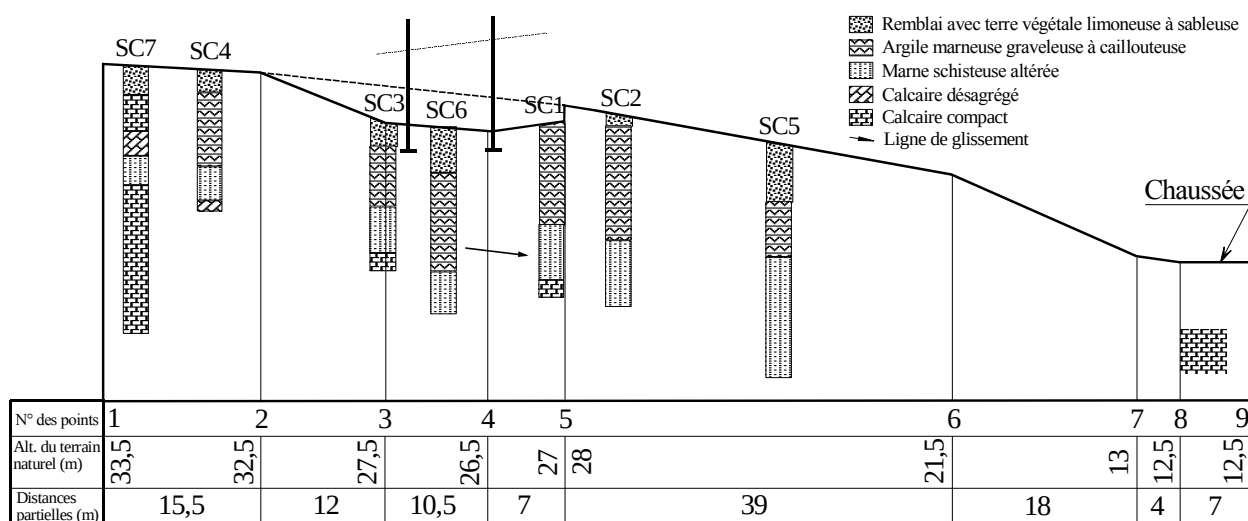


Figure 4.2. : Profil en travers du versant dans l'axe du glissement - position des sondages

4.4. REGIME HYDRAULIQUE :

La ville côtière de Bejaïa jouit d'un climat méditerranéen caractérisé par des étés chauds et secs et des hivers pluvieux et humides. La figure 4.3 indique la pluviométrie entre 1915 et 1938 et entre 1970 et 1993.

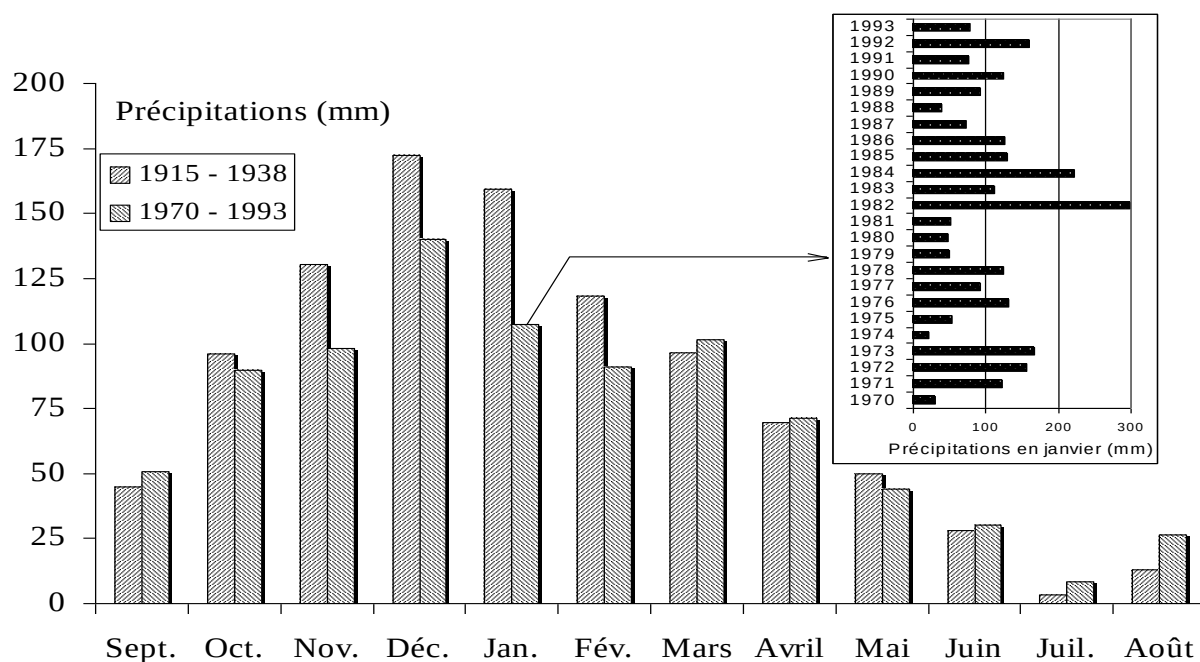


Figure 4.3. : Pluviométrie mensuelle de 1915 à 1938 et de 1970 à 1993

A priori, on peut penser que l'eau a joué un rôle non négligeable dans le déclenchement du glissement au mois de janvier 1993, date à laquelle une hauteur piézométrique égale à -1,8 m du terrain naturel de la pente a été relevée sur l'unique piézomètre existant avant sa détérioration par cisaillement. Toutefois, comme le glissement n'est pas directement corrélé aux pointes pluviométriques, les seules précipitations ne suffisent pas à en expliquer les causes, d'autant plus que la pointe de janvier 1993 est inférieure à celles des années précédentes qui n'ont pas, à notre connaissance, engendré de mouvements.

4.5. CARACTERISTIQUES SISMIQUES CONSIDEREES :

Toutes les communes de la wilaya de Bejaia sont classées dans la zone IIa, Zone de sismicité moyenne les valeurs d'accélération de zone sont définies dans le (Tableau 4.2).

Tableau 4.2. : Valeurs du coefficient d'accélération de zone A

Groupe Iia	1 A	1B	2	3
Valeur de A	0.25	0.2	0.15	0.1

Le site est de catégorie 4 très meuble $q > 1.5$ MPa.

Les coefficients pseudo-statiques horizontaux et verticaux pris en compte dans le calcul de stabilité des versants.

$$k_h = 0.5A(\%g)$$

$$k_v = \pm 0.3K_h$$

Avec :

k_h : Coefficient pseudo-statique horizontal

k_v : Coefficient pseudo-statique vertical

A: Valeur du coefficient d'accélération de zone représentant les forces horizontales contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval et les forces verticales descendantes ou ascendantes (Tableau 4.3).

Tableau 4.3. : Valeurs du coefficient pseudo-statique horizontal et vertical.

Groupe	1 A	1B	2	3
Valeur de A	0.25	0.2	0.15	0.1
Valeurs k_h	0.125g	0.1g	0.075g	0.05g
Valeurs k_v	$\pm 0.0375g$	$\pm 0.03g$	$\pm 0.0225g$	$\pm 0.015g$

4.6. DESCRIPTION DES DESORDRES :

Les mouvements de terrain apparus sur ce site au mois de janvier 1993 ont causé des désordres importants :

- Écartement excessif des joints de dilatation des immeubles.
- Rupture du sol d'assise de leurs fondations.
- Rupture des canalisations et résurgence des eaux en contrebas du talus.
- Affaissement de la chaussée et basculement du gabionnage existant.
- Escarpement par endroits du terrain.
- Apparition de fissures superficielles parallèlement aux courbes de niveau le long de la crête du talus.

4.7. CALCULS DE STABILITE

4.7.1. POSITION DU PROBLEME

Les observations faites sur le terrain et les résultats de l'étude géotechnique effectuée sur le site de Sidi-Ahmed mettent en évidence l'existence d'une couche d'argile marneuse reposant sur une couche de marne schisteuse de caractéristiques géotechniques comparables, qui elle-même repose sur un substratum calcaire. On notera par ailleurs qu'il ne s'agit pas d'un glissement rotationnel en raison de l'absence d'un basculement franc du massif le long d'une surface plus ou moins circulaire. Il s'agit vraisemblablement d'un glissement de translation sur un plan incliné, plus ou moins régulier, orienté dans le sens de la plus grande pente, qui s'est produit. On peut alors définir une zone de rupture située entre 7 et 10 m de profondeur dans la couche de marne schisteuse.

4.7.2. MODELISATION NUMERIQUE DU TALUS ETUDIE

La géométrie du talus de Sidi Ahmed est décrite dans un repère cartésien oxy, l'axe ox étant orienté horizontalement dans la direction amont-aval et l'axe oy dirigé verticalement vers le haut. Le profil est décrit par des segments reliant un ensemble de points.

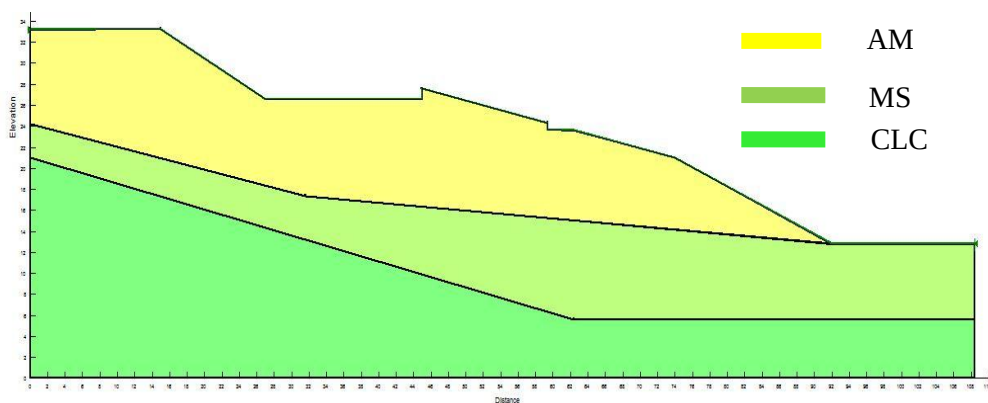


Figure 4.4. : Modèle géométrique du profil du talus de Sidi Ahmed

Le profil de ce talus est constitué de trois couches de sol, une couche d'argile marneuse reposant sur une couche de marne schisteuse qui elle-même repose sur une couche de calcaire dont les caractéristiques moyennes de cisaillement sont regroupées dans le (tableau 4.4) :

Tableau 4.4. : Caractéristiques moyennes de cisaillement des couches de sol

Couche de sol	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ°
Argile Marneuse AM	18.6	20	27.5
Marne Schisteuse MS	20	15	27.5
Calcaire CLC	19	40	24.9

Nous avons examiné plusieurs types de calcul de la stabilité du versant :

- Le premier calcul : talus naturel (chargement gravitaire seul).
- Le deuxième calcul : talus naturel, eteff et du séisme.
- Le troisième calcul : talus naturel, effet de la nappe d'eau.
- Le quatrième calcul : talus naturel, effet de la nappe d'eau et effet du séisme.

4.7.3. UTILISATION DU LOGICIEL GEOSLOPE

Pour le premier calcul sous chargement gravitaire seule la valeur du facteur de sécurité selon la méthode de BISHOP est schématisée sur la figure (4.5).

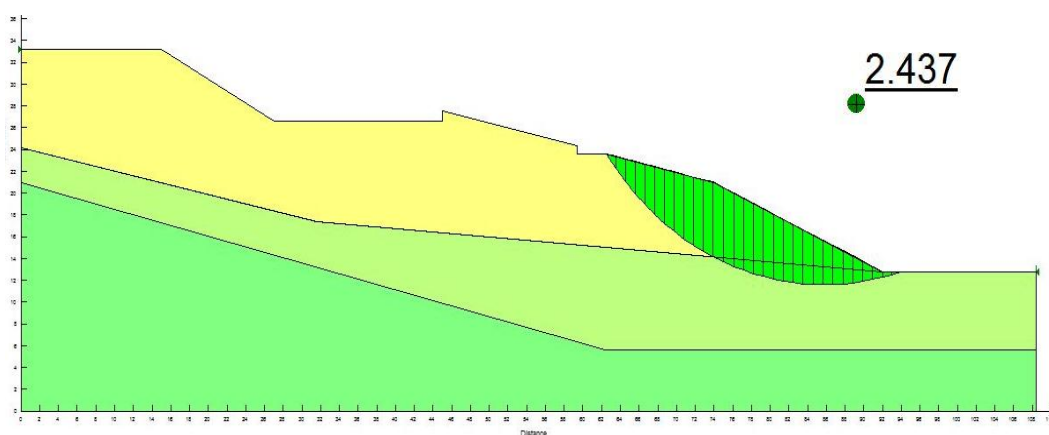


Figure 4.5 : Valeur du facteur de sécurité selon BISHOP

Sous chargement gravitaire le talus est stable selon trois méthodes implémentées dans le logiciel Geoslope.

Tableau 4.5. : Valeurs du facteur de sécurité sous chargement gravitaire.

Méthode	Fellenius	Bishop	Janbu
Valeur de FS	2,44	2,33	2,30

Les calculs sous l'effet du séisme, d'un nappe ou de leur effet combinée en plus du chargement gravitaire sont encadre dans le (tableau 4.6) :

Tableau 4.6 : Valeurs de FS obtenus par le logiciel Geoslope.

Type de Chargement	Méthode	Bishop	Fellenius	Janbu
Chargement gravitaire seul	FS	2.44	2.33	2.30
Chargement+séisme		1.78	1.70	1.66
Chargement+nappe d'eau		1.46	1.27	1.33
Chargement+séisme+nappe d'eau		1	0.88	0.92

Comparaison des résultats :

Les résultats du calcul par la méthode de Fellenius et de Janbu sont très proches et sont sous-estimé de 1 à 5 % par rapport à la méthode de Bishop.

4.7.4. UTILISATION DU CODE PLAXIS

La deuxième partie de notre étude numérique a été effectuée à l'aide du logiciel de calcul de stabilité des versants en élément finis PLAXIS 8.2.

4.7.4.1. EFFET DU CHARGEMENT GRAVITAIRE SEUL :

Sous l'effet du chargement gravitaire seul la valeur du facteur de sécurité est FS=2.43.

La figure (4.6) représente le maillage déformé sous l'effet du chargement gravitaire seul.

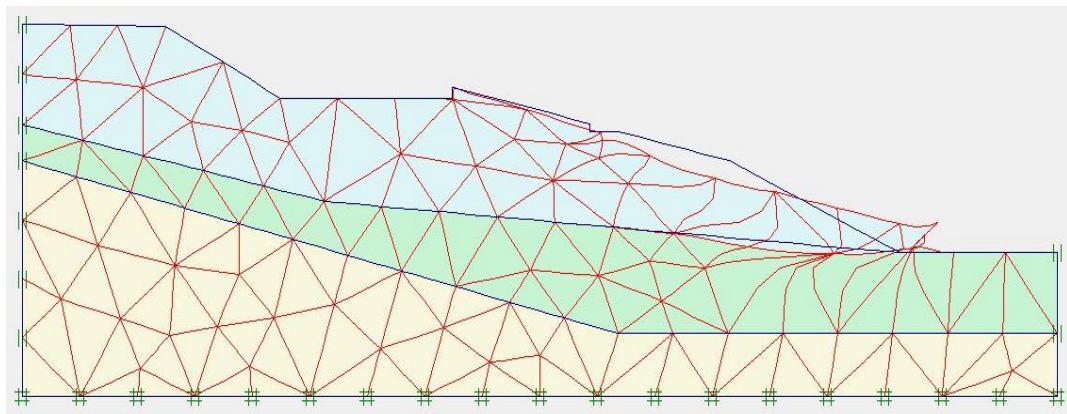


Figure 4.6 : Maillage déformé du talus sous chargement gravitaire

4.7.4.2. EFFET DE LA NAPPE D'EAU :

Sous l'effet du nappe d'eau la valeur du facteur de sécurité est $FS=1.43$.

La figure (4.7) représente les déplacements totaux du talus sous chargement gravitaire et nappe d'eau.

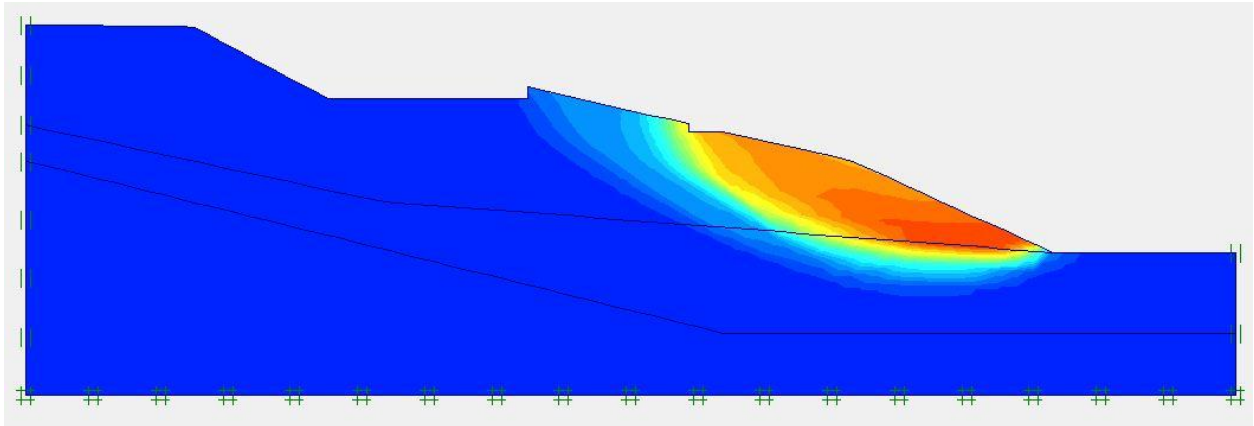


Figure 4.7 : Déplacements totaux du talus sous chargement gravitaire et la nappe d'eau

4.7.4.3. EFFET DU SEISME :

Sous l'effet du séisme la valeur du facteur de sécurité est $FS=1.74$.

Pour un coefficient pseudo-statique horizontal $k_h = 0.125g$.

La figure (4.8) représente les déplacements totaux du talus sous chargement gravitaire et l'effet du séisme.

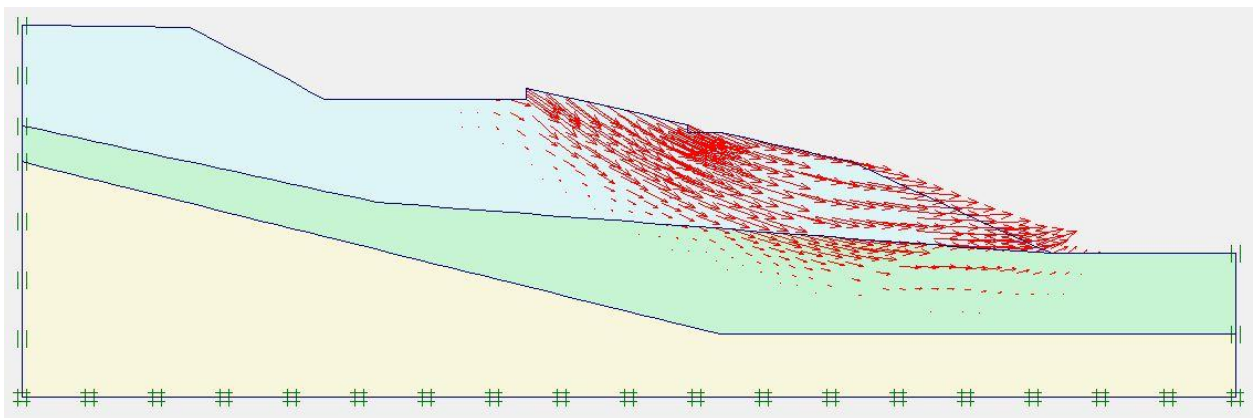


Figure 4.8 : Déplacements totaux du talus sous chargement gravitaire et la nappe d'eau

4.7.5.4. EFFET COMBINE CHARGEMENT GRAVITAIRE, NAPPE D'EAU ET SEISME :

Sous l'effet du chargement gravitaire seulet l'effet du séisme et nappe d'eau, la valeur du facteur de sécurité est $FS=1$.

A valeur maximale du coefficient pseudo-statique horizontale de la zone d'étude $a=0.125g$ et de la nappe de l'état de saturation totale.

La figure (4.9) représente les déplacements totaux du talus sous chargement gravitaire et l'effet du séisme et nappe d'eau.

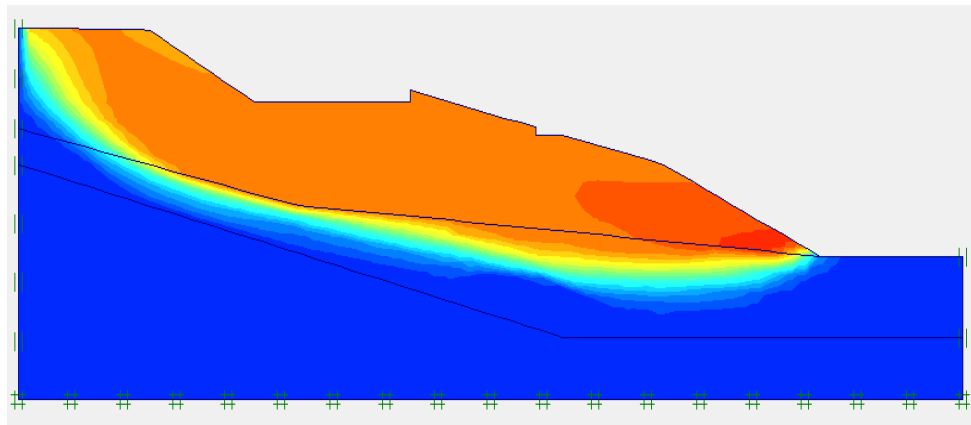


Figure 4.9 : Les déplacements totaux du talus sous l'effet combiné

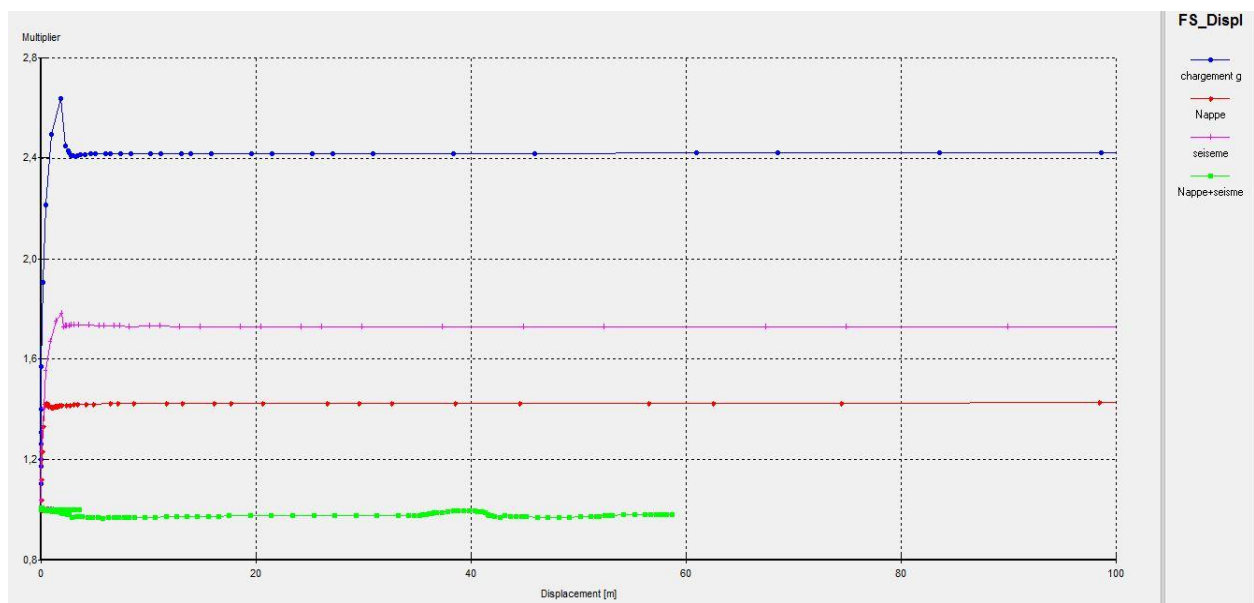


Figure 4.10 : Courbe facteur de sécurité-déplacement vertical

4.8. COMPARAISON ENTRE LA METHODE NUMERIQUE EN EF ET LES METHODES CLASSIQUE EN EL:

La comparaison entre la méthode numérique en élément fini à l'aide de logiciel PLAXIS et la méthode classique en équilibre limite à l'aide de logiciel GEOSLOPE, est représentée par le tableau suivant :

Tableau 4.7 : Valeurs du facteur de sécurité par EF et EL

L'effet	Méthodes	Bishop	Fellenius	Janbu	Plaxis
Chargement gravitaire seul	FS	2.44	2.33	2.30	2.43
Chargement+séisme		1.78	1.70	1.66	1.74
Chargement+nappe d'eau		1.46	1.27	1.33	1.43
Chargement+séisme+nappe d'eau		1	0.88	0.92	1

L'écart entre les valeurs du facteur de sécurité calculées selon GEOSLOPE et leurs calculs à l'aide du code PLAXIS ne dépasse pas la limite de 2%.

4.9. SYNTHESE :

Les résultats des calculs du facteur de sécurité par les méthodes classiques (Janbu, Bishop et Fellenius) sont très proches.

La méthode de Bishop sur estime les valeurs du facteur de sécurité de 1 à 5 % par rapport aux méthodes de Janbu et Fellenius.

Les valeurs des calculs du facteur de sécurité par les méthodes classiques et par la méthode dite " ϕ -c reduction" en élément fini sous Plaxis sont pratiquement les mêmes.

CONCLUSIONS GENERALES

L'analyse de la stabilité d'un terrain au glissement est une opération complexe dans la mesure où une multitude d'aspect s'interfèrent, notamment l'incertitude sur les paramètres géotechniques.

Le mécanisme de glissement est en outre complexe et n'est décrit par les méthodes de calcul de stabilité des talus que d'une manière simpliste.

Les méthodes d'équilibre limite sont les plus classiques en mécanique des sols mais elles nécessitent une prédétermination des lignes de rupture. Quant aux méthodes par éléments finis dans laquelle la courbe de glissement la plus probable se déduit naturellement de l'analyse de l'état des contraintes et déformation, elles nécessitent la connaissance des caractéristiques du massif en plus de celles de résistance.

L'étude présentée dans ce mémoire analyse la stabilité au glissement des terrains en pente avec une étude du cas du talus de Sidi Ahmed (wilaya de Bejaia), ainsi que les calculs du coefficient de sécurité par les différentes méthodes (analytiques et numériques) à titre de comparaison entre les résultats.

L'analyse du glissement du talus par les méthodes de l'équilibre limite implantées dans le logiciel Geoslope a montré que "Fellenius" sous-estime les valeurs du facteur de sécurité par rapport à ceux calculés par "Bishop et Janbu".

Le calcul par la méthode dite "phi-c reduction" implémenté dans le code PLAXIS en éléments finis donne des valeurs en termes de coefficient de sécurité très proches de ceux calculés par la méthode de "Bishop" et la comparaison entre les résultats obtenus suivant plusieurs variantes de calcul a mis en évidence que le talus est stable.

Cette étude nous a permis de mettre en évidence que les résultats obtenus par l'analyse de deux approches, malgré que leurs principes soient totalement différents sont plus au moins comparables.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

COSTET J. ET SANGLERAT G. (1983). Cours pratique de mécanique des sols, tome 2. Edition Eyrolles.

DURVILLE J.L. ET SEVE G. Stabilité des pentes : Glissements en terrain meubles. Techniques de l'ingénieur, C254.

BENDADOUCHE H., LAZIZI S. (2013). Glissements de terrain et confortements pages bleues.

IDENTIFICATION DES RISQUES (2008). Département de l'Environnement, Direction de la Surveillance et de la Prévention des Risques Maroc. Le risque sismique version 1.0

DJENANE M. (2006). Modélisation numérique de L'effet de la construction d'un ouvrage souterrain sur le comportement de la superstructure application au métro d'Alger. Mémoire de Magister à l'université colonel El Hadj Lakhdar Batna.

KHEMISSA M., AYADAT T., RAHMOUNI Z. (2001). Méthodologie d'étude et techniques de confortement des versants instables. Cnepru_01_r2.

KHEMISSA M. (2006). Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Communications aux Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur (JNGG 06) : "Risques géotechniques et environnementaux liés à l'aménagement". INSA – Lyon, France, 27-29 juin 06 (accepté).

KHEMISSA M. (2005). Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Actes du Séminaire International sur les risques Naturels liés aux Glissements de Terrain et d'éboulement Rocheux, Université de Guelma, CD-ROM, 15-6 novembre 05, CD.

KHEMISSA M., AYADAT T., RAHMOUNI Z. (2001). Méthodologie d'étude et techniques de confortement des versants instables. Cnepru_01_r1.

KHEMISSA M., MAGNAN J.P., JOSSEAUME H. (1993). Etude des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour). Etudes et recherches des LPC, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, série Géotechnique, N° GT 153, 204 pages.

KHEMISSA M., MAGNAN J.P., JOSSEAUME H. (1997). Etude en laboratoire des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour). Revue française de Géotechnique, N° 81, pp. 3-25.

KHEMISSA M., RAHMOUNI Z., MAHAMED A. (2003). Prise en compte de l'action sismique dans les études de stabilité et de renforcement des pentes instables. Cnepru_03_r1.

KHEMISSA M., RAHMOUNI Z., MAHAMED A. (2003).Prise en compte de l'action sismique dans les études de stabilité et de renforcement des pentes instables. Cnepru_03_r2.

KHEMISSA M., RAHMOUNI Z. (2003).Analyse de la stabilité et stabilisations par pieux du versant instable de Sidi Ahmed (Bejaia, Algérie). Actes du 13^{ème} Congrès Régional Africain de la géotechnique (13 CRA), Marrakech, Maroc, 8-11 décembre 03, Ed.Sahli et al, ISBN 9954-4807-0-2, pp.163-168.

MAGNAN J.P. (2000). Cours de Mécanique des sols et des roches.

MESTAT P. (2001). Introduction à la Modélisation par éléments finis des ouvrages géotechniques.

PHILIPPONNAT G. Fondations et ouvrages en terre. Edition Eyrolles.

PILOT G. Stabilité des pentes. Techniques de l'ingénieur, C254.

RPA 99 VERSION (2003).Règlement Parasismique Algérien.

YELLES-CHAOUCHE A. (1993).Sismicité en Algérie et tectonique des plaques. Algérie Equipement n° 07, 93.

SEDDIKI A. (2008). Analyse de la stabilité des pentes sous séisme application ca du talus d'Aomar wilaya de Bouira. Mémoire de Magister à l'université de M'sila.

MEDJITNAL. (2008). Les glissements de terrains en 2D et 3D étude comparative entre Flac t Plaxis. Mémoire de Magister à l'université de 20 Aout 1955 de Skikda.

LADGHEM CHIKOUCHEF. (2009). Prévention du risque mouvement de terrain par l'utilisation des paramètres géotechniques. Mémoire de Magister à l'université de M'sila.

SAOUDI S. (2011). Analyse de la stabilité d'un versant naturel urbanisé application au cas du versant de Tizi N'Bechar wilaya de Sétif. Mémoire de fin d'étude de Master à l'université de M'sila.

DJEFEL Z. (2014). Renflouage par clouage et soutènement d'un versant naturel instable urbanisé application au cas du versant de Tizi N'Bechar wilaya de Setif. Mémoire de fin d'étude de Master à l'université de M'sila.

FADHEL S. (2014). Stabilité et renforcement des sols. Etude de cas. Mémoire de fin d'étude de Master à l'université de Biskra.

KALKOUL N. (2015). Analyse de stabilité et stabilisation d'un versant sous séisme application au cas du versant de Sidi Ahmed wilaya de Bejaia. Mémoire de fin d'étude de Master à l'université de M'sila.

NOUARI M. (2015). Etude d'un glissement au niveau de la déviation RN75 du PK5+800 au PK6+000 Maouane. Mémoire de fin d'étude de Master à l'université de Setif.

SOMMAIRE

Introduction Générale	1
-----------------------------	---

PREMIERE PARTIE

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre Premier : Mouvements de Terrains	5
1.1. Qu'est-ce qu'un mouvement de terrains?.....	5
1.2. Classification des Mouvements de terrain :	5
1.2.1. Les mouvements lents et continus:	7
1.2.2. Les mouvements rapides et discontinus :	10
1.3. Le processus du glissement de terrain :.....	12
1.3.1. Caractérisation des glissements :.....	12
1.3.2. La classification du glissement de terrain :.....	13
1.4. Principales causes des glissements de terrain.....	15
1.4.1. La nature du terrain:	15
1.4.2. Les actions extérieures qui agissent sur le sol :	15
1.5. Rôle du Géotechnicien dans L'étude de Stabilité :	16
DeuxièmeChapitre :Méthodes d'Analyse de la Stabilité des Pentes	17
2.1. Introduction :	18
2.2. Calculs de stabilité	18
2.2.1. Eléments de base du calcul :	18
2.2.2. Notion de facteur de sécurité :.....	19
2.2.3 .Cas des ruptures planes (glissements plans) :	20
2.3. Méthodes à l'équilibre limite :	22

2.3.1. Méthodes globales :	24
2.3.2. Utilisation d'abaques :	24
2.3.3. Comparaison entre méthodes de calcul à la rupture :	24
2.4. Calcul Automatique A l'Aide d'Ordinateur :	24
2.5. La méthode basée sur les éléments finis :	25
Troisième Chapitre : Outils Numériques de Calcul	26
3.1. Introduction	27
3.2. Le code PLAXIS :	28
3.3. Le logiciel GEOSLOPE	33

DEUXIEME PARTIE

ETUDE D'UN CAS PRATIQUE

Quatrième Chapitre : Etude Pratique du Talus Aménagé de Sidi Ahmed	38
4.1. Présentation générale du site :	39
4.2. Contexte géologique et géomorphologique :	39
4.3. Caractéristiques géotechniques du massif :	40
4.4. Régime hydraulique :	41
4.5. Caractéristiques sismiques considérées :	42
4.6. Description des désordres :	43
4.7. Calculs de Stabilité	43
4.8. Comparaison entre la méthode numérique en EF et les méthodes classique en EL:	48
4.9. Synthèse :	48
Conclusions Générales	49
Références Bibliographiques	50

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Mouvements de terrain	5
Figure 1.2: Les affaissements	7
Figure 1.3 : Tassement de Mexico	7
Figure 1.4 : Schéma général du mécanisme de fluage (Colas et Pachou, 1976).....	8
Figure 1.5 : Schéma de la solifluxion.....	8
Figure 1.6 : Glissement de terrain	9
Figure 1.7 : Les phénomènes de retrait gonflement	9
Figure 1.8 : Effondrement	10
Figure 1.9 : Chute de pierres	10
Figure 1.10: Eboulement ou écroulement	11
Figure 1.11 : Laves torrentielle	11
Figure 1.12 : Coulée boueuse	11
Figure 1.13 : Différents types de ruptures circulaires	12
Figure 1.14 : Les types de glissements de terrain	13
Figure 1.15 : Glissement superficiel	14
Figure 1.16 : Glissement profond.....	14
Figure 2.1 : Surface de rupture.....	18
Figure 2.2 : Schéma type d'une rupture plane	20
Figure 2.3 : Schéma type d'une rupture circulaire	21
Figure 3.1: Interface du code PLAXIS.....	29
Figure 3.2: Définition du module d'Young E	30
Figure 3.3: Résultats d'essais triaxiaux drainés et modèle élastoplastiques type Mohr-Coulomb	31
Figure 3.4: Présentation du logiciel Geoslope Geostudio 2007	33
Figure 3.5: Menus disponibles sur logiciel SLOPE/W	34
Figure 3.6: Affichage des informations des sols	35
Figure 3.7: Insertion des caractéristiques mécaniques des différentes couches.....	35
Figure 3.8: Conditions complémentaires nécessaires pour le calcul.....	36
Figure 3.9: Géométrie du problème	36
Figure 3.10: Vérification des données du problème	36
Figure 4.1. : Situation du site Sidi Ahmed (Image satellitaire par Google Earth)	39
Figure 4.2. : Profil en travers du versant dans l'axe du glissement - position des sondages	41
Figure 4.3. : Pluviométrie mensuelle de 1915 à 1938 et de 1970 à 1993	41
Figure 4.4. : Modèle géométrique du profil du talus de Sidi Ahmed.....	43
Figure 4.5 : Valeur du facteur de sécurité selon BISHOP	44
Figure 4.6 : Maillage déformé du talus sous chargement gravitaire	45
Figure 4.7 : Déplacements totaux du talus sous chargement gravitaire et la nappe d'eau	46
Figure 4.8 : Déplacements totaux du talus sous chargement gravitaire et la nappe d'eau	46
Figure 4.9 : Les déplacements totaux du talus sous l'effet combiné.....	47
Figure 4.10 : Courbe facteur de sécurité-déplacement vertical.....	47

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : La classification de glissement de terrain	13
Tableau 2.1: Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973].	19
Tableau 2.2 : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.....	20
Tableau 4.1. : Caractéristiques géotechniques des couches de sols.....	40
Tableau 4.2. : Valeurs du coefficient d'accélération de zone A	42
Tableau 4.3. : Valeurs du coefficient pseudo-statique horizontal et vertical.....	42
Tableau 4.4. : Caractéristiques moyennes de cisaillement des couches de sol.....	44
Tableau 4.5. : Valeurs du facteur de sécurité sous chargement gravitaire.....	45
Tableau 4.6 : Valeurs de FS obtenus par le logiciel Geoslope.	45
Tableau 4.7 : Valeurs du facteur de sécurité par EF et EL	48

Résumé

Le phénomène d'instabilité des talus est un problème d'intérêt pour les chercheurs et les praticiens dans le domaine de la géotechnique.

Le but de ce mémoire est de faire une étude numérique de la stabilité d'une pente, par les méthodes de l'équilibre limite à l'aide du programme GEOSLOPE et ensuite par la méthode des éléments finis à l'aide du code PLAXIS 2D.

Les résultats obtenus feront l'objet d'une étude comparative entre les calculs du facteur de sécurité par les méthodes classiques à l'équilibre limite et les méthodes en éléments finis.

Mots clés : stabilité – talus –facteur de sécurité - éléments finis – GEOSLOPE – PLAXIS.

Abstract

The slope of the instability phenomenon is a problem of interest to researchers and practitioners in the field of geotechnical engineering.

The purpose of this paper is to make a numerical study of the stability of a slope by the methods of balance limit with the GEOSLOPE program and then using the finite element method using the PLAXIS 2D code.

The results will be a comparative study between the calculations of the safety factor by conventional methods to limit equilibrium and finite element methods.

Keywords: stability - slope - safety factor - finite elements - GEOSLOPE - PLAXIS.

ملخص

تعتبر ظاهرة انزلاق التربة من المشاكل التي تهم الباحثين و الممارسين في الشعبة الجيوتقنية .

والهدف التي تقوم عليه هذه المذكرة هو دراسة تحليلية لمنحدر وحساب معامل الأمان وذلك بطريقة التوازن المحدود باستعمال برنامج جيوسلوب تليها طرق العناصر المنتهية باستعمال برنامج بلاكسيس ثنائي الأبعاد.

النتائج المتحصل عليها تخضع لدراسة مقارنة لمعامل الأمان وفقا للأساليب للحد من التوازن وطريقة العناصر المنتهية.

الكلمات المفتاح : استقرار – منحدر – عامل الامن – عناصر محدودة – بلاكسيس – جيوسلوب.

ملخص

تعتبر ظاهرة انزلاق التربة من المشاكل التي تهم الباحثين و الممارسين في الشعبة الجيوتقنية .

والهدف التي تقوم عليه هذه المذكرة هو دراسة تحليلية لمنحدر وحساب معامل الأمان وذلك بطريقة التوازن

المحدود باستعمال برنامج جيوسلوب تليها طرق العناصر المنتهية باستعمال برنامج بلاكسيس ثنائي

الأبعاد.

النتائج المتحصل عليها تخضع لدراسة مقارنة لمعامل الأمان وفقا للأساليب للحد من التوازن وطريقة

العناصر المنتهية.

الكلمات المفتاح: استقرار - منحدر - عامل الامن - عناصر محدودة - بلاكسيس - جيوسلوب.

Résumé

Le phénomène d'instabilité des talus est un problème d'intérêt pour les chercheurs et les praticiens dans le domaine de la géotechnique.

Le but de ce mémoire est de faire une étude numérique de la stabilité d'une pente, par les méthodes de l'équilibre limite à l'aide du programme GEOSLOPE et ensuite par la méthode des éléments finis à l'aide du code PLAXIS 2D.

Les résultats obtenus feront l'objet d'une étude comparative entre les calculs du facteur de sécurité par les méthodes classiques à l'équilibre limite et les méthodes en éléments finis.

Mots clés : stabilité – talus – facteur de sécurité - éléments finis – GEOSLOPE – PLAXIS.

Abstract

The slope of the instability phenomenon is a problem of interest to researchers and practitioners in the field of geotechnical engineering.

The purpose of this paper is to make a numerical study of the stability of a slope by the methods of balance limit with the GEOSLOPE program and then using the finite element method using the PLAXIS 2D code.

The results will be a comparative study between the calculations of the safety factor by conventional methods to limit equilibrium and finite element methods.

Keywords: stability - slope - safety factor - finite elements - GEOSLOPE - PLAXIS.