

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

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

En : Travaux publics

Spécialité : Voies et Ouvrages d'Art

Par: OULD HIMRANE MOHAMED & KHITER YAZID

Sujet

RISQUE GLISSEMENTS DE TERRAIN. ETUDE DE CAS

Soutenu le / 09 / 2022 , devant le jury composé de :

BEDJAOUI M. C.	Maitre Assistant	Université de Tlemcen	Président
ABOUBEKR N.	Professeur	Université de Tlemcen	Examinateur
BENCHOUK A.	Professeur	Université de Tlemcen	Encadrante
EL HOUARI N.	Maitre de conférences	Université de Tlemcen	Encadrante

Année universitaire : 2021 /2022

Dédicaces

Au nom du dieu le clément le miséricordieux Je dédie ce travail :

A celle qui m'a donnée la vie et que ma vie n'est rien sans elle, à ma tendre mère, qui m'a soutenu d'amour et de bonheur ; tout ce que je suis, je le doit à elle. NACIRA

A mon père l'homme le plus affectueux celui qui a tout donné pour que je puisse arriver à mon but. OMAR

Et à mes adorables frères et sœurs : Otman, et ZAHRA.,

Et à mes tendres tantes et oncles.

A tous mes autres amis et mes collègues en particulier à mon binôme spécial en témoignage de ma sincère amitié. Ould Himrane Mohamed.

Un remerciement très spécial pour Mr. Chekroun Lokmane El-Hakim Ingénieur OA Egis-route et Mr. Hadjadji Amri ingénieur au LTPO, Pour ces conseils et ces motivations.

A la promotion M2 VOA (2021,2022)

Khiter Yazid

À mes chers parents, pour le sacrifice durant toutes ces années.

À toute ma famille et mes amis pour leurs soutiens et leur disponibilité, je n'aurai pas à les nommer, ils se reconnaîtront d'eux même.

Je tiens aussi à dédier ce travail à tous mes camarades de la promotion M2 VOA (2021,2022).

Ould Himrane

Remerciements

Je tiens à remercier Dieu le tout puissant qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Je tiens à remercier vivement nos encadrantes Mme Benchouk Assia Professeur à l'Université de Tlemcen et Mme El Houari Nesrine Maître de conférences à l'université de Tlemcen pour leurs conseils précieux et pour leurs patiences, leurs disponibilités apportées durant la préparation de ce mémoire.

Nous tenons à remercier, aussi, vivement et respectueusement, Mr Bedjaoui Mohammed Chakib Maître-assistant à l'université de Tlemcen qui nous a fait l'honneur de présider le jury. Nous remercions de même Mr Aboubekr Nabil Professeur à l'université de Tlemcen d'avoir bien voulu examiner ce mémoire.

Enfin nous remercions toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Merci à tous

Résumé

Les glissements de terrain sont des phénomènes très dangereux qui dépendent de plusieurs paramètres et critères. Notre projet consiste à étudier et traiter le glissement de terrain qui s'est produit au niveau de la cité El-Hadaiek à la Wilaya de Skikda situé à l'Est de l'Algérie à la suite de la réalisation de (50+50) logements. Ce travail a pour objectif de réaliser une étude de stabilité de terrain en pente à l'aide d'une série de simulations numériques utilisant le code de calcul PLAXIS 2D. Le terrain en pente présentait une instabilité évidente qui demandait des interventions importantes. Nous avons proposé des systèmes de confortement pour assurer la stabilité du site.

Mots Clés : Glissement de terrain en pente, Stabilité, Simulations numériques, Confortement.

Abstract

Landslides are very dangerous phenomena that depend on several parameters and criteria. Our project is to study and treat the landslide that occurred at the level of the city El-Hadaiek in the Wilaya of Skikda located at the East of Algeria following the realization of (50+50) housing. This work aims to carry out a study of the stability of sloping terrain using a series of numerical simulations using the PLAXIS 2D computer code. The sloping ground presented an obvious instability which required important interventions. We proposed reinforcement systems to ensure the stability of the site.

Keywords: Sloping landslide; Stability study, Numerical simulations, Reinforcement.

ملخص

الانهيارات الأرضية ظاهرة خطيرة للغاية تعتمد على عدة إعدادات ومعايير. يهدف مشروعنا إلى دراسة ومعالجة الانهيار الأرضي الذي حدث على مستوى مدينة الحدائق بولاية سكيكدة الواقعة شرق الجزائر بعد إنجاز (50+50) سكنًا. يهدف هذا العمل إلى إجراء دراسة لاستقرار التضاريس المنحدرة باستخدام سلسلة من المحاكاة العددية باستخدام كود الكمبيوتر plaxis2D. قدمت الأرض المنحدرة حالة عدم استقرار واضحة تتطلب تدخلات مهمة. اقترحنا أنظمة تقوية لضمان استقرار الموقع.

الكلمات المفتاحية: انحدار أرضي دراسة الاستقرار ، المحاكاة العددية ، التعزيز

LISTES DES FIGURES ET TABLEAUX

Chapitre 1

Figure 1.1 :Glissement de terrain à Alger : réouverture partielle de la route les deux prochains jours.....	4
Figure 1.2 :Eléments descriptifs d'un glissement de terrain.....	5
Figure 1.3 : Organigramme des types de glissement de terrain.....	6
Figure 1.4 : Glissement plan.....	7
Figure 1.5 :Glissement rotationnel.....	7
Figure 1.6 : Glissement rotationnel complexe.....	8
Figure 1.7 :Organigramme des facteurs de glissement de terrain.....	10
Figure 1.8 : Allègement en tête	13
Figure 1.9 :La purge totale.....	13
Figure 1.10 : Substitution partielle et éperons drainants.....	14
Figure 1.11 : Le chargement en pied.....	14
Figure 1.12 : Tranchées drainants.....	15
Figure 1.13 :Drains subhorizontaux.....	16
Figure 1.14 :Galerie drainante.....	17
Figure 1.15 : Stabilisation par enrochement.....	17
Figure 1.16 :Mur en pierres sur mur en béton.....	18
Figure 1.17 :Renforcement par géo-synthétique.....	19
Figure 1.18 :Schéma de confortation par tirants d'ancrages.....	19
Figure 1.19 : Chantier en cours de réalisation utilisent le technique géotextile.....	20
Figure 1.20 :Exemple de clouage d'un glissement (DURVILLE & GILLE.2008).....	20
Figure 1.21 : Etapes de réalisation de pieux battus.....	21
Figure 1.22 : La réalisation d'un pieu foré.....	22

Chapitre 2

Figure 2.1 :La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Fellenius...	26
Figure 2.2 :Représentation des forces inter-tranchent sur une tranche.....	27
Figure 2.3 : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop.....	39
Figure 2.4 : Représentation des forces sur une tranche.....	31
Figure 2.5 : Résultante des forces parallèles.....	32
Figure 2.6 : La représentation des forces inconnues sur une tranche dans la méthode de Spencer.....	32
Figure 2.7 : Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de spencer.....	33
Figure 2.8 : Forces sur une tranche.....	34

Chapitre 3

Figure 3.1 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données (input).....	38
Figure 3.2 :Organigramme du code PLAXIS.....	39
Figure 3.3 : Localisation de site du glissement (Rapport de sol).....	40
Figure 3.4 :Extrait de la carte géologique de ST-CHARLES échelle 1/50 000 (Rapport de sol).....	41
Figure 3.5 : Photos montrant la morphologie du glissement (Rapport de sol).....	42
Figure 3.6 : Définition du problème de calcul (logements à la cité El-Hadaiek, Skikda (Algérie).....	43
Figure 3.7 : Maillage éléments finis adopté.....	44
Figure 3.8 : Modèle et Coefficient de sécurité : $F_s \approx 0,72$ (Cas 1)	45
Figure 3.9 :Modèle et Coefficient de sécurité $F_s \approx 0,72$ (Cas 2).....	46
Figure 3.10 : Cercle de rupture (Cas 2).....	46
Figure 3.11 :Modèle et Coefficient de sécurité $F_s \approx 1,17$ (Cas 3).....	47
Figure 3.12 Modèle et surface de glissement $F_s \approx 1,17$ (Cas 4).....	47
Figure 3.13 : Modèle et Coefficient de sécurité $F_s \approx 1,15$ (Cas 5).....	48

Figure 3.14 Modèle et Coefficient de sécurité $F_s \approx 1,3$ (Cas 6).....	48
Figure 3.15 Modèle et Coefficient de sécurité $F_s \approx 1,5$ (Cas 7).....	49
Figure 3.16 Modèle et Coefficient de sécurité $F_s \approx 1,5$ (Cas 8).....	50

Chapitre 1

Tableau 1.1 :Classification selon la vitesse moyenne de glissement à long terme.....	9
Tableau 1.2 :Classification selon la profondeur de la surface de glissement.....	9

Chapitre 2 19

Tableau 2.1 : Valeurs de F_s en fonction de l'état de l'ouvrage [16].....	24
--	----

Chapitre 3

Tableau 3.1 Caractéristiques géotechniques du modèle.....	43
--	----

Table des matières

Dédicace	I
Remerciements.....	II
Résumé.....	III
Abstract.....	IV
ملخص.....	V
Liste des figures et tableaux.....	VI
Table des matières.....	VIII
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	IX
Chapitre 01 : GÉNÉRALITÉ SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN	
1.1 INTRODUCTION.....	3
1.2 DÉFINITION D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN	4
1.3 MORPHOLOGIE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN.....	4
1.4 LES TYPES DE GLISSEMENTS DE TERRAIN.....	6
1.4.1 Classement suivant la surface de rupture.....	6
1.4.1.1 Glissement plan.....	6
1.4.1.2 Glissement rotationnel simple.....	7
1.4.1.3 Glissement rotationnel complexe.....	8
1.1.1.4 Glissement quelconque.....	8
1.4.2 Classification basée sur la vitesse du mouvement de glissement.....	8
1.4.3 Profondeur de la surface des glissements.....	9
1.5 FACTEURS DE GLISSEMENT DE TERRAIN.....	10
1.5.1 Les facteurs permanents.....	10
1.5.1.1 La géologie et géomorphologie.....	10
1.5.1.2 La pente.....	11
1.5.1.3 La couverture végétale.....	11
1.5.2 Les facteurs dynamiques et déclenchant.....	11
1.5.2.1 Le climat.....	11
1.5.2.2 L'action anthropique.....	12
1.5.2.3 La séisme.....	12
1.6 Les méthodes de renforcement.....	12
1.6.1 Les terrassements.....	12
L'allègement en tête de glissement.....	13
La purge des matériaux remaniés.....	13
La substitution partielle ou totale.....	14

Le chargement en pied.....	14
1.6.2 les dispositifs de drainage.....	15
1.6.2.1 Drainage de surface.....	15
1.6.2.2 Tranchées drainantes.....	15
1.6.2.3 Drains subhorizontaux.....	15
1.6.2.4 Masques et éperons drainants.....	16
1.6.2.5 Drains verticaux, galeries drainantes.....	16
1.6.3 L'introduction d'éléments résistants.....	17
1.6.3.1 Enrochement.....	17
1.6.3.2 Ouvrage rigide.....	18
1.6.3.3 Nappe en géo-synthétiques.....	18
1.6.3.4 Système d'ancrages.....	19
1.6.3.5 Renforcement par géotextile.....	19
1.6.3.6 Les clous et micropieux.....	20
1.6.3.7 Renforcement des talus par des pieux.....	21
Pieux battus.....	21
Pieux forcé.....	21
1.7 CONCLUSION.....	22

Chapitre 02 : METHODE DE CALCUL DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

2.1 INTRODUCTION.....	23
2.2 DEFINITION DU COEFFICIENT DE SECURITE.....	23
2.3 METHODE DE CALCULE DES GLISSEMENT DE TERRAIN.....	24
2.3.1 Méthode d'équilibres limites.....	25
2.3.2 Méthode de Fellenius.....	25
2.3.3 Méthode de Bishop.....	27
2.3.4 Méthode de Bishop simplifiée.....	29
2.3.5 Méthode de Jambu.....	30
2.3.6 Méthode de Spencer.....	31
2.3.7 Méthode de Morgenstern et Price.....	33
2.3.8 Méthode des éléments finis.....	34
2.4 CONCLUSION	35

Chapitre 03 : ANALYSE NUMERIQUE D'UN GLISSEMENT

3.1 INTRODUCTION.....	36
3.2 APERÇU SUR L'OUTIL DE CALCUL : PLAXIS V 8.2.....	37
3.3 PRESENTATION DU MODELE D'ETUDE.....	39
3.3.1 Contexte géologique de la région d'EL Hadaiek-Skikda	39
3.3.2 Description du glissement.....	41
3.3.3 Caractéristiques du modèle d'étude.....	42
3.4 ANALYSES ET DISCUSSIONS	44
3.4.1. 1er Cas d'étude.....	45
3.4.2 2ème Cas d'étude.....	46

3.4.3 3ème Cas d'étude.....	47
3.4.4 4ème Cas d'étude.....	47
3.4.5 5ème Cas d'étude.....	48
3.4.6 6ème Cas d'étude.....	48
3.4.7 7ème Cas d'étude.....	49
3.4.8 8ème Cas d'étude.....	49
3.7 CONCLUSION	50
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	51
BIBLIOGRAPHIE.....	53

INTRODUCTION GENERALE

Un glissement de terrain est un phénomène géotechnique représenté par le mouvement gravitationnel de la masse terrestre le long d'une pente. Ce type de mouvement est déclenché par l'action de la pesanteur, des forces extérieures, ou la modification des conditions aux limites.

En Algérie, ce phénomène prend de plus en plus de l'ampleur surtout à l'Est Algérien, en effet la ville de Skikda est l'un des endroits affecté par ce problème depuis plusieurs années. Le présent travail traite un cas de glissement réel intercepté à la cité d'El-Hadaiek, à La wilaya de Skikda à la suite de la réalisation d'u projet de (50+50) logements sur un terrain désigné comme une pente.

Pour bien présenter les informations sur la stabilité des talus et éclairer les axes de notre travail, le mémoire a été articulé suivant trois chapitres :

Dans le premier chapitre, nous avons rappelé les éléments théoriques et les définitions sur les glissements de terrain, la classification et les différents types et causes de mouvements connus, ainsi que les différents types et méthodes de confortement de talus préconisés pour stabiliser le terrain en mouvement.

Dans le deuxième chapitre, nous avons décrit les différentes méthodes de calculs consacrées à la stabilité d'un glissement.

Dans le dernier chapitre, l'étude de la stabilité du cas proposé est présentée, nous avons commencé par définir le site ainsi que les causes du glissement appréhendé. Par la suite, des simulations numériques utilisant le code de calcul Plaxis 2D basé sur la méthode des éléments finis ont été entreprises pour analyser ce cas de glissement. Le terrain présentait une instabilité évidente qui demandait des interventions importantes. Nous avons proposé plusieurs systèmes de confortement pour assurer la stabilité du site pour qu'il reçoive les différents bâtiments projetés en toute sécurité.

Enfin, ce travail sera clôturé par une conclusion générale et des perspectives de recherche dans cette thématique.

GÉNÉRALITÉ SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

1.1 INTRODUCTION

Les glissements de terrain sont aperçus comme une menace naturelle permanente survenant partout dans le monde ; les sols qui nous entourent peuvent paraître stables, mais cette stabilité est illusoire. L'histoire géologique montre que les équilibres naturels qui se développent lentement peuvent soudainement se fissurer, se déformer et autres phénomènes d'érosion nuisibles à l'homme.

Il est donc impératif de considérer ces phénomènes et leurs risques associés et de prendre les précautions appropriées pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleures solutions de protection ou de traitement.

Dans ce chapitre, nous allons citer des notions de bases sur ainsi, nous pourrons Comprendre les types de glissements de terrain Par la suite, nous donnerons un bref aperçu sur les méthodes de renforcement, en fin nous décrivons creusement dans les terrain meubles.

1.2 DÉFINITION D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN

Un glissement de terrain est un phénomène géologique correspond à un déplacement généralement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture.

Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines voire quelques centaines de mètres dans des cas exceptionnels. La vitesse de glissement du terrain reste variable mais peut atteindre quelques décimètres par an. Lorsqu'il y a rupture, les terrains peuvent glisser très rapidement, surtout lorsqu'ils sont saturés en eau.

Un glissement de terrain est dangereux et destructeur non seulement par le glissement du terrain lui-même mais aussi par l'accumulation en bas de la pente de terre, de roche et de débris divers. [1]



Figure 1.1 Glissement de terrain à Alger [El-Mouradia vers Bir Mourad Rais ,2019]

1.3 MORPHOLOGIE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN

La morphologie des glissements de terrain est tracée à la figure 1.2. Les principales définitions sont présentées comme suit :

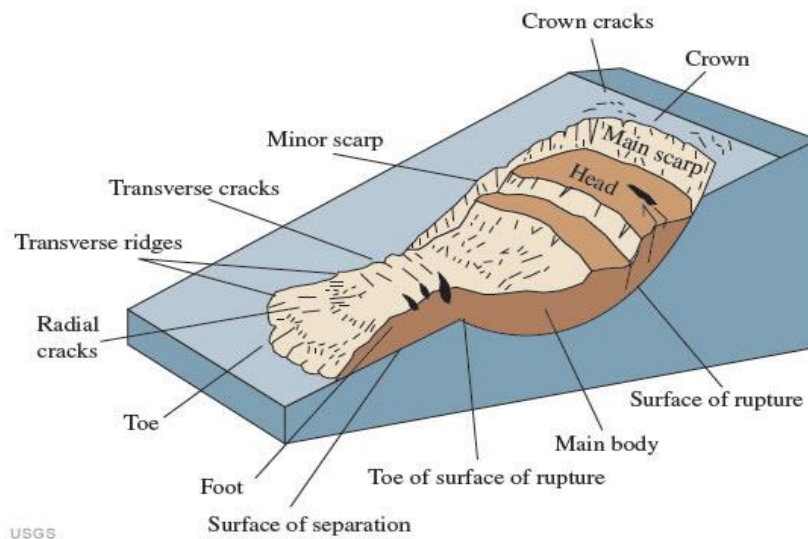


Figure 1.2 Eléments descriptifs d'un glissement de terrain
[Varnes, 1978)

- Le rejet principal : surface inclinée ou verticale, souvent concave délimitant coulisse à son extrémité supérieure et se prolonge vers le bas par la surface de glissement.
- Couronne : située au-dessus de l'escarpement principal, souvent à peine touchée par désordre. Seules quelques fissures ou l'unes indiquent l'adhérence dans ces domaines.
- Tête : Il s'agit de la limite supérieure de glissement, plus précisément d'une pièce ou d'un matériau.
- Rejet secondaire : circulaire similaire au calibrage principal mais visible à masse traitée. Ces pentes donnent à la masse en mouvement une structure à escaliers.
- Élément : une partie de la masse a glissé entre deux pentes.
- Flanc : la limite latérale d'un glissement de terrain s'étendant jusqu'à la pente principale.
- Pied : correspond à l'intersection inférieure de la surface topographique d'origine. Le pied est souvent masqué par une perle.
- Extrémité inférieure (pouce) : zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- Rides transversales : formées dans l'épaississement du mouvement du sol, témoins d'efforts de compression pouvant entraîner des recouvrements de matériaux.
- Surface de glissement ou de rupture : c'est la surface qui sépare la masse de glissement atterri sur place.
- Corps : partie médiane de la lame recouvrant la surface de l'endommagement.
- Fissures et crevasses : une fissure dans le matériau avec l'apparition de craquelures taille et formes diverses selon leur emplacement. [2]

1.4 LES TYPES DE GLISSEMENTS DE TERRAIN

Nous citons ci-après les types de glissement de terrain (figure 1.3) :

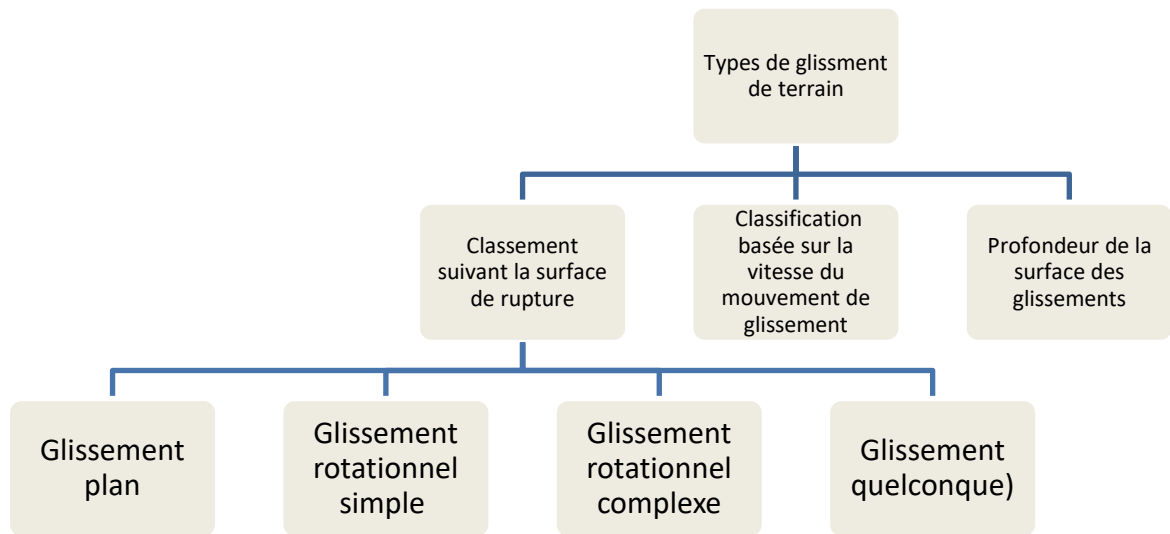


Figure 1.3 Organigramme des types de glissement de terrain

1.4.1 Classement suivant la surface de rupture

On distingue quatre types de glissements de terrains, selon la morphologie de la surface de rupture :

1. Glissement plan
2. Glissement rotationnel simple
3. Glissement rotationnel complexe
4. Glissement quelconque

1.4.1.1 Glissement plan

La surface de glissement est plane (figure 1.4). Il s'agit souvent du toit d'une couche de mauvaise résistance. Il se produit surtout en milieu rocheux. [3]

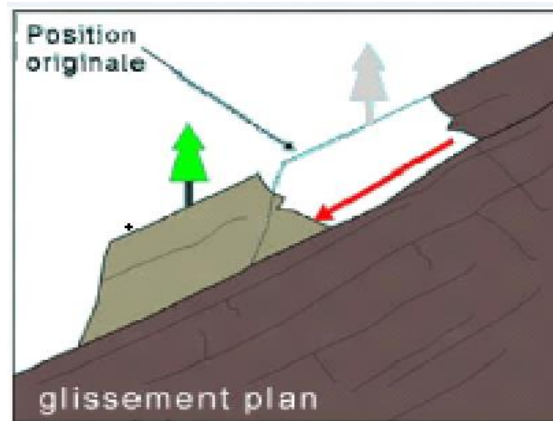


Figure 1.4 Un glissement plan [13]

1.4.1.2 Glissement rotationnel simple

La surface de glissement est de forme approximativement cylindrique (figure 1.5). Il comprend en tête des fissures de traction, à la base un bourrelet formé par des matières glissées, un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement. [4]

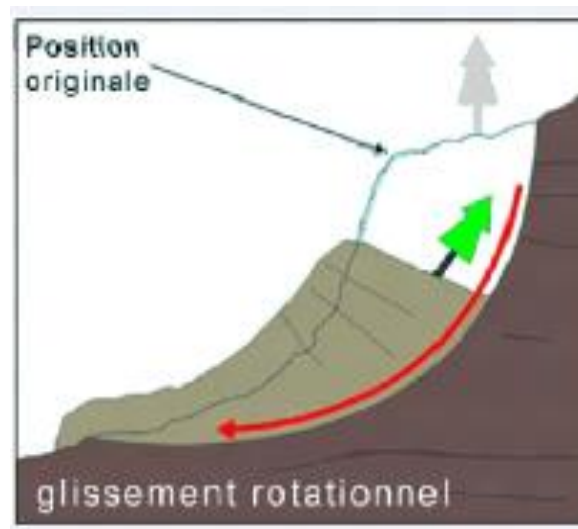


Figure 1.5 Glissement rotationnel [4]

1.4.1.3 Glissement rotationnel complexe

Il s'agit de glissements multiples « emboités » les uns dans les autres (figure 1.6), dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont. [4]



Figure 1.6 Glissement rotationnel complexe [4]

1.4.1.4 Glissement quelconque

Ce sont les glissements de terrain les plus courants et présentent des caractéristiques similaires à d'autres glissements de terrain précédemment définis. Dans la nature, le sol n'est ni homogène ni isotrope. En effet, il existe de nombreux glissements de terrain dont les surfaces de fracture sont moins géométriques et même assez arbitraires. Cette forme de rupture posait des difficultés dans les calculs manuels, qui imposent l'hypothèse d'une rupture géométrique simple. Actuellement, le développement de logiciels permet d'identifier cette difficulté. [5]

1.4.2 Classification basée sur la vitesse du mouvement de glissement

La vitesse moyenne de déplacement d'un glissement de terrain atteint le plus souvent plusieurs millimètres par an dans le cas d'un glissement très lent stabilisé et plusieurs centimètres à plusieurs décimètres par an dans le cas d'un glissement actif.

Il existe des cas exceptionnels où le déplacement peut être beaucoup plus rapide et la masse en mouvement, sans perdre sa compacité, peut atteindre plusieurs décimètres par jour. [2]

Dans le tableau 1.1 on donne une classification suivant la vitesse :

Tableau 1.1 Classification selon la vitesse moyenne de glissement à long terme [2]

Glissement	Vitesse de glissement
Stable très lent	0-2 cm/an
Peu actif lent	2-10 cm/an
Actif(ou lent avec phase rapide)	Sup a 10 cm/an

1.4.3 Profondeur de la surface des glissements

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur estimée de la surface endommagée (tableau 1.2), car lors de l'évaluation d'un risque de glissement de terrain, non seulement le volume ou la vitesse du glissement de terrain doivent être pris en compte, mais également le mouvement différentiel qui se produit, ce qui peut entraîner l'inclinaison des bâtiments ou la formation de fissures. [2]

Tableau 1.2 Classification selon la profondeur de la surface de glissement [2]

Glissement	Surface de glissement (sous la surface du sol)
Superficiel	0-2 m
Semi profond	2-10 m
Profond	Sup a 10 m

1.5 FACTEURS DE GLISSEMENTS DE TERRAIN

Il est important d'identifier les causes du glissement de terrain, car cela aidera à comprendre le mécanisme du glissement de terrain ainsi que les facteurs qui influencent la rupture de la pente. Une fois que le mécanisme et les facteurs de glissement de terrain ont été identifiés, des mesures correctives peuvent être identifiées et adoptées pour réduire les risques environnementaux liés aux glissements de terrain.

Les principaux facteurs favorisant l'occurrence de glissements de terrain sont les suivants:

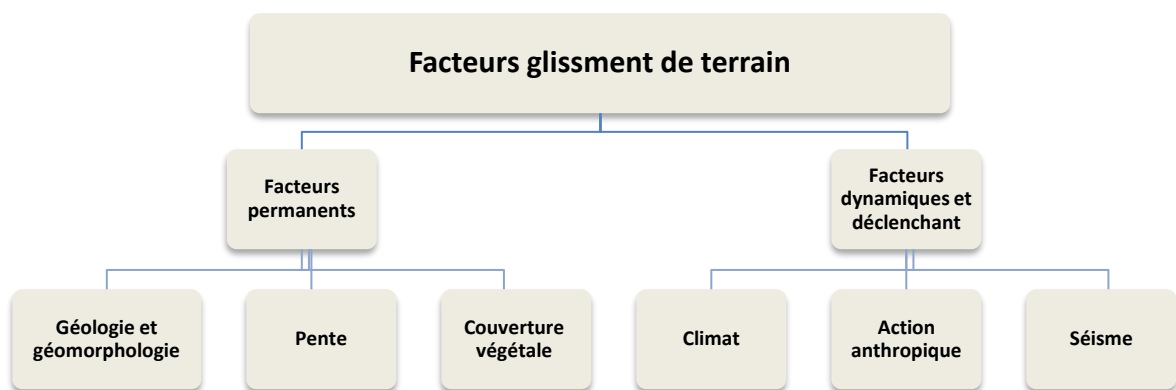


Figure 1.7 Organigramme des facteurs de glissement de terrain

1.5.1 Les facteurs permanents

Nous citons ci-après les facteurs permanents de glissement de terrain :

1.5.1.1 La géologie et géomorphologie

La lithologie est le principal matériau du sol et montre une sensibilité différente aux intempéries selon sa composition minéralogique, sa structure d'origine (stratification, granulométrie...etc.) et secondaires (fissures aux joints ou failles). La lithologie peut

avoir des conséquences facteurs hydrologiques importants, en particulier la relation pluie-débit et l'évolution du débit au fil du temps strict. [6]

1.5.1.2 La pente

Le rôle de la pente dans la genèse des mouvements de sol est lié à plusieurs facteurs tels que la nature lithologique, la structure et la présence d'eau. La raideur de cette pente joue donc un rôle clé dans la répartition géographique des glissements de terrain. [7]

1.5.1.3 La couverture végétale

D'une part, les racines des arbres peuvent contribuer à la stabilité des pentes en absorbant une partie eaux souterraines, d'autre part, les racines ont un pouvoir de propagation énorme, ce qui provoque élargissement des fissures. [4]

1.5.2 Les facteurs dynamiques et déclenchant

Nous citons ci-après les facteurs dynamique et déclenchant de glissement de terrain :

1.5.2.1 Le climat

Les glissements de terrain sont étroitement liés à une pluviométrie particulièrement importante. Il est difficile de connaître avec précision le seuil pluviométrique à partir duquel les risques de mouvements sont le plus grands. Une averse brutale de forte intensité mais de durée réduite, exerce le plus souvent un effet érosif par ruissellement, alors qu'une averse de plus longue durée sur un horizon superficiel moyennement perméable provoque un fluage de couches superficielles. Ces mouvements sont déclenchés fréquemment, notamment par des surplus de la pluviométrie. Le facteur climat est souvent assimilé aux variations de la température, le vent, l'eau de surface et souterraines, la pluie, la neige...etc.

1.5.2.2 L'action anthropique

L'homme, par ses nombreuses interventions lors des travaux d'aménagement, intervient principalement dans la modification morphologique du massif du sol et conditions hydrauliques initiales. [4]

1.5.2.3 Le séisme

Les séismes font vibrer les massifs rocheux et peuvent être à l'origine de chutes de blocs ou d'éboulements.

1.6 LES MÉTHODES DE RENFORCEMENT

L'étude du glissement de terrain conduit à la détermination de la solution de renforcement optimale, c'est-à-dire la plus efficace et la moins chère. La protection contre le risque glissement consiste à examiner le phénomène (nature du terrain, vitesse de déplacement, volume déplacé, déclencheur) qui conduit aux travaux de stabilisation.

Les techniques de stabilisation des glissements peuvent être classées en trois catégories :

- Les terrassements.
- Les dispositifs de drainage.
- L'introduction d'éléments résistants.

1.6.1 Les terrassements

Ces techniques consistent à modifier la topographie des glissements de terrain afin de trouver une situation d'équilibre.

Il existe trois groupes de méthodes de stabilisation des terrassements :

- Equilibre des masses : l'allègement en tête de talus et le chargement en pied.
- Géométrie de la pente : purge et profilage.
- Substitutions partielles ou totales de la masse instable. [4]

- **L'allègement en tête de glissement**

Il consiste à décharger la "tête de glissement". Cet allègement se traduit par une réduction du poids et donc des forces motrices. Il est également possible d'augmenter la stabilité du terrain en réduisant sa pente. Cette solution est appropriée sur des pentes non naturelles ou de courte portée, mais généralement difficile à mettre en œuvre sur des pentes naturelles. [8]

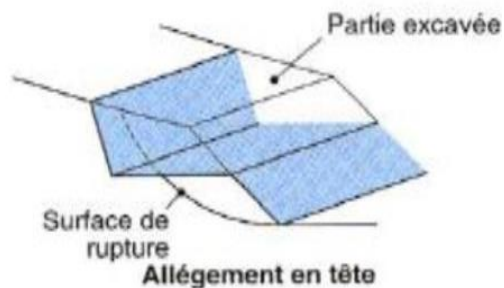


Figure 1.8 Allègement en tête [17]

- **La purge des matériaux remaniés**

Cela se fait en enlevant les matériaux glissés. Il s'agit d'une solution qui ne s'applique qu'aux glissements de terrain petits et peu profonds. [8]

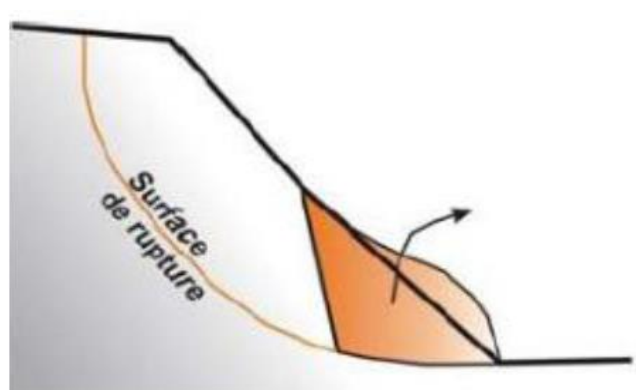


Figure 1.9 La purge totale [8]

- **La substitution partielle ou totale**

Lorsqu'un dégagement complet n'est pas possible, le remplacement est limité aux bûches, contreforts, masques ou éperons qui, s'ils sont correctement réglés, peuvent suffire à la stabilisation.

Des substitutions partielles sous forme de lames discontinues ou de contreforts sont souvent utilisées. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en faisant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de pente avec et sans substitution. [8]

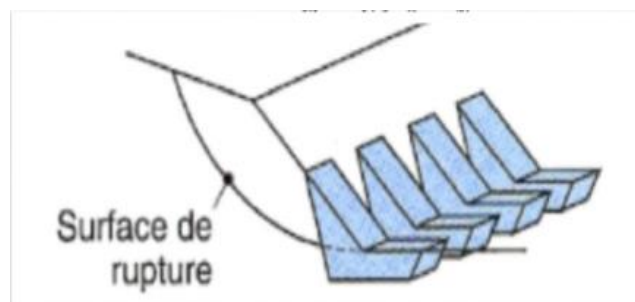


Figure 1.10 Substitution partielle et éperons drainants. [8]

- **Le chargement en pied**

Le chargement en pied consiste à construire une structure de retenue dans le pied du talus afin d'équilibrer les forces motrices et d'arrêter le déplacement de la masse instable. Ceci est généralement associé au drainage. [8]

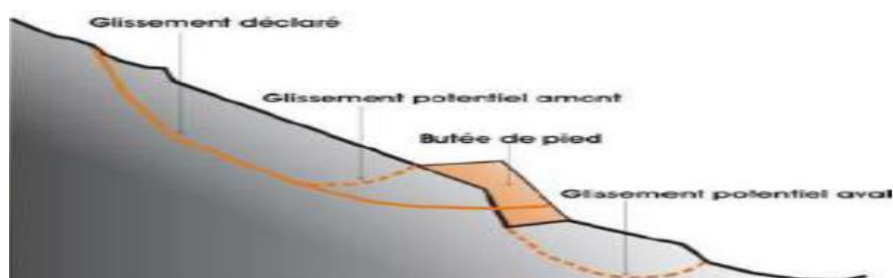


Figure 1.11 Le chargement en pied [8]

1.6.2 Les dispositifs de drainage

Le drainage a pour but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du sol. Cette technique utilise les méthodes suivantes :

1.6.2.1 Drainage de surface

Il s'agit de mettre en place des mesures pour limiter l'infiltration des sols mouvants en collectant et drainant les eaux de surface (cunettes, caniveaux, fossés, etc.)[8]

1.6.2.2 Tranchées drainantes

Ce sont des structures qui abaissent le niveau des eaux souterraines, réduisant ainsi la pression interstitielle sur la surface de fracture. [9]

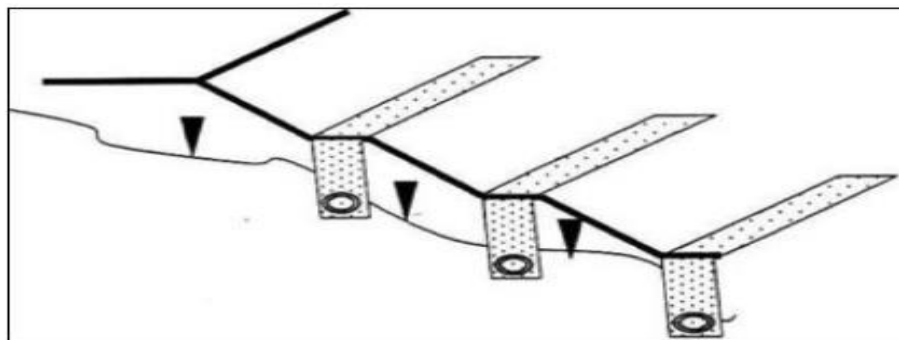


Figure 1.12 Tranchées drainantes. [18]

1.6.2.3 Drains subhorizontaux

Cette technique est utilisée lorsque la nappe phréatique est trop profonde pour que les drains de surface puissent l'atteindre.

Dans le cas de grands glissements de terrain, ils sont parfois associés à une galerie de drainage, qui sert de ruissellement principal d'où partent les faisceaux de drainage. [8]

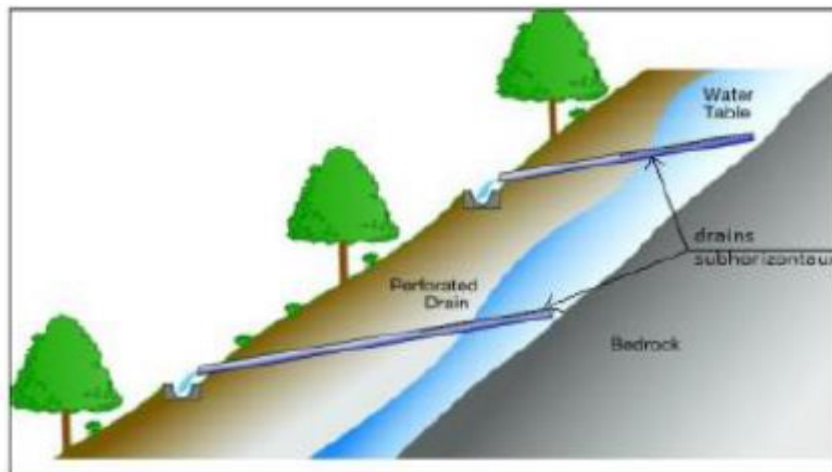


Figure 1.13 Drains subhorizontaux [14].

1.6.2.4 Masques et éperons drainants

Les masques de drainage sont des structures constituées de matériaux à gros grains placés sur le versant du versant ; leur rôle est de casser la pression interstitielle dans la partie du sol concernée, mais leurs propriétés de frottement augmentent également la stabilité. Les éperons de séchage sont une sorte de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de faire un masque, on fait simplement des rainures remplies de matériel de drainage régulièrement réparti. [8]

1.6.2.5 Drains verticaux, galeries drainantes

Les puits de drainage équipés de pompes, montées de manière linéaire, constituent un écran de drainage, à condition bien sûr d'être correctement entretenu. Le forage de drains subhorizontaux à partir du fond de puits de grand diamètre augmente leur rayon d'action. Les siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation des eaux en drainant l'eau vers un point bas sur la pente. [10]

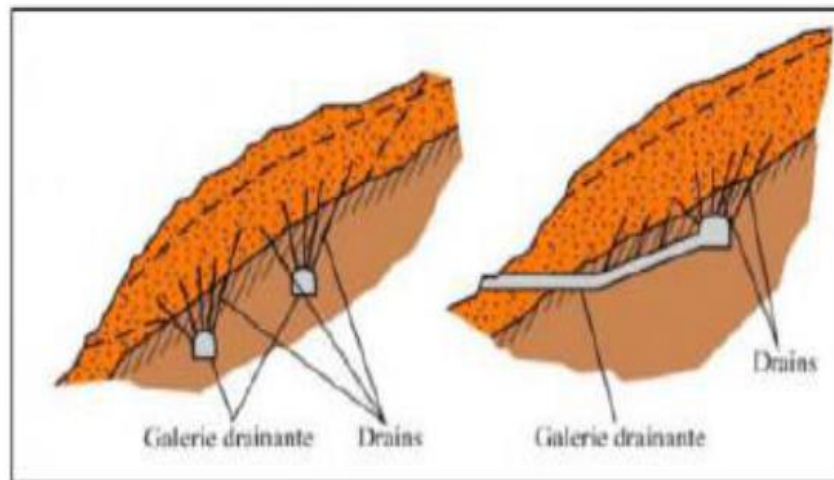


Figure 1.14 Galerie drainante [10]

1.6.3 L'introduction d'éléments résistants

1.6.3.1 Enrochement

L'enrochement décrit une gamme de matériaux rocheux placés le long des rives, des fondations de ponts, des pentes rudes et d'autres structures riveraines pour se protéger de l'affouillement et de l'érosion. [8]

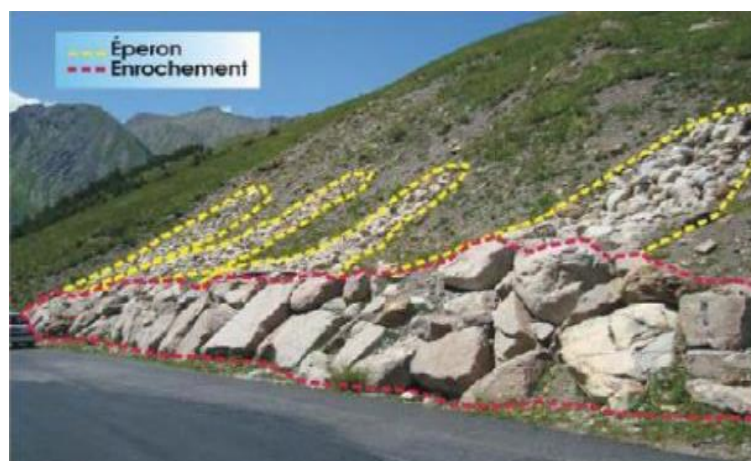


Figure 1.15 Stabilisation par enrochement. [8]

1.6.3.2 *Ouvrage rigide*

Il s'agit d'ouvrages avec une partie supérieure souple : mur de pierres emboîtées et une partie inférieure rigide : mur en béton (pied du glissement) avec ancrages (masqués par le béton). [8]

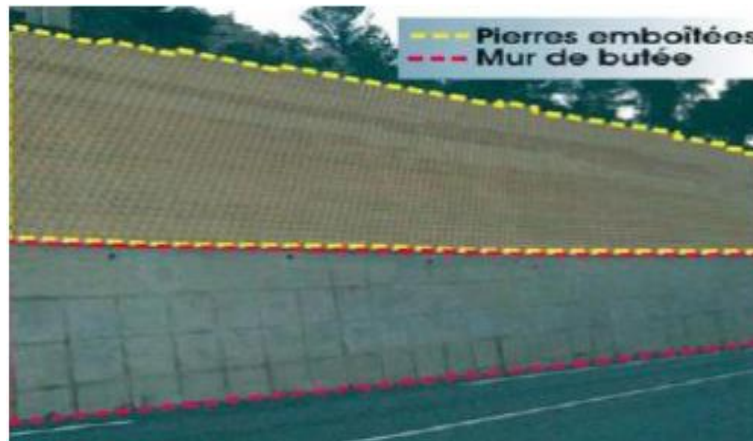


Figure 1.16 Mur en pierres sur mur en béton.[8]

1.6.3.3 *Nappe en géo-synthétiques*

Les géo-synthétiques, qui ont un rôle essentiel dans la stabilité des ouvrages, sont choisis en fonction de plusieurs critères : [4]

- Leur résistance à la traction à long terme (tenant compte des effets du fluage, du vieillissement et de l'endommagement).
- Le coefficient d'interaction par frottement à l'interface avec le matériau de remblai.
- La nature du polymère dont ils sont constitués, qui doit être compatible en termes de vieillissement avec le matériau de remblai et, le cas échéant, avec le parement.



Figure 1.17 Renforcement par géo-synthétique.[8]

1.6.3.4 Système d'ancrages

Le système d'ancrage est le moyen utilisé pour fixer une maison mobile aux ancrages au sol ou à d'autres dispositifs de fixation approuvés. Il peut inclure des sangles, des câbles, des tendeurs, des boulons, des attaches et d'autres composants.

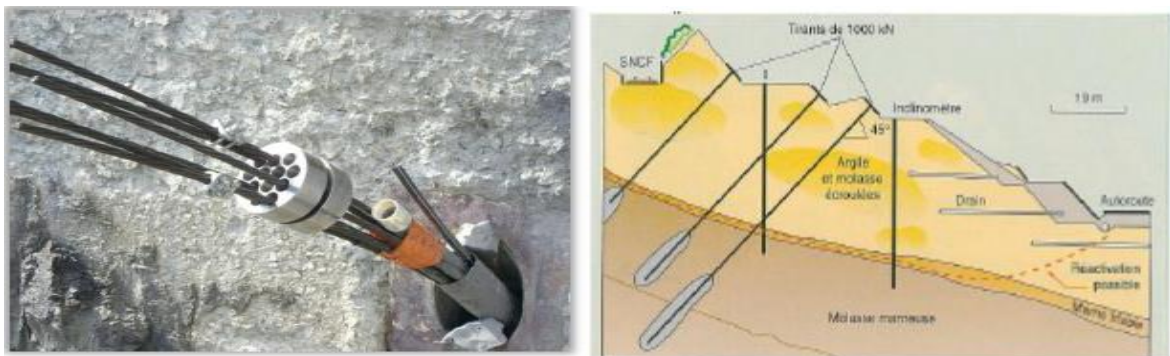


Figure 1.18 Schéma de confortation par tirants d'ancrages.[19]

1.6.3.5 Renforcement par géotextile

Le géotextile est un matériau textile synthétique perméable utilisé pour améliorer les caractéristiques du sol. Il a la capacité de séparer, filtrer, renforcer, protéger et drainer

lorsqu'il est utilisé en association avec des sols. Les géotextiles sont des matériaux idéaux pour de nombreux travaux d'infrastructure tels que les routes, les décharges, les structures de drainage et d'autres projets civils. [4]



Figure 1.19Chantier en cours de réalisation utilisant la technique géotextile

1.6.3.6 Les clous et micropieux

[17]

Les clous, appelés aussi ancrages passifs, sont constitués par des armatures en acier scellées dans le terrain par injection et bloquées en tête en prenant appui sur l'ouvrage.

Le micropieu est constitué d'une armature métallique forée dans le sol. Cette armature est solidarisée au terrain par un coulis de ciment. Les micropieux, technique de fondation, sont souvent utilisés pour du confortement de talus, des fondations d'ouvrage, des reprises en sous-œuvre. [8]

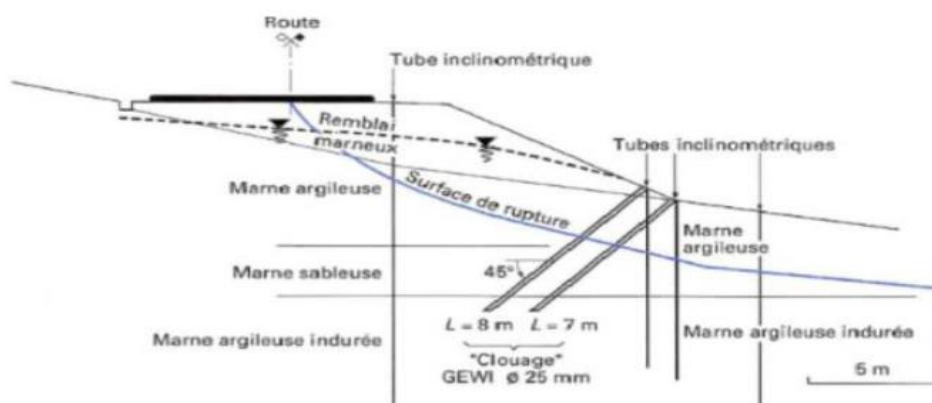


Figure 1.20Exemple de clouage d'un glissement (Durville& Gille, 2008)

1.6.3.7 Renforcement des talus par des pieux

Les pieux constituent une fondation élancée qui transfère les charges structurales aux couches de sol ayant des propriétés mécaniques suffisantes pour éviter la fracture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Généralement, deux à trois rangées de pieux sont placées dans le tiers médian de la pente instable. L'avantage de cette technique est rapide à mettre en œuvre et n'altère pas la géométrie du terrain. [8]

On distingue deux grands groupes de pieux :

- **Pieux battus**

Ce sont des pieux préformés ou avec un tuyau martelé fait en place. Pour les premiers, il s'agit essentiellement de pieux métalliques et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds, de pieux battus et formés. (Figure 1. 19). [8]

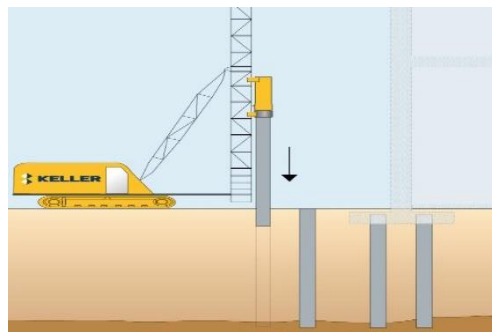


Figure 1.21 Etapes de réalisation de pieux battus (keller)

- **Pieux forés**

Leur exécution nécessite un forage préalable dans le sol avec des outils appropriés avec ou sans protection du tubage ou de la boue, ce qui permet d'assurer la stabilité des parois du forage. [8]

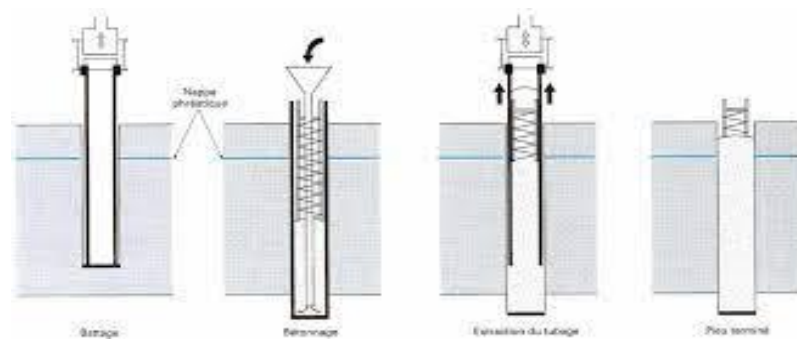


Figure 1.22 Etapes de réalisation d'un pieu foré (architecte ENAU, 2015)

1.7 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté une recherche bibliographique où nous avons défini le phénomène de glissement de terrain, leur classification selon différents critères, les facteurs pouvant induire ou déclencher ce phénomène, ainsi que des techniques de confortements qui sont très nombreuses, et qui doivent être les moins coûteuses et les plus disponibles dans le marché, faciles à réaliser et qu'elles soient adaptées aux conditions de site.

Dans le chapitre suivant, nous allons exposer les méthodes de calcul de stabilité des glissement et spécifiquement le calcul du coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer la stabilité des pentes et qui sera évalué dans nos modélisations numériques.

METHODES DE CALCUL DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

2.1 INTRODUCTION

De nombreuses méthodes ont été développées pour déterminer les facteurs de sécurité. Ce chapitre décrit chacune des méthodes disponibles.

Nous commencerons ce chapitre par définir le coefficient de sécurité dont la valeur caractérise la stabilité d'une pente. Ensuite, nous passerons en revue les différentes méthodes dédiées au calcul de ce paramètre.

2.2 DEFINITION DU COEFFICIENT DE SECURITE

Le calcul de la stabilité des talus est estimé par le coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

$$F = \frac{\Sigma \text{Moments des forces résistantes au mouvement}}{\Sigma \text{Moments des forces provoquant le mouvement}} \quad (2.1)$$

Dans la pratique, le coefficient F_s est compris entre 1,15 et 1,50 en tenant compte des facteurs suivants (Tableau 2.1) :

- Les erreurs dues aux simplifications des méthodes de calcul de la stabilité.

- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des sols.
- Les incertitudes de la détermination de la surface de rupture.
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le mouvement des moyens de transport et par les séismes. [11]

Tableau 2.1 Valeurs de F_s en fonction de l'état de l'ouvrage [16].

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

2.3 METHODE DE CALCULE DES GLISSEMENT DE TERRAIN

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

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.
- Les méthodes des éléments finis.
- Les méthodes des abaques.

Pour les méthodes basées sur l'équilibre limite, la mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières :

1. Ou bien on étudie 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 » (méthode de TAYLOR; de CAQUOT ; de BIAREZ.....).
2. Ou bien on décompose le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses

simplificatrices ; c'est la « méthode des tranches » (méthode de FELLENIUS, méthode de BISHOP...).

2.3.1 Méthode d'équilibres limites

De manière classique, on définira les conditions d'équilibre limite et on utilisera un coefficient de sécurité. On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la bande considérée. Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité F_s est le plus faible. [12]

2.3.2 Méthode de Fellenius

Cette méthode est aussi parfois appelée la méthode suédoise de tranches. C'est la première méthode de tranches développée et présentée dans la littérature. La simplicité de la méthode a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

Dans cette méthode, toutes les forces inter tranches sont ignorées. Le poids de la tranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La composante du poids parallèle à la base de la tranche est la force gravitationnelle mobilisatrice. La somme des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de la rupture est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité. [12]

La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité en l'absence de toute eau pour une surface de rupture circulaire:

$$F_s = \frac{\sum(C * \Delta l + W \cos \alpha * \tan \phi)}{\sum W * \sin \alpha} \quad (2.2)$$

Se référant à la tranche illustrée à la figure 2.1, la force normale de la méthode ordinaire de tranches peut s'exprimer comme :

$$N = W \cdot \cos \alpha \quad (2.3)$$

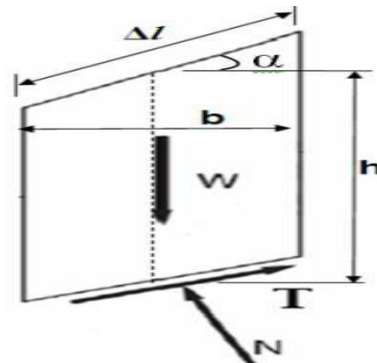


Figure 2.1 La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Fellenius [12]

Et la contrainte normale peut être exprimée par:

$$\sigma = \frac{W \cdot \cos \alpha}{\Delta l} \quad (2.4)$$

Remplaçant σ par ça valeur dans l'équation suivant :

$$F_s = \frac{\sum (C + \sigma \tan \phi) \cdot \Delta l}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.5)$$

On trouve :

$$F_s = \frac{\sum (C \cdot \Delta l + W \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (2.6)$$

Pour une contraint effective:

$$F_s = \frac{\sum [C' \cdot \Delta l + (W \cos \alpha - u \cdot \Delta l) \cdot \tan \phi']}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (2.7)$$

La contraint normale effective peut être exprimée par la relation:

$$\sigma' = \frac{W \cdot \cos \alpha}{\Delta l} - u \cos^2 \alpha \quad (2.8)$$

Alors la relation (2-5) devient :

$$F_s = \frac{\sum [C' \cdot \Delta l + (W \cos \alpha - u \cdot \Delta l \cdot \cos^2 \alpha) \cdot \tan \phi']}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (2.9)$$

Et on a:

$$b = \Delta l \cdot \cos \alpha \quad \rightarrow \quad \Delta l = \frac{b}{\cos \alpha} \quad (2.10)$$

Finalement l'équation du coefficient de sécurité pour la méthode de Fellenius est donnée par:

$$F_s = \frac{\sum \frac{1}{\cos \alpha} [C' * b + (W \cos^2 \alpha - u * b) * \tan \phi']}{\sum W * \sin \alpha} \quad (2.11)$$

2.3.3 Méthode de Bishop

Dans la méthode de Bishop, l'expression du coefficient de sécurité est obtenue en écrivant les deux équations d'équilibre statique :

- L'équilibre des forces verticales qui sont appliquées à chaque tranche.
- L'équilibre global des moments.

Soit la tranche représentée dans la figure 2.2. [13]

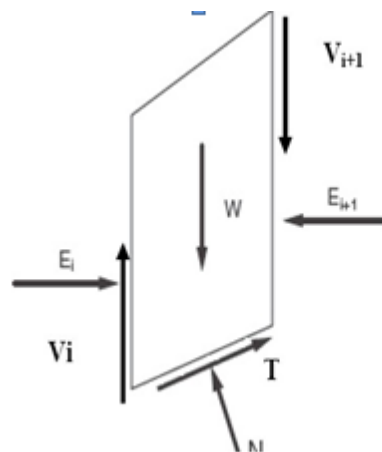


Figure 2.2 Représentation des forces inter-tranchent sur une tranche [13]

L'équilibre vertical :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i \quad (2.12)$$

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte totale :

$$\tau = \frac{C}{F_s} + \frac{\sigma \tan \phi}{F_s} \quad (2.13)$$

D'où :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + \frac{c_i}{F_s} * \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + N_i \frac{\tan \phi_i}{F_s} T_i \sin \alpha_i \quad (2.14)$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - \frac{c_i b_i \tan \alpha_i}{F_s}}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\tan \phi_i}{F_s}} \quad (2.15)$$

Ou bien sous une forme compacte, en désignant la quantité:

$$\cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i * \tan \phi_i}{F_s} \right) = m_\alpha \quad (2.16)$$

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - \frac{c_i b_i \tan \alpha_i}{F_s}}{m_\alpha} \quad (2.17)$$

Pour une ligne de glissement circulaire :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2.18)$$

On porte dans l'expression de F_s la valeur de N_i précédemment calculée:

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + \tan \alpha_i \left[\frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - \frac{c_i b_i \tan \alpha_i}{F_s}}{m_\alpha} \right] \right) \right] \quad (2.19)$$

Le deuxième membre contient F_s explicitement et par l'intermédiaire de m_α mais la formule se prête très bien à une résolution par approximations successives. [13]

L'équilibre horizontal de la tranche s'écrit:

$$(E_I - E_{I+1}) + N_i \left(\frac{\tan \alpha_i}{F_s} \cos \alpha_i - \sin \alpha_i \right) + \frac{c_i b_i}{F_s} = 0 \quad (2.20)$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{-\frac{c_i b_i}{F_s} + (E_I - E_{I+1})}{\sin \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F_s} \cos \alpha_i} \quad (2.21)$$

L'élimination de N_i entre les deux expressions issue des équilibres horizontaux et verticaux et donne une relation entre les composantes horizontales et verticales des efforts inter-tranches :

$$(E_I - E_{I+1}) + (V_I - V_{I+1}) \left[\frac{\sin\alpha_i - \frac{\tan\phi_i}{F} \cos\alpha_i}{\cos\alpha_i - \frac{\tan\phi_i}{F} \sin\alpha_i} \right] = \sum W_i - \frac{c_i b_i}{F} + \tan\alpha_i \left[\frac{\sin\alpha_i - \frac{\tan\phi_i}{F} \cos\alpha_i}{\cos\alpha_i - \frac{\tan\phi_i}{F} \sin\alpha_i} \right] - \frac{c_i b_i}{F} \quad (2.22)$$

Puisque les efforts inter-tranches sont des intérieurs au talus leurs sommes sont nulles:

$$\sum (E_I - E_{I+1}) = 0 \text{ Et } \sum (V_I - V_{I+1}) = 0 \quad (2.23)$$

En sommant la relation précédente sur les efforts inter-tranches verticaux :

$$\sum_{i=1}^n (V_I - V_{I+1}) \left[\frac{\sin\alpha_i - \frac{\tan\phi_i}{F} \cos\alpha_i}{\cos\alpha_i - \frac{\tan\phi_i}{F} \sin\alpha_i} \right] = \sum_{i=1}^n (W_i - \frac{c_i b_i}{F} \tan\alpha_i \left[\frac{\sin\alpha_i - \frac{\tan\phi_i}{F} \cos\alpha_i}{\cos\alpha_i - \frac{\tan\phi_i}{F} \sin\alpha_i} \right] - \frac{c_i b_i}{F}) \quad (2.24)$$

2.3.4 Méthode de Bishop simplifiée

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposés être horizontale (c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches). Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction et d'obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche.[12]

L'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical:

$$N \cdot \cos\alpha + T \cdot \sin\alpha - W = 0 \quad (2.25)$$

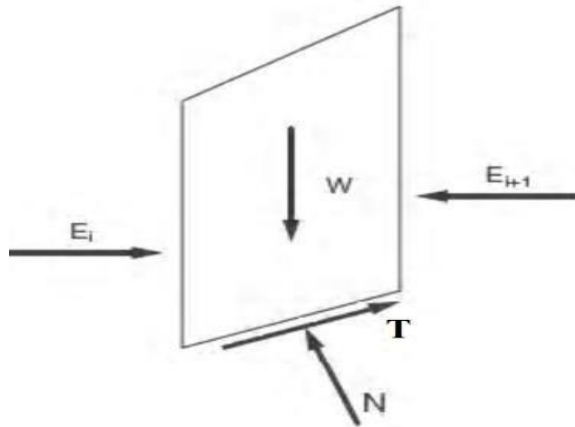


Figure 2.3 La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop [13]

Les forces sont considérées comme positifs lorsqu'ils agissent vers le haut. La force de cisaillement dans l'équation (2-21) est liée au contrainte de cisaillement par :

$$T = \tau * \Delta l \quad (2.26)$$

Pour les forces de cisaillements exprimés en termes de contraintes effectives avec l'équation de force de Mohr-Coulomb, nous pouvons écrire:

$$T = \frac{1}{F} [C' * \Delta l + (N - u * \Delta l) \tan \phi'] \quad (2.27)$$

Combinant les équations (2-20) et (2-22) et pour résoudre la force normale, N, nous obtenons:

$$N = \frac{W - \left(\frac{1}{F}\right)(c' \Delta l - u * \Delta l \tan \phi') \sin \alpha}{\cos \alpha + \left[\frac{\sin \alpha * \tan \phi'}{F}\right]} \quad (2.28)$$

La contrainte effective normale à la base de la tranche peut être exprimée par la relation:

$$\sigma' = \frac{N}{\Delta l} - u \quad (2.29)$$

Combinant les équations (2.21) et (2.23) et on les introduire dans l'équation d'équilibre, on peut écrire -après réarrangement des termes :

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c' \Delta l \cos \alpha + (W - u \Delta l \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + \left[\frac{\sin \alpha * \tan \phi'}{F}\right]} \right]}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.30)$$

De l'équation (2-8); l'expression finale du coefficient de sécurité de la méthode de bishop simplifiée s'écrit comme suite :

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c' b + (W - ub) \tan \phi'}{m_\alpha} \right]}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.31)$$

$$\text{Avec: } m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F} \right) \quad (2.32)$$

2.3.5 Méthode de Jambu

La méthode généralisée de Jambu considère les deux forces inter-tranches et suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter-tranches. Par

conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe avec les forces inter-tranches à la fois.

Jambu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales, tout négligeant l'équilibre des moments. Il obtient la formule de coefficient de sécurité suivant: [14]

$$F_S = \frac{\sum [c' L + (N - uL) \tan \phi'] / \cos \alpha}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2.33)$$

Le coefficient de sécurité obtenu est par la suite corrigé par facteur f_0 , dépend de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés des sols, le coefficient de sécurité est alors égale a:

$$F_s = f_0 * F_S \quad (2.34)$$

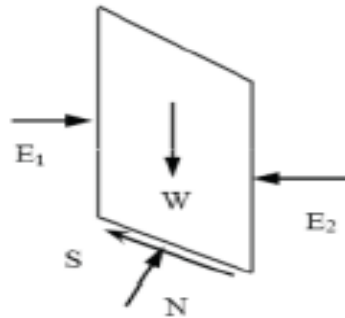


Figure 2.4 La représentation des forces sur une tranche [13]

2.3.6 Méthode de Spancer

Spencer présente cette méthode pour une surface circulaire, mais la procédure peut être facilement étendue aux surfaces de rupture noncirculaires.

Spencer (1967) a mis aux points deux équations de coefficient de sécurité, l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et un autre à l'égard de l'équilibre de moment. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter-tranches de cisaillement et normal. [13]

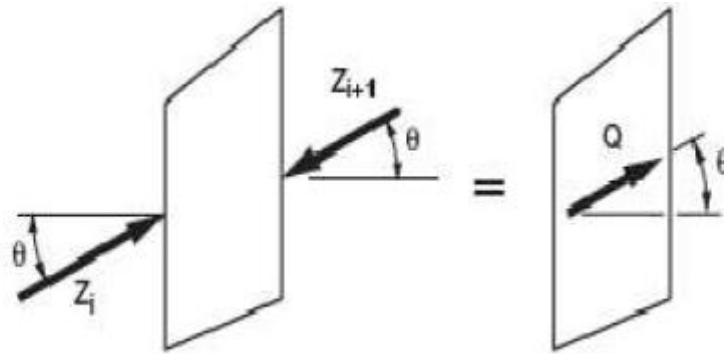


Figure 2.5 Résultante des forces parallèles [12]

L'équation de l'équilibre des forces :

$$\sum Q_i = 0 \quad (2.35)$$

Et :

$$Q_i = Z_i - Z_{i+1} \quad (2.36)$$

Parce que les forces inter tranche sont supposées être parallèles, Q_i, Z_i, Z_{i+1} ont la même direction et est tout simplement est la différence scalaire entre les forces intertranches de gauche et de droite de la tranche (Voir figure 2-6).

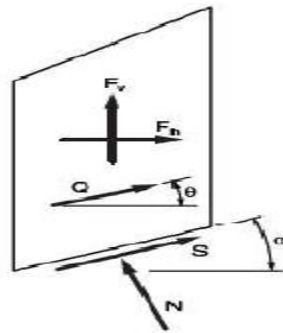


Figure 2.6 La représentation des forces inconnues sur une tranche dans la méthode de Spencer [12]

L'équation d'équilibre des moments est exprimée par la relation :

$$\sum Q(x_b \sin \phi - y_Q \cos \phi) = 0 \quad (2.37)$$

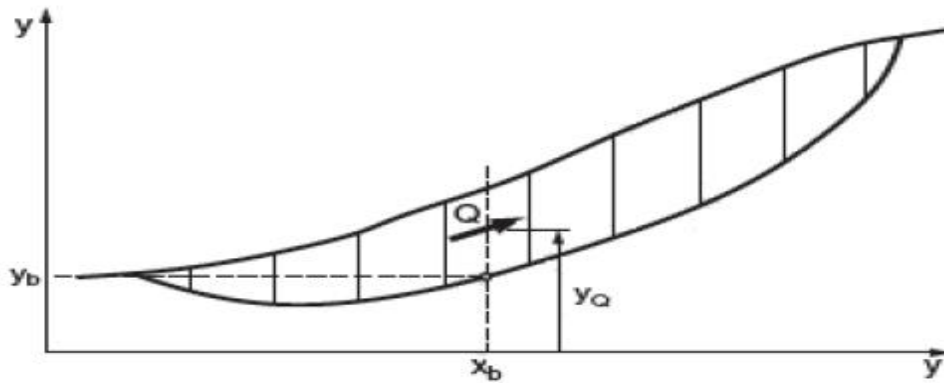


Figure 2.7 Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de spencer [12]

Après une série de calcul Spencer a trouvé une expression réduite pour le coefficient de sécurité comme suite :

$$Q = \frac{-F_v \sin \alpha - F_h \cos \alpha - \left(\frac{c' \Delta l}{F}\right) + (F_v \cos \alpha - F_h \sin \alpha + u \Delta l) \left(\frac{\tan \phi'}{F}\right)}{\cos(\alpha - \phi) + \left[\frac{\sin(\alpha - \phi) \tan \phi'}{F}\right]} \quad (2.38)$$

2.3.7 Méthode de Morgenstern et Price

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter tranches.

Cette méthode est très utilisée mais pose toujours quelques problèmes de convergence.

L'inclinaison des forces inter-tranches peut varier par une fonction arbitraire ($f(x)$) :

$$T = f(x) \lambda E \quad (2.39)$$

$f(x)$: les forces inter-tranches qui varie continuelles le long de la surface de rupture.

λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée.

Les forces sont montrées sur la figure 2.8.

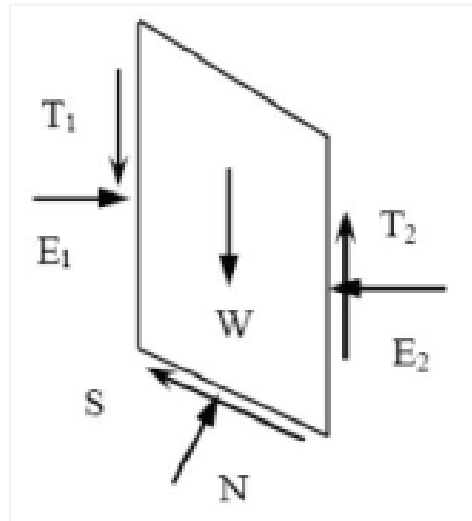


Figure 2.8 Forces sur une tranche [13]

Pour une fonction de force, les forces inter-tranches sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que, F_f est égale à F_m dans les équation (2.40) et (2.41)

$$F_f = \frac{[C'l + (N - u'l) \tan \phi'] \sec \alpha}{\sum [W - (T_2 - T_1)] \tan \alpha + \sum (E_2 - E_1)} \quad (2.40)$$

Et

$$F_m = \frac{[C'l + (N - u'l) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.41)$$

2.3.8 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et a propriétés physiques variables dans l'espace.

Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformations aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené avec un programme basé sur la méthode des d'éléments finis tel que le Plaxis. [15]

2.4 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté la notion du coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer une stabilité des pentes, ensuite nous avons cité les différentes méthodes de calcul de glissement avec leurs différentes hypothèses.

Bien que ces méthodes soient dites classiques, elles permettent encore à l'ingénieur d'aujourd'hui d'évaluer les mouvements de la pente.

Le chapitre suivant sera consacré à l'analyse d'un cas réel de glissement et à la proposition d'une multitude de solutions pour la stabilisation du site.

Chapitre 3

ANALYSE NUMÉRIQUE D'UN CAS DE GLISSEMENT

3.1 INTRODUCTION

Dans les chapitres précédents, nous avons présenté une bibliographie sur les glissements de terrains et les méthodes de calcul.

En complément à cette première partie bibliographique, une analyse approfondie sur un cas d'étude réel est présentée.

Il s'agit de l'étude de la stabilité d'un terrain en pente situé à la wilaya de Skikda en Algérie destiné à la construction de logements à la cité El-Hadaiek.

Les analyses consistent à chercher la valeur du coefficient de sécurité et de repérer les différentes surfaces de rupture correspondantes à des différents scénarios d'étude que nous avons proposée.

L'étude sera précédée par une brève description du code de calcul PLAXIS V 8.2 utilisé pour les différentes simulations numériques.

3.2 APERÇU SUR L'OUTIL DE CALCUL : PLAXIS V 8.2

PLAXIS 2D est un logiciel d'éléments finis puissant et convivial destiné à l'analyse 2D de la déformation et de la stabilité en ingénierie géotechnique et en mécanique des roches. PLAXIS est utilisé dans le monde entier par des sociétés d'ingénierie et des institutions de premier plan dans le domaine de l'ingénierie civile et géotechniques. Les applications vont des excavations, des remblais et des fondations à la géomécanique des tunnels, des mines, du pétrole et du gaz et des réservoirs.

PLAXIS est doté d'une large gamme de fonctionnalités avancées permettant de modéliser un large éventail de problèmes géotechniques, le tout à partir d'un seul logiciel intégré. L'interface d'utilisation de PLAXIS consiste en quatre sous-programmes (Input, Calculation, Output et Curve).

Il contient les sous-programmes suivants :

- Programme d'entrée de données (input)
- Programme de calculs
- Programme des résultats
- Programme courbe

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

Ce programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales. La génération des conditions initiales est faite dans un menu spécifique du programme Input (figure 3-1).

PLAXIS contient différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol, nous contenterons de citer d'une manière brève le modèle élastique et celui de Mohr_Coulomb.

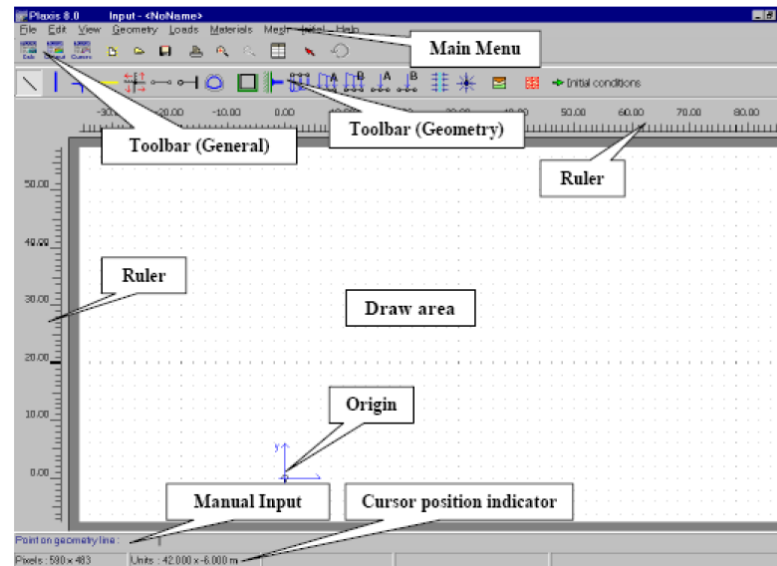


Figure 3.1 Fenêtre principale du programme d'entrée des données (input)

PLAXIS-Calculations : Une fois le modèle d'éléments finis défini, les calculs réels peuvent être effectués. Il est cependant, il est nécessaire de définir à l'avance le type de dimensionnement à réaliser et les cas de charge qui sera appliqué. Nous fonctionnons grâce à un programme de calcul.

En pratique, le projet peut être divisé en plusieurs phases ; Le processus de calcul de PLAXIS est également inclus divisé en étapes de calcul. Activation de cas de charge, simulation d'étapes de construction, introduction de la période de consolidation, les calculs des coefficients de sécurité sont des exemples de phases Calcul. Chaque phase de calcul est généralement divisée en un certain nombre d'étapes de calcul. Cela est dû à le fait que le comportement non linéaire du sol nécessite l'application des charges par paliers (incréments frais).

PLAXIS-Output : Les principaux résultats des calculs par éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes en un point de tension. De plus, lorsque le

modèle d'éléments finis comprend des éléments structuraux, les forcessont calculées dans ces éléments. PLAXIS propose une large gamme d'outils pour afficher les résultats.

PLAXIS-Curves : Ce programme comprend tout le nécessaire pour générer des courbes charge-déplacement, des chemins de charge, courbes de contrainte et de contrainte-déformation.

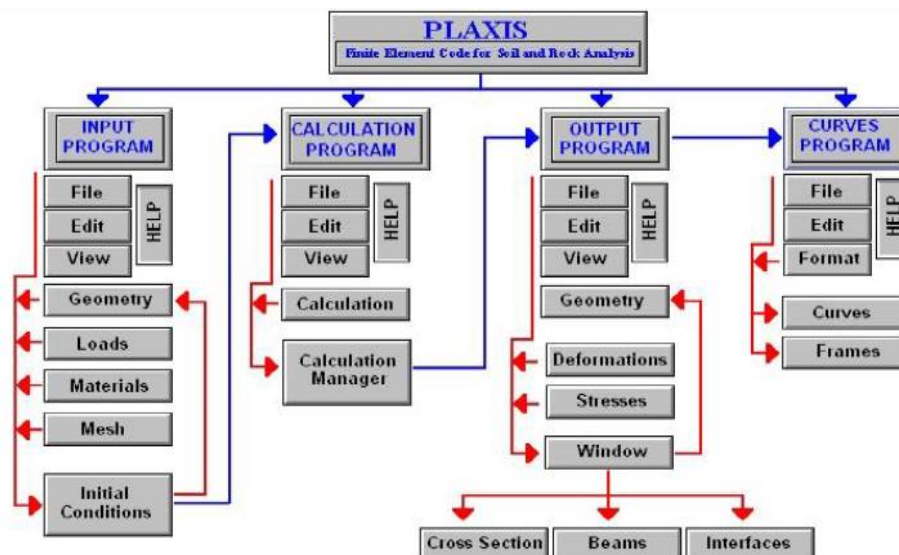


Figure 3.2 Organigramme du code PLAXIS

3.3 PRESENTATION DU MODELE D'ETUDE

Le terrain en pente situé à la wilaya de Skikda en Algérie destiné à la construction de logements à la cité El-Hadaiek présente des états de glissement que nous allons analyser et proposer des solutions variées afin d'y remédier pour qu'il puisse recueillir les différentes constructions en toute sécurité. Mais avant cela, nous proposons de présenter dans les paragraphes qui suivent quelques informations sur l'état du massif encaissant fournies par le rapport de sol.

3.3.1 Contexte géologique de la région d'EL Hadaiek-Skikda

Notre terrain d'étude en pente, situé à El-Hadaiek à la wilaya de Skikda (figure 3.3) est limité par :

- Au Nord : par des Blocs en (R+5).

- Au Sud : par des broussailles et Réservoir.
- A L'Est : par des Habitations Individuelles et Réservoir.
- AL'Ouest : par des Habitations Individuelles et Réservoir.



Figure 3.3 Localisation de site du glissement (Rapport de sol)

D'après la carte géologique de ST-CHARLES Feuille N°30 et notice à l'échelle de $E=1/50000$, le terrain d'ensemble serait situé dans une zone sédimentaire d'âge quaternaire constitué essentiellement par Grés de Numidie (e3b), Argile et grés (e3a). (Voir la figure 3.4).

D'après le rapport du sol fourni, les observations du site ont permis de donner des indications sur l'existence d'indices d'instabilité potentielle. Ce qui indique que le site présente une topographie apparemment instable (forte pente $>30\%$) (Rapport de sol).

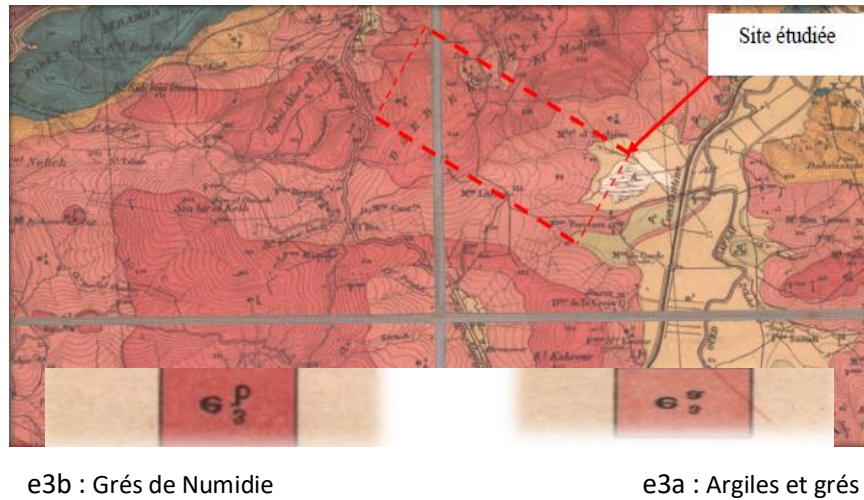


Figure 3.4 Extrait de la carte géologique de ST-CHARLES échelle 1/50 000
(Rapport de sol)

3.3.2 Description du glissement

Des travaux de terrassements ont été réalisés au pied du talus, ce qui a causé des fissures centimétriques sur le pied de talus (Figure 3.5). Ces fissures sont attribuées à un glissement de terrain provoqué par la suppression de butée en pied du talus lors de terrassements exécutés dans cette partie.

Ces fissures se propagent avec une vitesse relativement élevée ce qui menace la stabilité globale du site.

Pour ces raisons une étude de stabilité globale du site devrait être réalisée afin de protéger les bâtiments qui sont construits en tête du talus et assurer la stabilité des blocs qui seront construits ultérieurement.



Figure 3.5 Photos montrant la morphologie du glissement (Rapport de sol)

3.3.3 Caractéristiques du modèle d'étude

Les calculs sont faits par le logiciel Plaxis 2D. Nous présentons sur la figure 3.6 la géométrie du site utilisée dans les différentes modélisations en précisant l'existence du bloc en tête du talus qui serait enlevée durant la première modélisation pour analyser la stabilité du talus avant toute construction.

Le modèle de sol est modélisé en utilisant le critère de Mohr-Coulomb, les déplacements horizontaux et verticaux sont supposés nuls au niveau du substratum et les déplacements horizontaux sont bloqués sur les côtés latéraux.

Le modèle s'étend sur 115 m de largeur et 62 m de hauteur. La géométrie du modèle a été adoptée conformément au levé topographique réalisé sur terrain.

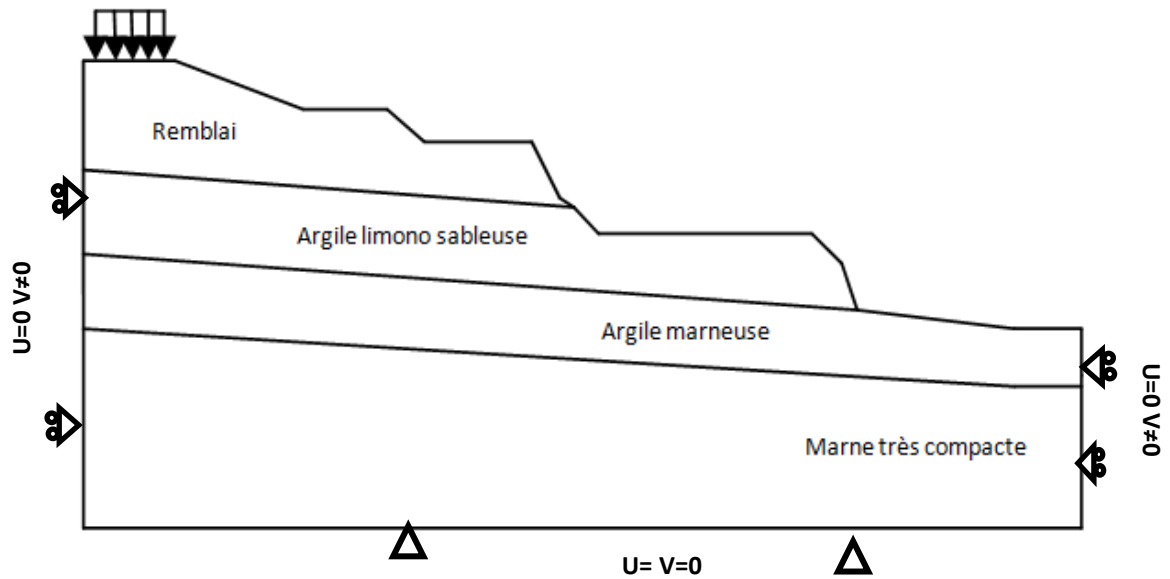


Figure 3.6 Définition du problème de calcul (logements à la cité El-Hadaiek, Skikda (Algérie))

Les caractéristiques géotechniques des sols ont été estimées à partir des résultats des essais au laboratoire et des essais In-Situ réalisés par le laboratoire LNHC de Skikda. Les valeurs retenues pour les calculs sont présentées dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 Caractéristiques géotechniques du modèle

Couche	Nature	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ψ (°)	C (kN/m ²)	ψ (°)	E	ν
1	Remblai	18	21	14	40	0	10000	0,33
2	Argile limono-sableuse	18,6	21,4	15	22	0	8000	0,3
3	Argile marneuse	17,2	20,3	18	20	0	8000	0,3
4	Marne très compact	19,4	21	18	60	0	12000	0,3

Le maillage élément fini retenu est présenté sur la figure 3.7, il comporte 168 éléments et 1437 nœuds.

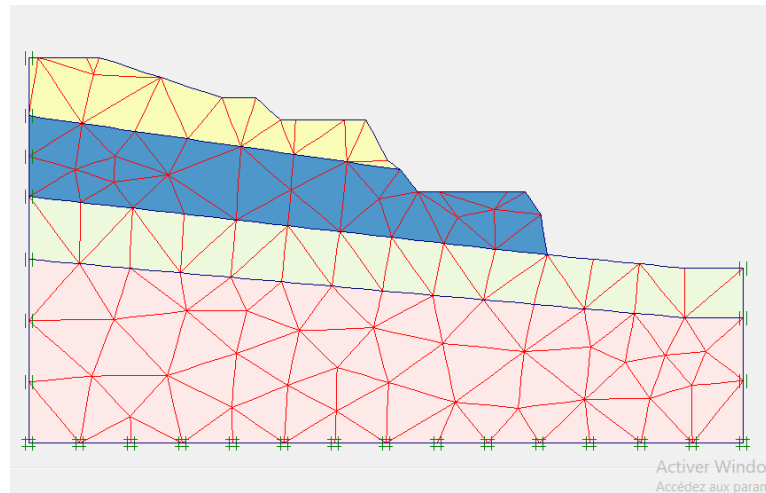


Figure 3.7 Maillage éléments finis adopté

Les contraintes initiales effectives ont été calculées par un chargement gravitaire, et le coefficient de sécurité a été calculé par la méthode de réduction des paramètres de résistance du sol.

3.4 ANALYSES ET DISCUSSIONS

Cette partie du chapitre regroupe les analyses numériques effectuées sur la stabilité du terrain d'étude en pente situé El-Hadaiek à la wilaya de Skikda. Il s'agit d'un projet où le bâtiment en tête du talus a été déjà construit.

Dans cette étude, nous avons préféré consacrer une première étude à analyser la stabilité du site avant toute construction pour vérifier sa stabilité causée par son poids propre uniquement.

Sachant que la stabilité d'une pente se caractérise selon un coefficient de sécurité, c'est pourquoi ce paramètre a été calculé premièrement à l'état naturel ensuite en considérant les blocs prévus, et enfin dans le cas du talus renforcé.

Nos analyses se sont déployées de cette manière :

1. 1^{er} Cas : Analyse du talus sans chargement : sous l'effet de son poids propre uniquement.

2. 2^{ème} Cas : Analyse du talus avec un chargement (Bâtiment) à la tête du talus.
3. 3^{ème} Cas : Analyse du talus suite à un remblaiement au pied du talus.
4. 4^{ème} Cas : Analyse du talus suite à l'emplacement d'un 1^{er} mur de soutènement dans la 3^{ème} banquette.
5. 5^{ème} Cas : Analyse du talus suite à l'emplacement d'un 2^{ème} mur de soutènement dans la 2^{ème} banquette.
6. 6^{ème} Cas : Mise en place de pieux sous le premier mur.
7. 7^{ème} Cas : Mise en place de pieux sous le deuxième mur.
8. 8^{ème} Cas : Considération d'une 2^{ème} et 3^{ème} charge (bâtiment) sur les 2^{èmes} et 3^{èmes} banquettes.

Les différentes modélisations numériques ont été réalisées à l'aide du code de calcul Plaxis 2D. Cela a permis d'analyser la stabilité de la pente en termes de déplacements horizontaux (cercle de rupture) et du coefficient de sécurité.

3.4.1 1^{er} Cas d'étude

Nous avons commencé à analyser l'état de stabilité de la pente sous son poids propre uniquement. Et ceci pour apprécier l'état de stabilité du talus avant toute construction.

La figure 3.8 représente le modèle ainsi que la valeur du coefficient de sécurité obtenue par les calculs numériques. Nous avons trouvé un coefficient de sécurité $F_s \approx 0.72$.

Ce coefficient de sécurité trouvé montre une instabilité de la pente. Ceci montre que le terrain n'était pas stable même avant les constructions et qu'il fallait faire des études détaillées avant toute construction génie civil.

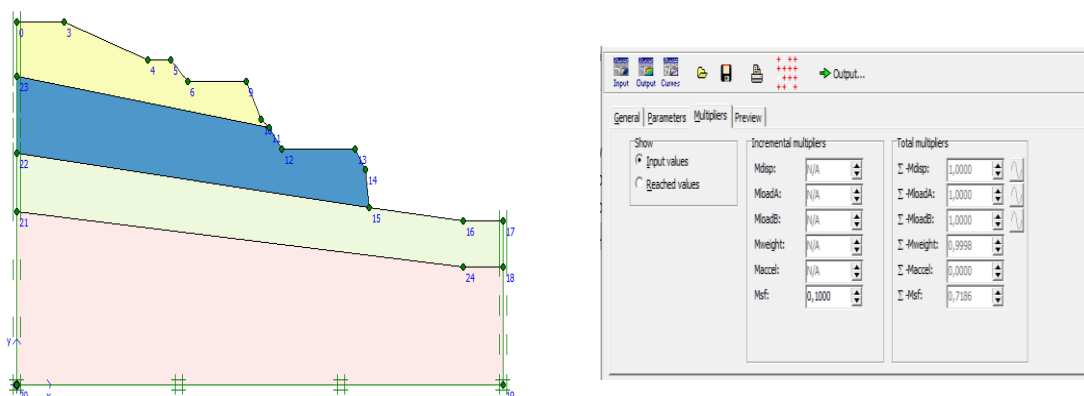


Figure 3.8 Modèle et Coefficient de sécurité : $F_s \approx 0,72$ (Cas 1)

3.4.2 2^{ème} Cas d'étude

Dans cette partie, nous avons analysé l'effet de la présence de la charge (bâtiment) à la crête du talus. A savoir, cette charge existait déjà avant les études de stabilité menées par le laboratoire.

La figure 3.9 représente le modèle ainsi que la valeur du coefficient de sécurité.

Nous avons trouvé un coefficient de sécurité de l'ordre de 0,72 qui est similaire à celui trouvé dans le cas 1 et qui caractérise l'instabilité de la pente.

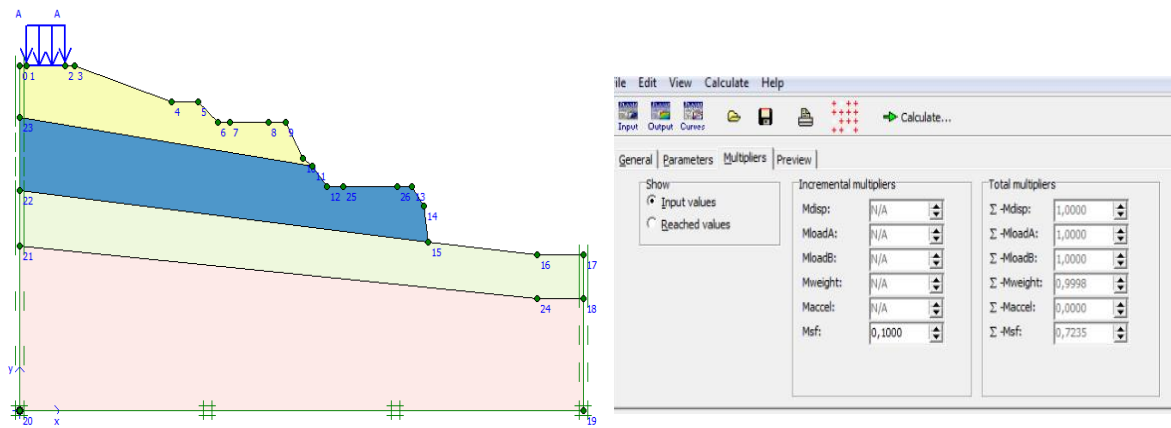


Figure 3.9 Modèle et Coefficient de sécurité $F_s \approx 0,72$ (Cas 2)

La figure 3.10 montre l'instabilité au pied du talus qui est caractérisé par un cercle de rupture pour ce 2^{ème} cas.

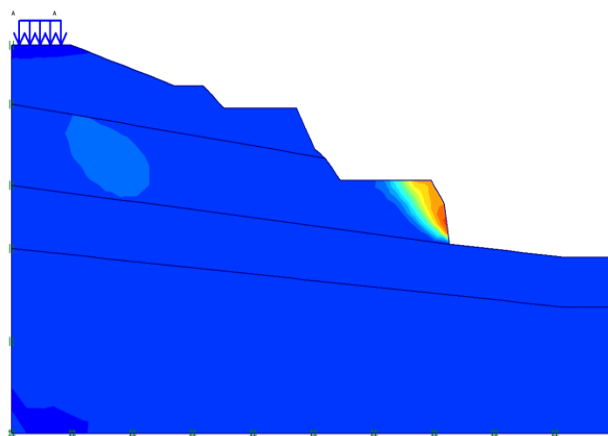


Figure 3.10 Cercle de rupture (Cas 2)

Ce résultat nous a incité à réfléchir à une première solution pour renforcer la stabilité du talus, alors nous avons pensé à remblayer le pied (cas 3).

3.4.3 3^{ème} Cas d'étude

Dans ce cas, nous avons proposé une solution par remblaiement du pied du talus pour stabiliser la pente (figure 3.11).

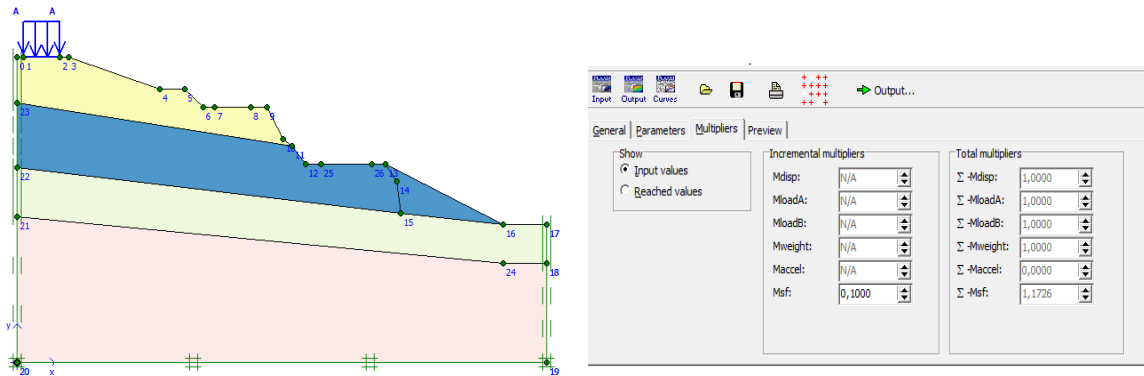


Figure 3.11 Modèle et Coefficient de sécurité $Fs \approx 1,17$ (Cas 3)

Le coefficient de sécurité a augmenté d'environ 17% une valeur qui est toujours inférieure à 1,5 décrivant l'instabilité de la pente. Par conséquent, il faut réfléchir à une autre solution.

3.4.4 4^{ème} Cas d'étude

Dans ce cas, nous avons réfléchi à l'emplacement d'un 1^{er} mur de soutènement d'une hauteur de 8,5m sur la 3^{ème} banquette afin d'augmenter la stabilité de la pente.

La Figure 3.12 montre le mécanisme de glissement de ce cas d'étude. Le coefficient de sécurité est resté égal à 1,17.

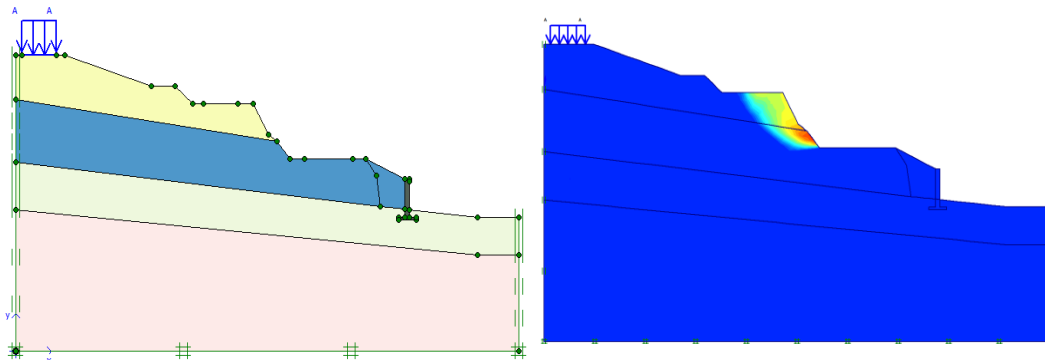


Figure 3.12 Modèle et surface de glissement $Fs \approx 1,17$ (Cas 4)

3.4.5 5^{ème} Cas d'étude

Une modélisation d'un deuxième mur de soutènement d'une hauteur de 12,5m sur la banquette 2 a fourni un même facteur de sécurité minimal correspondant à une valeur de l'ordre de $F_s \approx 1,17$ caractérisant toujours l'instabilité du talus.

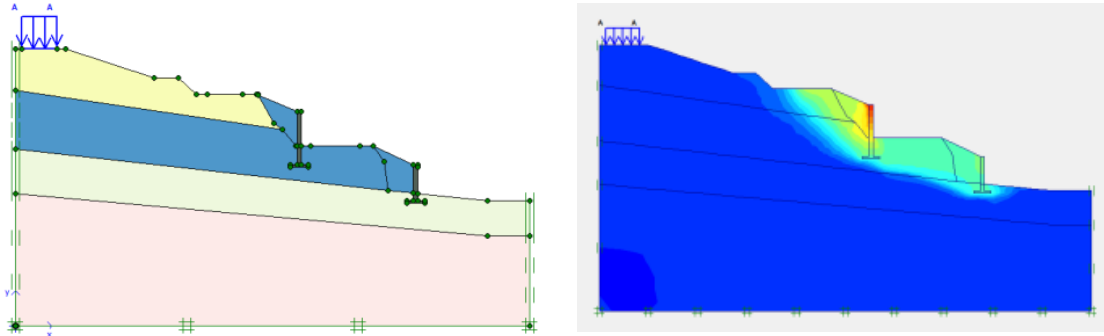


Figure 3.13 Surface de glissement et modèle (Cas 5)

3.4.6 6^{ème} Cas d'étude

La Figure 3.14 présente le glissement après la réalisation de pieux sous le 1^{er} mur de soutènement qui seront fondés dans le bon sol avec une Hauteur égale à 17 m.

Le facteur de sécurité correspondant est de l'ordre de : $F_s \approx 1,3$.

On remarque l'augmentation de la stabilité du talus qui est toujours insuffisante.

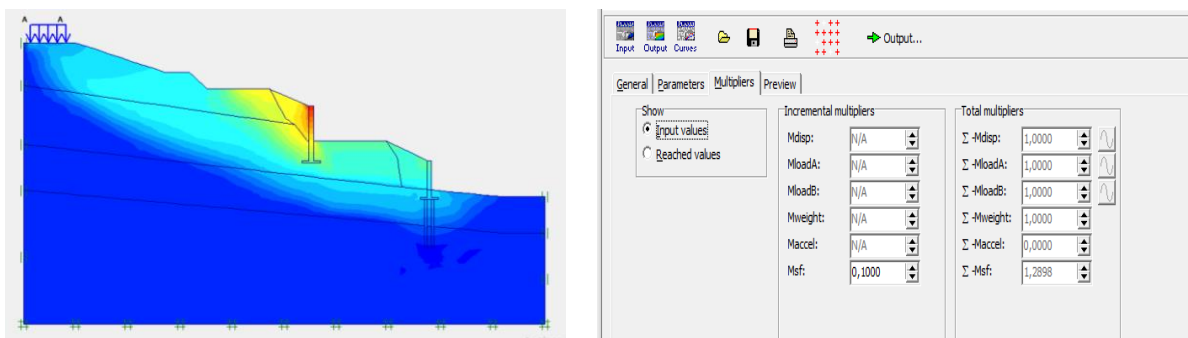


Figure 3.14 Surface de glissement et Coefficient de sécurité

3.4.7 7^{ème} Cas d'étude

Toutes les configurations précédentes n'ont pas, malheureusement fournies la stabilité demandée malgré l'emplacement de deux murs de soutènement dont celui du pied du talus est fondé sur des pieux d'une hauteur de 17m ancrés dans le bon sol.

Ce résultat nous a incité à penser à rajouter d'autres pieux de hauteurs de 24m sous le 2^{ème} mur ainsi finalement la stabilité requise a été atteinte et nous avons obtenu un facteur de sécurité de l'ordre de 1,5 ce qui nous indique que le site est stable avec cette dernière solution adoptée (voir figure 3.15).

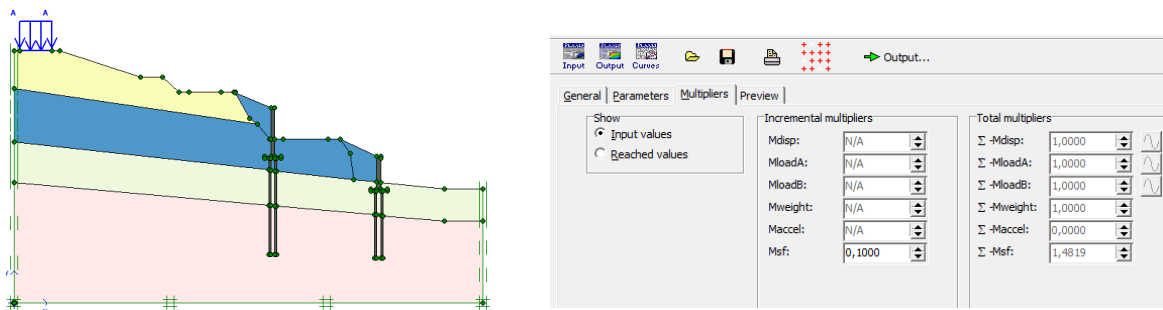


Figure 3.15 Modèle et Coefficient de sécurité $Fs \approx 1,5$ (Cas 7)

3.4.8 8^{ème} Cas d'étude

Des blocs de bâtiments de R+5 sont prévus sur la 2^{ème} et 3^{ème} banquette. Pour cela une modélisation du site en prenant en compte ces blocs est prévue dans ce cas.

La Figure 3.16 présente la géométrie du site utilisée de cette nouvelle situation ainsi que le coefficient de sécurité obtenu.

Le coefficient de sécurité reste toujours proche de 1,5. Ce qui nous montre l'efficacité du système de confortement utilisé.

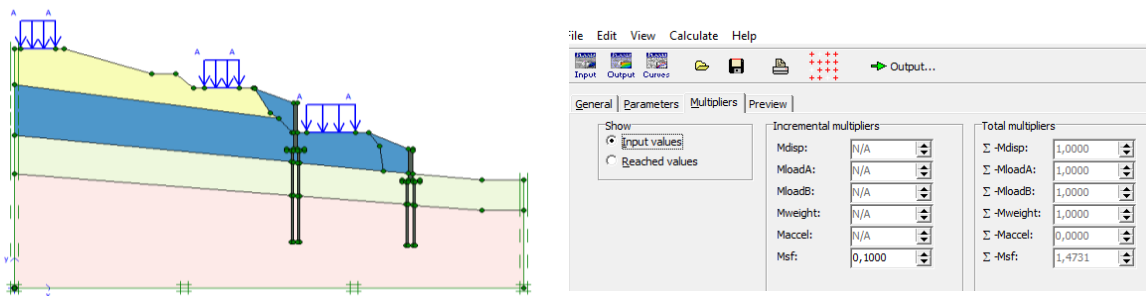


Figure 3.16 Modèle et Coefficient de sécurité $Fs \approx 1,5$ (Cas 8)

3.5 CONCLUSION

Dans ce dernier chapitre, nous avons étudié le cas du glissement situé à la wilaya de Skikda en Algérie destiné à la construction de logements à la cité El-Hadaiek. Les études consistaient à analyser la stabilité du talus encaissant et ceci en cherchant la valeur du coefficient de sécurité et de repérer les différentes surfaces de rupture correspondantes à des différents scénarios d'étude que nous avons proposée.

Nous avons commencé à analyser l'état de stabilité de la pente sous son poids propre uniquement. Et ceci pour apprécier l'état de stabilité du talus avant toute construction. Nous avons trouvé que le coefficient de sécurité était inférieur à la valeur de 1,5 par conséquent le talus était classé instable. De ce fait, nous avons proposé une multitude de solutions de confortement pour remédier à cette instabilité.

Enfin, nous sommes aboutis à une solution de murs de soutènement fondés sur pieux présentait la meilleure solution pour stabiliser la pente.

CONCLUSION GENERALE

Le phénomène des glissements de terrain est considéré comme une menace naturelle permanente survenant partout dans le monde ; les sols qui nous entourent peuvent paraître stables, mais cette stabilité est illusoire.

L'histoire géologique montre que les équilibres naturels qui se développent lentement peuvent soudainement se fissurer, se déformer et autres phénomènes d'érosion nuisibles à l'homme. Il est donc impératif de considérer ces phénomènes et leurs risques associés et de prendre les précautions appropriées pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleures solutions de protection ou de traitement.

Dans tous les travaux de confortement des glissements de terrains, il est nécessaire de s'assurer de l'efficacité de ces travaux de confortement à réaliser. Un des moyens pour y parvenir est la bonne connaissance des terrains à stabiliser, surtout lorsqu'il y a un risque à degrés important.

C'est dans ce contexte que rentrait le travail effectué dans ce mémoire de fin d'étude. Il s'agissait d'étudier un cas de glissement situé à la wilaya de Skikda en Algérie destiné à la construction de logements à la cité El-Hadaiek.

Les études consistaient à analyser numériquement par le code de calcul Plaxis 2D la stabilité du talus encaissant et ceci en cherchant la valeur du coefficient de sécurité et de repérer les différentes surfaces de rupture correspondantes à des différents scénarios d'étude que nous avons proposée.

Nous avons commencé à analyser l'état de stabilité de la pente sous son poids propre uniquement. Et ceci pour apprécier l'état de stabilité du talus avant toute construction.

Nous avons trouvé que le coefficient de sécurité était inférieur à la valeur de 1,5 par conséquent le talus était classé instable. De ce fait, nous avons proposé plusieurs solutions de confortement pour remédier à cette instabilité.

La solution des murs de soutènement fondés sur pieux a présenté la meilleure solution pour stabiliser la pente.

Bibliographie

- [1]. Taleb A., (2019). Généralités sur les glissements de terrains. Page (4), (5). Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf Mila.
- [2]. Khelil N. et Senad B. (2014). Etude de stabilité, modélisation et confortement des glissements de terrain de la cité des 50 logements mezghitane (Jijel). Mémoire de master, université de Bejaia, Algérie. Page (3), (4), (8), (9).
- [3]. Bouafia A. (2018). Calcul des soutènements et des talus. Livre master géotechnique, Université de Saad Dahleb Blida, Algérie. Page (6).
- [4]. Bali O. et Boukeras A. (2018). Etudes géotechnique de glissements de terrain à Mascara. Mémoire de master, université Djillali Bouwaama de Khemis Miliana, Algérie. Page (3), (4), (5), (6), (24), (27), (28).
- [5]. Mokhbi I. et Aissous A. (2019). Etude des glissements de terrain sur le CW 137B au niveau des PK 12 et 20. Mémoire de master, université Mohammed Seddik Beujahia Jijel, Algérie. Page (8).
- [6]. El Mimouni A., Daoudi L., Ouajhain B. (2005). Rôle de la lithologie des versants sur les écoulements superficiels de l'Oued Ksob bassin d'Essaouira, Maroc. 3^{ème} journées internationale des géosciences de l'environnement.
- [7]. Slimi A. (2008). Mouvements de terrains et ravinements dans le bassin supérieur de l'Oued Djemaa (versant sud du Djurdjura, Algérie). Thèse de doctorat, université Paris XII Val-de-Marne.
- [8]. Cheikh A. et Djaber A. (2019). Etude d'un glissement de terrain renforcé par pieux. Mémoire de master, université de Tlemcen, Algérie.
- [9]. R.M Faure et J.C Gresse. Drainage des pentes exemples de solution. Polycopie cours.

- [10]. Victor S. (2009-2010). Le drainage de surface, formation pour OAQ .centre du Québec
- [11].Bachir B. (2017). Vérification de la Stabilité du Terrain de POS Serkina – Constantine. Mémoire de master, Université Larbi Ben M’hidi Oum-El-Bouaghi, Algérie.
- [12] Sekkak M. (2014). Stabilité des mouvements de terrain en pentes (traitement de cas au niveau d’autoroute EST-OUEST). Mémoire de magister, université Abou Bekr Belkaid Tlemcen, Algérie.
- [13] Hadjadji A. et Hadj Abdelkader.(2020). Aspects pratiques de protection des talus instables : Cas de port de Ghazaouet (PK0+000 au PK1+900). Mémoire de master, université Abou Bekr Belkaid Tlemcen, Algérie.
- [14] Hammache M. et Zeghlo Y.(2020). Etude de stabilité et de confortement d’un glissement de terrain sur le CW 137 entre Ziama-Mansouria et Erraguen dans la wilaya de Jijel. Mémoire de master, université Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel, Algérie.
- [15] Bali O. et Boukeras A.(2018). Etudes Géotechnique De Glissements De Terrain a Mascara. Mémoire de master, université Djillali BOUNAAMA de Khemis Miliana, Algérie.
- [16] Koudrey, A. (2005). Stabilité des pentes. Universitaire De la francophonie AUF.
- [17]Durville J. L. et Sève G. (2008). Stabilité des pentes. Glissements en terrain meuble.Techniques de l’Ingénieur, traité Construction. C 254
- [18] Labreche L. et Megouas R.(2019). Modélisation d'un glissement de terrain et méthodes de confortement. Mémoire de master, université Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel, Algérie.
- [19] Gueham A. et Aici A.(2019). Etude de stabilité et de confortement d’un glissement de terrain sur la RN27 localisé au PK 27+000 à la limite de la Wilaya de Constantinet. Mémoire de master, université Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel, Algérie.