UNIVERSITÉ DU BURUNDI
GRENIER DU SAVOIR DU BURUNDI
Dépôt institutionnel officiel
https://repository.ub.edu.bi

Contribution à l'étude des mouvements de masse et stabilité des pentes: Cas de Winterekwa dans la ville de Bujumbura

Mushiranzigo USHIRANZIGO Elvis; Sous la direction du : Dr. Ir. Bizindavyi Josias

2023-08
UB, FSI
https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/2003

Document téléchargé depuis le **Grenier du Savoir du Burundi** — https://repository.ub.edu.bi

République du Burundi

Ministère de l'éducation nationale et de la recherche scientifique

Université du Burundi

Faculté des Sciences de l'Ingénieur

Master en Génie Civil

Option: Génie Civil, Aménagement et Maîtrise des Projets

Année Académique: 2021-2022

« CONTRIBUTION A L'ETUDE DES MOUVEMENTS DE MASSE ET STABILITE DES PENTES: CAS DE WINTEREKWA DANS LA VILLE DE BUJUMBURA.»

Mémoire

Présenté publiquement par :

MUSHIRANZIGO Elvis

En vue de l'obtention du grade de Master en Sciences de l'Ingénieur

Option: Génie Civil, Aménagement et Maîtrise des Projets.

Bujumbura, Août 2023

MEMBRES DU JURY

Dr. Ir. HATUNGIMANA Daniel : Président

Dr. Ir. MASEKANYA Jean Pierre : Lecteur principal

Dr. Ir. BIZINDAVYI Josias : Directeur

Dr. Ir. NIBASUMBA Paul : Membre

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Mon regretté père ;

Ma très chère mère ;

Mon épouse ;

Mes frères et sœur ;

Toutes mes amies et connaissances ;

Toute la promotion du Master en Génie Civil Aménagement et Maitrise des projets 2021-2022.

REMERCIEMENTS

Beni soit l'éternel Dieu de l'univers d'éternité en éternité, pour avoir guidé mes pas pendant ce cheminement académique et tout au long de mon travail du début jusqu'à la mise au terme de l'ouvrage.

Mes sincères remerciements s'adressent au Dr –Ir Josias BIZINDAVYI promoteur de ce mémoire pour son encadrement et ses orientations techniques. J'ai vraiment bénéficié sa participation dans ce travail et il l'a fait avec humilité et de l'amour.
Veuillez sentir par la présente ma haute considération et appréciation positive de vos efforts fournis pour la réalisation de ce travail.
Mes remerciements s'adressent également au PhD Charles BAKUNDUKIZE professeur de la Géologie pour ses conseils au niveau de l'élaboration des mécanismes de mise en œuvre de ce travail de mémoire.

Je ne peux pas oublier Dr-Ir NIYONGERE Abraham pour son soutien technique qui m'a facilité à faire la modélisation.
Mes sincères remerciements s'adressent aussi à l'endroit des membres du jury pour avoir accepté de relire, réexaminer ce travail et le valider après. Que Dieu bénisse vos efforts et sacrifice de votre temps.
Je voudrais exprimer mes remerciements à mon épouse BENIMANA Annick qui a fortement contribué pour arriver au bout de ce travail, sa consolation et son amour m'ont encouragé là où je risquais de perdre l'espoir et la persévérance.
Je remercie profondément ma mère NZEYIMANA Angèle qui ne cessait de prier pour moi et de m'encourager durant le déroulement de ce travail si fatigant ; à tous mes frères et sœurs qui m'ont accordé leur soutien financier pour la réalisation de ce travail.

Je ne peux pas clôturer cette rubrique sans mentionner tous mes camarades de classe de la troisième promotion de Mastère en Génie Civil Aménagement et Maitrise des Projets qui ont contribué leur collaboration technique et échanges d'idées et d'expérience pour arriver à ce jour. Qu'ils trouvent eux aussi dans la présente mes sincères remerciements qui viennent du fond de mon cœur.

RESUME

Les mouvements de masses sont des phénomènes destructifs qui ravagent les montagnes et dans notre pays le BURUNDI, ces derniers sont fréquents dans les montagnes surplombant la ville de Bujumbura, en occurrence dans le quartier Winterekwa faisant objet de notre étude. Les dommages causés par ces derniers sont multiples ; Ici nous pouvons citer les pertes en vies humaines, la destruction des maisons et en générale la chute des économies familiales qui se répercute sur l'économie du pays.

Pour ce faire, nous avons mené une étude de cette zone pour contribuer à la recherche de sa stabilité. Les échantillons qui ont été prélevés sont au nombre de 15 dont 9 échantillons intacts et 6 échantillons remaniés, tirés sur les points bien reparties le long de la zone d'étude, pour obtenir une représentation la plus fidèle du terrain et de ses propriétés. La profondeur de prise des échantillons varie de 1.5m à 4m. La pente sera trouvée par levée topographique modèle numérique du terrain. Les Paramètres géotechniques du sol ont été recherchés notamment le coefficient de perméabilité qui est de $3{,}96.10^{-8}\ m/s$,ce qui correspond à une très faible perméabilité et on pourrait même dire que le sol est imperméable ; la pression de préconsolidation moyenne calculée sur trois essais est de 142,25Kpa ;les essais des limites d'atterberg révèlent que la plus grande partie du sol est constituée d'argile organique de moyenne à grande plasticité. La cohésion du sol varie à des valeurs de 10 à 54kpa ; quant à l'analyse granulométrique le sol de la zone d'étude est constituée en grande partie de particules très fines de diamètre inférieur à 0,125 mm. En modélisation, les résultats trouvés des coefficients de sécurité montrent qu'en conditions drainée le massif reste stable avec une variation de Fs : 7,23 à 7,57 en état non chargé et 3,88 à 4,07 en condition drainée avec chargement. Cependant en présence des courants d'eau il perd complètement sa stabilité avec Fs =1,33 sans chargement et 0,40 en chargement. Après avoir constaté que l'ennemie principale qui a causé l'instabilité du terrain dans notre zone d'étude est l'eau, nous envisageons utiliser le drainage comme méthode de confortement pour assurer la stabilité du massif. Le calcul des drains s'effectuera à l'aide de l'outil numérique proposé par l'Université d'Etat de Michigan (MSU) aux Etats Unis en ligne sur :

https://www.egr.msu.edu/bae/water/drainage/drain-spacing-calculator

En considérant l'intensité de 1m/jour l'espacement des drains est de 3pieds soient 1m.

Mots clés : Erodabilité des parois, Glissement de terrain, Stabilité des pentes, Coefficient de sécurité, drainage.

ABSTRACT

Mass movements are destructive phenomena that ravage the mountains and in our country BURUNDI, these are frequently manifested in the mountains overlooking the city of Bujumbura, in this case in the Winterekwa district which is the subject of our study. The damage caused by the latter is multiple; Here we can cite the loss of human life, the destruction of homes and in general the fall of family savings which affects the economy of the country.

To do this, we conducted a study of this area to contribute to the search for its stability. The samples that were taken are 15 in number, including 9 intact samples and 6 reworked samples, taken from points well distributed along the study area, to obtain the most faithful representation of the terrain and its properties. The depth of sampling varies from 1.5m to 4m.

The slope will be found by surveying digital terrain model. The geotechnical parameters of the soil were researched, in particular the coefficient of permeability which is 3.96.10^(-8) m⁄s, which corresponds to a very low permeability and one could even say that the soil is impermeable ; The average preconsolidation pressure calculated over three tests is 142.25 Kpa; Atterberg limit tests reveal that most of the soil consists of medium to high plasticity organic clay. The cohesion of the soil varies at values from 10 to 54kpa; as for the particle size analysis, the soil of the study area consists largely of very fine particles with a diameter of less than 0.125mm.

In modeling, the results found for the safety coefficients show that in drained conditions the rock mass remains stable with a variation of Fs: 7.23 to 7.57 in an unloaded state and 3.88 to 4.07 in a drained condition with loading. However in the presence of water currents it completely loses its stability with Fs = 1.33 without loading and 0.40 in loading.

After noting that the main enemy that caused the instability of the terrain in our study area is water, we plan to use drainage as a reinforcement method to ensure the stability of the massif. The calculation of the drains will be carried out using the digital tool offered by Michigan State University (MSU) in the United States online at:

https://www.egr.msu.edu/bae/water/drainage/drain-spacing-calculator
Considering the intensity of 1m/day the spacing of the drains is 3 feet or 1m.

Keywords: Wall erodibility, Landslide, Slope stability, Safety factor, drainage.

TABLE DES MATIERES

MEMBRES DU JURY ..... **i**
DEDICACE ..... **ii**
REMERCIEMENTS ..... **iii**
RESUME ..... **iv**
ABSTRACT ..... **v**
TABLE DES MATIERES ..... **vi**
LISTE DES TABLEAUX ..... **ix**
LISTE DES FIGURES ..... **x**
LISTE DES PHOTOS ..... **xi**
LISTE DES NOTATIONS ..... **xii**
AVANT PROPOS ..... **xiv**
CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE 1
I.1. Introduction 1
I.2 PROBLEMATIQUE 2
I.3 OBJECTIFS DE L'ETUDE 2
I.3.1 Objectif Global 2
I.3.2 Objectifs spécifiques 2
I.4 METHODOLOGIE DU TRAVAIL 3
I.5 RESULTATS ATTENDUS 3
I.6 DELIMITATION DU SUJET 3
I.7 LE PLAN DU TRAVAIL 3
I.8 DESCRIPTION DU LIEU 4
I.9 EVOLUTION DANS LE TEMPS DE LA ZONE D'ÉTUDE 6
CHAP II : LES DIFFERENTS TYPES DE MOUVEMENTS DE MASSE 10
II.1 Définition 10
II.2 Types de mouvement de masse 10
II.3 Les causes des mouvements de masse 14
CHAPITRE III : NOTION DE POTENTIEL HYDRAULIQUE ET DE GRADIENT HYDRAULIQUE 15
III.1 Introduction 15
III.2 Détermination du coefficient de perméabilité 16
CHAPITRE IV : LES DIFFERENTES METHODES DE CALCUL DE LA STABILITE 19
IV.1 Généralités 19

IV.2 Analyse de la stabilité 19
IV.2.1 Principes de base 20
IV.2.2 Evolution de l'état de stabilité 20
IV.3 Méthode des tranches de Fellenius 21
IV.4 Méthodes de bishop 24
IV.4.1 Méthode détaillée 24
IV.4.2 Méthode de Bishop Simplifiée 27
IV.5 Méthode simplifiée de JANBU [1956] 27
IV.6 Méthode de Spencer [1967], Morgenstern-Price [1965] 28
IV.7 CALCUL AUTOMATIQUE A L'AIDE D'ORDINATEUR 28
CHAPITRE V: ETUDE EXPERIMENTALE ET RESULTATS 30
V.1 RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES 32
V.1.1 ESSAI DE PERMÉABILITÉ 32
V.1.2 ESSAIS ŒDOMETRIQUES 33
V.1.3 LES LIMITES D'ATTERBERG 37
V.1.4 GRANULOMETRIE ET SEDIMENTOMETRIE 38
V.1.5 CISAILLEMENT DIRECT (rectiligne) 42
CHAPITRE VI : ANALYSE PAR SIMULATION NUMERIQUE DE LA STABILITE DE LA PENTE 45
VI.1 Introduction sur Geo5 45
VI.2 Présentation des fouilles manuelles 45
VI.3 STRATIGRAPHIE DES FOUILLES MANUELLES 46
VI.4 MODELISATION DU MASSIF ET ANALYSE DES COEFFICIENTS DE SECURITE 48
VI.4.1 CONCEPT D'ANALYSE 48
VI.4.2 PARAMETRES UTILISES 49
VI.4.3 CALCUL DE LA SURCHARGE LINEAIRE APPLIQUEE PAR LES BATIMENTS 49
VI.4.4 COMMENTAIRES SUR LES RESULTATS OBTENUS 59
VI.5 METHODE DE CONFORTEMENT DU MASSIF 60
VI.5.1 Drainage 60
VI.5.2Types de systèmes de drainage 60
VI.6 Calcul des drains et leur espacement 63

CHAPITRE VII : CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES 67
VII.1 Conclusion 67
VII.2 Apport de ce Mémoire 68
VII.3 RECOMMANDATIONS 69
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 70
WEBOGRAPHIE 72

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Définition des coefficients de sécurité 21
Tableau 2 : Coordonnées des points sondés 31
Tableau 3 : Essais réalisés 31
Tableau 4 : Propriétés physiques du sol pour la zone d'étude 32
Tableau 5 : Perméabilité échantillon 1 32
Tableau 6 : Perméabilité échantillon 2 32
Tableau 7 : Perméabilité échantillon 3 33
Tableau 8 : Essais œdométrique échantillon 1 34
Tableau 9 : Essais oedometrique echantillon II 35
Tableau 10 : Essais oedometrique echantillon III 36
Tableau 11 : Synthèse des résultats sur les limites d'atterberg 38
Tableau 12 : Coefficients d'analyse granulométrique 41
Tableau 13 : Résultats de l'essai de cisaillement 44
Tableau 14 : Dimensions des éléments de la structure 51
Tableau 15 : Dimensions d'autres éléments 52
Tableau 16: Charge appliquée par l'étage 53
Tableau 17 : Charge appliquée par le bâtiment simple 53
Tableau 18 : Analyse de la surface de glissement 55
Tableau 19 : Surcharge en condition drainée 56
Tableau 20 : Caractéristique de la surface de glissement en condition non drainée sans chargement 57
Tableau 21 :Surcharge 58
Tableau 22 : Circular slip surface 59
Tableau 23 : Synthèse des coefficients de sécurité 59

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Determination de la charge hydraulique 15
Figure 2: Coefficient de perméabilité 16
Figure 3: Coefficient de perméabilité en fonction de la porosité 17
Figure 4 : Principe de base 20
Figure 5: Découpage en tranches d'un talus 22
Figure 6: Décomposition des forces 23
Figure 7: Définition d'une tranche 25
Figure 8: Polygone des forces 26
Figure 9: Décomposition des forces 26
Figure 10: Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer 28
Figure 11: perméamètre à charge variable 33
Figure 12: Courbe de l'essai oedometrique I 35
Figure 13 : Courbe de l'essai oedometrique II 36
Figure 14: Courbe de l'essai oedometrique III 37
Figure 15 : Courbes granulométriques 41
Figure 16 : section géologique 47
Figure 17 : Modèle géologique 47
Figure 18 : Massif en condition drainée sans chargement 54
Figure 19 : Massif en condition drainée avec chargement 55
Figure 20 : Massif en condition non drainée sans chargement 57
Figure 21 : Massif en condition non drainée avec chargement 58
Figure 22 : Réseaux de drainage 62
Figure 23 : Carte topographique 66

LISTE DES PHOTOS

Photo1 : Les fissurations du sol de l'endroit 4
Photo 2 : L'amont où s'est créée une remontée d'eau capillaire. 5
Photo 3 : La roche saturée d'eau se désagrège en poudre 5
Photo 4 : Glissement en aval sous l'effet de la pression interstitielle 6
Photo 5 : Aout 2015, La zone n'est pas encore bâtie 7
Photo 6 : Décembre 2015, Quelques constructions apparaissent 7
Photo 7 : Mars 2018, Densité maximale des constructions 8
Photo 8 : Février 2020, Disparition de la majorité des constructions 9
Photo 9 : Mars 2021, Disparition totale des constructions 9
Photo 10 : Fauchage 11
Photo 11 : Coulées de boue (ou coulées boueuses) 13
Photo 12: Lave torrentielle, torrent le Claret à Saint Julien Montdenis 14
Photo 13: Disposition des points de sondage 30
Photo 14: lecture sur l'œdomètre 34
Photo 15: Réalisation des limites d'atterberg 38
Photo 16 : Tamisage 39
Photo 17 : Sédimentometrie 40
Photo 18 : Réalisation de cisaillement 43
Photo 19 : Disposition des points de sondage 46
Photo 20 : Fenêtre d'ouverture de la version stratigraphie 47
Photo 21 : Fenêtre d'ouverture de la version slope stability 54
Photo 22 : Drainage souterrain 61
Photo 23: Résultats de drainage 65

LISTE DES NOTATIONS

c : Cohésion du sol

c' : Cohésion effective du sol

E : Module d'élasticité du sol (module d'Young)

FS : Coefficient de sécurité

G : Module de cisaillement du sol(module de Coulomb)

H : Effort horizontal

Hmax : Effort horizontal maximal

h : Hauteur du talus

K_0 : Coefficient des terres au repos

k : Coefficient de perméabilité du sol

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

γd : Poids volumique sec du sol

γh : Poids volumique humide du sol

γsat : Poids volumique saturé du sol

γs : Poids volumique spécifique

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

τult : Contrainte de cisaillement ultime du sol

τmax : résistance au cisaillement

τ : Contrainte de cisaillement mobilisé

Mmoteur : Moment moteur

Mresist : Moment résistant

Ms : Masse des grains solides

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

MEF : Méthodes des éléments finis

WL : Limite de liquidité

WP : Limite de plasticité

IP : Indice de plasticité

WR : Limite de retrait

IC : Indice de consistance

Cud : Coefficient d'uniformité

Ccd : Coefficient de courbure

GWT : Ground water table

C.A : Coefficient d'activité

P1,P2,P3,P4,P5 : Points de sondage

AVANT PROPOS

Ce mémoire rentre dans le cadre de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil Aménagement et Maitrise des Projets dans la Faculté des sciences de l'Ingénieur.

Il va évaluer les phénomènes des mouvements de masse, leurs types et surtout repérer le cas de Winterekwa et à la fin proposer des solutions adéquates pour assurer la stabilité.

Différentes zones en pentes dans la ville de Bujumbura sont souvent menacées par ces phénomènes et c'est dans l'optique de combattre ce fléau que nous avons mené cette étude pour le quartier de Winterekwa pour contribuer à la compréhension de ces derniers, les causes et fournir les moyens de lutte adéquats sur base des résultats obtenus. Il convient alors de contribuer à l'étude de ces derniers pour résoudre ce problème d'instabilité.

Donc une contribution du coté Géotechnique pour la zone est déjà disponible dans ce travail ce qui fait que des chercheurs ou d'autres décideurs pourront s'en servir comme la base lors de la prise des décisions et la valorisation des espaces. Rester avec un terrain inoccupé dans la ville est incompatible avec l'augmentation de la croissance démographique constatée dans notre pays à nos jours.

Les données disponibles dans ce travail sont les coordonnées de la zone d'étude, les résultats des essais de laboratoire. C'est à partir de ces résultats que nous avons effectué la modélisation du glissement du massif et cette dernière nous a permis de proposer le drainage comme méthode de confortement du massif préférée dans ce travail.

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

I.1. Introduction

La stabilité des ouvrages en terre (déblais, remblais, digues) et des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers. De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs (méthodes de calcul en équilibre limite, méthodes de calcul à la rupture, méthodes de calcul en déformations) et par la facilité de leur mise en œuvre (calculs à l'aide d'abaques, calculs automatiques à l'aide de logiciels), mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global en fonction duquel la stabilité du talus étudié est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols. Diverses techniques de renforcement des talus ont par ailleurs été développées. Elles se différencient par le procédé de leur réalisation, leur coût et leur durabilité.

La présente étude passe en revue les différentes méthodes d'analyse de stabilité et de stabilisation des versants naturels ou artificiels instables actuellement utilisées pour l'élaboration des projets dans l'optique de contribuer à l'étude de la stabilité des pentes au Burundi en général et dans la ville de Bujumbura en particulier.

La sécurité d'un talus dépend de nombreux facteurs, notamment:
- de l'inclinaison de la pente ;
- de la hauteur du talus ;
- de la position de la nappe aquifère ;
- des surcharges statiques et dynamiques ;
- des propriétés du terrain ;
- etc.

C'est seulement lorsque l'ensemble de ces éléments sont connus, qu'il est possible de réaliser un calcul de stabilité par différentes méthodes.

Dans le présent travail, on va s'appuyer sur les moyens numériques des logiciels pour modéliser la stabilité d'une masse de terre se situant en pente du Quartier Winterekwa, avec l'usage du logiciel géotechnique GEO5.

I.2 PROBLEMATIQUE

En date du 26 juillet 2018 dans notre pays le BURUNDI, s'est produit une fissure dans la terre dans le quartier WINTEREKWA, zone GIHOSHA, de la Commune urbaine de NTAHANGWA en Mairie de BUJUMBURA. Le phénomène qui s'est produit dans cette zone a causé des catastrophes, dont les démolitions des maisons suite au glissement.

Le Professeur de l'Université du Burundi Jean Marie SABUSHIMIKE qui est expert en Sciences environnementales a expliqué que ce phénomène mérite des études géomorphologiques pour prévenir et protéger la population.

Dans ses propos, il a exprimé que la fissuration généralisée du sol pourrait s'expliquer par la nouvelle occupation du sol sans contrôle sur le plan technique. C'est à dire que le sol devrait être étudié et surtout qu'il s'agit des dépôts du quaternaire mal consolidés encore.

La police de la protection civile et la gestion des catastrophes a annoncé que la population doit déménager pour éviter d'autres dégâts.

C'est dans cette optique que nous avons choisi ce sujet pour contribuer à l'étude Géotechnique pouvant servir de base pour expliquer le phénomène, les causes et les conséquences.

I.3 OBJECTIFS DE L'ETUDE

I.3.1 Objectif Global

L'Objectif global de cette étude est de contribuer à la stabilité des pentes.

I.3.2 Objectifs spécifiques

- Identifier et expliquer le phénomène qui s'est produit ;
- Montrer la Stratigraphie les différentes couches lithologiques de la zone ;
- Montrer le comportement mécanique du sol se trouvant dans la zone d'étude ;
- Proposer les dispositions constructives adéquates dans la zone ainsi que les moyens de soutènement de ces masses de terres étant donné que le géotechnicien étudie l'interaction des structures et le sol ;

I.4 METHODOLOGIE DU TRAVAIL

Pour y arriver la démarche suivante sera appliquée :

- Visite du terrain
- Topographie
- Fouilles manuelles
- Essais de laboratoire
- Cartographie du site
- Investigation géologique du site
- Documentation
- Modélisation avec un logiciel de stabilité des pentes et des talus
- Présentation et discussion des résultats

I.5 RESULTATS ATTENDUS

- Dégager le facteur de sécurité du site ;
- Elaborer une base de données des propriétés mécaniques des sols dégagées du laboratoire qui servira dans les différents dimensionnements des ouvrages soutenant les masses des terres de la zone;

I.6 DELIMITATION DU SUJET

Ce travail va s'attacher tout d'abord à décrire et comprendre les instabilités de terrain causées par la fissuration, mais celle-ci est indéniablement liée à la structure du sol dans laquelle elles se produisent. C'est pourquoi la connaissance des propriétés mécaniques du sol en place est nécessaire.

I.7 LE PLAN DU TRAVAIL

Chapitre I : Introduction générale
Chapitre II : Les différents types de mouvements de terrain
Chapitre III : Notion de potentiel hydraulique et de gradient hydraulique
Chapitre IV : Les différentes méthodes de calcul de la stabilité
Chapitre V : Etude expérimentale et résultats
Chapitre VI : Analyse par simulation numérique de la stabilité de la pente
Chapitre VII : Conclusions et perspectives

I.8 DESCRIPTION DU LIEU

En date du 09/02/2022 nous avons effectué une visite du terrain pour y faire des observations. L'endroit est constitué par du gravier latéritique en amont et présence de quelques roches sédimentaires de couleur blanche. En aval, nous observons une argile mélangée à des sédiments de la roche altérée à cause de la saturation en eau.

La zone est située juste à la sortie de la colline KARAMA en venant de Gasenyi. Au début de la rupture, il y'avait une borne fontaine (captage de la nappe) par méthode communément appelée (RUSENGO).

En aval de la borne fontaine, nous observons un ruisseau qui chemine les eaux non puisées de la borne, surtout pendant la nuit par le fait que ça ne comporte pas de vanne de fermeture. A l'ère actuel, ce ruisseau s'est agrandit à cause de l'augmentation de l'eau échappée interstitiellement dans le sol qui a subi la rupture**.**



Photo1 : Les fissurations du sol de l'endroit



Photo 2 : L'amont où s'est créée une remontée d'eau capillaire.

Une succincte d'eaux est récupérée par les gens au voisinage par un petit tuyau.



Photo 3 : La roche saturée d'eau se désagrège en poudre



Photo 4 : Glissement en aval sous l'effet de la pression interstitielle.

Les dégâts engendrés par ces mouvements de masse sont multiples. Ici nous pouvons citer la destruction des maisons, les glissements des talus, les coulées boueuses…..Pour remédier à ce problème, les habitants ont essayé de planter des roseaux mais en vain car la fissuration continue à se développer même à l'intérieur de ces plants.

I.9 EVOLUTION DANS LE TEMPS DE LA ZONE D'ÉTUDE

A l'aide d'images satellitaires, on a pu capturer l'évolution de l'occupation de la zone dans le temps. Les photographies confirment la problématique : depuis 2015 – 2018, différentes constructions sont érigées en place.

De fin 2018 à aujourd'hui, on remarque la dégradation, l'abandon et la disparition totale de ces constructions.



Photo 5 : Aout 2015, La zone n'est pas encore bâtie



Photo 6 : Décembre 2015, Quelques constructions apparaissent



Photo 7 : Mars 2018, Densité maximale des constructions



Photo 8 : Février 2020, Disparition de la majorité des constructions

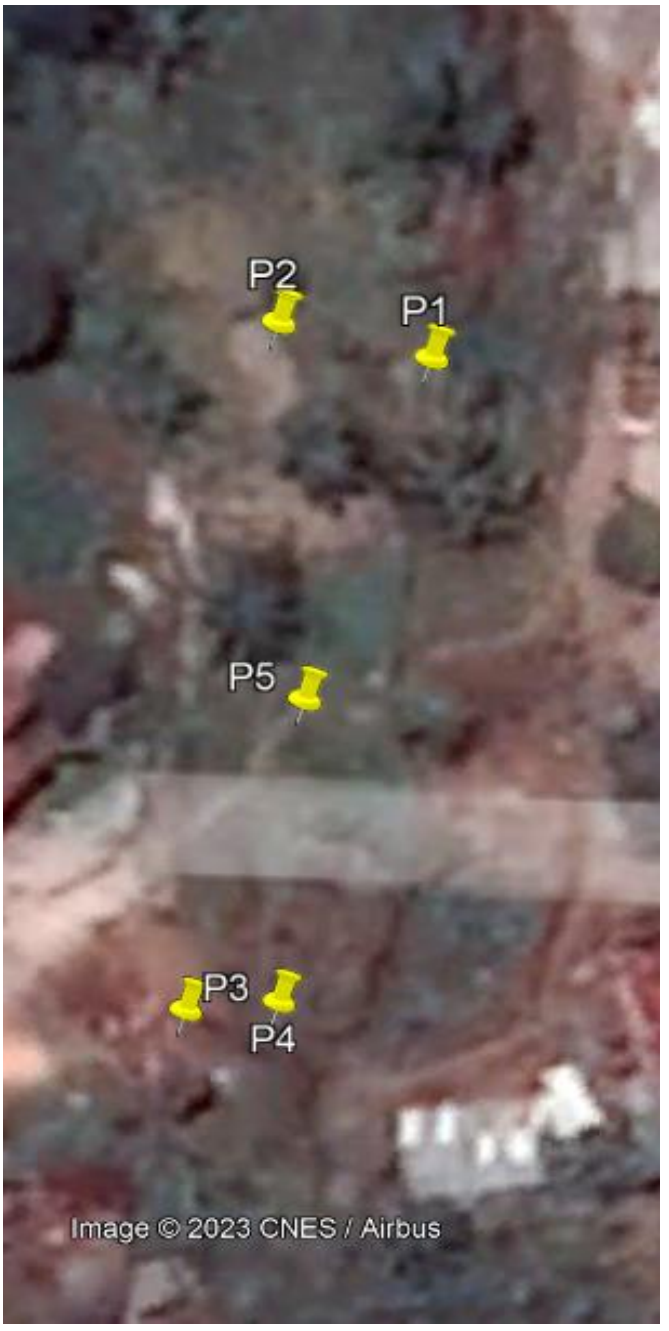


Photo 9 : Mars 2021, Disparition totale des constructions

CHAP II : LES DIFFERENTS TYPES DE MOUVEMENTS DE MASSE

II.1 Définition

On appelle mouvement de masse ou mouvement gravitaire tout déplacement de matériaux induit par la gravité .Un mouvement gravitaire peut ainsi recouvrir des phénomènes allant de la simple chute d'un bloc unique à l'écroulement d'un pan entier de versant.

II.2 Types de mouvement de masse

Classification des mouvements de terrain

Pentes naturelles

On distinguera :

• les écroulements ;

• les glissements

• le fluage et la solifluxion ;

• les coulées boueuses ;

Talus artificiels

Les talus artificiels sont essentiellement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage.

a. Phénomène de reptation ou creeping

Les phénomènes de reptation recouvrent les phénomènes de déformation lente (quelques mm/an, voire cm/an) de la couche superficielle du sol et de formations meubles qui, lorsqu'elle est gorgée d'eau devient plastique. Des lobes et coulées se forment dans les pentes.

Des cas particuliers de reptation sont la **gélifluxion** et la **solifluxion** dans lesquels un niveau imperméable (qui peut être gelé ou bien, par exemple, argileux) joue le rôle d'un plan de glissement. Le terrain affecté est là encore, gorgé d'eau.

La gélifluxion est une forme de solifluxion qui est liée aux cycles de gel-dégel. L'eau provient vraisemblablement de la fonte du manteau neigeux ou de la fonte de lentilles de glaces qui se seraient formées durant les mois de gel.

Ces deux phénomènes sont assez difficiles à distinguer et l'on n'en connait pas encore bien le fonctionnement.

On privilégie le terme de solifluxion lorsque le terrain impliqué est un sol où la végétation est présente. Le terme de gélifluxion s'appliquera plus facilement dans le cas de formations poreuses plus grossières.

b. Fauchage

Le fauchage est un phénomène de basculement vers l'aval des têtes de couches rocheuses en place sous l'effet de la gravité .Ce sont surtout les formations litées, schisteuses et montrant une structure en colonnes séparées par des discontinuités avec un pendage important (inclinées ou subverticales) qui sont affectées.



Photo 10 : Fauchage

Source : https://www.google.com/search?

c. Les chutes de pierres ou de masses rocheuses de petite taille

Elles se produisent sous l'action de la gravité et de l'altération d'une paroi rocheuse par différents agents d'érosion (entre autre, les alternances gel/dégel, l'action des végétaux).

Les chutes régulières de pierres mènent à la formation d'éboulis –accumulations du matériel détaché de la paroi sommitale. Les éboulis peuvent former des cônes bien définis ou des tabliers d'éboulis (aussi appelés voiles d'éboulis) quand le matériel est réparti sur tout un versant sans forme particulière.

Généralement, un éboulis présente une forme convexe avec une pente moyenne de 35°. On y observe un granoclassement du matériel : si les débris de petite taille s'arrêtent rapidement quand la pente diminue, ce n'est pas le cas des blocs plus importants qui ont tendances à aller plus loin puisque leur énergie cinétique est plus élevée. Un versant réglé est un versant qui a vu l'érosion complète de sa paroi sommitale.

d. Eboulement et écroulement

Eboulement et écroulement sont des évènements instantanés qui se déroulent en l'espace de quelques secondes à quelques minutes. Il s'agit, dans les deux cas de la chute d'une masse rocheuse d'un volume important pouvant représenter jusqu'à plusieurs millions de m^3 de matériel.

Un **éboulement** est un affaissement, un écroulement ou un effondrement avec glissement de terrain. Le terme éboulement est plus particulièrement utilisé pour décrire la destruction d'une galerie ou d'un puits de mine. L'affaissement est plus caractéristique d'un phénomène analogue se produisant dans une carrière. L'utilisation de l'un ou de l'autre terme sont étymologiquement corrects dans les divers domaines.

e. Glissement de terrain

C'est un mouvement gravitaire lors duquel une partie d'un versant (masse rocheuse ou terrain meuble) se déplace vers l'aval, le long d'un plan de glissement. Arbres tordus, inclinés ou arrachés, bâtiments fissurés ou encore routes sentiers déformés constituent de bons indicateurs de l'activité d'un glissement de terrain.

Un glissement se déclenche lorsque les forces motrices (la gravité) dépassent les forces stabilisantes que sont la résistance au cisaillement et le poids du pied du versant.

Dans un terrain incliné, la cause peut être par exemple des surpressions dues à l'eau (pluies intenses et /ou sur une longue période, fonte des neiges, etc.) une surcharge dans le versant, ou encore une diminution de l'effet de contrepoids du pied de versant (érosion par un cours d'eau ou aménagement anthropique).

Il faut souligner l'importance du rôle de l'eau dans les glissements de terrain. Sa présence au niveau de la surface de glissement semble être un facteur clef du processus de glissement. En outre, un sol dont la teneur en eau dépasse un certain seuil a une cohésion entre les grains, réduite, voire nulle.

On distingue deux sortes de glissement qui sont entre autre :

- Glissement translationnel ou plan : lorsque la surface de glissement est plan ;
- Glissement rotationnel : lorsque la surface de glissement est de forme circulaire, concave

f. Les coulées de boue (ou coulées boueuses)

Elles se déclenchent en pleine pente, sans existence préalable d'un chenal. Elles se produisent souvent suite à un glissement de terrain, à partir du matériel glissé que des apports d'eau (pluie, fonte de neige) peuvent avoir détrempés jusqu'à ce que soit atteinte la limite de liquidité. Les coulées boueuses sont dues à des écoulements d'eau importants transportant des matériaux solides. Elles se produisent essentiellement en montagne



Photo 11 : Coulées de boue (ou coulées boueuses)

Source : http://gerihco.engees.unistra.fr/coulee_eau_boueus

g. Les laves torrentielles

Elles se produisent dans un chenal préexistant (ravine, torrent) et avec une inclinaison assez importante. Elles se composent d'un mélange relativement inhomogène de matériel solide et d'eau. L'eau et les sédiments fins constituent une boue d'une densité élevée (1.8 à 2 t/m^3). Du fait de sa densité importante, ce fluide visqueux est capable d'entrainer une grande quantité de matériel solide, dont des blocs de plusieurs tonnes.

Le déclenchement d'une lave torrentielle est liée à des apports d'eau très important dans le lit de torrents (pluies intenses plus de 50-70mm/fonte de neige) combinés d'une grande quantité de matériaux aisément mobilisables.



Photo 12: Lave torrentielle, torrent le Claret à Saint Julien Montdenis

Source : https://fr.wikipedia.org/wiki/Lave_torrentielle

II.3 Les causes des mouvements de masse

Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des causes nombreuses et variées qui viennent s'ajouter aux conditions initiales, intrinsèques au terrain. On distingue les prédispositions (« facteurs passifs ») et les facteurs préparatoires et déclenchant (« facteurs actifs »).

a) Prédispositions

Les facteurs passifs comprennent : la géologie, la pente, la végétation, le contexte hydrogéologique et hydrographique.

b) Facteurs préparatoires et déclenchant (causes directes) :

- Le climat : causes hydriques et thermiques
- Causes mécaniques : vibrations et modification de la géométrie

CHAPITRE III : NOTION DE POTENTIEL HYDRAULIQUE ET DE GRADIENT HYDRAULIQUE

III.1 Introduction

Il est utile de rappeler quelques notions de base d'hydraulique et de définir les notations habituellement utilisées en géomécanique. D'abord, la notion d'énergie potentielle hydraulique Φ, souvent appelée simplement potentiel hydraulique, est habituellement définie par le concept de charge hydraulique h, qui transforme les différentes composantes de l'énergie potentielle en hauteurs d'eau équivalentes (par rapport à une cote de référence choisie) :

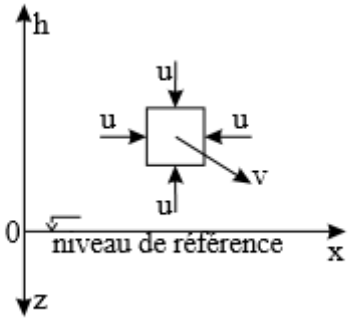


Figure 1: Determination de la charge hydraulique

$$h = -z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \qquad \{3.1\}$$

avec z = profondeur du point considéré par rapport au niveau de référence choisi,
u = pression de l'eau,
γw = poids volumique de l'eau,
v = vitesse globale de l'écoulement,
g = accélération de la pesanteur.
Le plus souvent, en géotechnique, les écoulements sont lents et le terme d'énergie de vitesse est négligeable. L'équation 3.1 se réduit ainsi à :

$$h = -z + \frac{u}{\gamma_w} \qquad \{3.2\}$$

La représentation de h se fait à l'aide des surfaces ou des lignes équipotentielles, c'est- à-dire des lieux de h constant.

Le gradient i du potentiel hydraulique vaut :

$i = \underline{gradh}$ {3.3}

C'est un vecteur de composantes ($i_x = \frac{\partial h}{\partial x}$, $i_y = \frac{\partial h}{\partial y}$, $i_z = \frac{\partial h}{\partial z}$) {3.4}

Il est dirigé orthogonalement aux équipotentielles et il a pour valeur la variation relative de h suivant cette direction, c'est-à-dire la perte de charge maximum par unité de longueur. Le gradient i peut évidemment être mesuré par la plus grande pente de la surface équipotentielle.

III.2 Détermination du coefficient de perméabilité

Nous considérerons ici le cas des écoulements dans les sols saturés. Dans un tube de section globale A, à un débit q, correspond la vitesse conventionnelle :

$v = \frac{q}{A}$ {3.5}

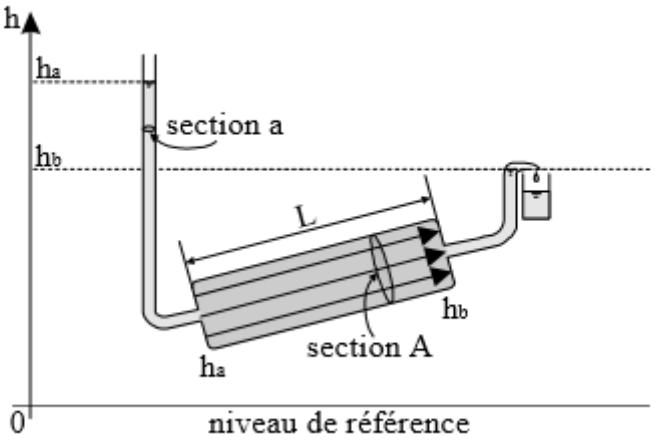


Figure 2: Coefficient de perméabilité

Darcy a remarqué que dans les sables aquifères :$v = -ki$ {3.6}

Le coefficient k est dénommé le coefficient de perméabilité ; il a la dimension d'une vitesse, le gradient hydraulique i étant adimensionnel et valant :

$i = \underline{gradh} = \frac{h_b - h_a}{L}$ {3.7}

La loi de Darcy est la mieux applicable aux sables pour lesquels le régime est laminaire et les forces de surface négligeables. Pour les graviers, l'écoulement peut être turbulent pour des gradients suffisants, la loi de Darcy n'est alors plus applicable. Pour les argiles, le régime est toujours laminaire, mais les formes des particules et les effets électriques de surface peuvent perturber le phénomène d'écoulement.

En se basant sur la loi de Poiseuille, Kozeny-Carman ont établi :

$$k = \frac{C_f \cdot \gamma_w}{\eta . T^2 . S_V^2} . \frac{n^3}{(1-n)^2} \quad \text{(m/s)} \quad \{3.8\}$$

Avec : C_f = coefficient de forme des tubes d'écoulement réels souvent proche de 0,4;
T = tortuosité du tube d'écoulement, c'est-à-dire le rapport entre la longueur réelle des lignes de courant à la longueur en ligne droite, habituellement proche de $\sqrt{2}$;
Sv = surface mouillée par volume unitaire de particules, c'est-à-dire la surface spécifique ($m^2/m^3 = 1/m$);
n = porosité;
η = viscosité dynamique (Pa.s).

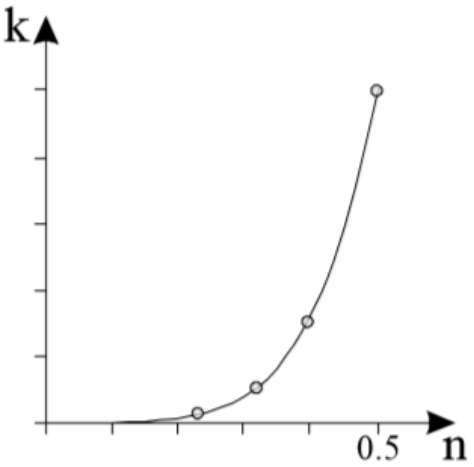


Figure 3: Coefficient de perméabilité en fonction de la porosité

Cette formule montre que k :
- est inversement proportionnel à Sv, c'est-à-dire proportionnel au carré de la dimension des grains (pour des rangements homothétiques);
- augmente avec la porosité n (cfr. figure 3);

- est inversement proportionnel à la viscosité η;
- augmente avec la température t à cause principalement de la diminution de η;

Par le fait même de la mise en place des sols par sédimentation et de leur consolidation ultérieure, la structure n'est pas isotrope, surtout dans le cas des matériaux argileux formés de plaquettes qui se déposent préférentiellement à plat; il en résulte que k est généralement plus grand dans la direction des couches que dans la direction transversale. On définit parfois le coefficient de perméabilité intrinsèque k' du milieu poreux en éliminant les paramètres γ_w et η caractéristiques du fluide; il vient : $k' = k\frac{\eta}{\gamma_w}$ (m^2) {3.9}

Pour les matériaux à très faibles perméabilités (k = 10^{-8} m/s), le trajet parcouru par une particule d'eau en un an ($31{,}5.10^6$ s) est donc pour i = 1 de $31{,}5.10^6.10^{-8}$ = 0,315 m. Pour k = 10^{-10} m/s, la distance vaudrait 3,1 mm.

CHAPITRE IV : LES DIFFERENTES METHODES DE CALCUL DE LA STABILITE

IV.1 Généralités

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages (J.P MASEKANYA). En outre, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts matériels considérables.

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris : ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme ; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique. Dans la pratique cependant, les choses sont très complexes, du fait des incertitudes :

• sur les conditions initiales, notamment en profondeur;
• sur les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non linéaires, anisotropes, discontinus;
• sur les conditions hydrauliques: position de la nappe, phénomènes se produisant en zone non saturée; l'eau est la cause déclenchante de la plupart des mouvements; c'est un facteur variable dans le temps.

Dans ce chapitre, nous aborderons quelques méthodes de calcul de la stabilité à savoir les méthodes d'équilibre limite qui seront enfin utilisées pendant le calcul de la stabilité du massif de notre zone d'étude.

IV.2 Analyse de la stabilité

La gravité est la principale force entrant en action dans le cadre des mouvements gravitaires. Elle n'est cependant pas la seule à s'exercer sur une portion de terrain dont les propriétés physiques et mécaniques entrent également en scène.

Comment se distribuent les différentes forces agissant sur une couche de terrain ? Pour répondre à cette question, il est possible d'assimiler la couche de terrain concernée à un bloc reposant sur une pente d'angle α. (figure 4).

IV.2.1 Principes de base

• Une partie mobile du sol glisse sur une partie fixe
• Le frottement est défini par la loi de Coulomb
• Les forces motrices sont celles de la pesanteur
• La surface de rupture est la clé pour l'interprétation et la compréhension du phénomène
• Les équations sont basées sur l'équilibre d'un bloc posé sur un plan incliné

Force résistante R= c'L + (W cos α – u L) tan φ'

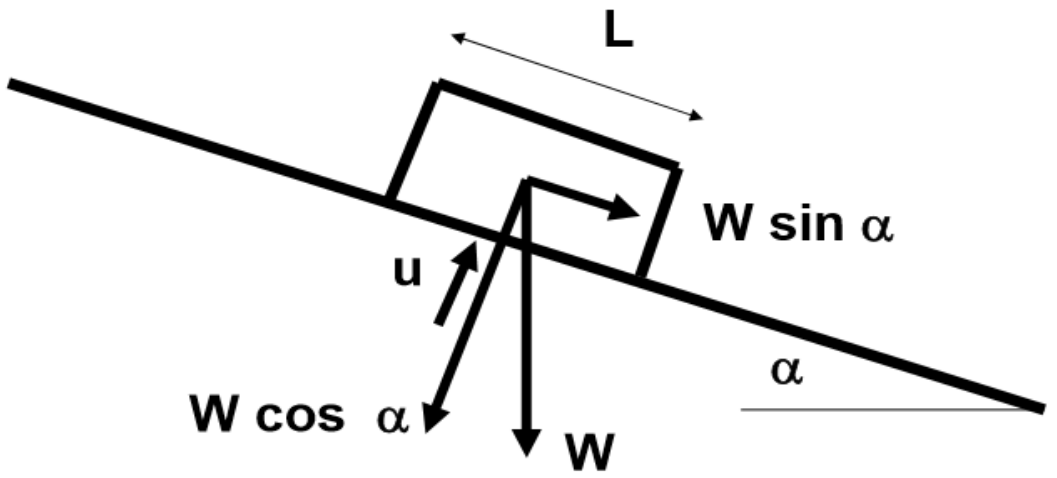


Figure 4 : Principe de base

IV.2.2 Evolution de l'état de stabilité

L'état de stabilité peut évoluer et une pente stable sous certaines conditions peut devenir instable lorsque ces conditions changent. **Il y a ainsi rupture (ou mobilisation) lorsque S>R.** Ici $\mathbf{S = W\sin\alpha}$; c'est la force de cisaillement parallèle à la pente et qui tend à provoquer la mise en mouvement du matériel de sol. Une diminution de la cohésion c et/ou de la contrainte effective normale (σ') conduit à une diminution de la résistance au cisaillement (R) ce qui peut être à l'origine d'une mise en mouvement du matériel.

L'eau joue, à ce niveau, un grand rôle.

Le calcul consiste à comparer les contraintes de cisaillement τ s'exerçant le long de la ligne de glissement, à la résistance au cisaillement τ_{max} du sol dont on admet un comportement rigide-plastique .On admet également que la rupture se produit simultanément en tout point de la pente. Le coefficient de sécurité F_s est défini par :

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

Avec τ_{max} : résistance au cisaillement maximale

τ : Cisaillement

Si $Fs < 1$: la rupture est inévitable

Si $Fs = 1$: le massif est en état d'équilibre limite

Si $F > 1$: le milieu est en équilibre et le massif sera stable si le coefficient atteint un chiffre fixé à l'avance compte tenu de la nature de l'ouvrage et des conséquences que pourrait entrainer la rupture.

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.

Tableau 1 : Définition des coefficients de sécurité

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

IV.3 Méthode des tranches de Fellenius

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques différentes ci, ϕ i, γ i.

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on veut déterminer le coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de glissement.

La méthode consiste, tout d'abord, à découper le volume de sol intéressé (compris dans l'arc AMB) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux :

Il convient de réaliser le découpage de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couches (points C et D sur la figure 5) corresponde à une limite entre deux tranches ; l'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper le massif en un très grand nombre de tranches pour obtenir une précision satisfaisante.

Nous allons étudier l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche « abcd » que l'on affectera de l'indice n (sur la figure 5, n varie de 1 à 12).

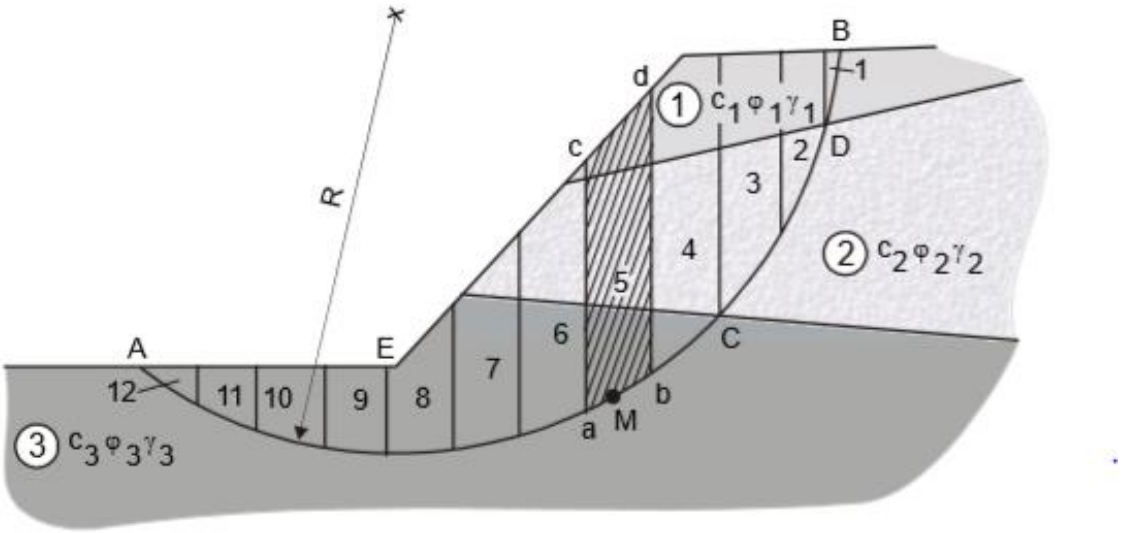


Figure 5: Découpage en tranches d'un talus

Les forces agissant sur cette tranche (figure 6 a) sont :

• son poids W ;

• la réaction Rn du milieu sous-jacent sur l'arc $\widehat{ab}$;

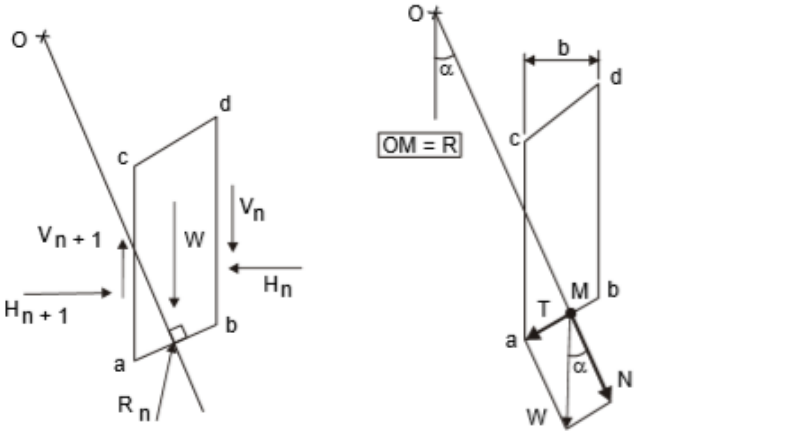
• les réactions sur les faces verticales *bd* et *ac* que l'on peut décomposer en réactions horizontales H_n, H_{n+1} et en réactions verticales V_n, V_{n+1} ;

Il s'agit de forces internes au massif étudié.

Nous définirons par rapport au centre O :

• le moment moteur comme celui du poids des terres W (et des surcharges éventuelles) tendant à provoquer le glissement,

• les moments résistants comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche, à savoir les moments de R_n, H_n, H_{n+1}, V_n, V_{n+1} .



(a) forces agissant sur une tranche

(b) hypothèse de fellenius

Figure 6: Décomposition des forces

Le coefficient de sécurité F_S est défini comme le rapport :

$$F_S = \frac{\sum AB \ des \ moments \ resistants \ maximaux}{\sum AB \ \ des \ moments \ moteurs}$$

Considérons la somme des moments pour tout l'arc $\widehat{AB}$ on voit que la somme des moments des forces internes est nulle. En effet, pour la tranche n-1, le moment des forces -V_n et H_n s'oppose à celui de V_n et H_n et, pour la tranche $n+1$, le moment des forces -V_{n+1} et -H_{n+1} s'oppose à celui de V_{n+1} et H_{n+1}.

Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc $\widehat{AB}$ était le poids W , à l'exception des forces internes.

Dans ce cas, $W = -R_n$

Décomposons le poids W en une force normale à ab, soit $N = W.\cos\alpha$ et une force tangentielle à ab, soit $T = W.\sin\alpha$

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n. D'après la loi de Coulomb, celle-ci s'écrit :

$(R_n)_t = c_i.\widehat{ab} + N.tan\varphi_i$, et la somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\sum_i^m R.[c_i.\widehat{ab} + N.tan\varphi_i]$$

Avec :

m : nombre total des tranches

c_i et φ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle se situe l'arc ab.

D'autre part, le moment moteur est dû à *T* et égal à *T.R*, d'où :

$$F_S = \frac{\sum_i^m (c_i.\widehat{ab} + N.tan\varphi_i}{\sum_i^m T}$$

Avec les notations de la figure (b), cette formule peut s'écrire sous la forme :

$$F_S = \frac{\sum_i^m \{c_i.\frac{b}{\cos\alpha} + W.\cos\alpha.tan\varphi_i\}}{\sum_i^m W.\sin\alpha}$$

Les paramètres géométriques intervenant dans le calcul de F_S sont donc :

- La largeur des tranches *b*,
- L'angle α que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale,
- La hauteur de la tranche pour le calcul de *W*.

IV.4 Méthodes de bishop

IV.4.1 Méthode détaillée

Les composantes V_n, V_{n+1}, H_n et H_{n+1} des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur $\widehat{AB}$ (figure 7), donc influencent la réaction R_n.

Bishop a publié en 1954 une méthode que nous appellerons méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité F_S en tenant compte de ces sollicitations.

Pour en établir les formules générales, nous utiliserons les notations suivantes :

W = poids de la tranche.

V_n et V_{n+1} = réactions verticales totales sur les faces latérales.

H_n et H_{n+1} = réactions verticales totales sur les faces latérales.

P = réaction normale totale sur la surface de glissement.

P' = réaction normale effective sur la surface de glissement.

u = pression interstitielle au niveau de la surface de glissement.

Fs = coefficient de sécurité.

x = distance de l'axe vertical de la tranche au centre du cercle.

b = largeur de la tranche.

l = longueur de la courbe de glissement recoupée par la tranche.

c' = cohésion effective le long de $\widehat{ab}$

ϕ ' = angle de frottement interne effectif du sol le long de $\widehat{ab}$

Développons l'analyse de Bishop :

1) Prenons le coefficient de sécurité réel du cercle sur les caractéristiques mécaniques, soit :$\frac{c\prime}{Fs}\ et\ \frac{tg\varphi\prime}{Fs}$

2) Dans ces conditions, on a localement (segment$\widehat{ab}$) :$S = \frac{c\prime l}{Fs} + \frac{(P-ul)tg\varphi\prime}{Fs}$

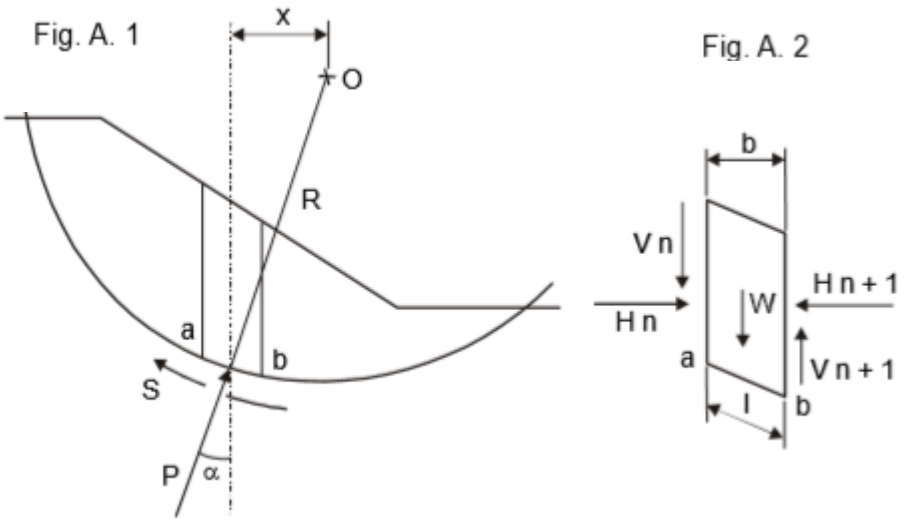


Figure 7: ***Définition d'une tranche***

Et le polygone des forces doit être fermé puisque la tranche est en équilibre. Ce polygone est représenté sur la figure 8.

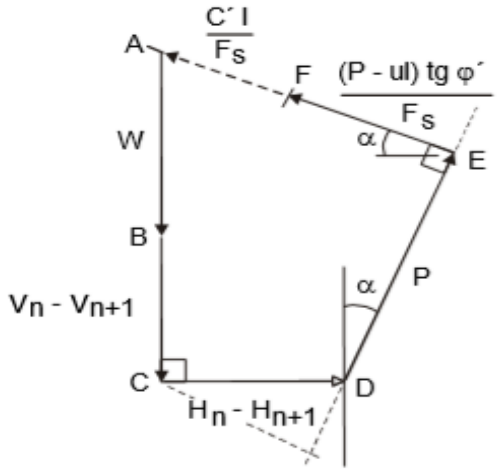


Figure 8: Polygone des forces

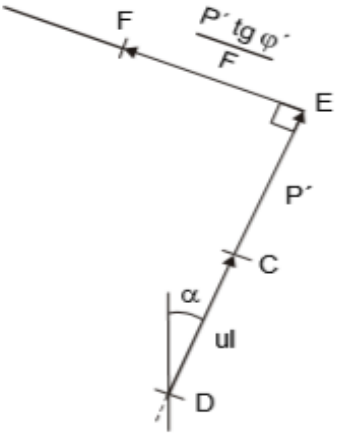


Figure 9 : Décomposition des forces

On peut écrire :$P = ul + P'$ et la branche DEF du polygone des forces peut se représenter comme sur la figure 9.

3) D'autre part, le coefficient Fs s'exprime également comme le rapport des moments résistants et des moments moteurs, d'où :

$$Fs = \frac{R\sum_i^m [c'l + (P - ul)tg\varphi']}{\sum_i^m Wx}$$

où *P* n'est pas connu ! En projetant les forces sur la verticale et en tenant compte de la figure 9, on peut écrire :$(P' + ul)cos\alpha + \left\{\frac{c'l}{Fs} + \frac{Ptg\varphi'}{Fs}\right\} sin\alpha = W + V_n - V_{n+1}$

D'où,$P' = P - ul = \frac{W+V_n-V_{n+1}-ulcos\alpha-\frac{c'l\,sin\alpha}{Fs}}{cos\alpha+sin\alpha\frac{tg\varphi'}{Fs}}$

Ainsi en portant cette formule dans la précédente et en tenant compte de :

$\sum Wx = R\sum Wsin\alpha$ et de $lcos\alpha = b$, on obtient le coefficient de sécurité par la formule générale:

$$Fs = \frac{1}{\sum_i^m Wsin\alpha} - \sum_i^m \frac{[W + (V_n - V_{n+1}) - ub]tg\varphi' + c'b}{cos\alpha + sin\alpha\frac{tg\varphi'}{Fs}}$$

Pour déterminer *Fs*, il faut :

1) Procéder par itérations successives car *Fs* figure aux deux membres de l'équation.
2) Définir V_n-V_{n+1}, pour cela il faut faire une hypothèse supplémentaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale de leur point d'application à la surface libre (c'est-à-dire proportionnelles au poids des terres). Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement, il sera alors possible de définir V_n-V_{n+1}.

IV.4.2 Méthode de Bishop Simplifiée

Cette méthode consiste à faire l'hypothèse que V_n-V_{n+1}=0 quelle que soit la tranche considérée. On a L'équation suivante :

$$Fs = \frac{1}{\sum_i^m W sin\alpha} - \sum_i^m \frac{[W - ub]tg\varphi' + c'b}{cos\alpha + sin\alpha \frac{tg\varphi'}{Fs}}$$

Dans ce cas tous les termes sont connus et *Fs* est calculé par itérations successives. On prend pour première valeur Fs_0' le coefficient de sécurité par la méthode de Fellenius.

IV.5 Méthode simplifiée de JANBU [1956]

Hypothèses: -
-La méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire);
- elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales .

La méthode de Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, ce qui aboutit à l'équation :

$$Fs = \frac{\sum[c'l + (N - ul)tg\varphi']cos\alpha}{\sum N sin\alpha}$$

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

$$Fs = \frac{\sum[c'l + (N - ul)tg\varphi']cos\alpha}{\sum W tg\alpha}$$

Ce coefficient de sécurité Fs est corrigé par un facteur f_o dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol : $F's = f_o \,.\, Fs$

IV.6 Méthode de Spencer [1967], Morgenstern-Price [1965]

Hypothèses:

- La méthode suppose une surface de glissement non circulaire.
- Elle suppose que les forces entre les tranches sont parallèles entre elles afin de rendre le problème déterminé.
- Elle suppose aussi que la force normale N agit au centre de la base de chaque tranche. Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque; et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire. Cette méthode est précise et elle est applicable à toutes les géométries et types de sol.

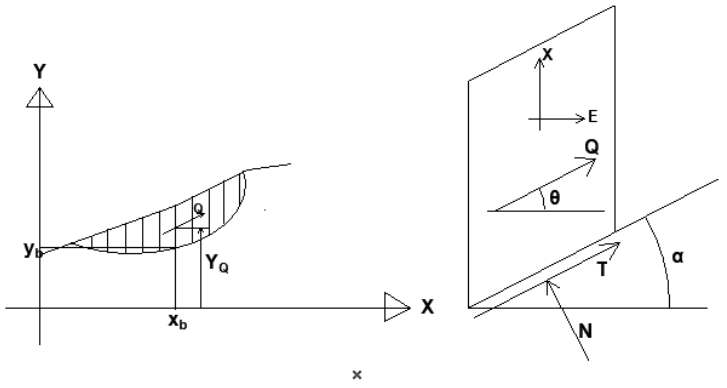


Figure 10: Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer

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

IV.7 CALCUL AUTOMATIQUE A L'AIDE D'ORDINATEUR

Le calcul de stabilité qui a pour but d'évaluer la valeur minimale du coefficient de sécurité F_S 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.

CHAPITRE V: ETUDE EXPERIMENTALE ET RESULTATS

L'objectif de ce chapitre sera de tirer des résultats à partir des essais géotechniques effectués sur des échantillons prélevés dans la zone d'étude.

Les résultats serviront de base pour bien modéliser l'instabilité de la zone et proposer les solutions éventuelles, à l'aide du logiciel GEO5.

Les échantillons ont été prélevés sur les points bien répartis le long de la zone d'étude, pour obtenir une représentation la plus fidèle du terrain et de ses propriétés.

En effet, on a subdivisé la zone en rectangle de contour, avec un point de prise d'échantillon dans chaque coin, ainsi qu'un point au milieu d'un côté pour obtenir les interfaces servant dans la modélisation du massif et le calcul des coefficients de sécurité. La profondeur de prise des échantillons varie de 1.5m à 4m.



Photo 13: Disposition des points de sondage

La pente sera trouvée par levée topographique modèle numérique du terrain.

Tableau 2 : Coordonnées des points sondés

points	latitude	longitude
1	-3.3465	29.40988
2	-3.3465	29.40999
3	-3.346	29.41004
4	-3.346	29.40997
5	-3.3463	29.40996

- Paramètres géotechniques du sol nécessaire à la modélisation envisagée

- Angle de frottement interne
- Cohésion
- Poids volumiques sec, saturé, humide, spécifique

A part ces paramètres servant à la modélisation, d'autres paramètres d'information et identification du sol ont été recherchés :

- Classe du sol
- Tassement du sol
- Perméabilité du sol

Tableau 3 : Essais réalisés

Paramètres	Essais géotechniques
Angle de frottement interne	Cisaillement direct (rectiligne)
Cohésion	Cisaillement direct (rectiligne)
Poids volumique humide	Peser de l'anneau œdométrique rempli de l'échantillon
Teneur en eau	Séchage à l'étuve
Poids volumique sec	Calcul à partir du Poids volumiques humide et de la Teneur en eau
Poids volumique spécifique	Mesure au Pycnomètre
Poids volumique saturé	Calcul à partir du Poids volumiques sec, spécifique et celui de l'eau
Classe du sol	Analyse granulométrique par tamisage et sédimentometrie Limites d'Atterberg
Tassement du sol	Œdométrique
Perméabilité du sol	Essai de Perméabilité à l'œdomètre avec une charge variable

V.1 RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Tableau 4 : Propriétés physiques du sol pour la zone d'étude

FOUILLE	F1	F2	F3	F3	F4	F5
ECHANTILLON	E1	E2	E3	E4	E5	E6
Profondeur (m)	4	2	2.2	1.5	1.5	2
Poids volumique humide γ_h (KN/m^3)	**18.07**	**19.63**	**10.21**	**19.1**	**20.93**	**18.15**
Teneur en eau ω (%)	**27.55**	**32.93**	**20.85**	**34.075**	**21.49**	**27.98**
Poids volumique sec γ_d (KN/m^3)	**14.17**	**14.767**	**8.4485**	**14.246**	**17.228**	**14.182**
Poids volumique spécifique γ_s (KN/m^3)	22.53	25.63	24.91	25.04	25.08	22.84
Poids volumique de l'eau γ_w (KN/m^3)	10	10	10	10	10	10
Poids volumique sature γ_{sat} (KN/m^3)	**17.88**	**19.005**	**15.057**	**18.557**	**20.359**	**17.973**

V.1.1 ESSAI DE PERMÉABILITÉ

Tableau 5 : Perméabilité échantillon 1

	h0	h1	t (s)	d (m)	a	L (m)	A (m2)	k(m/s)	Moyenne
Serie1	1000	908	18.43	0.006	2.83E-05	0.02	0.003848	7.69163E-07	5.90207E-07
Serie2	1000	896	31.875	0.006	2.83E-05	0.02	0.003848	5.06032E-07	
Serie3	1000	876	39.25	0.006	2.83E-05	0.02	0.003848	4.95427E-07	

Commentaire : Le sol est de faible à très faible perméabilité, ce qui fait que la pression interstitielle de l'eau contribue au glissement de la masse de terre.

Tableau 6 : Perméabilité échantillon 2

	h0	h1	t (s)	d (m)	a	L (m)	A (m2)	k(m/s)	Moyenne
Serie 1	1000	986	799	0.006	2.83E-05	0.02	0.003848	2.59183E-09	1.85094E-09
Serie 2	1000	994	796.31	0.006	2.83E-05	0.02	0.003848	1.11005E-09	

Commentaire : Le sol est de très faible perméabilité à pratiquement imperméable, la pression interstitielle de l'eau pousse la masse de terre au glissement

Tableau 7 : Perméabilité échantillon 3

	h0	h1	t (s)	d (m)	a	L (m)	A (m2)	k(m/s)	Moyenne
Serie1	1000	936	180.68	0.006	2.83E-05	0.02	0.003848	5.37675E-08	
Serie1	1000	958	181.1	0.006	2.83E-05	0.02	0.003848	3.48002E-08	3.97643E-08
Serie3	1000	962	185.2	0.006	2.83E-05	0.02	0.003848	3.07252E-08	

Commentaire : Le sol est de très faible perméabilité, la pression interstitielle de l'eau contribue au glissement.

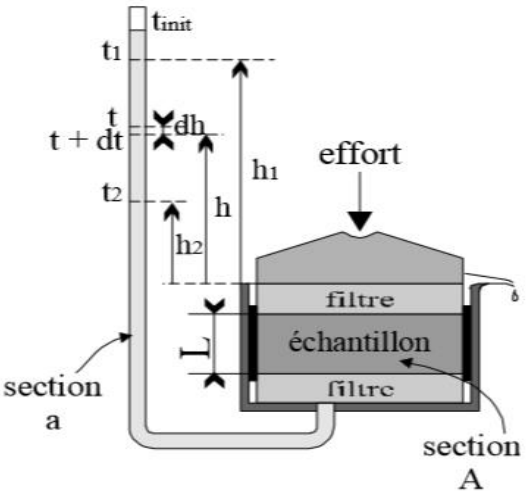


Figure 11: perméamètre à charge variable

En général, les résultats de ces trois échantillons nous montrent que le sol de la zone d'étude est de très faible perméabilité, ce qui est un facteur prépondérant sur le glissement observé. Les essais ont été fait sur un perméamètre à charge variable.

V.1.2 ESSAIS ŒDOMETRIQUES

Les essais de consolidation et de compressibilité permettent d'apprécier la déformation verticale des sols. Le but est de mésurer le tassement au cours du temps d'une éprouvette cylindrique (intacte) type galette placée dans une enceinte sans déformation latérale possible au fur et à mésure de l'application de différentes charges verticales constantes.

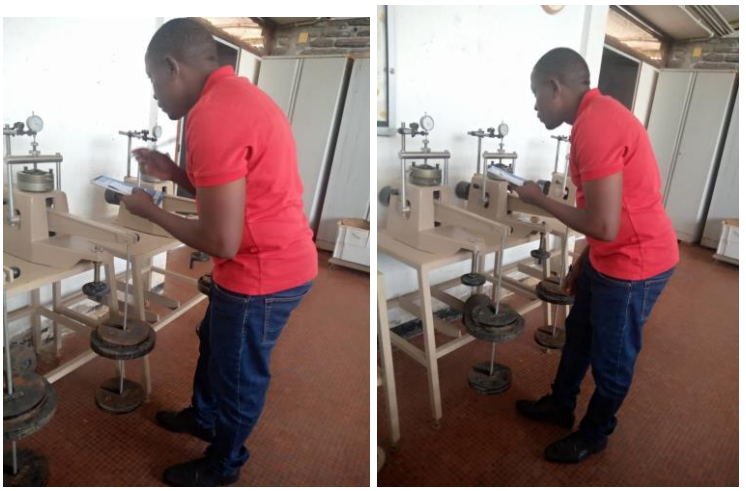


Photo 14: lecture sur l'œdomètre

Tableau 8 : Essais œdométrique échantillon 1

ESSAI OEDOMETRIQUE			
Projet: KUWINTEREKWA			
Echantillon: 1			
Poids volumique= 1,807 g/cm^3			
contrainte (KPa)	**S' (%)**	**ln contrainte**	**Module oedométrique E_{oed} (Kpa)**
0	0.00	0	
50	0.95	3.912023005	5263.2
100	1.60	4.605170186	7692.3
200	2.75	5.298317367	8695.7
300	4.05	5.703782475	7692.3
400	4.55	5.991464547	20000.0
500	5.25	6.214608098	14285.7
300	5.10	5.703782475	133333.3
0	2.75	0	12766.0

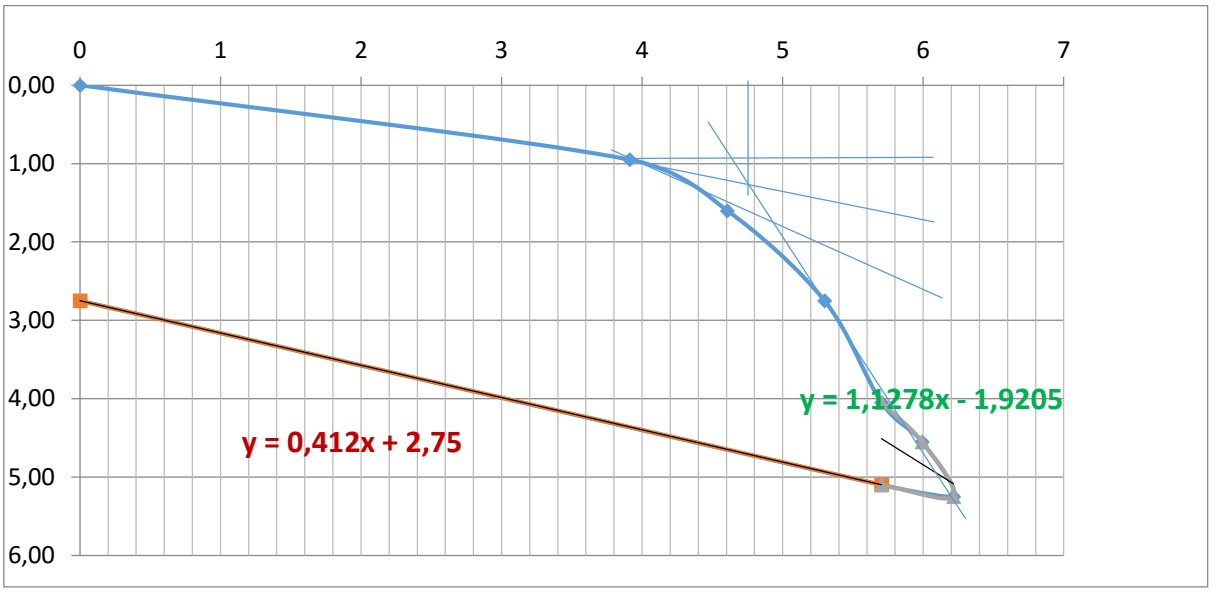


Figure 12: Courbe de l'essai oedometrique I

Pression de préconsolidation $\sigma'_p = 123.96kPa$

Tableau 9 : Essais oedometrique echantillon II

ESSAI OEDOMETRIQUE			
Projet:KUWINTEREKWA			
Echantillon:E2			
Poids volumique= 1,96g/cm^3			
contrainte (KPa)	**S' (%)**	**ln contrainte**	**Module oedométrique E_{oed} (Kpa)**
0	0	0	
50	3.6	3.912023005	1388.9
100	4.8	4.605170186	4166.7
200	6.4	5.298317367	6250.0
300	7.8	5.703782475	7142.9
400	8.5	5.991464547	14285.7
500	9.7	6.214608098	8333.3
300	9.55	5.703782475	133333.3
0	8.85	0	42857.1

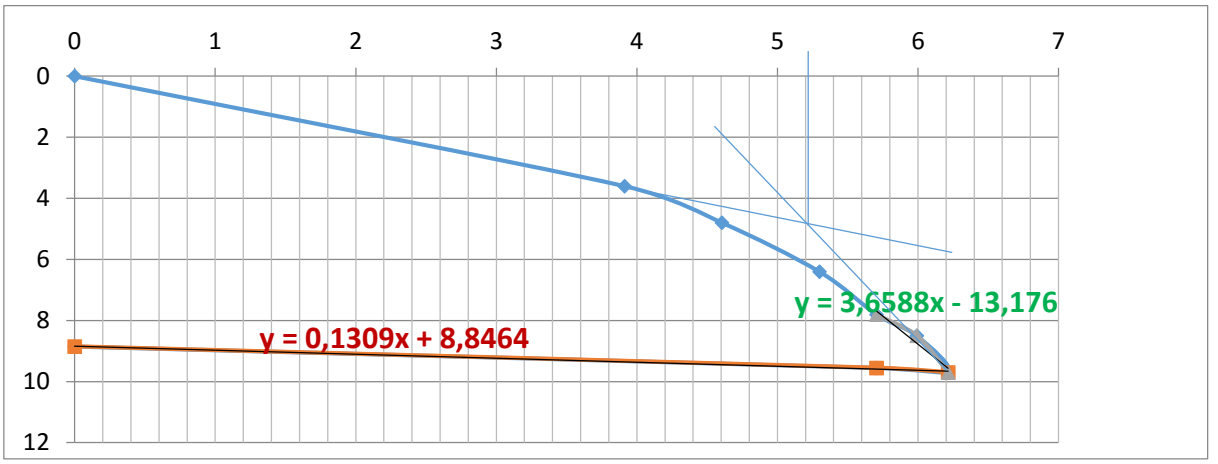


Figure 13 : Courbe de l'essai oedometrique II

Pression de preconsolidqtion $\sigma'_p = 181.3kPa$

Tableau 10 : Essais oedometrique echantillon III

ESSAI OEDOMETRIQUE			
Projet :KUWINTEREKWA			
Echantillon: E3			
Poids volumique= 1,91g/cm^3			
contrainte (KPa)	**S' (%)**	**ln contrainte**	**Module oedométrique E_{oed} (Kpa)**
0	0	0	
50	2.45	3.912023005	2040.8
100	3.9	4.605170186	3448.3
200	5.3	5.298317367	7142.9
300	6.75	5.703782475	6896.6
400	7.925	5.991464547	8510.6
500	9.55	6.214608098	6153.8
300	9.45	5.703782475	200000.0
0	8.45	0	30000.0

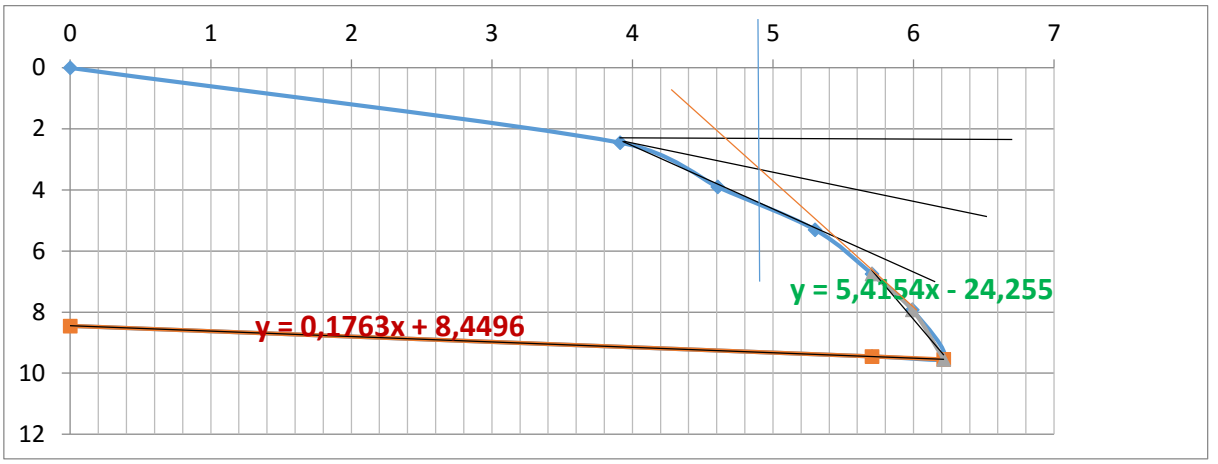


Figure 14: Courbe de l'essai oedometrique III

La pression de préconsolidation $\sigma'_p = 121.5kPa$

V.1.3 LES LIMITES D'ATTERBERG

L'essai est effectué sur les sols fins passants au tamis de 0,40mm, en vue de définir les teneurs en eau limite pour chaque état de sol.

Effectué à partir de l'appareil de CASAGRANDE,il nous a fourni les données suivantes :

- Limite de liquidité (WL) : teneur en eau pour laquelle le sol passe de l'état plastique à l'état liquide. Expérimentalement la rainure trace lors de l'essais se ferme entre 25 à 30coups.la rainure est de 1cm d'ouverture.
- Limite de plasticité (WP) : elle traduit la teneur en eau au-dessus de laquelle le sol cesse d'être plastique.
- Limite de retrait (Wr) : elle marque le passage de l'état solide avec retrait à l'état solide sans retrait.
- L'indice de plasticité (Ip) : qui permet d'avoir une indication précise sur la nature du sol. Il est déterminé par la formule :$Ip = WL - WP$ $(en\ \%)$



Photo 15: Réalisation des limites d'atterberg

Tableau 11 : Synthèse des résultats sur les limites d'atterberg

SYNTHESE DES RESULTATS SUR LES LIMITES D'ATTERBERG						
		Limites d'atterberg				
Echantillon	teneur en eau	WL	WP	IP	IC	Classification
Ech1	27.55	61.12	45.94	15.18	2.211	MH&OH
Ech2	32.93	53.04	35.85	17.19	1.169	MH&OH
Ech3-1	20.85	0	0	0	0	CL&ML
Ech3-2	34.075	0	0	0	0	CL&ML
Ech4	21.49	0	0	0	0	CL&ML
Ech5	27.98	57.15	39.38	17.77	1.641	MH&OH

Cette classification est obtenue sur base de l'abaque de UNIFIED SOIL CLASSIFICATION SYSTEM.

Avec : MH :limon organique

OH :Argile organique de moyenne à grande plasticité

CL :Argile non organique de faible à moyenne plasticité

ML :Limon non organique et sable fin.

V.1.4 GRANULOMETRIE ET SEDIMENTOMETRIE

Les grains d'un sol ont des dimensions variables : quelques μm à quelques dizaines de cm.

La granulométrie permet la distinction massique des grains suivant leurs dimensions.

Les sols pulvérulents :

- tamisage jusqu'à $125\mu m$

Utilisation des passoires (trous circulaires), à sec pour les gros grains et sous eau pour les matériaux cohérents.

Les sols fins : sédimentometrie ou granulométrie laser. La courbe granulométrique d'un sol permet la représentation graphique en donnant la masse de tamisât cumulé en pourcentage et le diamètre des particules.

C'est alors cette quantité qui est considéré lors de la sédimentometrie.

Après avoir lavé l'échantillon, on le met à l'étuve pour le sécher avant le tamisage.



Photo 16 : Tamisage

La sédimentometrie s'effectue sur les sols fins. Il consiste à mettre en suspension une certaine quantité de sols dans un litre d'eau mélangé d'une solution de pyrophosphate de sodium et à en mesurer la vitesse de décantation des particules. Cette solution est un anti-floculant. Les résultats du tamisage et de la sédimentométrie sont reportés sur la courbe granulométrique.

Plus les grains sont fins, plus la vitesse de chute est faible. (Loi de Navier–stokes sur la vitesse n des billes sphériques dans l'eau).

La mésure se fait à des différents instants ce qui permet de déterminer la proportion de grains et leurs diamètres respectifs à l'aide des nomogrammes.

Les différents diamètres des grains trouvés en fonction de la vitesse de chute servent pour la continuité de la courbe granulométrique une fois considérés comme diamètre de tamis.



Photo 17 : Sédimentometrie

UNIFORMITE ET COURBURE DE LA GRANULOMETRIE

Le degré d'uniformité $Cud = \frac{d60}{d10}$

Le degré de courbure $Ccd = \frac{d30^2}{d10.d60}$

Avec : d10 correspond au diamètre qui laisse passer dix pourcent (10%) de l'échantillon. d60 correspond au diamètre qui laisse passer soixante pourcent (60%) de l'échantillon. d30 correspond au diamètre qui laisse passer trente pourcent (30%) de l'échantillon.

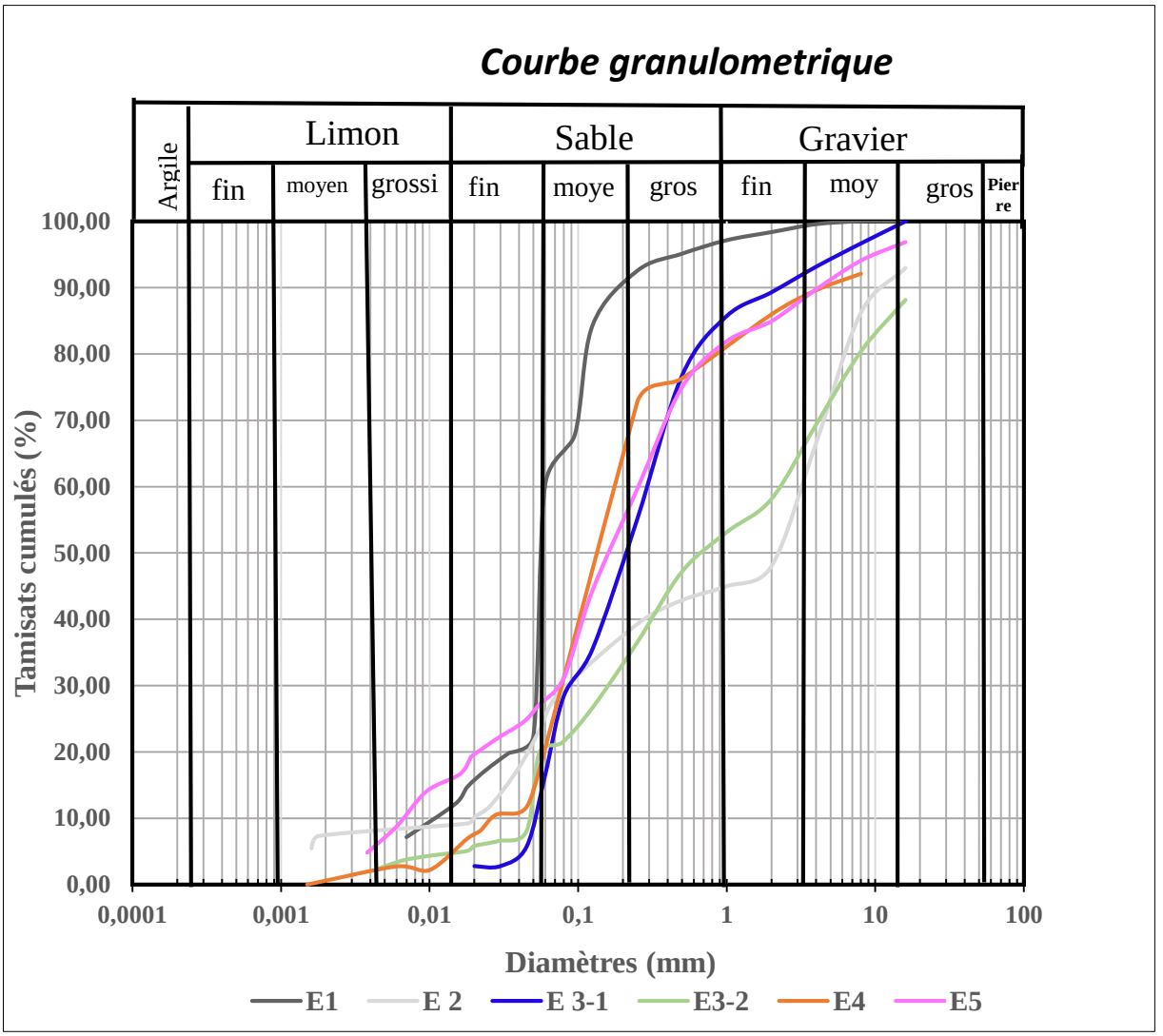


Figure 15 : Courbes granulométriques

Tableau 12 : Coefficients d'analyse granulométrique

Echantillon	Cud	Ccd	C.A	Description
Ech1	6	4.506	1.67	Granulométrie étalée
Ech2	150	0.1	1.48	Granulométrie étalée
Ech3-1	6	0.54	0	Granulométrie étalée
Ech3-2	65.7	0.321	0	Granulométrie étalée
Ech4	7.2	1.008	51.7	Granulométrie étalée
Ech5	7.2	0.698	0	Granulométrie étalée

V.1.5 CISAILLEMENT DIRECT (rectiligne)

L'essai de cisaillement est un essai permettant de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol , en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon de sol sous une charge constante. La contrainte de cisaillement est souvent le principal facteur à considérer pour un sol lorsqu'il est soumis à une charge. Cela étant surtout vrai dans l'étude de la stabilité des pentes et l'étude des pressions des terres. L'essai va nous permettre d'obtenir les valeurs de la cohésion c et de l'angle de frottement interne φ ; valeurs qui vont par après nous servir dans la modélisation pour déterminer le coefficient de sécurité.

Quand une contrainte de cisaillement est appliquée, il se développe dans le sol une contrainte égale et opposée appelée résistance au cisaillement et il y a rupture quand la contrainte de cisaillement excède la résistance du sol.



Photo 18 : Réalisation de cisaillement

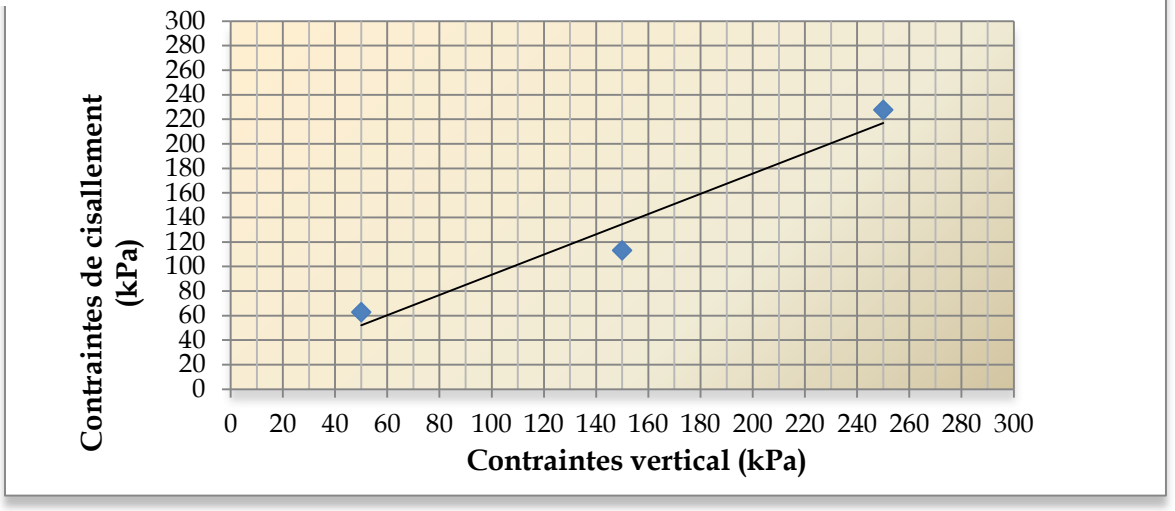


Tableau 13 : Résultats de l'essai de cisaillement

	Charges Verticales	**Contraintes de cisaillement**	**Cohésion**	**Angle de Frotement Interne**
Echantillon 1	δ_n kPa (kN/m^2)	σ_s kPa (kN/m^2)	C kPa (kN/m^2)	Φ (Degré)
	50.0	62.73	**10.87**	**39.49**
	150.0	113.16		
	250.0	227.55		
Echantillon 2	50.0	67.50	**50.58**	**15.51**
	150.0	86.10		
	250.0	123.00		
Echantillon 3-1	50.0	92.25	**54.84**	**39.28**
	150.0	184.50		
	250.0	255.84		
Echantillon 3-2	50.0	79.95	**49.71**	**37.11**
	150.0	178.35		
	250.0	231.25		
Echantillon 4	50.0	50.43	**18.45**	**31.59**
	150.0	108.24		
	250.0	173.43		
Echantillon 5	50.0	79.24	**54.67**	**20.00**
	150.0	96.53		
	250.0	152.04		

CHAPITRE VI : ANALYSE PAR SIMULATION NUMERIQUE DE LA STABILITE DE LA PENTE

Dans ce chapitre, nous allons montrer en premier les coupes des fouilles manuelles réalisées avec leur propriété mécanique en utilisant le logiciel Geo5 plus précisément avec le module stratigraphy. En deuxième lieu nous allons modéliser la pente en utilisant le module slopestability de ce même logiciel et en fin proposer la méthode de confortement du massif pour assurer la stabilité de cette pente.

VI.1 Introduction sur Geo5

Geo5 est un logiciel pour la conception et le calcul géotechnique. Inventé par l'entreprise Tchèque du non de FINE le logiciel Geo5 est un outil très simple et puissant pour résoudre les problèmes géotechniques.

Il est basé sur les méthodes analytiques traditionnelles et la méthode des éléments finis (MEF). Il contient des programmes indépendants avec une interface conviviale et l'utilisation d'un même environnement. Tous les programmes communiquent entre eux pour former une suite intégrée.

En générale, Geo5 contient 25 modules. Dans ce travail, nous allons utiliser les deux ci haut cités.

NORMES

Geo5 utilise :

- La vérification générale selon les facteurs de sécurité ;
- La vérification générale selon la théorie des états limites ;
- La vérification selon l'Euro code EN1997 avec les annexes nationales ;
- La vérification selon LRFD2003, LRFD2012 ;
- La vérification selon les normes nationales (SNIP-Russie, GB-Chine).

VI.2 Présentation des fouilles manuelles

Les travaux de creusement ont été réalisés à l'aide des matériels simples comme la houe, la pioche, la pelle et le prélèvement des échantillons a été rendu facile par les moules cylindriques, la plaque pour couvrir la paroi supérieure du moule, le marteau masse pour l'enfoncer,

le film étanche roofing pour l'imperméabilisation de l'échantillon et enfin les sacs pour le transport vers le laboratoire.

Les points de sondages ont été formés en rectangle pour s'assurer de la disponibilité des propriétés physiques et mécaniques de la surface représentant la zone glissée. Cependant, la longueur de tout le massif est de 100m mais l'amont de la zone contient un affleurement de roche ce qui a été impossible d'y creuser. C'est pour cela que nous avons considéré cette surface présentant une longueur de 60m et ranger les points dans les 4coins du rectangle.

Le point central s'est penché sur le côté gauche pour en fait faciliter la détection des couches lors de la coupe du massif pour l'analyse de la stabilité.



Photo 19 : Disposition des points de sondage

VI.3 STRATIGRAPHIE DES FOUILLES MANUELLES

Dans ce paragraphe, nous considérons seulement les trois points de sondage situés sur l'alignement gauche pour montrer la section géologique des trois fouilles ainsi que le modèle géologique proposé.



Photo 20 : Fenêtre d'ouverture de la version stratigraphie

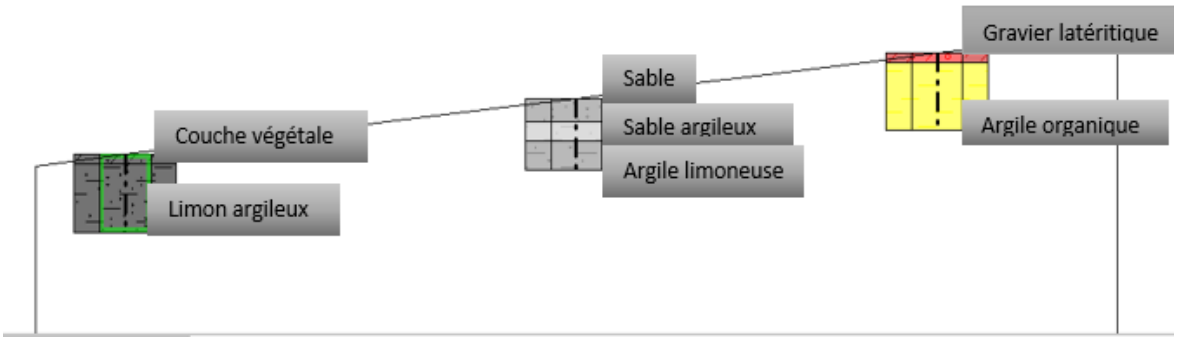


Figure 16 : section géologique

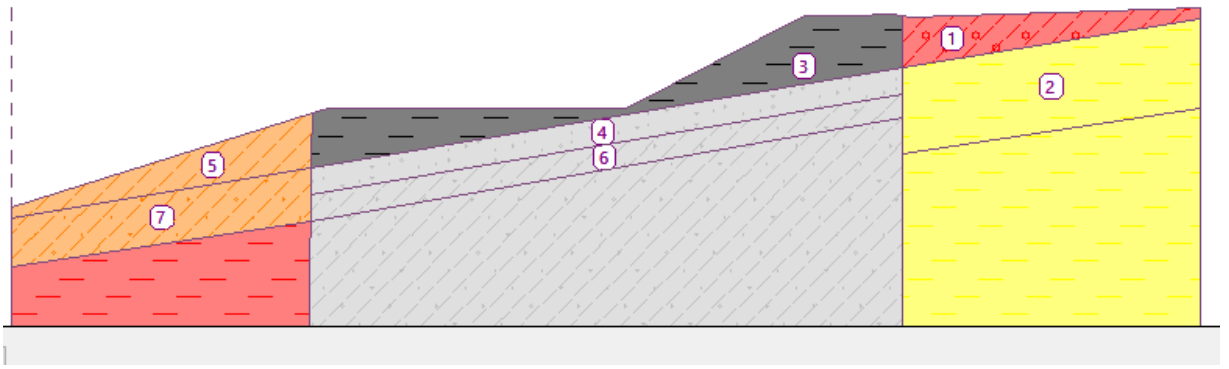


Figure 17 : Modèle géologique

VI.4 MODELISATION DU MASSIF ET ANALYSE DES COEFFICIENTS DE SECURITE

L'objectif principal de ce paragraphe est d'évaluer les conditions de stabilité du talus avant glissement. Cette analyse est nécessaire pour comprendre comment le glissement s'est déclenché, mais aussi pour évaluer l'importance et le rôle qu'ont pu jouer les différents paramètres qui contrôlent la stabilité du talus. Elle permet aussi d'estimer comment la situation aurait été jugée si elle avait été analysée à priori avant que le glissement ne survienne.

Dans notre modèle, nous allons analyser deux situations :

- La situation initiale non chargée en deux états : état drainé et en état non drainé
- La situation chargée également en ces deux états.

Pour chaque situation et chaque état on fournit une synthèse des résultats extraits dans le rapport du logiciel Geo5.

VI.4.1 CONCEPT D'ANALYSE

L'analyse de la stabilité d'un tel talus doit normalement être réalisée en contraintes effectives (c.-à-d. en condition drainée) en utilisant les paramètres de cohésion (c') et d'angle de frottement interne (Φ') du sol afin de calculer la résistance au cisaillement mobilisable du sol (τ_f). Cette résistance est définie par le modèle de Mohr-Coulomb selon l'équation suivante :

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

Où σ est la contrainte totale normale au plan de cisaillement et u est la pression de l'eau interstitielle. En supposant que, pour un élément de sol, c' et φ' ne varient pas, l'équation montre que la principale cause qui entraîne une diminution de la résistance au cisaillement (τ_f) est soit une diminution de la contrainte normale (σ) soit une augmentation de la pression d'eau interstitielle (u) dans la pente.

La contrainte de cisaillement (τ_f) qui s'applique en un point donné est quant à elle fonction de la géométrie de la pente et du poids volumique du sol. Les principales causes qui contribuent à faire varier la contrainte de cisaillement sont :

- La modification de la géométrie du talus (par exemple, la contrainte de cisaillement « τ » s'accroît quand il y a érosion ou excavation à la base ou ajout d'une surcharge au sommet);
- La variation du niveau de l'eau s'appuyant sur la base du talus (par exemple, « τ » s'accroît quand il y a abaissement du niveau de la rivière ou vidange d'un lac ;
- La variation du niveau de la nappe phréatique en surface influence un peu le poids volumique du sol dans la zone de variation et, par conséquent, la contrainte de cisaillement.

VI.4.2 PARAMETRES UTILISES

L'information nécessaire pour l'analyse de la stabilité du talus avant glissement est :

• la topographie du talus;

• la stratigraphie et les caractéristiques géotechniques des sols;

• les conditions hydrogéologiques du massif concerné par l'analyse de la stabilité.

VI.4.3 CALCUL DE LA SURCHARGE LINEAIRE APPLIQUEE PAR LES BATIMENTS

Le calcul de la surcharge revient à faire la descente des charges du poteau central le plus chargé.

En considérant un espacement standard entre poteaux de 5m, et en s'appuyant sur l'hypothèse que le poteau soutien les deux mi- portées de part et d'autre, on détermine la charge finale qui revient sur la fondation/sol. L'objet de cette partie est d'évaluer les actions de pesanteur permanentes et variables qui permettront le calcul des fondations. Il convient donc d'estimer le cheminement des charges du haut de la structure jusqu'aux éléments considérés c'est-à-dire les poteaux et les voiles du sous-sol car ce sont ces derniers qui reposent sur les fondations à étudier.

Pour chaque étage, les charges se transmettent de dalles vers leurs éléments porteurs qui sont les poutres ou les voiles puis des poutres vers leurs éléments porteurs qui sont les poteaux.

Les charges sont estimées sur chaque élément à dimensionner .Le but de la descente des charges est de calculer pour tous les éléments porteurs de la construction, les charges qu'ils supportent du dernier niveau jusqu'à la fondation, qui a son tour les transmet au sol portant. Les charges sont généralement de deux types :

- Les charges permanentes (G) :

Ce sont des charges qui agissent de façon permanente sur une construction ; elles ne changent ni de grandeur ni de position dans le temps et dans l'espace.

Exemple : poids propre de la dalle, du revêtement, …

Les charges permanentes à considérer définies par la norme NF P 06-004 sur laquelle le BAEL 91 s'appui pour le calcul des structures en béton armé sont les poids propres.

✓ Poids propres

Les poids propres seront évalués avec un poids volumique de béton de 25kN/m^3.

- Pour les dalles : Poids volumique x épaisseur (kN/m^2) ;
- Pour les poutres : Poids volumique x section (kN/ml) ;
- Pour les poteaux : Poids volumique x section x hauteur (KN).

✓ Surcharges

Il s'agit des revêtements sur les planchers et les différents types d'enduits. Elles seront définies et mieux détaillées au niveau du pré dimensionnement des éléments en fonction du type et du niveau des planchers.

- Pour les carreaux: 20 kN/m^3;
-Pour le revêtement en chape lissé: 22 kN/m^3;
- Pour la maçonnerie: 19 kN/m^3

- Les charges d'exploitation (Q) :

Les charges d'exploitation ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Ces charges changent de grandeur ou de position dans le temps et dans l'espace.

Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode d'occupation.

Elles résultent de l'exploitation directe de la construction et sont donc constituées par le poids des utilisateurs et des matériaux nécessaires à l'utilisation des locaux.

Elles sont définies par les normes NF P 06-004 sur laquelle le BAEL 91 s'appui, définit les charges surfaciques à prévoir.

Cependant, un maître d'ouvrage a toujours la possibilité de définir des valeurs au moins égales. Ainsi donc pour notre étude les charges d'exploitation suivantes sont proposées :

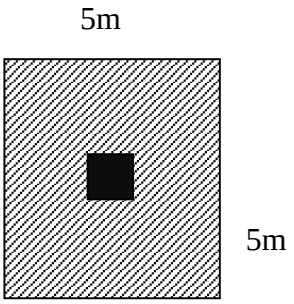
- Pour les dalles courantes : 3,5kN/m^2 ;
- Pour les escaliers: 2,5 kN/m^2
- Pour la terrasse inaccessible : 1 kN/m^2

Hypothèses de calcul des charges

Dans notre cas, on va considérer un bâtiment de deux niveaux, pour usage d'habitation, ce qui mandate une charge d'exploitation Q = 1.5 kN/m^2 d'une part, et d'autre part une maison simple.

Les dimensions usuelles de la semelle qui va appuyer le sol sont 1.5m et 1m de côté pour l'étage et la maison simple respectivement. La charge trouvée va être divisée par les dimensions de la semelle pour trouver la contrainte de chargement lors du calcul des glissements.

Le schéma de chargement est le suivant :



Les dimensions des éléments de la structure sont prises comme ci :

Tableau 14 : Dimensions des éléments de la structure

Elément	L (m)	L (m)	H (m)
Mur	1	0.2	3.2
Dalle	1	1	0.15
Poteau	0.2	0.2	3.2
Revêtement	1	1	0.05
Poutre	1	0.2	0.3

Les masses surfaciques d'autres éléments sont exprimées comme ci :

Tableau 15 : Dimensions d'autres éléments

Elément	Q (kpa)
Charpente	0.18
Faux-plafond	0.25

LE SCHEMA DE DESCENTE

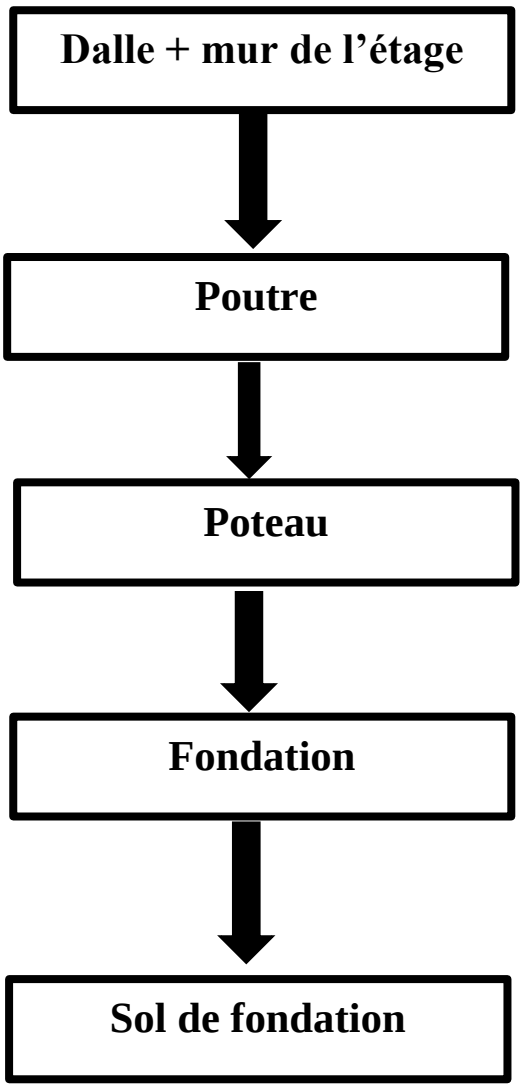


Tableau16: Charge appliquée par l'étage

Niveau	Type de charge	G (kN)	G total (kN)	Q (kN)	N (kN)	N total (kN)
1er étage	Charpente	4.5	275.5500	37.5000	313.0500	**452.8500**
	Dalle	93.75				
	Faux plafond	6.25				
	Revêtement	31.25				
	Poteau	3.2				
	Poutre	15				
	Maçonnerie	121.6				
RDC	Poteau	3.2	139.8	0.0000	139.8000	
	Poutre	15				
	Maçonnerie	121.6				

Pour l'étage, la charge totale est de 452.85 kN. Avec la semelle de 1.5m de côté, la contrainte de calcul devient $452.85/1.5^2 = 201.26$ kN/m^2

Tableau 17 : Charge appliquée par le bâtiment simple

Niveau	Type de charge	G (kN)	G total (kN)	Q (kN)	N (kN)	N total (kN)
RDC	Poteau	3.2	139.8	0	139.8000	139.8000
	Poutre	15				
	Maçonnerie	121.6				

Pour la maison simple, la charge totale est de 139.8000 kN. Avec la semelle de 1m de côté, la contrainte de calcul devient 139.8000 kN/m^2.

A.SITUATION INITIALE NON CHARGEE EN ETAT DRAINE



Photo 21 : Fenêtre d'ouverture de la version slope stability

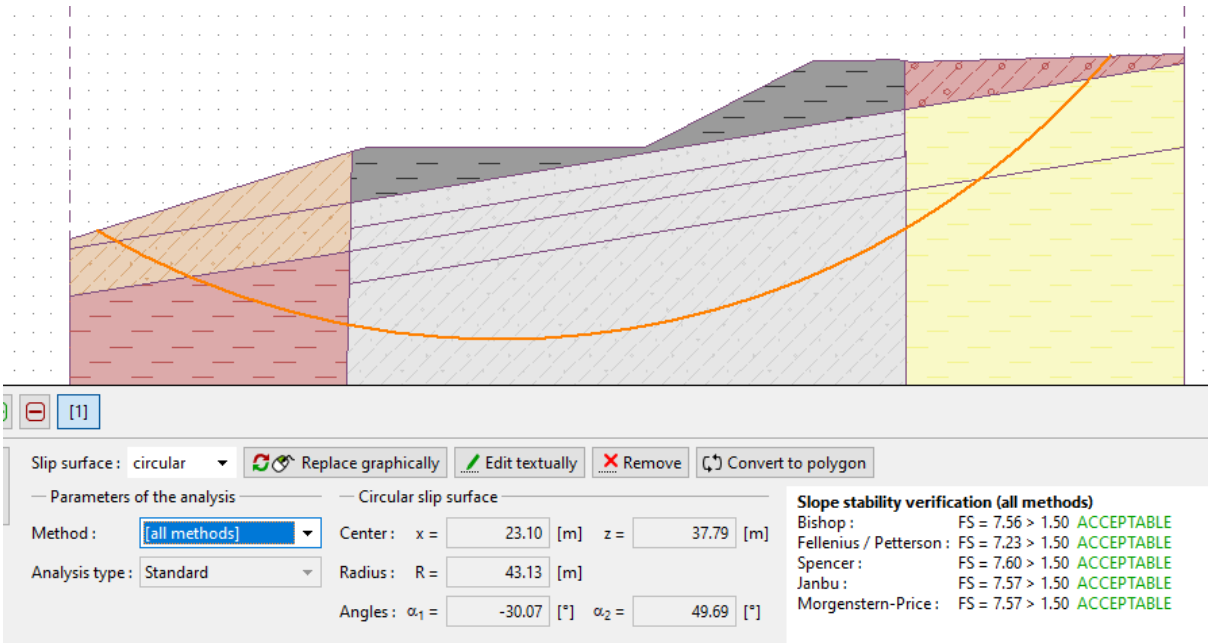


Figure 18 : Massif en condition drainée sans chargement

Slip surface parameters							
Center :	x =	23.10	[m]	Angles :	α_1 =	-30.07	[°]
	z =	37.79	[m]		α_2 =	49.69	[°]
Radius :	R =	43.13	[m]				
Analysis of the slip surface without optimization.							

Tableau 18 : Analyse de la surface de glissement

Slope stability verification (all methods)

Bishop : FS = 7.56 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Fellenius / Petterson : FS = 7.23 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Spencer : FS = 7.60 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Janbu : FS = 7.57 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Morgenstern-Price : FS = 7.57 > 1.50 **ACCEPTABLE**

B.SITUATION CHARGEE EN ETAT DRAINE

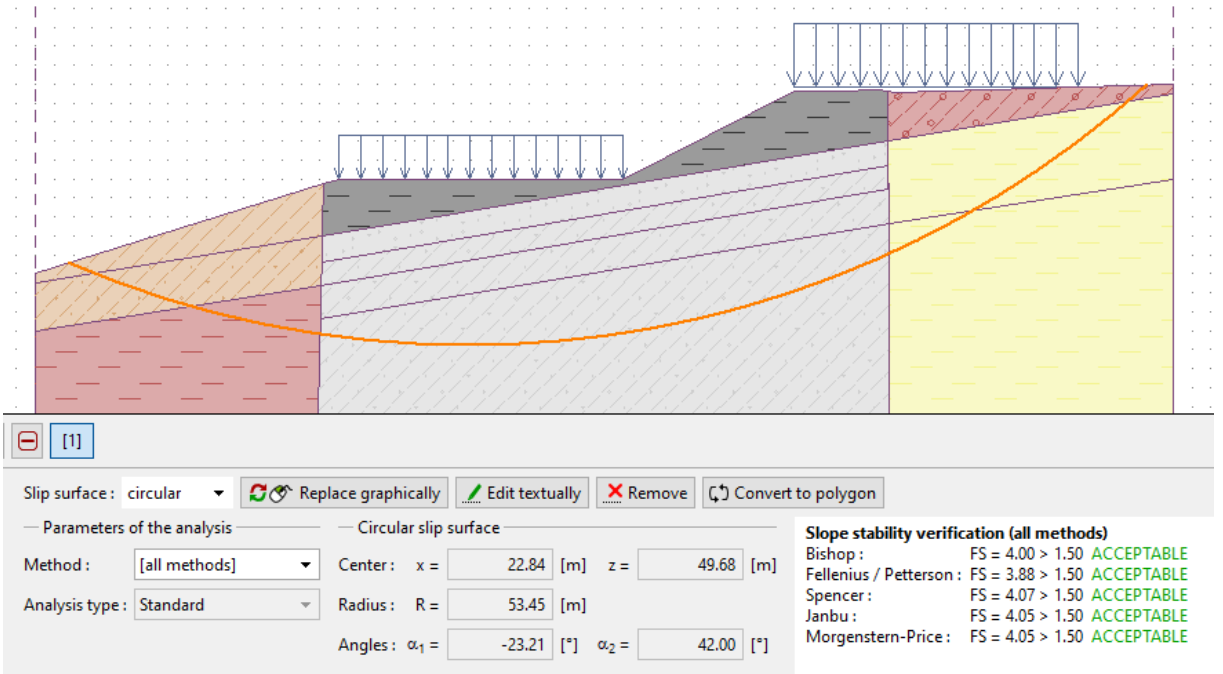


Figure 19 : Massif en condition drainée avec chargement

Surcharge

No.	Type	Type of action	Location z [m]	Origin x [m]	Length l [m]	Slope β[°]	Magnitude q, q_1, f, F	unit
1	strip	permanent	on terrain	x = 40.00	l = 15.00	0.00	201.26	kN/m^2
2	strip	permanent	on terrain	x = 16.00	l = 15.00	0.00	139.80	kN/m^2

Tableau 19 : Surcharge en condition drainée

Circular slip surface

Slip surface parameters							
Center :	x =	22.84	[m]	Angles :	α_1 =	-23.21	[°]
	z =	49.68	[m]		α_2 =	42.00	[°]
Radius :	R =	53.45	[m]				
Analysis of the slip surface without optimization.							

Slope stability verification (all methods)

Bishop : FS = 4.00 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Fellenius / Petterson : FS = 3.88 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Spencer : FS = 4.07 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Janbu : FS = 4.05 > 1.50 **ACCEPTABLE**

Morgenstern-Price : FS = 4.05 > 1.50 **ACCEPTABLE**

C.SITUATION NON CHARGEE EN ETAT NON DRAINE

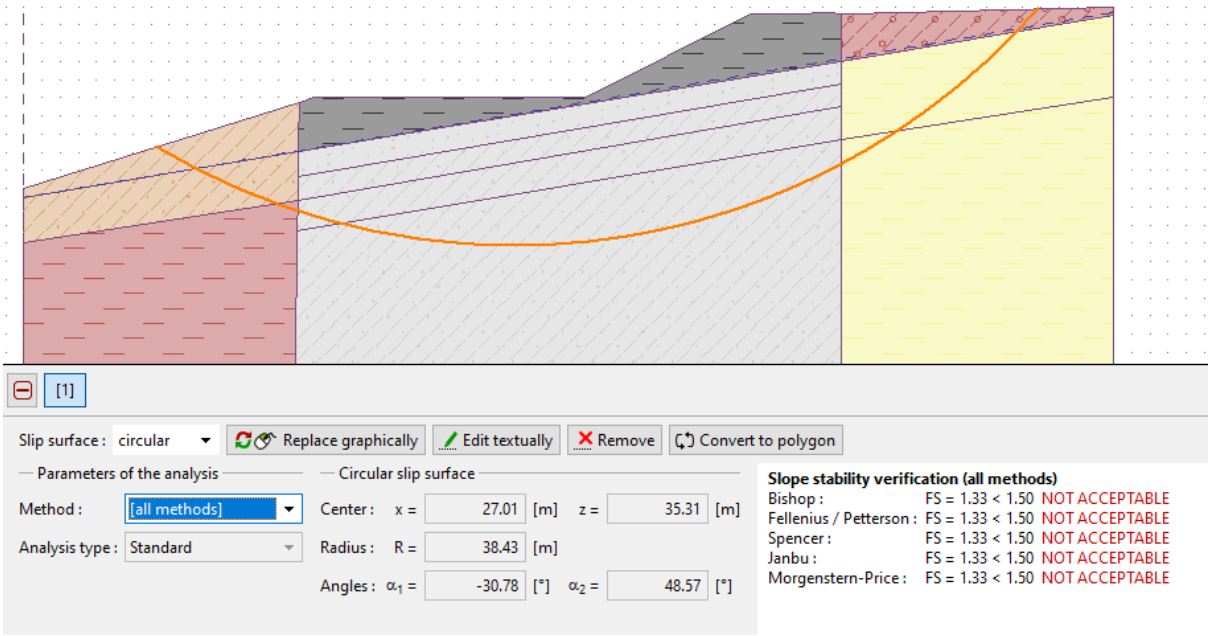


Figure 20 : Massif en condition non drainée sans chargement

Analysis 1

Circular slip surface

Slip surface parameters							
Center :	x =	27.01	[m]	Angles :	α_1 =	-30.78	[°]
	z =	35.31	[m]		α_2 =	48.57	[°]
Radius :	R =	38.43	[m]				
Analysis of the slip surface without optimization.							

Tableau 20 : Caractéristique de la surface de glissement en condition non drainée sans chargement

Slope stability verification (all methods)

Bishop : FS = 1.33 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**

Fellenius / Petterson : FS = 1.33 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**

Spencer : FS = 1.33 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**

Janbu : FS = 1.33 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**

Morgenstern-Price : FS = 1.33 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**

D.SITUATION CHARGEE EN ETAT NON DRAINE

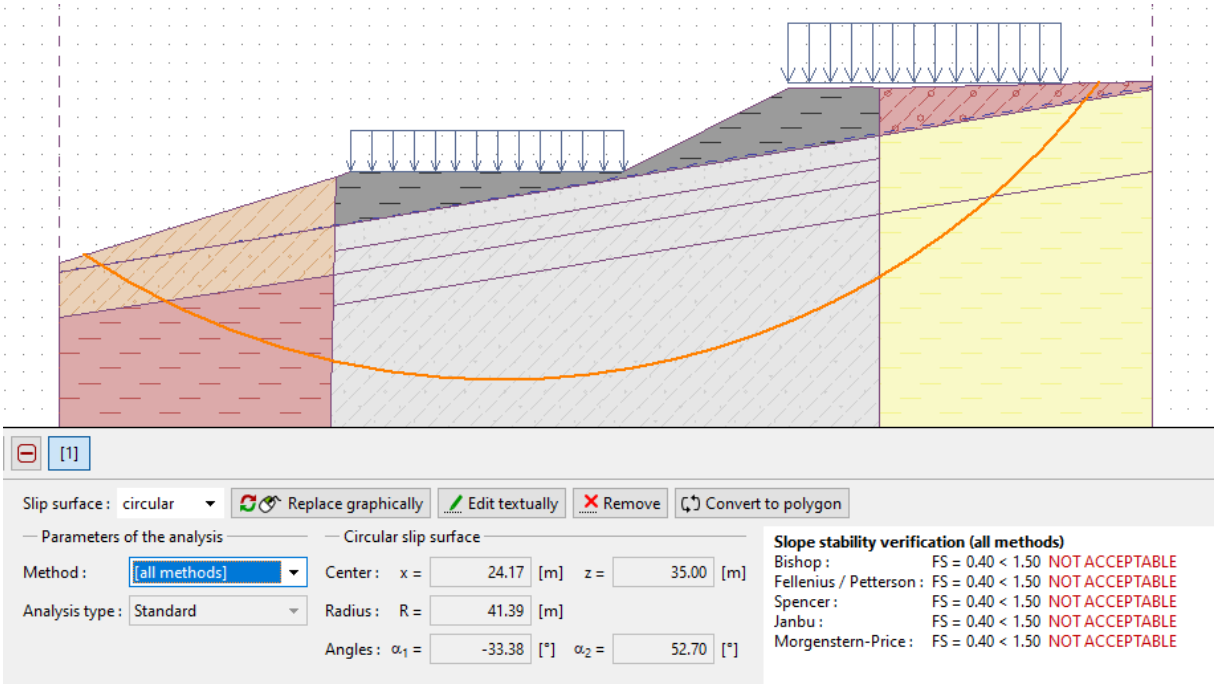


Figure 21 : Massif en condition non drainée avec chargement

Tableau 21 : Surcharge

No.	Type	Type of action	Location z [m]	Origin x [m]	Length l [m]	Slope β [°]	Magnitude q, q1, f, F	unit
1	strip	permanent	on terrain	x = 40.00	l = 15.00	0.00	201.26	kN/m2
2	strip	permanent	on terrain	x = 16.00	l = 15.00	0.00	139.80	kN/m2

Water

GWT

Tableau 22 : Circular slip surface

Slip surface parameters							
Center :	x =	24.17	[m]	Angles :	α_1 =	-33.38	[°]
	z =	35.00	[m]		α_2 =	52.70	[°]
Radius :	R =	41.39	[m]				
Analysis of the slip surface without optimization.							

Slope stability verification (all methods)

Bishop : FS = 0.40 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**

Fellenius / Petterson : FS = 0.40 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**

Spencer : FS = 0.40 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**

Janbu : FS = 0.40 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**

Morgenstern-Price : FS = 0.40 < 1.50 **NOT ACCEPTABLE**

VI.4.4 COMMENTAIRES SUR LES RESULTATS OBTENUS

Les résultats obtenus montrent que le massif a été déstabilisé par l'eau et montre que les différentes méthodes de calcul de stabilité (Bishop, Fellenius/Petterson, Spencer , Janbu et Morgenstern-price)convergent presque sur les mêmes valeurs des coefficients de sécurité. Ces méthodes ont été préférées dans ce travail pour des fins de comparaison.

Tableau 23 : Synthèse des coefficients de sécurité

	Coefficient de securité : Fs			
Méthode	Situation non chargée		Situation chargée	
	drainée	non-drainée	Drainée	non-drainée
Bishop	7.56	1.33	4	0.40
Fellenius/Petterson	7.23	1.33	3.88	0.40
Spencer	7.6	1.33	4.07	0.40
Janbu	7.57	1.33	4.05	0.40
Morgenstern-price	7.57	1.33	4.05	0.40

De ce tableau on tire la conclusion que la cause qui a déclenché le glissement de terrain de WINTEREKWA est un facteur hydrologique lié aux changements climatiques qui se manifeste nos jours. Que ce soit pour la situation chargée ou non chargée ; on constate que le massif reste stable du fait que le coefficient reste supérieur à 1,5 en l'absence de la pression de l'eau.
Cependant ; en présence de l'eau, que ce soit en situation chargée ou non chargée, le massif glisse. Le coefficient de sécurité a des valeurs inferieures à 1,5.

VI.5 METHODE DE CONFORTEMENT DU MASSIF

Après avoir constaté que l'ennemie principale qui a causé l'instabilité du terrain dans notre zone d'étude est l'eau, nous envisageons utiliser le drainage pour assurer la stabilité du massif.

VI.5.1 Drainage

Le drainage est un processus qui est défini comme l'enlèvement (l'élimination) de l'excès d'eau d'un terrain. Le terme drainage n'apparait pas avant 19è siècle en français. « Drainage » de même que « drainer », « drain », « draineur » sont empruntés à l'Anglais au milieu du 19^{e} siècle. Le terme Français a d'abord eu une connotation agricole, d'assainissement des terres pour l'agriculture. Réf : Wikipédia.

VI.5.2Types de systèmes de drainage

Les trois techniques les plus couramment utilisées pour éliminer (drainer) l'excès d'eau sont : (a) drainage de surface, (b) drainage souterrain et (c) drainage vertical (également connu sous le nom de « drainage de puits tubulaires »).

Outre ces techniques de drainage conventionnelles, il existe un drainage non conventionnel émergent.

Drainage superficiel

Le drainage de surface est la suppression ordonnée des excès d'eau à la surface du sol grâce à des canneaux naturels améliorés à des fosses creuses et au modelage du terrain.

Drainage souterrain

Le drainage souterrain est réalisé lorsque la nappe phréatique se situe à moins de 0,7metre de la surface du sol.



Photo 22 : Drainage souterrain

Source : Alamy

Drainage vertical

Le drainage vertical ou le drainage de puits tubulaires peut être défini comme le « contrôle d'un système existant ou potentiel ». Il est exécuté dans le cas d'une nappe phréatique élevée ou condition d'eau souterraine artésienne ». La plupart des systèmes de drainage de puits tubulaires consistent en un groupe de puits espacés avec un recouvrement suffisant de leurs cônes de dépression pour contrôler la nappe phréatique en tout point d'une zone. L'ingénieur en drainage doit estimer l'affaissement du sol dû au drainage de ces sols, car cela affectera la conception du drainage (Bos et Boers, 1994).

Quelle que soit la technique utilisée pour drainer une zone donnée, il est évident que la technique de drainage doit répondre au besoin local d'éliminer l'excès d'eau.

Avec la problématique qui nous est en face, on va appliquer la méthode de drainage souterrain.

Conception des systèmes de drainage des tuyaux

Le drainage par tuyaux est probablement la méthode de drainage souterrain la plus largement utilisée dans le monde.

Disposition des systèmes de drainage des tuyaux

Dans cette section, nous aborderons les considérations les plus importantes qui conduisent à une conception spatiale disposition d'un système de drainage souterrain dans une zone (c'est-à-dire montrant tous les éléments sur une carte). Ces considérations impliquent le choix entre un système singulier et un système composite.

Aperçu des systèmes de drainage singuliers et composites

Dans un système de drainage à tuyau unique, chaque drain de tuyau de terrain se déverse dans un drain collecteur ouvert.

Dans un système de drainage de tuyaux composites, les drains de tuyaux de terrain se déversent dans un collecteur de tuyaux, qui à son tour se déverse dans un drain principal ouvert. Le système collecteur lui-même peut être composite avec sous-collecteurs et un collecteur principal.

La disposition d'un système de drainage de tuyaux est appelée un « système aléatoire » lorsque seuls des points humides dispersés d'une zone doivent être drainés, souvent sous la forme d'un système composite (Fig. 21A). Un motif régulier peut être installé si le réseau de canalisations couvre uniformément la zone du projet.

Un tel schéma régulier peut être soit un « système de grille parallèle » dans lequel les drains de terrain rejoignent le collecteur à angle droit. (Fig. 21B), ou un « système en chevrons » dans lequel ils se rejoignent à des angles vifs (Fig. 21C). Notez que les deux les motifs réguliers peuvent se présenter sous la forme d'un système singulier ou d'un système composite.

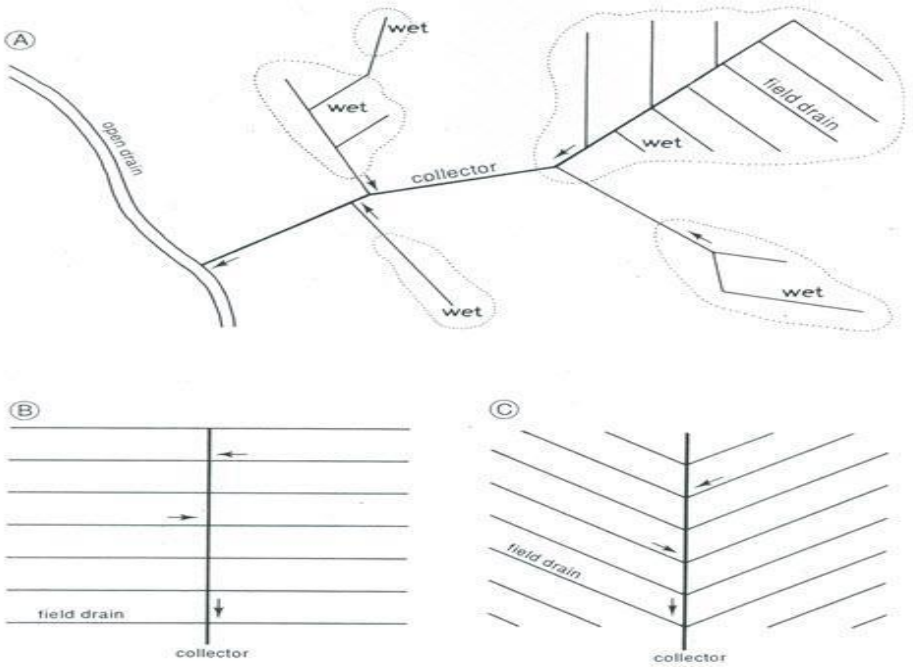


Figure 22 : Réseaux de drainage

Espacement des drains

Les espacements de drainage calculés pour une zone de projet sont susceptibles de montrer des variations considérables en raison d'une variation naturelle de la conductivité hydraulique du sol dans un terrain. Si la variation de la conductivité hydraulique du sol est importante, la zone à drainer doit être divisée en sous-zones ou « blocs » de taille appropriée, et pour chacun desquels un espacement de drainage uniforme et représentatif est sélectionné (Cavelaars et al., 1994).

Après avoir considéré la profondeur de la base de drainage et la présence de couches de sol inadaptées, on arrive normalement à une gamme d'espacements de drains possibles. A l'intérieur de cette gamme, un certain nombre d'espacements standards doivent être sélectionnés au préalable, chaque standard différant du suivant d'un facteur 1,25 à 1,5 (Cavelaars et al., 1994). Cela n'a guère de sens de rendre les incréments trop petits compte tenu des nombreuses inexactitudes et incertitudes dans l'ensemble du processus de détermination des espacements des drains.

Par exemple, supposons que les espacements des drains calculés dans une zone de projet varient de 18 à 85 m en ignorant quelques valeurs extrêmes. Dans ce cas, des ensembles pratiques d'espacements de drain standard pourrait être : 20–25–30–40–50–60–80 m, ou 20–30–45–60–80 m (Cavelaars et al., 1994).

VI.6 Calcul des drains et leur espacement

Le calcul des drains s'effectuera à l'aide de l'outil numérique proposé par l'Université d'Etat de Michigan (MSU) aux Etats Unis en ligne sur
https://www.egr.msu.edu/bae/water/drainage/drain-spacing-calculator

Le calcul prend en compte différents facteurs :

- Intensité de drainage exprimée par la hauteur drainée par jour (pouce/jour)
- Niveau minimum de la nappe (pieds)
- Profondeur de pose de drains (pieds)
- Profondeur de la couche imperméable (pieds)
- Types et taille des tuyaux
- Conductivité du sol K (pouces/heures)

Nos données de travail pour notre cas sont :

- Intensité de drainage exprimée par la hauteur drainée par jour = 1m/jour
- Niveau minimum de la nappe = 10m
- Profondeur de pose de drains = 2m
- Profondeur de la couche imperméable = 12m
- Types et taille des tuyaux = 4 pouces
- Conductivité du sol K (pouces/heures) = $3{,}96.10^{-8} m/s$

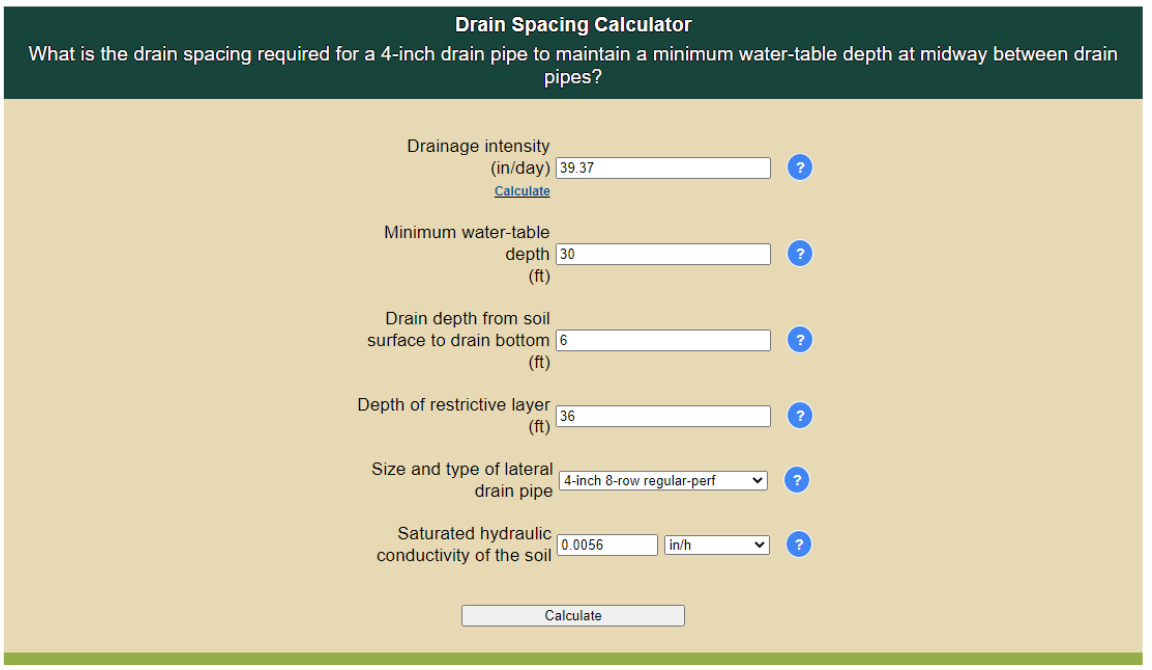
Valeurs de conversion des données du système international :

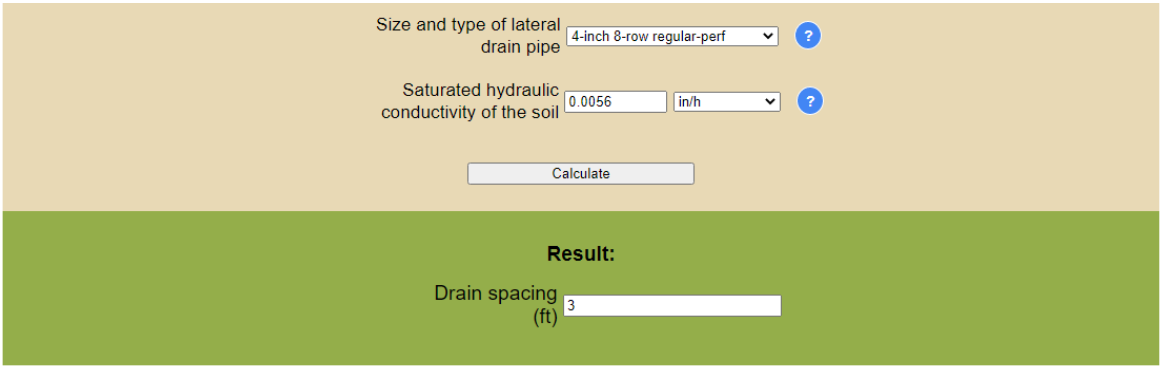
1m = 3 pieds = 39.37 pouces

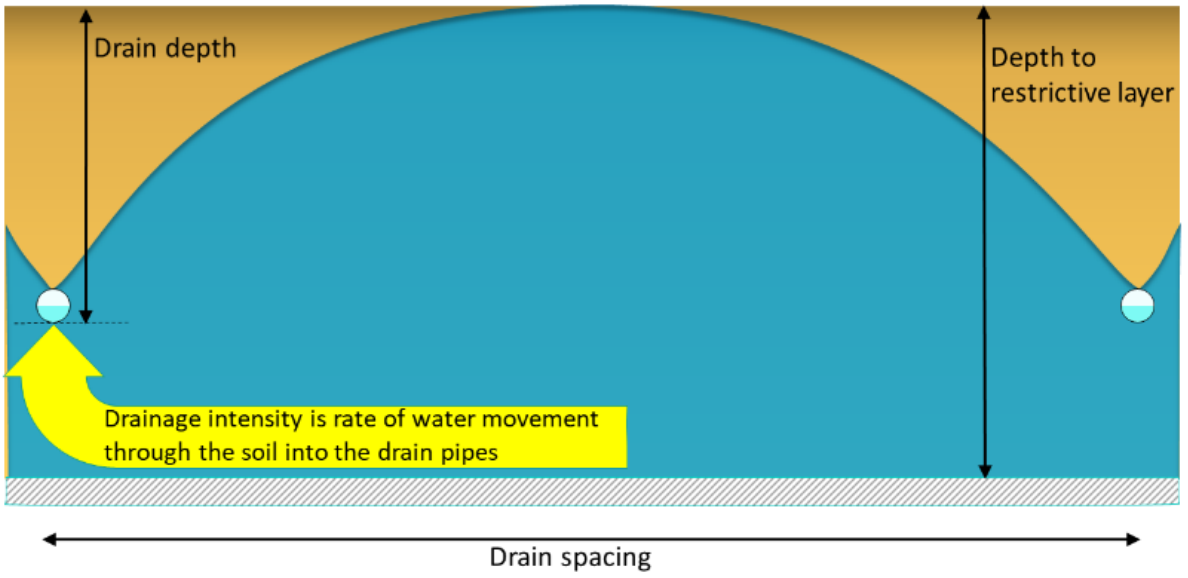
Les données finales d'entrée dans le calculateur sont :

- Intensité de drainage exprimée par la hauteur drainée par jour = 39.37 pouces/jour
- Niveau minimum de la nappe = 30 pieds
- Profondeur de pose de drains = 6 pieds
- Profondeur de la couche imperméable = 36 pieds
- Types et taille des tuyaux = 4 pouces
- Conductivité du sol K (pouces/heures) = $5{,}6.10^{-3} pouce/h$

Le résultat est de 3 pieds soient 1m.







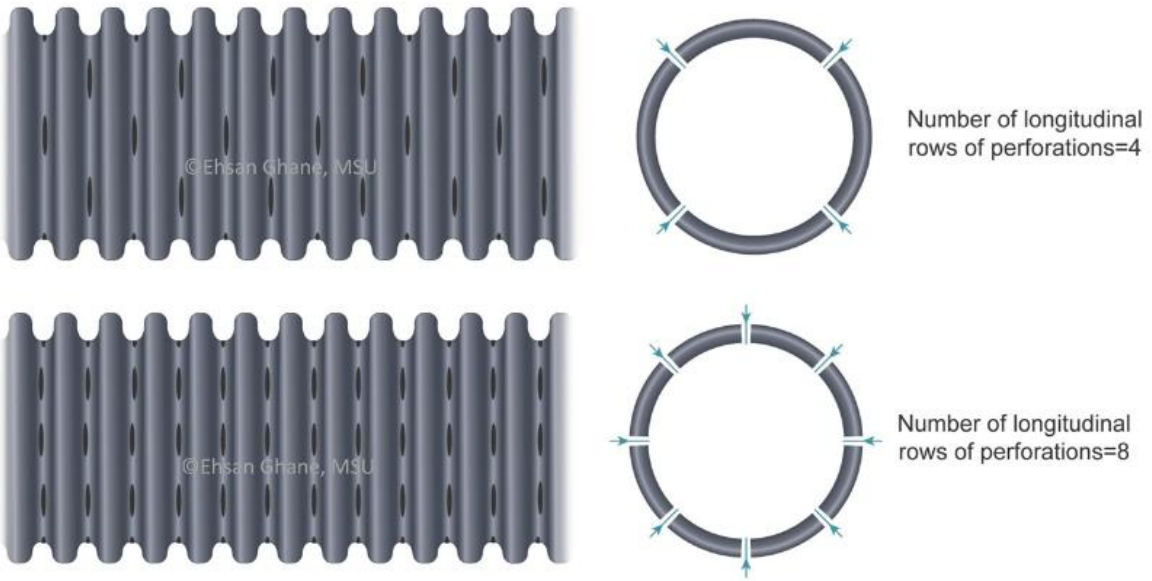


Photo 23: Résultats de drainage

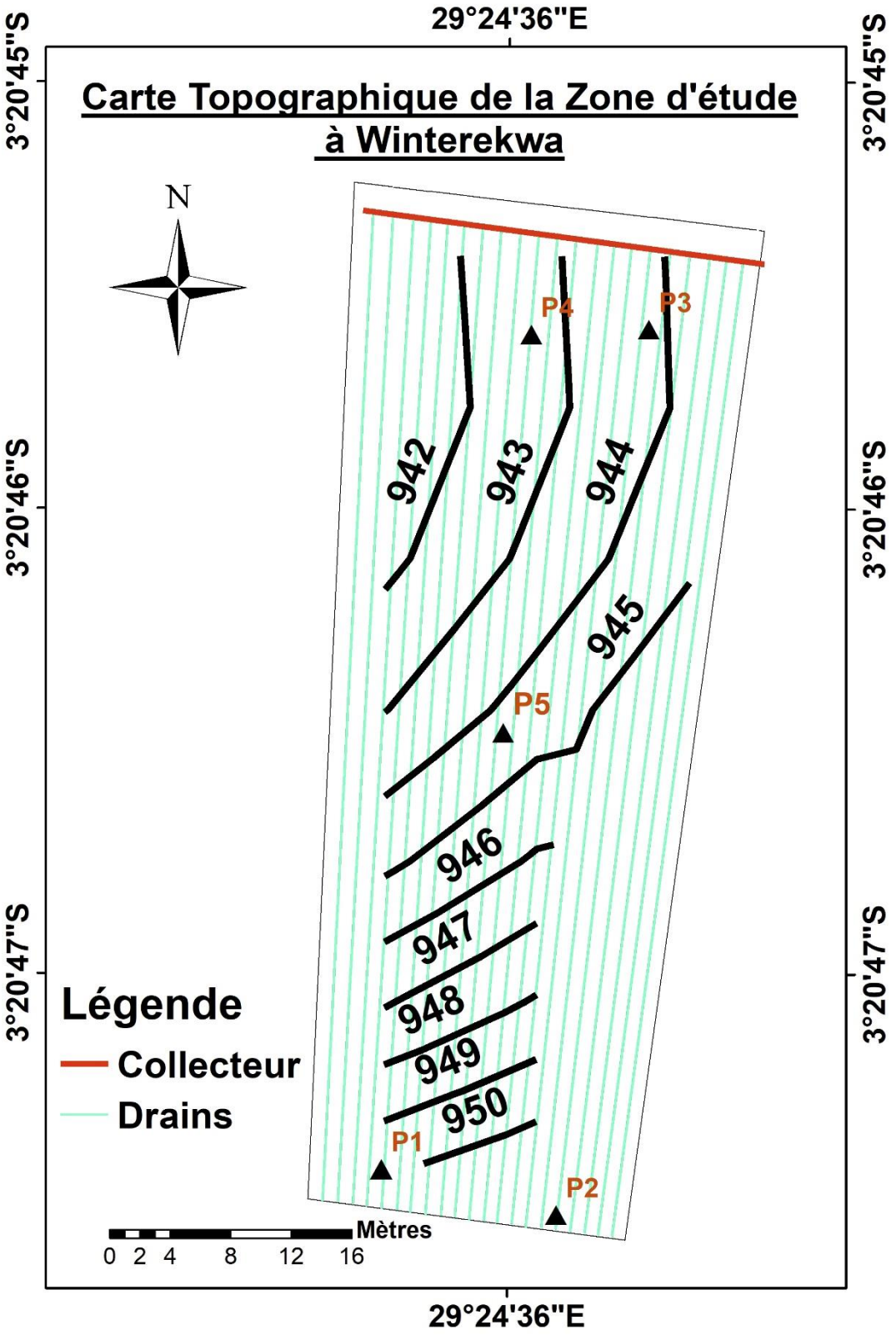


Figure 23 : Carte topographique

CHAPITRE VII : CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

VII.1 Conclusion

La ville de Bujumbura est particulièrement affectée par les phénomènes de mouvement de terrain, phénomènes aux conséquences souvent graves sur le double plan de la sécurité humaine et de la stabilité des ouvrages. C'est dans l'optique de combattre ce fléau que nous avons mené cette étude pour le quartier de Winterekwa pour contribuer à la compréhension de ce dernier, les causes et fournir les moyens de lutte adéquats sur base des résultats obtenus.

Pour y parvenir nous nous sommes servis de sept chapitres dont trois concernent la revue de la littérature sur les concepts fondamentaux intervenants dans le travail et les trois derniers, la présentation des résultats des essais Géotechnique, la modélisation et simulation du massif et la conclusion générale tandis que le premier chapitre concerne la problématique.

Le chapitre 1 concerne en général la présentation de l'état des lieux pour notre zone d'étude, la problématique, le plan de ce travail, la méthodologie, les résultats attendus ainsi que les moyens envisageables pour atteindre les résultats escomptés de ce dernier.

Pour le deuxième chapitre, nous avons abordés les différents types de mouvements de terrain que nous connaissons jusqu'à présent en vue d'en tirer les caractères pour bien localiser celui de notre site d'étude.

Vue que la zone d'étude comporte un régime hydraulique très remarquable, nous avons inséré le troisième chapitre intitulé « Notion de potentiel hydraulique et de gradient hydraulique » pour se servir de ses notions pendant les tests de perméabilité pour l'obtention du coefficient perméabilité « k »

Le quatrième chapitre est consacré à la revue des différentes méthodes de calcul de la stabilité proposées par quelques auteurs et la constatation des détails dans le calcul des coefficients de sécurité « Fs » toute en remarquant quelques petites différences au niveau des résultats qui découlent des différentes perceptions de ces auteurs.

Les trois chapitres qui restent sont alors le cœur de ce travail car c'est à travers eux que nous remarquons les données, les calculs, l'analyse et simulation numérique, les résultats nécessaires pour atteindre à notre objectif qui n'est autre que d'assurer la stabilité du massif dans le quartier Winterekwa.

En effet le chapitre cinq concerne la présentation des résultats des essais géotechniques effectués au laboratoire de l'Université du Burundi appartenant à la Faculté des Sciences de l'Ingénieur et quelques commentaires sur ces derniers.

Le sixième chapitre est constitué de la présentation du logiciel Geo5 utilisé dans la modélisation et la recherche des coefficients de sécurité ; l'analyse et la discussion de ces derniers ainsi que la présentation de la méthode envisageable pour assurer la stabilité de la zone d'étude. Cependant, l'analyse nous a révélé que le facteur à la cause de la destruction du milieu n'est pas un facteur anthropique comme on le pensait au pare-avant. Ce facteur n'est autre que la présence des courants d'eau comme c'est visible sur terrain et à travers les différences de valeur des coefficients de sécurité en conditions drainées et non drainées du massif.

L'analyse des coefficients de sécurité suivant différents auteurs (Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer et Morgenstern-Price) montre que ces méthodes donnent des valeurs très proches du fait des petites différences constatées en état du massif drainé. Cependant, en état non drainé toutes ces méthodes convergent sur la même valeur.

Quant à la méthode de confortement, nous préférons utiliser la modification du régime hydraulique pour supprimer la pression de l'eau dans le massif qui provoque son mouvement.

Le programme en ligne qui nous a permis de calculer les drains nécessaires et leur espacement nous a montré que pour rabattre la nappe phréatique jusqu'à10m de profondeur tout en considérant l'intensité de 1m/jour l'espacement est de 3pieds soient 1m.

VII.2 Apport de ce Mémoire

Ce mémoire se trouve dans la succession de celui effectué par Msc-Ir Ernest NIYIFASHA intitulé « Contribution à la Compréhension des causes et effets des catastrophes naturelles : cas des glissements de terrain dans la ville de Bujumbura »

Parmi les zones concernées par son étude figurait le quartier Winterekwa qui a fait objet de notre étude et dans ses suggestions, figure l'étude de la convenance générale de la zone ce qui nous a fortement préoccupé . Donc une contribution du coté Géotechnique pour la zone est déjà disponible dans ce travail ce qui fait que des chercheurs ou d'autres décideurs pourront s'en servir comme la base lors de la prise des décisions et la valorisation des espaces. Rester avec un terrain inoccupé dans la ville est incompatible avec l'augmentation de la croissance démographique constatée dans notre pays à nos jours.

VII.3 RECOMMANDATIONS

Compte tenu des résultats de l'analyse faite dans cette étude, quelques recommandations sont fournies aux différents organes.

❖ Au Gouvernement du BURUNDI:

- Tracer des canaux d'évacuation d'eau pluviale pour éviter le stockage plus excessif de l'eau dans les massifs ;
- Canaliser le ravin qui passe en aval pour l'évacuer vers la rivière Nyamanogo en vue de lutter contre l'érodabilité des extrémités du massif qui est l'élément déclencheur du glissement ;
- Surveiller chaque fois les constructions dans la zone si ça ne dépasse pas deux niveaux au maximum ;
- Faciliter chaque fois la demande d'accès aux données pour les futures recherches ;
- Installer des appareils d'alerte qui montrent l'état de mouvement des massifs surtout dans des périodes pluvieuses ;
- Suivre régulièrement en période pluvieuse les parties en pentes pour éviter les pertes en vies humaines et dommages causés par les catastrophes naturelles.
- Aménager un point de captage pour diriger les pressions de courant dans le sens de la stabilité du massif.

❖ Pour l'Université du BURUNDI :

- Augmenter le matériel de laboratoire pour minimiser le temps alloué aux essais de laboratoire ;
- Equiper le laboratoire d'une machine à cisaillement triaxial car quelques détails qui auraient été obtenus grâce à cette machine manquent ;

❖ Aux futurs chercheurs :

- Faire une étude des propriétés mécaniques de la roche affleurant à la Surface car il a été remarqué que le sol glisse sur cette dernière ;
- Etudier la profondeur sur laquelle peut se poser le mur de soutènement et préalablement le soutènement du massif ;
- Faire une étude comparative des méthodes de confortement du massif à savoir : le soutènement, la modification de la géométrie, le drainage ;

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] R. CHARLIER : Géotechnique Tome1 : Mécanique des sols. Bruxelles : Université de Liège ;2007.

[2] J.-L DURVILLE et al : (Article)Calculs de stabilité des pentes : comparaison entre équilibre-limite et éléments finis dans le cas de ruptures non circulaires. Centre d'études techniques de l'équipement (CETE) de Lyon 25, avenue F.-Mitterrand F-69674 Bron Cedex jean-louis, durville @equipement.gouv.fr ;1er février 2004

[3] PhD Charles BAKUNDUKIZE : Cours de Géologie de l'Ingénieur ;2017

[4] J.R BERTHELON Q.V. TRINH ; Laboratoire Central des Ponts et Chaussées 58, bd Lefebvre 75732 Paris Cedex 15 jean-pierre.berthelon@lcpc.fr trinh_quoc_van@yahoo.com;

[5] R. CHARLIER : Géotechnique Tome 2 : ouvrages. Bruxelles : Université de Liège ;2007.

[6] H. CAMBEFORT : Géotechnique de l'Ingénieur, Reconnaissance des Sols : 61,Boulevard Saint Germain ,75005 PARIS 1983.

[7] H. CAMBEFORT : Glissement de terrain ; sols-soils n° :15 ; décembre 1965.

[8] M.CASSAN : Les essais in situ en Mécanique des sols ; application de deux méthodes de calcul : Edition Eyrolles 61, Boulevard Saint Germain , 75005 PARIS 1978.

[9] BUJIRIRI CHRISTOPHER MUSHENGEZI : Contribution à la modélisation et simulation de la stabilisation des sites en pentes sous charges des bâtiments : Université du Burundi 2021 ;

[10] NIYIFASHA Ernest : Contribution à l'étude des causes et effets des catastrophes naturelles : cas des glissements de terrain dans la ville de Bujumbura : Université du Burundi 2021 ;

[11] SOUMAYA LATOUR : Effets de l'hétérogénéité des failles sur la dynamique de la rupture : étude numérique et expérimentale ;Université de Grenoble ,2011 ;

[12] J.P MASEKANYA : Stabilité des pentes et saturation partielle : Etude expérimentale et modélisation numérique ,Université de Liège 2008 ;

[13] MOHAMED KHEMISSA : Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes ;Université de M'Sila ,conference's paper : june 2006 ;

[14] Ministère des Transports du Québec (MTQ) : Glissement de terrain de 2010 à Saint-Jude Rapport sur les caractéristiques et les causes ;

[15] Soksan Chhun : Etude de la stabilité des berges de rivière soumises à la marée ;2013

[16] M.Borie peter : étude géologique et géotechnique des instabilités de terrain sur le littoral Basque. cas d'étude Ilbarritz (Bidart) et Harotzen costa (Guéthary) .Rapport d'avancement BRGM/RP-54728-FR juin 2006 ;

[17] Fabrice ROJAT : Ouvrages de soutènement ; République Française ; École Nationale des Travaux Publics de l'État (NTPE) 2011-2012 ;

[18] HALIMA DOUMI : ETUDE COMPARATIVE DES METHODES ANALYTIQUES ET NUMERIQUES EN STABILITE DES PENTES ; Application au cas du talus aménagé de Sidi Ahmed à Bejaia ; Université Mohamed Boudiaf - M'sila Faculté de technologie ; 2015/2016

[19] IJRASET ;International Journal for Research in applied Science and Engineering Technology : Analysis and stabilization of slopes using Geo5 software; Volume 9 ;2021

[20] BERGA ABDELMADJID : Eléments de Mécanique des Sols. Centre Universitaire de Béchar Département de Génie Civil ;2003-2004

[21] SEBASTIEN BURLON et al : Calcul des ouvrages géotechniques selon Eurocode7 ;Dunod 2017

[22] Fine Ltd. 2014: GEO5 – User's Guide; www.finesoftware.eu

[23] SAKON NAKHON , THAILAND : A drainage coefficient for the design of tertiary drains at Laim nam oon ; September 1982

[24] Ulrich P. Schmitz : HYPOTHESES DE CHARGE ; Notes de cours ; Faculté des Sciences Appliquées Université du Burundi; Bujumbura ,1989.

WEBOGRAPHIE

[1] Iwacu web TV ; source :Croix Rouge du Burundi , posté le 19/10/2021
Consultés le 28/02/2022

[2] https://www.preparez-vous.gc.ca.cnt consulté le 02/03/2022

[3] https://www.m-habitats.fr consulté le 02/03/2022

[4] https://fr.m.wikipedia.org consulté le 11/03/2022

[5] http://www.geologie.ens.fr consulté le 11/03/2022

[6] https://www.aquaportail.com consultés le 18/04/2023

[7] https://c8.alamy.com consultés le 18/04/2023

[8] https://www.talkag.com consultés le 20/04/2023

[9] www.test.sols-mesures . Com ›2015/10 consultés le 20/04/2023

[10] www.pentes-tunnels.eu › d-données : R.M. Faure : Méthodes de calcul en stabilité des pentes.

[11] ecoursesonline.iasri-res.in›course›view : Dr. M K Jha : Drainage Engineering ; Dept. of Agricultural and Food Engg., IIT Kharagpu

[12] https://www.egr.msu.edu :Drain spacing calculator