



République Algérienne démocratique et Populaire
Ministre de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique



Université Djilali Bounaama khemis-miliana

Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie et des Sciences de la Terre

Département des Sciences de la Terre

Spécialité : Géotechnique

Mémoire réalisé pour l'obtention d'un diplôme de Master en
Géotechnique

Thème

**Confortement du Glissement de Terrain de Boufharma
du PK 33+150 au PK 33+250 (Projet de la pénétrante
Tizi Ouzou-Bouira)**

Réalisé par:

- Mr. MAAFI Hacene
- Mr. MECHACHOU Riadh

Encadré par :

Dr. MEZIANI Brahim	MCB	Université Djilali Bounaama	Promoteur
Dr. AISSA Mohammed Hamza	MCB	Université Djilali Bounaama	Co-Promoteur

Examiné à distance par:

Dr. KELLOUCHE Yasmina	MCB	Université Djilali Bounaama	Examinatrice
Dr. GADOURI Hamid	MCB	Université Djilali Bounaama	Examinateur

Année Universitaire: 2019/2020

Remerciement

Tout d'abord, nous rendons grâce à Dieu, le Tout-puissant, qui nous a octroyé le courage et la force de mener à terme ce travail dans la santé.

*Nous tenons à remercier **Dr. MEZIANI Brahim**, Enseignant chercheur à l'Université de Khemis-Miliana et directeur de ce mémoire et le co-directeur **Dr. AISSA Mohammed Hamza**, pour l'aide qu'ils ont fournie et les connaissances qu'ils ont su nous transmettre. Nous les remercions également pour leurs disponibilités et la qualité de leurs conseils.*

*Nous tenons également à remercier sincèrement **Dr. GADOURI Hamid**, Enseignant chercheur à l'Université de Khemis-Miliana d'avoir accepté de présider le jury.*

*Nous adressons également nos vifs remerciements à **Dr. KALLOUCHE Yasmina**, Enseignant chercheur à l'Université de Khemis-Miliana, d'avoir accepté d'examiner avec toute l'attention voulue le présent travail.*

Nous tenons à saisir cette occasion et adresser nos profondes reconnaissances au corps professoral et administratif de l'université Djilali Bounaama de Khemis-Miliana, en particulier ceux du département science de la terre.

ملخص

تشكل الانهيارات الأرضية خطرا كبيرا على المباني والسكان والهيكل الأساسية المختلفة. وهي شائعة جدا في منطقة تيزي - وزو التي هي جزء من موقع دراستنا حيث كانت هناك علامات على عدم الاستقرار. وهي تتسم بطبيعة جيولوجية متحولة تعزز هذه الحركات. وتشمل هذه الدراسة منطقة Viaduc18 (250+33 PK - 150+33 PK) وتطورات بناء أساساته, لذلك درسنا البيانات الجيولوجية والهيدروجيولوجية والمناخية في الموقع والخصائص الفيزيائية - الميكانيكية والكيميائية للأرض. بعد ذلك قمنا بتحليل وحساب معامل الأمان باستخدام برنامج حساب Plaxis الذي يستخدم طريقة العناصر المكتملة. أخيرا لحل مشكلة الانزلاق اقترحنا تقنية التدعيم التي تتمثل في إنشاء صف من الأوتاد.

الكلمات المفتاحية : انهيار ارضي, معامل الأمان, PLAXIS, تدعيم, بوفحيمة, أوتاد.

Abstract

Landslides pose a major risk to buildings, population, and various infrastructures. They are very common in the region of Tizi-Ouzou, which is a part of our study site and where various signs of instability have been observed. It is characterized by a metamorphic geological nature that favors these land movements. This study consists in carrying out a reinforcement of the Landslide located at the village of Boufhima wilaya of Tizi-Ouzou), in order to achieve the construction of viaduc 18 foundations located between PK 33+150 - PK 33+250, for this reason it was necessary to study and analyze all the geological, geological and climatic data of the site, as well as the physico-mechanical and chemical characteristics of the terrain. Then, we analyzed and calculated the safety coefficient using Plaxis calculator software which uses the finite element method.

Finally, in order to solve the problem of sliding, a reinforcement technique has been proposed which consists to release a curtain of piles.

Keywords: Landslide, Safety Factor, PLAXIS, Confrontment, Boufhima, piles.

Résumé

Les glissements de terrain représentent un risque majeure pour les bâtiments, la population, et les différentes infrastructures .Ils sont très fréquents dans la région de Tizi- Ouzou, dont fait partie notre site d'étude et où a été observé diverses signes d'instabilités. Il est caractérisé par une nature géologique métamorphique favorisant ces mouvements de terrain. Cette étude consiste à réaliser un Confortement du Glissement de Terrain situé au niveau du village de Boufharma (wilaya de Tizi-Ouzou), pour poursuivre la construction des fondations du viaduc18 situé entre PK 33+150 - PK 33+250, pour cette raison, il tait nécessaire d'étudier et d'analyser toutes les données géologiques, hydrogéologiques et climatiques du site, ainsi que les caractéristiques physico –mécaniques et chimiques du terrain. Ensuite, nous avons analysé et calcul le coefficient de sécurité à l'aide du logiciel de calcul Plaxis qui utilise la méthode des éléments finis.

Enfin, pour résoudre le problème de glissement on a proposé une technique de confortement qui consiste à réaliser un rideau de pieux.

Mots-clés: Glissement de terrain, Coefficient de sécurité, PLAXIS, Confortement, Boufharma, pieux.

Remerciement	
ملخص	
Abstract	
Résumé	
Table de matière	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des Abréviations et des Symboles	
Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités sur les mouvements de terrain	
I.1 Introduction.....	3
I.2 Classification des mouvements de terrain	3
I.2.1. Chutes de pierres et de blocs	4
I.2.2 Ecoulement	4
I.2.3 Les écoulements	5
I.2.4 Les effondrements	6
I.2.5 Les affaissements	6
I.2.6 Le Fluage	7
I.2.7 Les glissements.....	8
I.2.7 .1 Glissements plan (translatif)	8
I.2.7 .2 Glissements circulaires ou rotationnels.....	9
I.2.7.3 Quelques exemples des glissements de terrain	11
I.2.8 Les phases de glissements	13
I.2.9 Classification des glissements	14
I.2.10 Principales causes de glissement de terrain.....	15
I.2 .10.1 Causes mécaniques (vibrations).....	15
I.2.10.2 Les facteurs humains de déstabilisation	18
I.2.10.3 Les facteurs naturels de déstabilisation et de réactivation	20
I.3 Processus d'une étude de glissement.....	21
I.3.1 Repérage topographique de la zone instable.....	21
I.3.2 Etude géologique	22
I.3.3 Etude hydrologique et hydrogéologique.....	22
I.3.4 Etude géophysique.....	23
I.3.5 Etude géotechnique.....	25
I.4 Les différentes techniques d'évaluation des mouvements de terrain	27
I.4.1 Collecte d'informations liées aux mouvements de terrain antérieures	27
I.4.2 Images satellitaires et photographies aériennes	28
I.4.3 Utilisation de système de positionnement global « GPS »	30
I.4.4 Dendro-Géomorphologie	32

I.5 Conclusion.....	34
Chapitre II: Méthodes des analyses de la stabilité des pentes	
II.1 Introduction.....	36
II.2 Généralités sur l'analyse de la stabilité.....	36
II.2.1. Notion de coefficient de sécurité.....	36
II.2.2. Valeur de coefficient de sécurité requis en fonction de l'ouvrage.....	37
II.3. Les méthodes de calcul de coefficient de sécurité.....	38
II.3.1. Principe de la méthode d'équilibre limite.....	38
II.3.1.1. Rupture plane.....	39
II.3.1.1.1 Cas d'une pente semi infinie sans écoulement.....	39
II.3.1.1.2 Cas d'une pente semi infinie avec écoulement.....	40
II.3.1.2. Rupture circulaire.....	40
II.3.1.2.1 Méthodes d'analyse globale	41
-Méthode de Taylor (1948).....	41
II.3.1.2.2 Méthodes d'équilibre des forces	43
-Méthode des coins.....	43
II.3.1.2.3 Méthodes d'équilibre des moments	43
-Méthode de Bishop.....	43
-Méthode de Fellenius.....	43
II.3.1.2.4 Méthodes d'équilibre des forces et des moments	45
-Méthode de Janbu généralisée.....	45
Méthode de Janbu simplifiée.....	45
-Méthode de Spencer.....	46
-Méthode de Morgenstern et Price.....	48
-Méthode des perturbations.....	49
II.3. 1.3 Limitations des méthodes d'équilibre limite.....	50
II.3.1.3.1 Méthode circulaire	50
II.3.1.3.2 Méthode non circulaire.....	50
II.3.2 Méthodes numériques.....	50
II.4 Calculs de stabilité sous séisme	51
II.5 Réglementation parasismique Algérienne en vigueur (RPA99 version 2003).....	54
II.6 Conclusion.....	57
Chapitre III: Présentation de la zone d'étude	
III.1 Introduction.....	59
III.2 Situation géographique.....	59
III.3 Géologie régionale.....	60
III.4. Géologie locale	62

III.5 Aperçu Hydrogéologie.....	64
III.6 Paramètres climatologique.....	65
III.7. Sismicité.....	67
III.8 Aperçu Tectonique.....	67
III.9 Reconnaissance géotechniques.....	68
III.9.1 Désordres effectuées par le glissement	68
III.9.2 Reconnaissance in situ.....	69
III.9.3 Reconnaissance en laboratoire.....	76
III.10 Conclusion.....	83
Chapitre IV: Etude de la stabilité de site d'étude	
IV.1 Introduction.....	85
IV.2 La méthode des éléments finis.....	85
IV.2.1 Calculs par la MEF.....	85
IV.3 Présentation du logiciel Plaxis.....	87
IV.3.1 L'interface du programme PLAXIS.....	87
IV.3.2 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS.....	88
IV.3.2.1 Comportement élasto-plastique.....	89
IV. 3. 2.2 Modèle élastique linéaire.....	90
IV.3.2.3 Modèle de Mohr- Coulomb.....	91
IV.4 Type de comportement des matériaux.....	93
IV.5 Détermination du coefficient de sécurité Fs.....	93
IV.5.1 Analyses des résultats.....	94
IV.5.1.1 Etat initial.....	94
IV.5.1.2 Etat avec remblai.....	97
IV.5.1.3 Etat du versant avec une nappe phréatique.....	98
IV.5.2 Résultats de calcul	102
IV.5.3 Moyen de confortement.....	103
IV.6 Conclusion.....	109
Conclusions Générales et Recommandations.....	111
Références Bibliographiques.....	

Chapitre I

Figure I-1	Chutes de blocs à Bejaïa (aokas) (Kanouni et Bacha, 2019).....	4
Figure I-2	Aspect de l'écroulement (Benyahia et al., 2010).....	5
Figure I-3	Photo ou image montre le coulé de boue (écoulement) à Vatagna (Moiriat, 2002).....	5
Figure I-4	(A) Le mécanisme de l'écroulement (Benaouda et Mami, 2019). (B) photo réel d'effondrement (Saint-Pryvé Saint-Mesmin, Loiret, 2010).....	6
Figure I-5	Affaissement sur la route nationale n° 24 reliant Bejaia à Tizi-Ouzou (Boutera et Bendaas, 2019).....	7
Figure I-6	Exemple de Fluage (philipponnat et Hubert, 1997).....	7
Figure I-7	Schéma descriptif d'un glissement plan.....	8
Figure I-8	Glissement plan survenu dans la commune de Luc en Diois dans le département de la Drôme suite à un séisme survenu en 1442 (Glissement plan classé en 2014), (Source Géosciences et Archéologie en Pays d'Oc) (Meziani, 2018).....	9
Figure I-9	Éléments descriptifs d'un glissement rotationnel.....	9
Figure I-10	Glissement rotationnel d'Oso survenu à Washington, USA le 22 mars 2014.....	10
Figure I-11	Glissement rotationnel complexe.....	10
Figure I-12	Les désordres au niveau du glissement d'Azazga (Bouaziz et Melbouci, 2014).....	11
Figure I-13	Fissures longitudinales dans la route affectée par le glissement.....	12
Figure I-14	Glissement en bas du talus (Les Abattoirs Ténès).....	13
Figure I-15	Différentes phases de l'activité d'un glissement de terrain (Aissa et Haddouche, 2011).....	14
Figure I-16	Les déformations dans la ville d'Ain El Hammam (Bouaziz et Melbouci, 2014).....	16
Figure I-17	image satellite de glissement d'El kherba a Mila (chabou, 2020).....	17
Figure I-18	Le Talus du Ciloc (Medjitna, 2008).....	19
Figure I-19	Glissement de Tizi quartier de Bejaia. Basculement d'une habitation.....	20
Figure I-20	Photographies montrant les évolutions du glissement de la Clapière surveillé depuis 1976 jusqu'à 2002, Clapière, Alpes-Maritimes, France (Centres d'études techniques de l'équipement) (Meziani, 2018).....	28
Figure I-21	a) Déplacement entre le 09/12 et le 09/14 en rouge et entre le 09/12 et le 10/14 en bleu. b) Déplacements cohérents entre les deux dates. c) Zoom sur le mouvement étudié. Les flèches blanches représentent le sens des déplacements et les traits jaunes la limite de glissement (DESRUES et al, 2017).....	30
Figure I-22	glissement de terrain de Boursault, dans le département de la Marne (Dewez T et al., 2005).....	31
Figure I-23	L'approche dendro-géomorphologique utilisée dans la reconstitution des évènements et le suivi des mouvements de terrain (Astrade et al. 2012).....	32

Chapitre II

Figure II-1	Surface de rupture (Merriam et al., 2003).....	37
Figure II-2	Notations pour le calcul de la stabilité d'une pente.....	39
Figure II-3	Notations pour le calcul de la stabilité d'une pente avec écoulement.....	40
Figure II-4	Glissement circulaire : méthode des tranches (Durville Et Sève, 1996).....	41
Figure II-5	Abaque de coefficient de stabilité de TAYLOR.....	42
Figure II-6	Les forces appliquées pour la méthode de Janbu (Durville, Seve., 1996).....	45
Figure II-7	Représentation des forces sur une tranche (Benouis, 2010).....	46
Figure II-8	Résultante des forces parallèles.....	47
Figure II-9	représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de Spencer.....	47
Figure II-10	les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de Spencer.....	47
Figure II-11	Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price (Morgenstern and Price, 1965).....	49
Figure II-12	Mise en œuvre de la méthode des perturbations (FAUR, 2000).....	49
Figure II-13	Exemple de calcul de stabilité par la méthode des éléments finis (Durville et Sève, 1996).....	51
Figure II-14	Schéma de calcul selon la méthode de Huang (Huang et Yamasaki, 1993).....	52
Figure II-15	Abaques de stabilité sous séisme selon la méthode de Huang (Huang et Yamasaki, 1993).....	52
Figure II-16	La méthode pseudo-statique d'après (De Melo, 2000).....	53
Figure II-17	Carte des zones sismiques de l'Algérie selon le RPA99 (version 2003).....	55

Chapitre III

Figure III-1	Localisation du site étudié (Image satellitaire par Google Earth).....	60
Figure III-2	Carte structurale schématique de la chaîne maghrévide montrant la disposition des zones externes et des zones internes de la grande Kabylie (Ameur, 2014).....	61
Figure III-3	Extrait de la carte géologique de draa El Mizan F ^{LLE} N° 44 à l'échelle 1/50000.....	64
Figure III-4	carte du réseau hydrographique de la zone d'étude (DPAT, b, 2011).....	65
Figure III-5	Diagramme ombrothermique de la région de TiziOuzou.....	66
Figure III-6	Carte d'implantation des sondages.....	69
Figure III-7	Coupe géotechnique du site.....	72

Chapitre IV

Figure IV-1	Organigramme de la structure du Plaxis code.....	88
--------------------	--	----

Figure IV-2	Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique.....	89
Figure IV-3	Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.....	89
Figure IV-4	Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage.....	90
Figure IV-5	Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	91
Figure IV-6	Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	92
Figure IV-7	Définition du module d'Young E	92
Figure IV-8	Le modèle géométrique.....	94
Figure IV-9	Le maillage déformé du versant.....	95
Figure IV-10	Les déplacements totaux.....	95
Figure IV-11	Les contraintes maximales de cisaillement.....	96
Figure IV-12	Coefficient de sécurité à l'état initial.....	96
Figure IV-13	Le modèle géométrique de versant avec remblai.....	97
Figure IV-14	Le maillage déformé du versant avec remblai.....	97
Figure IV-15	Les déplacements totaux (état avec remblai).....	98
Figure IV-16	Les contraintes maximales de cisaillement avec remblai.....	98
Figure IV-17	Coefficient de sécurité (état avec remblai).....	99
Figure IV-18	Déformation de maillage du versant avec la nappe phréatique.....	100
Figure IV-19	Total déplacement du versant avec la présence de la nappe.....	100
Figure IV-20	Les contraintes maximales de cisaillement (état de nappe phréatique).....	101
Figure IV-21	Coefficient de sécurité (état de versant avec une nappe phréatique).....	101
Figure IV-22	La position de pieux dans le versant.....	103
Figure IV-23	Le maillage déformé du versant après confortement.....	104
Figure IV-24	Les déplacements totaux après confortement.....	104
Figure IV-25	Les contraintes maximales de cisaillement après confortement.....	105
Figure IV-26	Coefficient de sécurité après le confortement (phase N°1).....	105
Figure IV-27	La position de pieux dans le versant (phase N°2).....	106
Figure IV-28	Le maillage déformé du versant après confortement (phase N°2).....	106
Figure IV-29	Les déplacements totaux après confortement (phase N°2).....	107
Figure IV-30	Les contraintes maximales de cisaillement après confortement (phase N°2).....	107
Figure IV-31	Coefficient de sécurité après le confortement (phase N°2).....	108

Chapitre I

Tableau I.1	Classification selon la profondeur de la surface de glissement (BENOUIS, 2010).....	14
Tableau I.2	Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme (BENOUIS, 2010).....	14

Chapitre II

Tableau II.1	Valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage (Durville et Sève, 1996).....	37
Tableau II-2	Nombre de stabilité de TAYLOR.....	42
Tableau II-3	Zones sismiques selon (RPA99 version 2003).....	55
Tableau II-4	Groupes d'ouvrages selon RPA99 (version 2003).....	56
Tableau II-5	Catégories des sols selon le RPA99 (version 2003).....	56
Tableau II-6	Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA99 (version 2003).....	56

Chapitre III

Tableau III.1	Données climatique de la région de TiziOuzou pour la période 2005-2015.....	66
Tableau III.2	Valeur pressiométriques N°01.....	73
Tableau III.3	Valeur pressiométriques N°02.....	73
Tableau III.4	Valeur pressiométriques N°03.....	74
Tableau III.5	Classification des sites (RPA, 2003).....	75
Tableau III.6	Mesures inclinométriques.....	75
Tableau III.7	Les résultats paramètres physiques.....	78
Tableau III.8	Résultats des essais Granulométriques et Sedimentométriques.....	78
Tableau III.9	Résultats des limites d'Atterberg.....	79
Tableau III.10	Résultats d'essai de cisaillement à la boîte.....	80
Tableau III.11	la consistance de sol à partir de Rc.....	81
Tableau.III.12	Résultats d'essacompresion axiale.....	81
Tableau III.13	Résultats de l'analyse chimiques.....	82

Chapitre IV

Tableau IV.1	Caractéristiques des couches de terrain.....	94
Tableau IV.2	Récapitulatif des résultats de calcul du code PLAXIS.....	102

Les abréviations

DTP	Direction des Travaux Publics
CETE	Centres d'études techniques de l'équipement
SIG	Système d'information géographique
ADRGT	Association pour le Développement des Recherches sur les glissements de Terrain.
SAGE	Société Alpine de Géotechnique
BRGM	Bureau de Recherches Géologiques et Minières
RPA	Règlement parasismique algérien
CGS	Centre de Génie Sismique
ONM	Office national de météorologie
SC	Sondage carotté

Les symboles

M_m	Moment moteur.
M_r	Moment renversement
F_s	Le coefficient de sécurité.
τ_{max}	Résistance au cisaillement maximale mobilisable
τ	Résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre.
P_L	Pression limite.
E_M	Module pressiométrique.
P_f	Pression du fluage.
W_L	Limite de liquidité
W_P	Limite de plasticité.
I_p	Indice de plasticité.
W(%)	Teneur en eau
C	La cohésion apparente.
C'	La cohésion effective.
ϕ'	L'angle de frottement effective
ϕ	L'angle de frottement.
Ψ	L'angle de dilatance
σ	Contrainte normale.
σ'	Contrainte effective.
u	Pression interstitielle.
τ	Résistance au cisaillement.
R_c	Résistance à la rupture en compression simple.
k_v	Coefficient sismique vertical.
k_h	Coefficient sismique horizontal.
UU	Non Consolidé non drainé.
CU	Consolidé non drainé.
S_r	Degré de saturation.
γ	Poid volumique.
γ_d	Poid volumique sec.

γ_h	Poid volumique humide.
ν	Le coefficient de Poisson.
E	Le module d'Young

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

Les mouvements de terrains sont des phénomènes géologiques présents dans plusieurs régions du globe. Ils constituent un grand danger pour la population, à cause du dommage qu'ils peuvent engendrer qui peuvent toucher aux biens et provoquer dans certains cas des catastrophes. Ces phénomènes sont très variés en Algérie et par leur nature (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols, ...) (Bougdal et al., 2013 ; Bourenane et al., 2016 ; Meziani et al., 2019). Ils sont difficilement prévisibles, et en particulier les glissements de terrains sont parmi les mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents.

L'impact de ces phénomènes affectant les pentes naturelles ou artificielles (déblais et remblais), généralement causés par de fortes pluies, érosion de berge, séisme, etc., ou sous l'action de l'homme, tels que les travaux de terrassements ou la déforestation (Dikau., 1996 ; Martins-Campina., 2005 ; Djerbal L et Melbouci B., 2012 ; Ciabatta et al., 2016). À travers cela, l'un des devoirs de l'ingénieur géologue et du géotechnicien est de s'assurer de la stabilité d'une pente ou d'un talus pour prévenir d'éventuels dégâts (D'une façon générale, il est nécessaire d'effectuer une étude approfondie et une recherche permettant l'évaluation de la stabilité des glissements de terrain).

➤ Objectif de travail

Le travail effectué dans cette étude consiste à établir une étude de confortement du Glissement de Terrain situé côté du village Boufharma du PK 33+150 au PK 33+250 (Projet de la pénétrante TiziOuzou-Bouira), l'étude s'intéresse à la vérification de la stabilité de ce talus par le calcul de son coefficient de sécurité et de prévoir un moyen résistant pour stabiliser ce glissement.

➤ Plan de travail

Le mémoire est structuré en quatre chapitres à savoir :

Une introduction générale exposant la problématique et définissant les objectifs à atteindre ;

- ✓ **Le premier chapitre** présente une synthèse bibliographique sur les mouvements de terrain. On définira en premier lieu les classifications de mouvement de terrain, et en particulier les différents types des glissements de terrains et les principales facteurs qui peuvent mobiliser ces glissements, ce qui nous permettra d'envisager en second lieu les processus d'une étude de glissement et se termine par les différentes techniques d'évaluation des mouvements de terrain.
- ✓ **Le deuxième chapitre** présente principalement les méthodes de calcul de stabilité à savoir: les méthodes d'équilibre limite et les méthodes des éléments finis.
- ✓ **Le troisième chapitre** présente une description géologique, hydrogéologique, hydrologique climatique et sismique, ainsi que tous les paramètres géotechniques déduits à partir des investigations géotechniques réalisées sur la zone d'étude.
- ✓ **Dans le quatrième chapitre** : une description des outils numériques PLAXIS 8.2 est présentée avec la méthode des éléments finis et des modèles de comportement utilisés dans la présente recherche pour déterminer la surface de rupture et son coefficient de sécurité à fin de proposer des solutions de confortement pour stabiliser le glissement.

En dernier lieu, des conclusions essentielles, des recommandations et quelques perspectives seront dégagées

Chapitre I

Généralités sur les mouvements de terrain

I.1 Introduction

Le géologue définit les mouvements de terrain comme une manifestation d'instabilité de la partie superficielle de la croûte terrestre sous l'effet conjugué de la pesanteur et des agents de l'érosion. Ils représentent, pour l'homme, des signes perceptibles de l'évolution géologique (**Martins-Campina, 2005**).

Depuis les premières classifications des mouvements de terrain (**Colas and Pilot 1976 ; Varnes., 1978 ; Crozier 1986 ; Gervreau et al., 1992 ; Dikau et al., 1996**), on constate qu'une grande variété de mouvements gravitaires a été reconnue en fonction de leur nature, de leur cinématique ou de leur dynamique. telles que : les éboulements, les effondrements, les glissements, le fluage, les affaissements et les effondrements (**Dikau et al., 1996**).

C'est pour cela, il faut tenir compte de ces phénomènes et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenables pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleures solutions de protections ou de traitements (**Sellami et Belamri, 2014**).

L'objectif de ce chapitre est de définir en premier lieu les différents types de mouvements de terrain selon leur vitesse et selon la morphologie de leur surface de rupture, d'envisager en second lieu les principales causes (les facteurs) qui peuvent mobiliser les mouvements de terrain, et les processus d'une étude de glissement de terrain (géologique, géotechnique...) les éléments morphologiques composant un glissement, et de citer en dernier lieu les différentes techniques d'évaluation des mouvements de terrain.

I.2 Classification des mouvements de terrain

Les mouvements de terrain sont des déplacements relatifs de volume de sol ou de sous-sol qui se produisent à des vitesses variables. Ces phénomènes naturels sont très variés et souvent complexes, de nombreuses classifications ont été proposées pour rendre compte de la diversité des mouvements de terrain, fondées sur différents critères : morphologie, cinématique, nature des matériaux, la vitesse des processus ou les mécanismes de déclenchement (**Kanouni et Bacha, 2019**). On regroupe généralement plusieurs phénomènes.

I.2.1. Chutes de pierres et de blocs

Ce sont des mouvements rapides, discontinus et brutaux résultant de l'action de la pesanteur et sont caractérisées par la chute sporadique de blocs plus ou moins isolés (pierre : $\emptyset < 50\text{cm}$; bloc : $\emptyset > 50\text{cm}$), affectant des matériaux rigides et fracturés tels que calcaires, grès, roches cristallines (**Kanouni et Bacha, 2019**).

Ces phénomènes se caractérisent par leurs vitesses de chute élevées et d'une très grande distance de transport (**Oumansour, 2019**) comme elle est représentée sur la **figure. I-1**, blocs de pierre se sont détachés de la montagne surplombant la route, à quelque deux cents mètres à la sortie de tunnel d'aokas à Bejaïa (**Kanouni et Bacha, 2019**).



Figure I-1: Chutes de blocs à Bejaïa (aokas) (Kanouni et Bacha,2019).

I.2.2. Les écroulements

Il s'agit de la chute soudaine des masses rocheuses importantes, Il est spectaculaire et dangereux. Le traitement de ce phénomène relève de la mécanique des roches (**Bouafia, 2009**). Le mécanisme initial peut s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée. Il est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composante de la masse écroulée et par leur fragmentation intense un exemple de ce phénomène représenté sur la **figure. I-2** d'un cas d'étude d'un écroulement au niveau de la route national **RN11** à la commune de Damous (**Benyahia et al., 2010**).



(A) Le mécanisme de l'éroulement

(B) Eroulement (RN 11, Damous, Algérie)

Figure I-2 : Aspect de l'éroulement (Benyahia et al., 2010).

I.2.3. Les écoulements

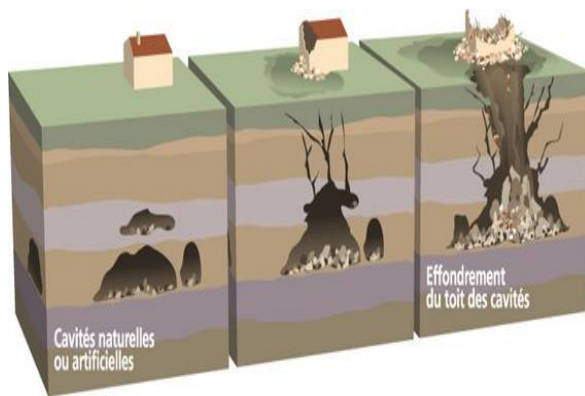
Il s'agit d'écoulements visqueux ou fluides, qui interviennent dans des milieux fins, souvent argileux gorgés d'eau, ils peuvent cheminer sur des pentes de quelque degrés seulement plus le milieu est fluide plus le phénomène est brutale et étendu (Benaouda et Mami, 2019). Nous avons un exemple dans la figure ci-dessous où il montre coulé de boue à Vatagna (Fig. I-3).



Figure I-3 : Photo ou image montre le coulé de boue (écoulement) à Vatagna (Moiriat,2002).

I.2.4. Les effondrements

Les effondrements sont des déplacements verticaux instantanés de la surface du sol par rupture brutale de cavités souterraines préexistantes, naturelles ou artificielles (mines ou carrières), avec ouverture d'excavations (**Bouamra et Chikhi, 2015**). Comme le montre la **Figure. I-4B** fontis de 20 m de profondeur lié à un karst ayant provoqué l'effondrement d'un pavillon.



(A)



(B)

Figure I-4 : (A) Le mécanisme de l'écroulement (Benaouda et Mami, 2019). (B) photo réel d'effondrement (Saint-Pryvé Saint-Mesmin, Loiret, 2010).

I.2.5. Les affaissements

L'affaissement de terrain, déformation de la surface, qui peut atteindre plusieurs décimètres, lorsque les cavités sont de petit volume, ou situées sous un recouvrement important (le foisonnement des terrains superficiels amortit alors la remontée du vide) la perte des caractéristiques mécaniques (taux de travail admissible) représente la manifestation ultime de petits vides situés à grande profondeur qui décompriment les terrains jusqu'en surface (**Bouteraa et Bendaas, 2019**). Nous avons un exemple dans la **figure. I-5** ci-dessous où elle montre suite à un affaissement sur 200 mètres sur 6 m de profondeur. La RN 24 coupée à la circulation à Tighremt wilaya de Bejaia (Est Algérie).



Figure I-5: Affaissement sur la route nationale n° 24 reliant Bejaia à Tizi-Ouzou (Bouteraa et Bendaas, 2019).

I.2.6. Le Fluage

Les phénomènes de fluage correspondent à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique donc proche de la rupture. L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture. La **figure. I 6** montre qu'une couche de marne argileuse surchargée par un massif calcaire limite par une falaise, la marne flue sous le poids excessif de la falaise de calcaire, risquant d'entraîner la fissuration du banc de calcaire (**Bouamra et Chikhi ,2015**).

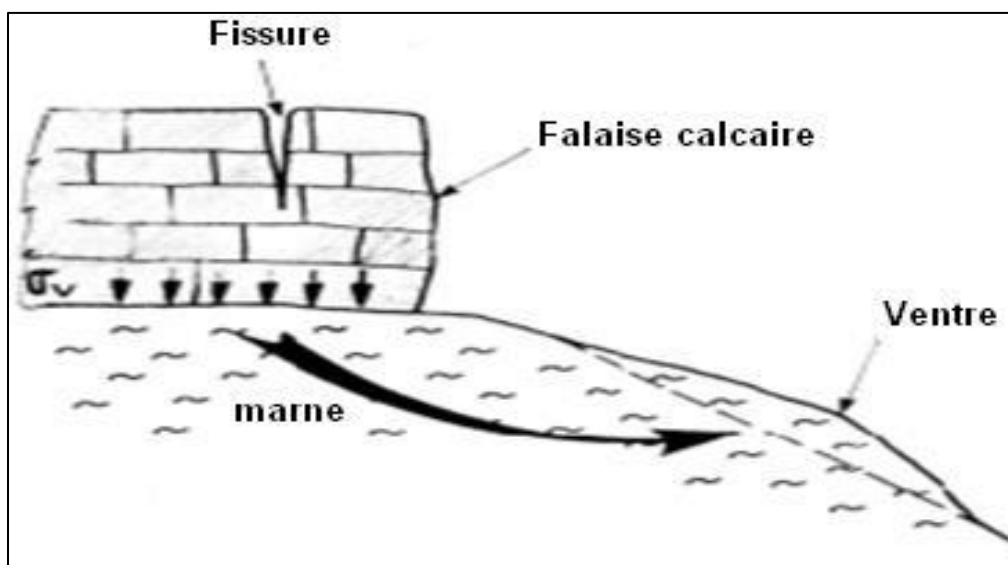


Figure. I-6: Exemple de Fluage (Philipponnat et Hubert, 1997).

I.2.7. Les glissements

Un glissement de terrain est un déplacement généralement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres voire quelques centaines de mètres dans des cas exceptionnels (**Haoues et Loucif, 2017**). Les vitesses de glissement du terrain restent variables mais peuvent atteindre décimètre par an. Lorsqu'il y a une rupture, les terrains peuvent glisser rapidement, surtout lorsqu'ils sont saturés en eau (**Florence, 2011**).

Il existe des glissements de terrain de formes variées. Cette différence variété de forme est faite selon la forme de la surface de rupture et la nature des matériaux constituant le talus. En se basant sur la surface de rupture, on distingue trois principaux types de glissements (**Robitaille V et Tremblay D., 1997**):

I.2.7.1. Glissements plan (translatif)

En général, la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon (**Khelil et Senad, 2014**) (Fig I-7).

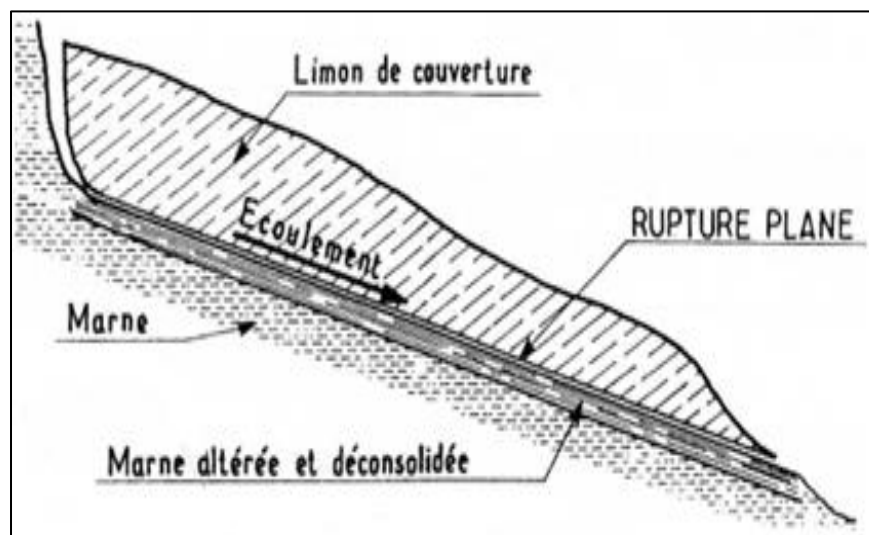


Figure I-7 : Schéma descriptif d'un glissement plan.

On cite par exemple le glissement plan survenu dans la commune de Luc en Diois dans le département de la Drôme suite à un séisme survenu en 1442 (Glissement plan classé en 2014) (**Fig. I-8**) (**Meziani, 2018**).



Figure I-8: Glissement plan survenu dans la commune de Luc en Diois dans le département de la Drôme suite à un séisme survenu en 1442 (Glissement plan classé en 2014), (Source : Géosciences et Archéologie en Pays d'Oc) (in Meziani, 2018).

I.2.7.2. Glissements circulaires ou rotationnels

Il y a deux types de glissements rotationnels simples et complexes

I.2.7.2.1. Glissement rotationnel (circulaire) simple

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture à une forme simple et peut être assimilée à un cylindre. Il comprend un entête des fissures de traction, un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement et à la base, un bourrelet formé par des matières glissées (Fig. I-9) (Martins Campina., 2005).

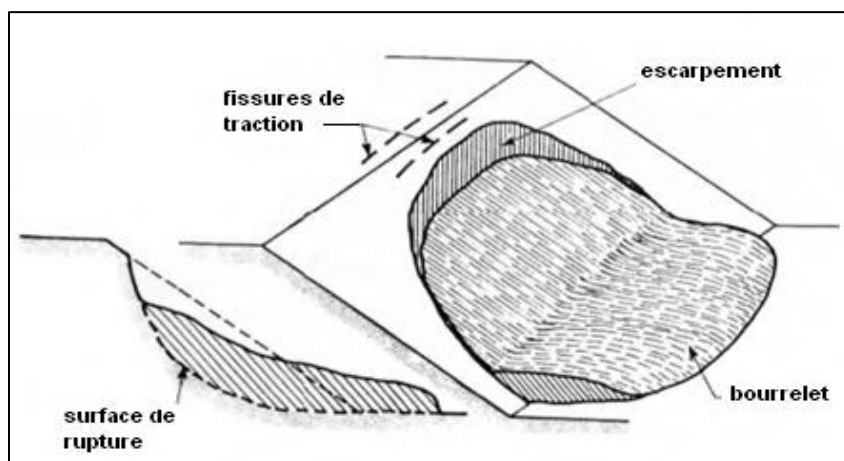


Figure I-9: Eléments descriptifs d'un glissement rotationnel

En outre, un cas réel d'un glissement rotationnel (circulaire) est survenu à l'Oso qui est un village de l'État de Washington aux Etats-Unis d'Amérique (**Fig. I-10**), du 22 mars 2014.

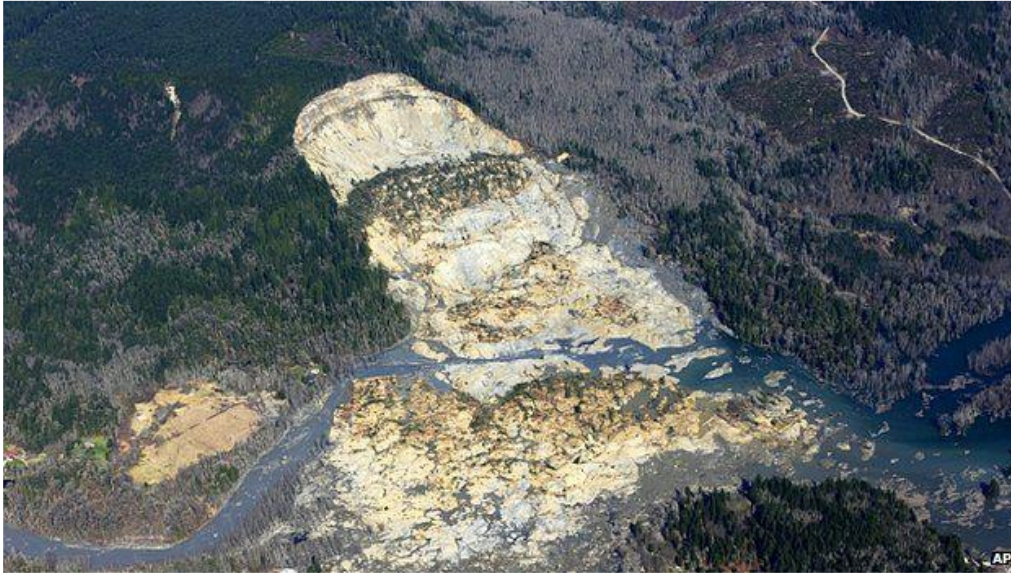


Figure I-10: Glissement rotationnel d'Oso survenu à Washington, USA le 22 mars 2014.

I.2.7.2.2. Glissement rotationnel (circulaire) complexe

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres (Fig. I-11). L'apparition de premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont.

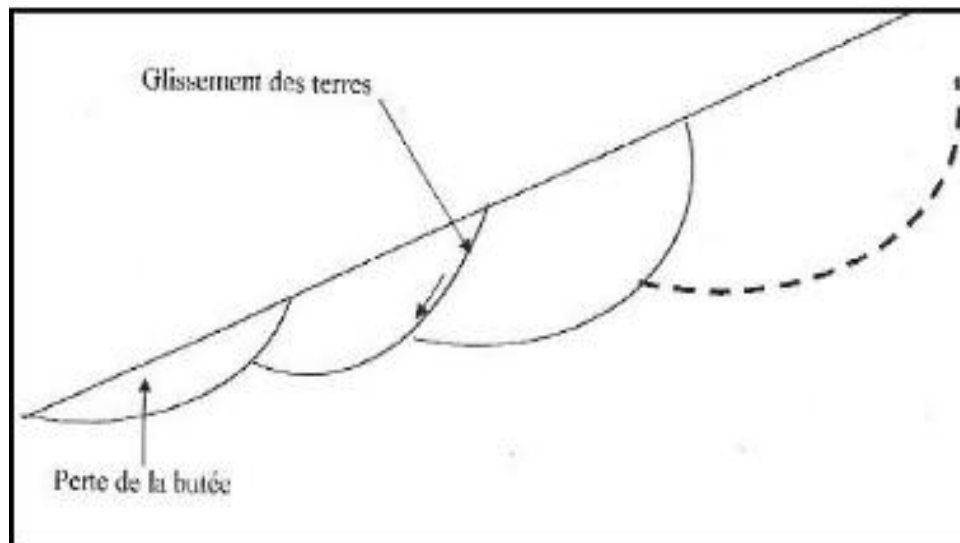


Figure I-11: Glissement rotationnel complexe.

Un cas réel de glissement rotationnel complexe est survenu à la ville d'Azazga où le glissement se manifeste sur des terrains formés par trois unités bien distinctes : les éboulis du Numidien, les argiles et grès sous-numidiens et les flysch argilo-gréseux crétacés. Cette instabilité est liée à la déclivité du terrain et à sa sensibilité à l'eau car le versant est soumis au processus d'érosion superficielle dû aux ruissellements et à l'érosion profonde, dans la **figure. I-12** ont observé des ruptures et fissurations des terrains en pente et l'inclinaison des poteaux d'électricité (**Bouaziz et Melbouci, 2014**).

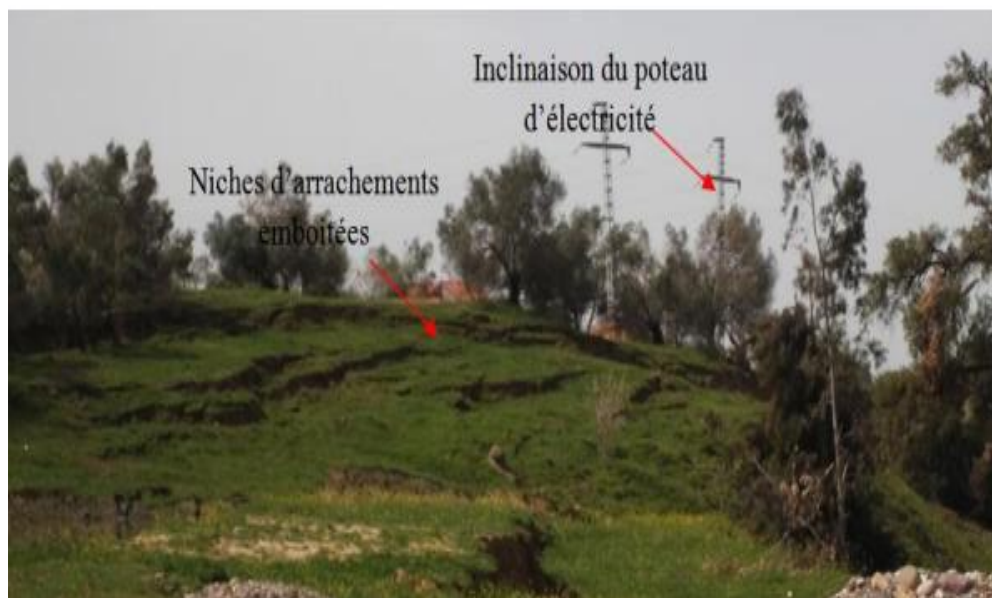


Figure I-12: Les désordres observés au niveau du glissement d'Azazga (Bouaziz et Melbouci, 2014).

I.2.7.3. Quelques exemples des glissements de terrain

La géomorphologie du Nord algérien étant caractérisée essentiellement par des montagnes de pentes raides et abruptes, les mouvements de terrain constituent l'un des risques naturels les plus répandus. Ce phénomène est observé dans plusieurs wilayas du pays : Alger, Bejaïa, Constantine, Mila, Média, Tizi-Ouzou, etc. Ces régions connaissent des activités de cet aléa ; plusieurs versants naturels connaissent des mouvements de terrain plus ou moins étendus et actifs. On peut citer plusieurs cas de glissement de terrain survenus en Algérie (**Taleb Hosni, 2019**).

I.2.7.3.1. Bejaïa

Comme le montre la figure. **I-13**, le terrain concerné par le glissement de terrain présente une forte pente supérieure à 60° et qui est sujette à un glissement, compte tenu de la forte

pluviométrie affectant la région de Bejaïa. Il a concerné une route avec un profil mixte déblai remblai dans une zone montagneuse. La zone s'étend sur une longueur de 80 m. Les investigations géotechniques ont mis en évidence depuis la surface, des éboulis gréseux, des bancs gréseux et des alternances de marnes schisteuses (Benouis., 2010).



Figure I-13 : Fissures longitudinales dans la route affectée par le glissement.

I.2.7.3.2. Cas de Routes des Abattoirs Ténès (Chlef) :

Le glissement des abattoirs Ténès, se trouvant sur un talus de 10m environ de hauteur (D'après des informations recueillies par la DTP de Chlef agissant comme maître de l'ouvrage). Ce glissement a été provoqué dans les années 80 sous l'effet des infiltrations souterraines ayant déplacé la masse de remblai composée d'alluvions récentes.



Figure I-14: Glissement en bas du talus (Les Abattoirs Ténès)

I.2.8. Les phases de glissements

Les glissements de terrain se caractérisent par des phases d'activité variables : des périodes de vitesse de glissement plus élevée avec des phases de calme apparent (Aissa et Haddouche, 2011)

I.2.8.1. Glissements de terrain actifs

Les glissements actifs comprennent les glissements présentant des vitesses plus ou moins constantes à long terme tout comme les glissements avec des phases successives d'accélération (Aissa et Haddouche, 2011).

I.2.8.2. Glissements de terrain réactivés

Désigne les glissements de terrain qui quittent une phase inactive pour entrer dans une phase active. Habituellement, les glissements de terrain réactivés se déplacent le long d'une surface de glissement existante (Aissa et Haddouche, 2011).

I.2.8.3. Glissements de terrain inactifs

Désigne les glissements de terrain restés immobiles pendant plusieurs années. Ceux-ci se subdivisent en quatre catégories : (Aissa et Haddouche, 2011)

*Glissements bloqués.

*Glissements latents.

*Glissements abandonnés.

* Glissements stabilisés.

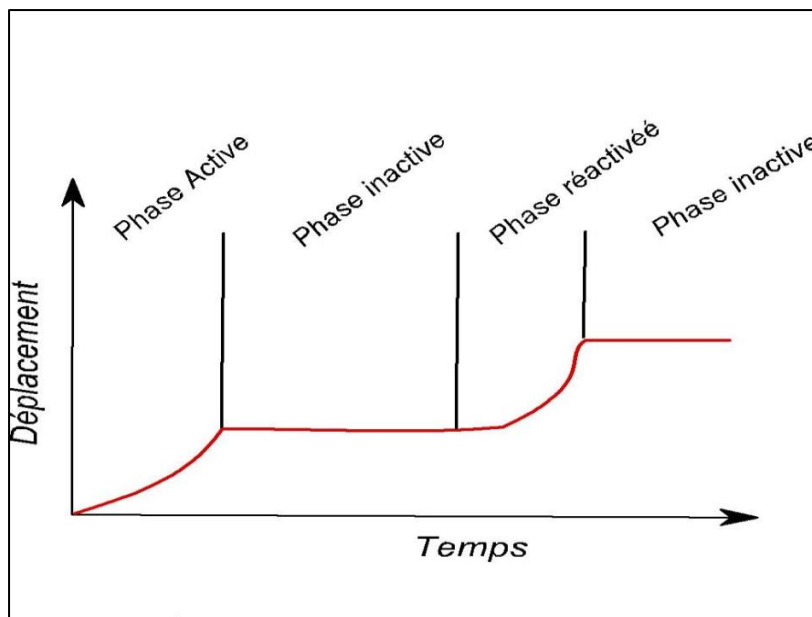


Figure I-15 : Différentes phases de l'activité d'un glissement de terrain (Aissa et Haddouche, 2011).

I.2.9 Classification des glissements

On peut classer le glissement par deux éléments: selon la profondeur estimée de la surface de glissement et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements. Voir les tableaux (Tab. I.1) et (Tab. I.2):

Tableau I.1 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement (BENOUIS, 2010) :

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

Tableau I.2 : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme (BENOUIS, 2010) :

Glissement	La vitesse de glissement
Substabilisé, très lent	0 – 2 cm /année
Peu actif, lent	2 -10 cm /année
Actif (ou lent avec phase rapides)	>30 cm /an

I.2.10 Principales causes de glissement de terrain

Très souvent, les glissements de terrain sont déclenchés par un ensemble de facteurs divers. Certaines conditions doivent être réunies pour menacer la stabilité d'un versant. A celles-ci viennent s'ajouter un ou plusieurs mécanismes déclencheurs (**Sellami et Belamri, 2014**).

Les glissements de terrain se définissent comme le mouvement lent ou rapide du matériel superficiel de l'écorce terrestre, vers le bas de la pente, dû à une augmentation de poids, perte de la consistance des matériels ou autre facteur qui génère un déséquilibre dans le versant, le matériel déplacé peut bouger de façon lente (millimètres par an), rapide et extrêmement rapide (mètres/jour) selon la topographie, le volume de la masse du sol ou de la roche, le mécanisme de rupture et l'action de l'eau, parmi d'autres facteurs. En plus, ils peuvent s'activer ou s'accélérer à cause des tremblements de terre, éruptions volcaniques, précipitations, l'augmentation du niveau des eaux souterraines, de l'érosion et de l'activité humaine. Dans ce sens, le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un versant relève de causes nombreuses et variées (**Sellami et Belamri, 2014**). Parmi ces causes on peut distinguer :

I.2.10.1 Causes mécaniques (vibrations)

L'effet du séisme peut être d'ordre purement mécanique (apparition d'une surface de cisaillement par dépassement de la résistance du milieu). Nous avons vu également que dans les milieux meubles saturés, un séisme (comme toute vibration) donne aussi naissance à une pression interstitielle qui peut entraîner la liquéfaction instantanée, partielle ou totale, du milieu.

Lorsqu'on recherche les causes d'un mouvement de terrain, il est toujours nécessaire de vérifier l'état de la sismicité régionale au regard de la chronologie de l'accident.

Également l'intervention éventuelle de vibrations d'autres origines: machines vibrantes, engin de terrassement, battage de pieux, passage d'un train (**Louhaibi et Chaib, 2013**).

On outre, des cas réels des glissements activés ou réactivés par des séismes on à:

A. Le glissement de Ain El Hammam

Le glissement de Ain El Hammam est localisé dans des terrains métamorphiques essentiellement schisteux et micacés (**Geomica, 2009**). Le centre-ville de cette commune est affecté, depuis décembre 1969 (**Lntpb, 1972**), par un glissement actif et étendu. L'étude géotechnique et géophysique (8 sondages carottés et deux profils de tomographie électrique du versant instable,

(Geomica, 2009) a montré que ce dernier est composé de schistes satinés altérés sur une épaisseur importante, surmontés par un recouvrement superficiel composé de débris de schiste emballés dans une matrice argileuse. Le versant affecté par le mouvement de terrain est incliné de 25° vers le Sud; en outre il est situé sur une zone de moyenne sismicité. Ce glissement de terrain complexe résulte de l'emboîtement et de la superposition de plusieurs surfaces de rupture qui donnent au versant une allure en gradins. Il affecte une surface supérieure à 23.5 ha (Djrbal et Melbouci, 2012). La longueur maximale de la masse du sol en mouvement entre la tête et le pied est supérieure à 700 m et sa largeur au niveau du boulevard Colonel Amirouche est d'environ 590 m avec une dénivelée entre la tête et le pied du glissement d'environ 295 m . L'hydrologie de cette ville se caractérise par la présence de cours d'eau de type torrentiel et semi permanent traversant tout le versant instable ainsi que par l'existence de plusieurs sources d'eau dans ce dernier. Plusieurs indices de glissement ont été observés aussi bien dans les parties urbanisées en amont qu'en aval dans les parties non urbanisées, ce sont : des fissures de traction sur les chaussées et dans les constructions du boulevard Colonel Amirouche (Fig. I-16.a), des ouvertures des joints de maisons mitoyennes, des ruptures des murs en gabion (Fig. I-16.b) (Bouaziz et Melbouci, 2014).



Figure. I-16: Les déformations dans la ville d'Ain El Hammam (Bouaziz et Melbouci, 2014).

B. Glissement d'EL kherba Mila

L'interprétation est basée sur la cinquantaine de points localisée par GPS indiqués sur la photo satellite ci-jointe (**Fig. I-17**) et les observations de terrain. En rouge, les surfaces principales de rupture du glissement, vue que les principaux dégâts sont localisés le long de ces deux lignes en rouge (toutes les maisons qui se sont effondrées se trouvent sur ces deux lignes, les déplacements importants sont aussi signalés le long de ces lignes. Le long de la ligne à l'ouest, les déplacements sont senestres, ceux situés sur la ligne en rouge à l'Est sont dextres. Ça s'explique bien dans le cadre de ce schéma). Les lignes en noir sont celles dont j'ai pris les points. Il en existe une dizaine parallèle à ces lignes. En dehors des lignes en rouge, il n'y a plus aucune trace de surfaces ni de dégâts. Les dégâts sont également importants dans les habitations situées au-dessus de la *RN79*, ce qui représente dans ce schéma, le bourrelet frontal du glissement. Au niveau de la *RN79*, il n'y a plus aucune trace de ce glissement (aucune fissuration, ni dégâts..., on est à l'extérieur du glissement) (**Chabou, 2020**).

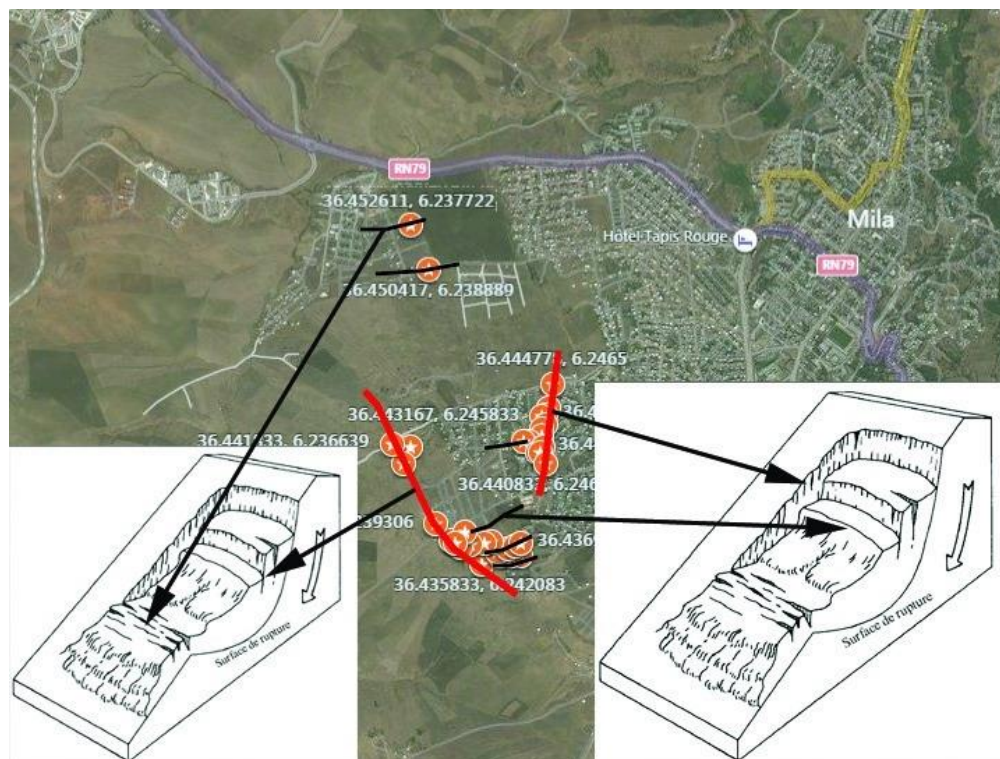


Figure I-17 : image satellite de glissement d'El kherba a Mila (chabou, 2020).

I.2.10.2 Les facteurs humains de déstabilisation

Toutefois, les activités humaines au pied ou sur la crête d'un talus peuvent en compromettre la stabilité. Par exemple, si l'on construit un édifice ou un remblai routier au sommet d'une pente, la charge supplémentaire ainsi appliquée risque d'entraîner la rupture du talus. La stabilité des pentes peut également être compromise par l'excavation du sol au pied du talus.

I.2.10.2.1 Les constructions sur pente

La construction de remblais sur pente naturelle diminue la stabilité de l'ensemble pente et remblai. Lorsque la pente naturelle est en équilibre limite, ou qu'elle a connue des glissements par le passé, les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènements) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants.

L'ouvrage mis en place peut dans certains cas être complètement détruit.

I.2.10.2.2 Déblai sur pente

Les terrassements en déblai dans une pente, qui sont souvent réalisés pour construire des bâtiments ou des routes, peuvent conduire à des désordres de grande ampleur.

Ces phénomènes s'observent dans les pentes naturelles en équilibre limite, avec des surfaces de glissement remontant loin en amont. Ils s'expliquent par la suppression de la butée de pied de faibles volumes de déblai peuvent provoquer des glissements d'ensemble.

I.2.10.2.3 Modification de l'utilisation des sols

Une autre cause d'instabilité est le changement d'utilisation des sols :

- Déforestation ;
- Abandon d'exploitations agricoles (cultures en terrasses, drainages agricoles).

On outre, des cas réels des glissements activés ou réactivés par des actions humains on à :

A. Glissement de Constantine

Le premier glissement de terrain à Constantine remonte à l'année 1972. Les glissements affectent plusieurs quartiers de la ville (Belouizdad, l'avenue Kitouni, Bellevue, CILOC, Boussouf, Zaouch, Boudraa Salah, Benchergui, Bardo, PlaceKrikri, Chemin forestier, le pont de Sidi Rached et même l'université Mentouri), soit 120 h de sa superficie, et menacent près de 15000 habitations abritant une population estimée à 100 000 habitants.

Ces glissements ont des causes aussi bien anthropiques que physiques, parfois anarchique sur les versants à la limite de la stabilité, les spécificités du sol, les déperditions hydriques dues essentiellement à la vétusté du réseau d'alimentation en eau potable est à l'origine du phénomène. Selon le plan de vulnérabilité de la ville de Constantine aux glissements de terrain, élaboré à partir des résultats d'études de terrain entreprises par ARCADIS EEG SIMECSOL en collaboration avec l'Université d'Alger, la cité CILOC se situe dans la classe 2 de la zone géotechnique 1 de la carte de vulnérabilité, cette classe est caractérisée par un substratum stable, peu profond, recouvert par des formations superficielles (ou d'altération) de quelques mètres d'épaisseur, sensibles à l'eau.

Cette classe est donc constructible sous réserve de la préservation ou de la restitution du drainage naturel des eaux de surface et de la réalisation correcte des ouvrages d'assainissement (MEDJITNA, 2008).



Figure I-18:Le Talus du Ciloc (MEDJITNA, 2008).

B. Glissement de Tizi Bejaïa

Situé sur le djebel Sidi Boudraham, le sol avec des pentes supérieures à 20% est composé d'éboulis de pente plaqué contre un substratum de compacité plus forte. Ces éboulis ont des caractéristiques mécaniques très médiocres. En outre des circulations d'eaux d'origines diverses ont été observées in situ (Fig. I-19).



Figure I-19: Glissement de Tizi quartier de Bejaia. Basculement d'une habitation

I.2.10.3 Les facteurs naturels de déstabilisation et de réactivation

Cette catégorie comprend diverses causes naturelles qui peuvent être produites individuellement ou combinées. Parmi les causes principales : la configuration de la pente, l'aspect géologique, les propriétés mécaniques et la classe de sol, l'eau, l'érosion, tremblement de terre, la météo, etc. La configuration de la pente est liée aux données géométriques que la rampe, déclivité et l'orientation des couches en relation à la pente. Géologie intervient dans le soulagement de la géomorphologie et de la stratification. Les propriétés mécaniques sont fondamentales. En effet, ils affectent la stabilité de la pente et de déterminer l'interaction des interfaces de couches. La variation due aux conditions hydrauliques comme nous le verrons ci-dessous parmi les causes directes des glissements de terrain. L'eau joue un rôle important c'est l'un des facteurs principaux de glissement de terrain. L'existence de l'eau près de la pente se produit avec de nombreuses façons que les précipitations, les rivières, les barrages, les lacs, les eaux souterraines, etc... Le taux de variations de la pression interstitielle peut être lent ou rapide en fonction de la perméabilité du sol. De plus, l'eau augmente le poids de l'unité de sol et peut conduire à une réduction des forces de cisaillement des sols que la pression des pores augmente. Divers intempéries influe également sur les pentes. Comme les cours d'eau, des produits chimiques et des actions mécaniques. L'altération mécanique est conséquence des facteurs suivants, les cycles de gel-dégel, et le changement de la température, l'érosion par les cours d'eau, le vent, les arbres et les racines de la végétation. Ces causes décomposent les roches en fragments plus petits et réduit la résistance au cisaillement du sol en raison de la puissance développée par les forces

physiques. L'effet de l'altération chimique peut être influé après quelques jours à plusieurs années. Changements Chimiques en raison des facteurs suivants : les acides dans l'eau de la rivière, dans l'air, et sous la pluie. En plus des propriétés du matériau de la pente, l'altération chimique dépend d'autres facteurs tels que le climat, les détails géologiques, et le drainage. Les actions de ces facteurs minéraux de dégradation du sol à de nouveaux composites. Bjerrum (1967) a discuté de l'altération chimique dans les argiles consolidées, dans son document de l'état de l'art sur la rupture progressive de la pente dans plus argiles plastiques consolidés et argile-shales. Il y a beaucoup d'autres causes dans cette catégorie comme les éruptions volcaniques qui nécessitent des considérations et de surveillance particulières. Dans l'enquête de la stabilité des pentes, il est une tâche importante de connaître les causes et comprendre l'évolution du mécanisme de rupture (**Taleb Hosni, 2019**).

I.3. Processus d'une étude de glissement

C'est une étude in situ et en laboratoire qui permet de définir l'ensemble des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des terrains en place. Son but est de donner les éléments nécessaires pour les études de tous travaux de génie Civil. Il y a sommairement, deux catégories de moyens de reconnaissances qui complètent les investigations géologiques de surface :

- Les méthodes d'observation du terrain, soit en place, soit à l'aide d'échantillons (Prolongement en profondeur de la géologie de surface) : puits, tranchées, sondages...
- Les méthodes de mesure in situ basées sur la mesure d'une propriété physique du terrain, dont font partie les essais géophysiques (**Bendjeddou, 2015**).

I.3.1. Repérage topographique de la zone instable

Souvent, les cartes topographiques à petite échelle sont approximatives pour repérer un accident localisé. Il en est de même des plans cadastraux sans côtes altimétriques. Il convient donc d'entreprendre par priorité un levé topographique à grande échelle (1/500, 1/1000) du secteur dans lequel se situe la zone instable, d'en tirer un plan en courbes de niveau, et des profils jalonnés. Il est toujours prudent lorsqu'on entreprend des travaux importants (notamment des terrassements) sur un versant en principe stable, de mettre préalablement en place des repères géométriques, et d'en faire des levés réguliers en cours des travaux. On peut ainsi détecter une amorce de mouvement et donc intervenir à temps pour limiter son développement (**Sellami et Belamri, 2014**).

I.3.2. Etude géologique

Toute étude de stabilité doit nécessairement comporter une étude géologique détaillée afin de préciser la nature des formations intéressées par le mouvement, leur épaisseur, leur pendage, la nature et l'épaisseur des terrains de couverture masquant les formations en place et pour cela on réalise une série de coupes géologiques selon les lignes de plus grande pente. Il importe en particulier de mettre en évidence :

La nature et la géométrie des formations : on recherche spécialement la nature du matériau d'altération s'il existe, la présence d'intercalations perméables, l'existence de failles de zones broyées par des accidents tectoniques, des fissures ou microfissures.

- La forme géométrique du substratum: Nous donne des indications sur l'éventualité d'une alimentation hydraulique par tout ou partie du substratum, et nous fournit une carte du toit du substratum ce qui permet de déceler la direction dans laquelle les matériaux sont appelés à se déplacer.
- La présence ponctuelle de couches de caractéristiques particulières et notamment de couches plastiques ou très anisotropes, de surfaces de glissement préexistances ou de fragilités particuliers.

Cette étude géologique est à compléter obligatoirement par une étude hydrologique et hydrogéologique (**Itatahine et Ouaad, 2019**).

I.3.3. Etude hydrologique et hydrogéologique

Compte tenu du rôle joué par l'eau, l'étude hydrologique et hydrogéologique représente le complément indispensable de l'étude géologique. Pour l'étude hydrologique, il est indispensable d'avoir une idée sur la pluviométrie de la région, et sur les irrigations de bassin versant, puis de constater le débit d'eau sur la surface et son cheminement préférentielle. Mais pour l'étude hydrogéologique, il faut avoir une idée sur la nappe souterraine, et elle a pour but de mettre en évidence les problèmes posés par la présence d'eau et de fournir des éléments nécessaires à leur solution. Elle conduit à localiser le niveau aquifère et à établir l'inventaire hydrogéologique (relevé des puits et des piézomètres existants, repérage et mesure du débit des sources) qui permet pour sa part de dénombrer les nappes et de les situer (**Lakebal et Messaour, 2015**).

I.3.4. Etude géophysique

Le principe est de mesurer diverses caractéristiques physiques des terrains à partir de la surface. Les méthodes sont approchées mais permettent d'intéresser des zones étendues. En général on doit utiliser plusieurs méthodes permettant des recoupements. **(Oucif et Boukmedja, 2019)**.

I.3.4.1. Magnétiques

Le magnétisme est peu utilisé pour la reconnaissance en géotechnique. Cette méthode est fondée sur la détection d'anomalies du champ magnétique terrestre. La seule application constatée en génie civil est la recherche d'objets enfouis contenant beaucoup de fer. Par exemple on peut vérifier qu'il n'y a pas d'épaves de péniches métalliques au fond d'un fleuve. Concernant l'étude des anciennes décharges, les méthodes électromagnétiques du type dipôle - dipôle sont faciles l'emploi et très efficaces pour détecter les métaux mais la Technique magnétique fondée sur la mesure d'un gradient vertical du champ magnétique est très légère et conduit à une excellente résolution lors de la détection **(Itatahine et Ouaad, 2019)**.

I.3.4.2. Prospection gravimétrique

La gravimétrie est l'étude des variations du champ de pesanteur à la surface du sol. La gravimétrie est une méthode de prospection qui permet de déterminer des anomalies de densité dans le sous-sol.

I.3.4.3. Prospection électrique

La prospection électrique, et en particulier la méthode de résistivité électrique ρ (ρ) est de type galvanique. Des électrodes sont nécessairement en contact avec le milieu prospecté. Un premier jeu d'électrodes ou dipôle électrique crée un champ électrique artificiel continu (en pratique de fréquence assez basse pour que les courants aient le temps de se stabiliser) dans le milieu. Sous l'effet de ce champ, les porteurs de charges (ions, électrons) se mettent en mouvement tentant de rétablir l'équilibre électrique du milieu. Ce déplacement de charges est une migration de charges libres : on parle de conduction ohmique, responsable d'un courant électrique et d'une différence de potentiel associée. Cette différence de potentiel est mesurée entre deux autres électrodes (ou dipôle), dites passives. Par approximation au régime électrique stationnaire, la loi d'Ohm ($U=RI$) est utilisée. Elle permet de caractériser le milieu par sa résistance R (ou

résistivité tenant compte du volume du milieu investi) à partir de la mesure de différence de potentiel U et du courant I (**Braekken et van Nostrand, 1966**).

I.3.4.4. Prospection sismique

La prospection sismique est une méthode de prospection géophysique qui permet de visualiser les structures géologiques en profondeur grâce à l'analyse des échos d'ondes sismiques. Il ne faut pas la confondre avec la sismologie, qui est l'étude des ondes sismiques et des séismes pour eux-mêmes. Les ondes sismiques étudiées peuvent avoir des causes naturelles (séisme) ou artificielles (camion vibreur, explosif, canon à air, etc.) Dans tous les cas, elles suivent les mêmes lois de propagation que les ondes lumineuses. Les trois grandes techniques de prospection sismique sont (**Itatahine et Ouaad, 2019**) :

-La diaggraphie acoustique

La diaggraphie acoustique utilise la transmission directe des ondes pour mesurer la vitesse du son dans les roches traversées par un forage.

-La sismique réfraction

La sismique par réfraction utilise la propagation des ondes le long des interfaces entre les niveaux géologiques. Cette méthode convient en particulier à certaines applications de génie civil et d'hydrologie. Elle permet d'estimer le modèle de vitesse et le pendage des couches.

-La sismique par réflexion

Principe de la sismique par réflexion étudie la réflexion d'ondes sismiques aux interfaces entre plusieurs couches géologiques. Elle permet d'avoir une image 2D ou 3D de surfaces typiquement de l'ordre de 1000 km^2 pour des profondeurs inférieures à 10 km qui permet ensuite aux géologues des compagnies pétrolières d'estimer les probabilités de trouver du pétrole. Une étude sismique se décompose en 3 grandes étapes :

Acquisition des données sismiques ;

Traitement des données ;

Interprétation.

I.3.5. Etude géotechnique

La reconnaissance géotechnique a pour objectif de déterminer expérimentalement, par le biais des essais de laboratoire ou in-situ, les caractéristiques physiques et mécaniques des sols, et plus précisément celles de la résistance au cisaillement, à savoir l'angle de frottement et la cohésion. Actuellement les méthodes d'équilibre limite qu'on utilise dans le calcul du facteur de sécurité au glissement requièrent des paramètres mécaniques et physiques tel que ; C , φ , γ et E , mesurables au laboratoire (**Bouafia, 2009**). Ces essais peuvent être classés en deux grandes catégories :

I.3.5.1. Les essais in situ

Compte tenu de l'hétérogénéité mécanique des terrains d'une zone instable, les essais in situ sont particulièrement adaptés. Ils sont relativement pas onéreux et d'exécution rapide. Parfois, la mise en œuvre de certains essais se trouve compliquée par la présence, dans la masse instable, de blocs durs repartis de façon anarchique qui stoppent l'avancement des outils. Parmi ces essais, on cite Pénétrömètre statique, pénétromètre dynamique, pressiomètre et scissomètre... (**SELLAMI et BELAMRI, 2014**).

I.3.5.2. Les essais au laboratoire

Les essais réalisés dans laboratoire sont (**BENOUIS, 2010**):

I.3.5.2.1. Essais identification

-Teneur en eau naturelle

Elle définit le rapport en % du poids d'eau W_w que le sol contient au poids W_d de ses éléments secs. L'obtention des éléments secs s'obtient par dessiccation du sol pendant 24 heures à l'étuve à 105°C .

-Analyse granulométrique

Elle permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Elle comprend deux opérations:

- Tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à $80\ \mu\text{m}$.
- Sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à $80\ \mu\text{m}$.

-Les limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg définissent à la fois un indicateur qualifiant la plasticité d'un sol, mais aussi l'essai qui permet de définir ces indicateurs. Cet essai a été établi par l'agronome suédois Atterberg. La teneur en eau d'un sol peut en effet beaucoup varier au cours des opérations de terrassements. Pour la fraction fine (graviers exclus), la cohésion tient à la présence d'eau : parfaitement sec, le matériau serait pulvérulent. Au-dessus d'une certaine teneur (limite de plasticité), on peut le pétrir en forme de boudin, de boulette ou de fil. Pour une teneur plus forte (limite de liquidité), il forme un liquide, visqueux, qui ne conserve pas la forme qu'on lui a donnée. La détermination, soigneusement normalisée, de ces deux teneurs caractéristiques appelées limites d'Atterberg, est un élément important d'identification, et permet déjà de prévoir certaines propriétés.

I.3.5.2.2. Essai mécaniques**-Les essais de cisaillement**

Plusieurs d'appareils sont habituellement utilisés pour les essais de cisaillement. Par exemple il y a des appareils de cisaillement in situ (scissomètre, pénétromètre) qui permettent de déterminer la résistance de cisaillement in situ. Mais deux appareils en laboratoire ont été spécialement mis au point tant pour les recherches que pour les essais courants, l'appareil à cisaillement rectiligne ou boîte de Casagrande et l'appareil à compression triaxiale ou triaxial.

-Essai Oedométrique

Un échantillon de sol est placé dans une boîte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé. On peut établir des courbes de compressibilité (indice des vides en fonction de la contrainte) et de consolidation (variation relative de tassement en fonction du logarithme du temps).

-Les essais de compactage

Ils ont pour but d'étudier l'influence de la teneur en eau d'un échantillon de sol sur le poids volumique sec de cet échantillon soumis à une énergie de compactage déterminée. Le principe consiste à compacter avec une énergie définie un échantillon de sol remanié dans un moule normalisé et à mesurer le poids volumique sec obtenu. L'essai est recommencé pour différentes

teneurs en eau. Il existe deux types d'essai d'usage courant : l'essai Proctor Normal et l'essai Proctor Modifié. Les résultats se présentent sous la forme d'une courbe dont en abscisse : la teneur en eau et en ordonnée : le poids volumique sec. Cette courbe a un maximum dit "Optimum Proctor" normal ou modifié selon la nature de l'essai. Ce maximum définit la teneur en eau et le poids volumique max.

I.4. Les différentes techniques d'évaluation des mouvements de terrain

Le processus d'un aléa est un processus physique impliquant l'occurrence temporelle d'événements ponctuels, l'intervalle de temps entre les événements étant généralement irrégulier (**Dewitte, 2006**). Il est très nécessaire d'évaluer le niveau d'aléas géologiques et climatiques vis-à-vis de grands risques des mouvements de terrain du fait qu'ils ont tous au moins une cause d'activation ou de réactivation d'un glissement de terrain (**Crovelli, 2000**). Par conséquent, vu les risques qui peuvent être causés par les mouvements de terrains dans différentes régions du territoire national (Algérie), plusieurs chercheurs ont mis en évidence l'étude de ces risques (e.g.,**Bougdal et al., 2006 ; Djerbal and Melbouci 2012 ; Bougdal et al.,2013 ; Guirous and Dubois 2014 ; Bourenane et al., 2015, 2016 ; Meziani et al.,2017**). Afin de diminuer les risques associés aux mouvements de terrain, il est bien évident de l'évaluer avant le déclenchement de ces mouvements (lieu, étendu, volume, menace ...etc.) (**Meziani, 2018**).

I.4.1 Collecte d'informations liées aux mouvements de terrain antérieures

La collecte d'information liée aux mouvements de terrain antérieurs consiste en une consultation des documents et des rapports d'études réalisées sur différents aspects, à savoir les cartes topographiques et géologiques, les études géotechniques et les rapports liés aux anciennes catastrophes. Cette collecte d'informations va permettre d'avoir une vision globale et parfois détaillée sur les aléas et les risques dans une région affectée par un mouvement de terrain. Afin d'évaluer le risque de mouvements de terrain d'une zone donnée, il faut d'abord choisir une méthode d'étude efficace où la recherche doit se concentrer sur la détermination des trois facteurs principaux qui influencent l'instabilité du versant à savoir la pente topographique, la nature des formations géologiques et les précipitations antérieures (**Etienne 2007 ; Hovius et al., 2000 ; Colinand Hovius 2001 ; Ponziani et al., 2012 ; Ponziani et al., 2013 ; Calvello et al., 2013 ; Xu et al.,2015 ; Ciabatta et al., 2016**).

I.4.2 Images satellitaires et photographies aériennes

Les images satellitaires et photographies aériennes sont fortement importantes, lesquelles sont très utilisées dans le suivi à court (mouvements rapides) et à très long terme (pour les mouvements lents) de l'évolution d'un glissement de terrain dans le temps et sur une énorme surface classée comme étant instable.

En France par exemple, le type de risque menaçant certaines régions : les glissements de terrain. Complexes et difficilement prévisibles, capables de provoquer des catastrophes majeures, ils nécessitent des mesures de prévention. Ainsi, le glissement de la Clapière (Alpes-Maritimes) est particulièrement surveillé depuis 1970, par le Centres d'études techniques de l'équipement (CETE) d'Aix-en-Provence. Ce phénomène atteint une hauteur de plus de 650 mètres, ce qui fait de lui le plus grand glissement actif d'Europe. L'écoulement, amorcé depuis quelques années, est dû à une masse instable, de l'ordre de 50 millions de m³, qui glisse de 1 à 10 m par an. Spectaculaire et très connu dans la région, il est susceptible de barrer la vallée de la Tinée. Il provoquerait alors l'inondation en amont de la ville de Saint-Étienne-de-Tinée et, en cas de rupture de ce barrage instable, la destruction, par la vague déferlante, des villages situés en aval (Fig. I-20) (Meziani, 2018).

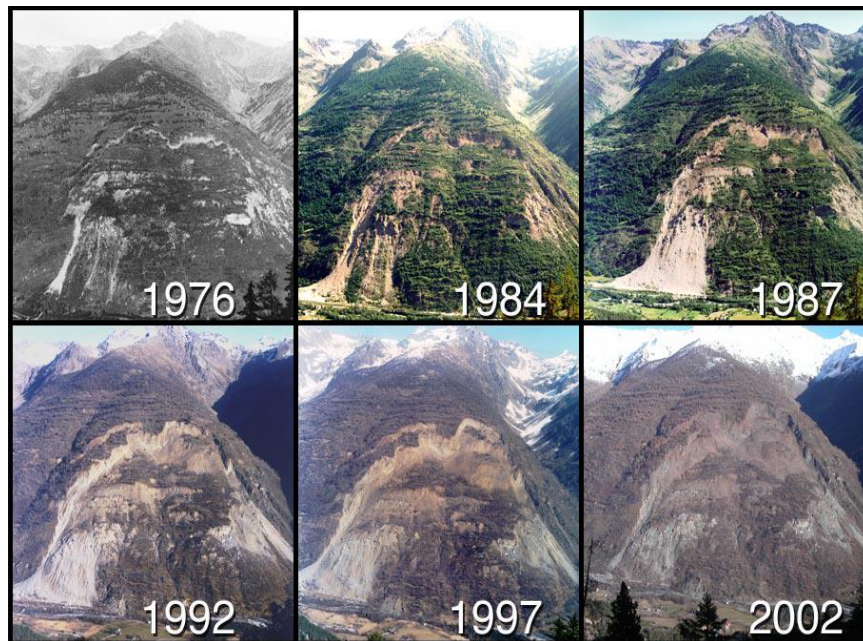


Figure I-20: Photographies montrant les évolutions du glissement de la Clapière surveillé depuis 1976 jusqu'à 2002, Clapière, Alpes-Maritimes, France (Centres d'études techniques de l'équipement) (Meziani, 2018).

La technique du système d'information géographique (**SIG**) constitue un outil de plus en plus accessible et performant pour l'étude des mouvements de terrain et leur évolution spatio-temporelle. Il permet d'avoir des vues synoptiques et répétitives de ces phénomènes à différents pas de temps (**Carrara and Pike 2008 ; Alexander 2008 ; Conoscenti et al., 2008**).

La SAGE (Société Alpine de Géotechnique) est souvent sollicitée pour mettre en place des méthodes de suivi afin de caractériser des mouvements de terrain et d'assurer la sécurité des personnes et des infrastructures. L'imagerie du sous-sol et du sur sol font partie des techniques de suivi développées par le pôle recherche assuré par l'A.D.R.G.T (Association pour le Développement des Recherches sur les glissements de Terrain). Dans ce cadre, deux méthodes d'imagerie du sur sol ont été étudiées et testées au cours du stage 1 : l'imagerie satellitaire à partir d'images optiques pléiades, réalisée avec l'IS Terre (Institut des Sciences de la Terre), et la photogrammétrie terrestre. L'un des objectifs principaux était de valider l'apport de la télédétection optique VHR pour la détection des mouvements précurseurs à des ruptures majeures sur des glissements de terrain.

Par exemple le glissement de terrain du Tunnel du Grand Chambon est situé au niveau d'un lac de barrage et permet de relier Grenoble à Besançon. Le glissement de terrain survenu en Avril 2015 (rupture du versant) menaçait dès lors à la fois la départementale traversant le tunnel, et la vallée en aval du barrage. L'étude d'images satellites acquises, cette fois-ci, avant 2015 a permis de montrer la présence de champ de déformations pré-rupture au niveau de la zone de glissement. Il en résulte en effet que des déplacements maximums de 1.5 m (+/- 0.15 m) en deux ans (2012-2014) ont pu être détectés dans la zone de glissement (**Fig. I-21**) ainsi que des déplacements de l'ordre de 2 à 3m (+/- 0.6 m) dans des zones de déformation non connues. Les différents paquets de déformations détectés autour de la zone glissement et qui sont visibles sur la **Figure. I-21** reflètent des mouvements probablement induits par la végétation (**DESRUES et al, 2017**).

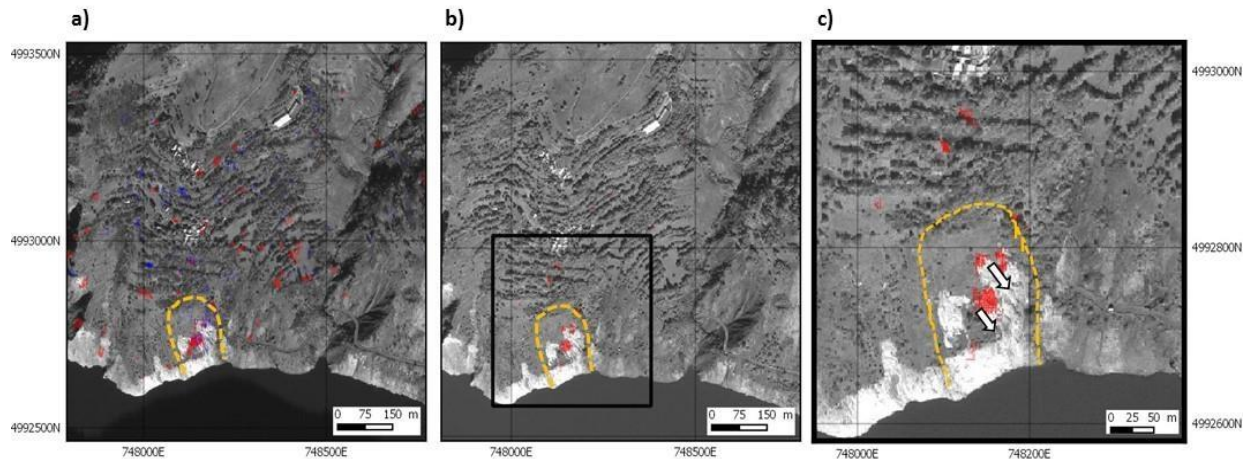


Figure I-21: a) Déplacement entre le 09/12 et le 09/14 en rouge et entre le 09/12 et le 10/14 en bleu. b) Déplacements cohérents entre les deux dates. c) Zoom sur le mouvement étudié. Les flèches blanches représentent le sens des déplacements et les traits jaunes la limite de glissement (DESRUES et al, 2017).

I.4.3. Utilisation de système de positionnement global « GPS

Le système de position global (Global Position System; **GPS**) est une technique de positionnement satellitaire largement utilisée en géophysique, en particulier pour la mesure des déformations actives de la croûte terrestre. Aussi, il est utilisé également pour la surveillance en continu des mouvements de terrain (**Malet et al., 2000 ; Malet et al., 2002 ; Yi et al., 2017**). L'utilisation du GPS pour le suivi des mouvements de terrain offre un avantage plus important car il délivre un positionnement tridimensionnel de précision infra-kilomètre, ce qui améliore la précision des mesures.

Les versants de la Montagne de Reims, en région Champagne-Ardenne, sont soumis à un aléa de glissement de terrain non négligeable. A la suite d'un glissement réactivé sur la commune de Boursault en Champagne en 2000, le BRGM, en association avec l'Université de Reims, a proposé un programme mettant en œuvre quatre techniques topographiques permettant de mesurer la déformation verticale du sol induite par les glissements de terrain. Du fait de l'utilisation agricole (vignobles), ces techniques ont été adaptées pour limiter la mise en place de points de repère permanent sur les sites investigués (**Dewez T et al., 2005**).

Deux campagnes GPS ont été réalisées en mars 2004 et janvier 2005. Cependant, vu l'étendue de la tâche de comparaison des techniques sur plusieurs sites et plusieurs époques et les ressources disponibles, il a été nécessaire de recentrer l'étude sur les sites de Boursault et Champillon ,par exemple le glissement de terrain de Boursault est situé en rive sud de la Marne, à l'Est du village de Boursault, entre Boursault et la Chaussée de Damery. Le glissement affecte le bord du plateau

boisé et descend vers le Nord en direction de la Marne (**Fig. I-22**). Des niches d'arrachement visibles dans les bois bordant le plateau montrent qu'une zone d'environ 1km par 900m, couvrant deux petits bassins versants, pourrait être potentiellement affectée par le glissement. Le versant est recouvert de vignes sur les trois quarts de sa hauteur alors que la partie supérieure et le plateau sont couverts de bois de feuillus.

Depuis novembre 2000, 9 ha de vignes ont été endommagés par une réactivation et une accélération de la partie ouest du glissement. Des mesures topographiques y ont été réalisées de manière à mesurer d'éventuels mouvements résiduels postérieurs aux travaux de remise en état du terrain (**Dewez T,al, 2005**).

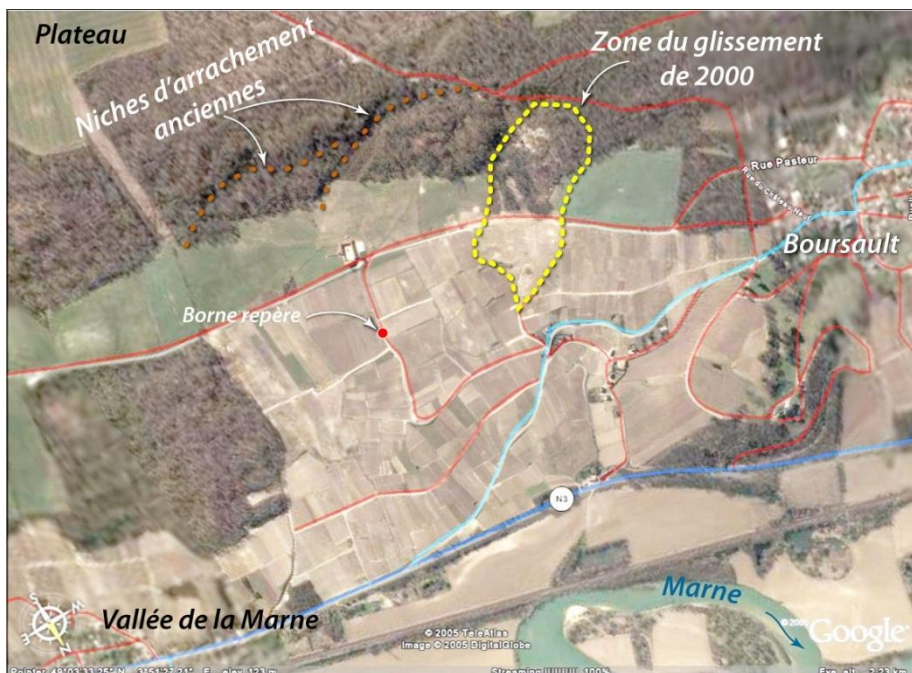


Figure I-22: glissement de terrain de Boursault, dans le département de la Marne (Dewez T et al., 2005).

Vue annotée (en direction du SW) du glissement de terrain de Boursault, dans le département de la Marne. La zone du glissement initiée en 2000 est délimitée par les pointillés jaunes. Des niches d'arrachement plus anciennes mais non datées sont détectables à la limite du plateau (pointillés bruns). Le point rouge figure la position approximative du repère local par rapport auquel les levés GPS ont été réalisés. Les traits rouge, bleu clair et bleu moyen figurent le réseau routier. (Figure basée sur Google Earth v3.0.0548 beta visité le 30 novembre 2005) (**Dewez T et al., 2005**).

I.4.4. Dendro-Géomorphologie

Le terme Dendro-géomorphologie a été introduit en 1971 par Alestalo décrit l'étude des processus géomorphologiques basée sur l'analyse des cernes des arbres. Par ailleurs, (Schweingruber, 1996), il considère que c'est une branche de la Dendro-écologie dans le domaine de la Dendro-chronologie. La Dendro-géomorphologie permet d'utiliser les arbres comme marqueurs de l'instabilité du milieu par interprétation des modifications de croissance des individus (Schweingruber 1993 ; Fantucci and Mccord 1995 ; Fantucci and Sorriso-valvo 1999 ; Bachand 2010). Par ailleurs, Astrade et al. (2012) ont rapporté que la dendro-géomorphologie repose sur le concept de "Processus/Événement/Réponse" défini par (Shroder, 1980) qui, suite aux applications et aux développements récents (présentés dans cet article), peut être décliné en "Événement-Changement/Impact/Réponse".

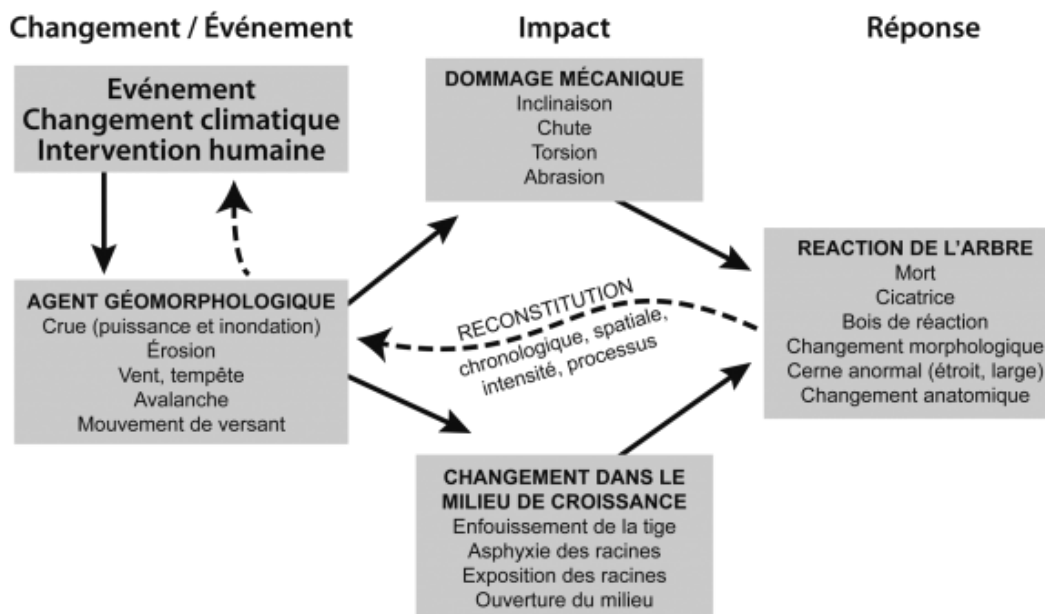


Figure I-23: L'approche dendro-géomorphologique utilisée dans la reconstitution des événements et le suivi des mouvements de terrain (Astrade et al. 2012).

L' "Événement-Changement" regroupe les processus géomorphologiques (lave torrentielle, chute de pierre, avalanche, glissement de terrain, crue, tempête), et les changements naturels et/ou anthropiques du milieu suffisamment rapides et irréversibles à l'échelle de quelques années (érosion, sédimentation, mise en eau, intervention humaine, etc.).

L' "Impact" correspond aux perturbations subies par l'arbre au moment où le processus ou le changement l'affecte. Il peut induire des dommages mécaniques directs (basculement, chute,

torsion, abrasion, éêtage) et/ou une perturbation physique du milieu (sédimentation du tronc, asphyxie ou exposition des racines, ouverture du milieu, etc.). Le stress (mais aussi parfois l'amélioration des conditions de croissance) entraîne, à partir d'un certain seuil, une «Réponse » de l'arbre. Lorsque le stress est trop violent, il occasionne la mort de l'arbre. En cas de sur vie, les réponses peuvent concerner la croissance radiale de l'arbre (cerne ou série de cernes anormalement étroits ou larges), sa morphologie (cicatrice, reprise de croissance apicale, changement d'axe, courbure, racine adventive) ou son anatomie (formation de bois de réaction, de rangées tangentielles de canaux résinifères traumatiques, modifications de la structure cellulaire). L'identification de ces dommages et leur datation à partir des cernes permettent de reconstituer (**Fig. I-23**) :

- la chronologie des événements ou des changements avec une précision annuelle (grâce aux cernes) à mensuelle (via l'étude de la position de marqueurs anatomiques à l'intérieur du cerne). Pour valider les résultats, les données peuvent être comparées aux archives historiques et aux données météorologiques (**Stoffel et al., 2005 ; Stoffel2008 ; Corona et al., 2010**).
- l'intensité (le processus doit dépasser un certain seuil pour entraîner un stress et une réponse) ;
- l'emprise délimitée en fonction de la répartition des arbres qui présentent une réponse;
- le type de processus déterminé grâce à la position de marqueurs anatomiques dans le cerne (par ce biais, les processus d'origine torrentielle, qui se produisent plutôt pendant la période végétative, ont par exemple pu être distingués des processus avalanches qui ont lieu pendant la période de dormance; (**Szymczak et al., 2010**).

I.5. Conclusion

Le début de ce chapitre a été consacré à distinguer entre les différents mouvements de terrain (Les écroulements, l'affaissement, les glissements à une classification des mouvements de terrains pour, les coulées boueuses, le fluage et solifluxion ...), notamment les glissements de terrain, leurs différents types, classification selon la forme de la surface de rupture et leurs différentes causes. Les glissements de terrain sont des déplacements lents qui affectent les talus et les versants naturels, ce phénomène se déclenche par des événements naturels. Cependant, l'action humaine est souvent prépondérante dans ce type d'aléa et constitue l'un des facteurs déclenchant de l'instabilité. L'état de risque peut être évalué à partir des données et des observations des différents paramètres du mouvement (paramètres indiquant la sensibilité du site à subir des mouvements de terrain, paramètres indiquant l'activité actuelle du mouvement, ...). Nous avons vu qu'il existe plusieurs processus d'une étude de glissement de terrain et des techniques pouvant être appliquées à la caractérisation des instabilités de versant en termes de géomorphologie et d'évolution.

Par conséquent, on présente principalement les méthodes de calcul de stabilité dans le chapitre suivant afin de se renseigner sur la méthode à appliquer dans la modalisation à savoir les méthodes d'équilibre limite et les méthodes des éléments finis.

Chapitre II

Méthodes d'Analyses de stabilité des pentes

II.1 Introduction

L'analyse de stabilité des talus est l'un des importants problèmes en géotechnique. L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues (**Benaouda et Mami, 2019**). 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 (**Boukhaoua, 2017**).

Ce chapitre présente les différentes méthodes utilisées dans l'analyse de stabilité des talus: les méthodes classiques (calcul en équilibre limite) et les méthodes numériques (méthodes des éléments finis).

II.2 Généralités sur l'analyse de stabilité

Dès que l'on dispose d'une bonne définition de la géométrie des terrains ainsi que leurs caractéristiques mécaniques, un calcul de stabilité devient possible. Le principal intérêt de ce calcul réside dans l'estimation à établir pour ce phénomène à partir des valeurs du coefficient de sécurité F_s obtenu (**Benslimane et Chennine, 2014**).

L'objectif d'un calcul de stabilité est de chercher la valeur minimale du coefficient de sécurité et de repérer la surface de rupture la plus probable correspondant à cette valeur. Les principales méthodes de calcul de stabilité des talus sont (**Bendadouche et Lazizi, 2013**) :

- **Les méthodes basées sur l'équilibre limite.** (Manuellement, à l'aide d'abaques, ou à l'aide d'un logiciel).
- **Les méthodes des éléments finis.** (Les méthodes basées sur l'équilibre limite).

II.2.1. Notion de coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis à vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Parmi ces définitions, la définition de Bishop et de Frohlich (**Merrian et al., 2003**);

Selon Bishop

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{\text{résistance au cisaillement mobilisable}}{\text{résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}} \quad (\text{II.1})$$

Si : $F > 1$, il y'a pas de rupture.

Si : $F \leq 1$, il y'a rupture locale.

Avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée.

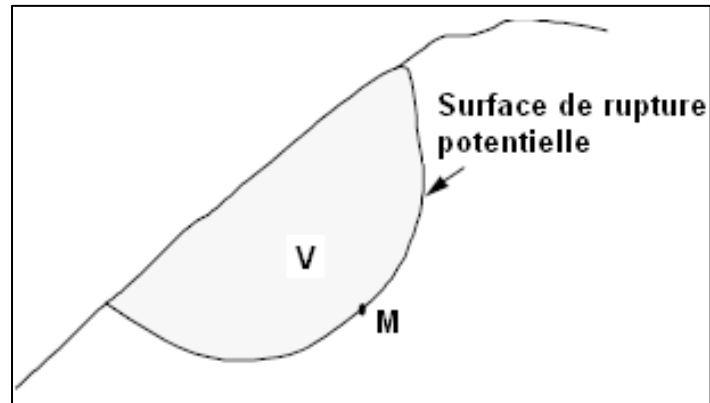


Figure II-1: Surface de rupture (Merriam et al., 2003).

$$F = \frac{\text{effort résistant}}{\text{effort moteur}} \quad (\text{II.2})$$

Cette définition suppose que la surface testée est planaire.

Selon Frohlich

$$F = \frac{\text{moment résistant}}{\text{moment moteur}} \quad (\text{II.3})$$

Cette définition suppose que la surface testée est circulaire.

❖ Remarque:

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

II.2.2. Valeur de coefficient de sécurité requis en fonction de l'ouvrage

Le facteur de sécurité minimal F (ou FS) adopté est assez rarement inférieur à 1.5, il peut quelque fois être égal à 2, pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel) (Kanouni et Bacha, 2019). Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible 1,2. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique. Le ci-dessous, nous donnent les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure (Kanouni et Bacha, 2019).

Tableau II.1 Valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage (Durville et Sève, 1996)

FS	État de l'ouvrage
<1	Danger
1.0-1.25	sécurité contestable
1.25-1.4	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	satisfaisante pour les barrages

II.3. Les méthodes de calcul de coefficient de sécurité

Les principales méthodes de calcul de coefficient de sécurité :

Les méthodes basées sur l'équilibre limite.

Les méthodes des éléments finis.

Les méthodes des abaques.

Dans ce travail, on utilisera les méthodes sur l'équilibre limite. La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières :

- Ou bien on étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est ; la plupart du temps supposé circulaire. C'est la « méthode globale » (méthode de TAYLOR; de CAQUOT ; de BIAREZ...).

- Ou bien on décompose le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la « méthode des tranches » (méthode de FELLENIUS, méthode de BISHOP...).

Dans ce qui suit, on développera la méthode des tranches, qui sera utilisée dans le cadre de notre travail.

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement (**boushaba, 2017**).

II.3.1. Principe de la méthode d'équilibre limite

La méthode de l'équilibre limite consiste à étudier l'équilibre d'un corps rigide, constitué par le talus et une surface de glissement de n'importe quelle forme (ligne droite, arc de cercle, spirale logarithmique) ; à partir de cet équilibre on calcule les contraintes de cisaillement (τ) et on les compare à la résistance disponible (τ_f) estimée grâce au critère de rupture de Coulomb. Cette comparaison nous donne la première indication sur la stabilité par le biais du coefficient de sécurité $F = \tau_f / \tau$.

Parmi les méthodes d'équilibre limite, certaines prennent en considération l'équilibre global du corps rigide (Culman), d'autres, par la non homogénéité, divisent le corps en tranches/blocs et déterminent l'équilibre de chacune d'elles (**Maanser et Zérara, 2018**). Les hypothèses basiques de la méthode de l'équilibre limite sont (**Femmam, 2014**).

- La rupture se fait dans un plan (analyse bidimensionnelle).
- Les forces extérieures d'entraînement sont le poids et les surcharges.
- Le problème est statique.
- Les lois de la mécanique des milieux continus s'appliquent au sol.
- Le sol est rigide et c'est pourquoi la courbe de rupture est de "bonne allure".
- La relation de Terzaghi est vraie : $\sigma' = \sigma - u$

- La loi de Coulomb s'applique à la rupture : $\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi$
- Un coefficient de sécurité est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement maximale du sol à celle contrainte de mobilisable.
- Le coefficient de sécurité est constant le long de la courbe de rupture.

II.3.1.1. Rupture plane

II.3.1.1.1. Cas d'une pente semi infinie sans écoulement

Soit un élément de volume de sol ABCD de hauteur H et de largeur b qui glisse sur sa base CD (Gervreau, 2000).

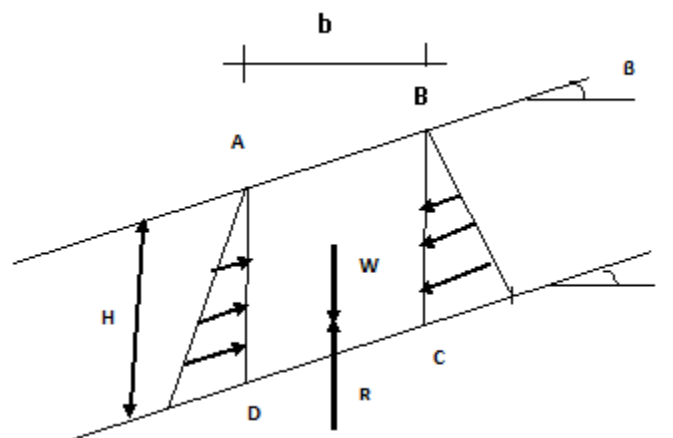


Figure II-2: Notations pour le calcul de la stabilité d'une pente.

Les diagrammes triangulaires le long d'AD et le long de BC sont égaux et opposés. On considère que la réaction R du terrain est égale au poids W de l'élément ABCD. Cette réaction se décompose en une composante normale à la face DC notée N et une composante parallèle à la face DC notée T (Gervreau, 2000).

$$N = W \cos \beta = \gamma b H \cos \beta \quad (\text{II.4})$$

$$T = W \sin \beta = \gamma b H \sin \beta \quad (\text{II.5})$$

On déduit les contraintes moyennes le long de CD :

$$\sigma = N / (b / \cos \beta) = \gamma H \cos^2 \beta \quad (\text{II.6})$$

$$\tau = T / (b / \cos \beta) = \gamma H \sin \beta \cos \beta \quad (\text{II.7})$$

En retenant comme critère de rupture par glissement la loi de coulomb :

$\tau = \sigma \tan \varphi + C$ il vient:

$$\gamma H \sin \beta \cos \beta = \gamma H \cos^2 \beta (\tan \varphi + C) \quad (\text{II.8})$$

D'où l'on tire l'expression suivante :

$$\text{Si } \beta < \varphi \quad H = \frac{C}{\gamma} \frac{\cos \varphi}{\sin(\beta - \varphi)} \quad (\text{II.9})$$

L'application de l'équation donne pour $H < 0$ donc aucune ligne de glissement ne peut se produire et la pente est stable d'où :

Si $\beta = \varphi$

L'expression donne pour H une valeur théoriquement infinie et la pente est en état d'équilibre limite donc $F_s = 1$.

Si $\beta > \varphi$

Le talus est instable et l'équation de H permet d'apprécier la profondeur maximum prise par la ligne de glissement.

II.3.1.1.2. Cas d'une pente semi infinie avec écoulement

Soit une pente semi-infinie qui est le lieu d'un écoulement parallèle à la pente à la profondeur z :

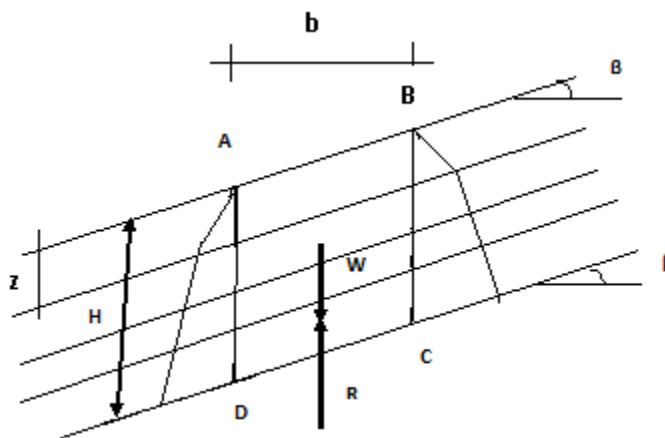


Figure II-3: Notations pour le calcul de la stabilité d'une pente avec écoulement.

Les diagrammes de poussée des terres le long d'AD et le long de BC sont considérés égaux et opposés. On utilise la contrainte moyenne le long de DC pour calculer l'équilibre. On déduit les contraintes effectives moyennes appliquées le long de CD (Gervreau, 2000) :

$$F_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{(\gamma_h z + (\gamma_{sat} - \gamma_w)(H - z)) \cos^2 \beta \tan \varphi' + c'}{(\gamma_h z + \gamma_{sat}(H - z)) \sin \beta \cos \beta} \quad (\text{II.10})$$

τ_{\max} : résistance au cisaillement du sol ;

τ : contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

II.3.1.2. Rupture circulaire

La surface de rupture étant circulaire, la définition du coefficient de sécurité donnée au paragraphe II.2.1 est équivalente à la suivante, les moments étant pris au centre du cercle de rupture (Durville et Sève, 1996).

$$F = \frac{M_{\text{résistance}}}{M_{\text{moteur}}}$$

Pour étudier la stabilité d'un talus et afin d'évaluer la répartition des contraintes σ' sur la surface de rupture, on imagine un découpage du talus en tranches afin de discrétiser le problème et de le traiter numériquement. Le massif en rupture est découpé en tranches verticales d'épaisseur dx assez petite pour que la base de chaque tranche soit assimilable à un segment de droite (Fig.II-4).

- Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces qui lui sont appliquées :
- son poids $W = \gamma h dx$;
 - deux forces horizontales (incluant les pressions hydrauliques), de part et d'autre, H et $H + dH$ qui proviennent des tranches voisines ;
 - deux forces verticales V et $V + dV$ de même origine ;
 - la résultante des contraintes normales σ et tangentielles τ à la base de la tranche (**Durville et Sève, 1996**).

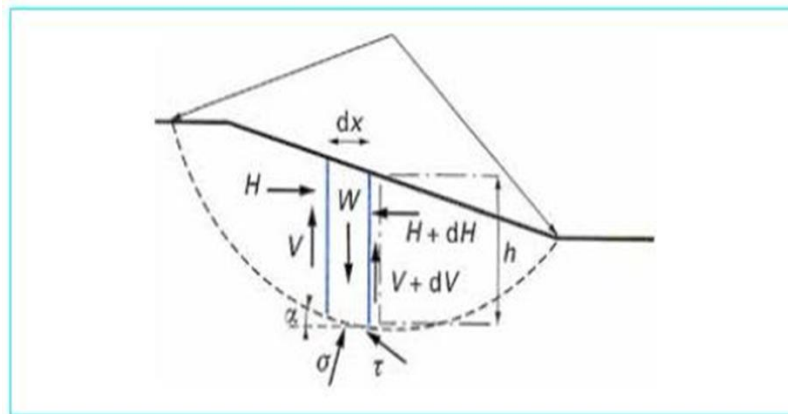


Figure II-4 : Glissement circulaire : méthode des tranches (Durville Et Sève, 1996).

L'équilibre de la tranche n s'écrit, en projetant sur l'axe horizontal et l'axe vertical (l'équation des moments est négligée)

$$dH_n - \sigma_n \tan \alpha_n dx + \sigma_n dx = 0 \quad (\text{II.11})$$

$$dV_n - \gamma h_n dx + \sigma_n dx + \tau_n \tan \alpha_n dx = 0 \quad (\text{II.12})$$

Compte tenu du critère de Mohr-Coulomb ($\tau_{\max} = c' + \sigma' \tan \phi'$), en prenant toutes les tranches de la même épaisseur, on a

$$F = \frac{\sum [c + (\sigma_n - u_n) \tan \phi]}{\sum \gamma h_n \sin \alpha_n} \quad (\text{II.13})$$

u_n est la pression hydraulique sur la base de la tranche n , supposée connue. Le deuxième membre contient les inconnues σ_n ; on utilise les relations d'équilibre des tranches pour les évaluer (**Durville et Sève, 1996**).

La méthode de fellenius (dite méthode suédoise) est la méthode la plus ancienne des méthodes de tranches. La méthode de bishop est la plus couramment utilisée.

Ces deux méthodes supposent que la surface de glissement est circulaire et que le point d'application des réactions est le milieu de la tranche (**Durville et Sève, 1996**).

II.3.1.2.1 Méthodes d'analyse globale

-Méthode de Taylor (1948)

Lors d'une étude d'équilibre d'une pente infinie, le poids du sol contribue aux forces déstabilisatrices alors que la cohésion C_u contribue aux forces d'équilibre. Ainsi, la cohésion C_u

et inversement proportionnelle au poids volumique du sol γ . Elle est donnée par la formule suivante (Chalghoum, 2006) :

$$H_c = \frac{C_u}{\gamma} f(\varphi_u, \beta) \tag{II.14}$$

Pour que cette expression soit correcte de point de vue dimension, la fonction $f(\varphi_u, \beta)$ doit être une fonction sans dimensions.

$$H_c(m) = \frac{C_u \text{ kN/m}^2}{\gamma \text{ kN/m}^2} f(\varphi_u, \beta) \text{ sans dimension.} \tag{II.15}$$

TAYLOR (1948) exprima cette fonction $f(\varphi_u, \beta)$ par un nombre appelé nombre de stabilité S_n ou N_s

$$H_c = \frac{C_u}{\gamma} \frac{1}{S_n} \Rightarrow S_n = \frac{C_u}{\gamma H_c} \tag{II.16}$$

En s'appuyant sur le principe de la méthode de cercle de frottement, TAYLOR publia le coefficient de stabilité d'un talus homogènes en fonction de φ_u et β sous forme de **tableau II-2** et d'abaques (**fig. II-5**). Pour $\varphi_u = 0$ et $\beta < 53^\circ$ la valeur de S_n dépend aussi du coefficient de profondeur Df ou $(Df \cdot H)$ est la profondeur de la couche de sol ferme (Chalghoum, 2006).

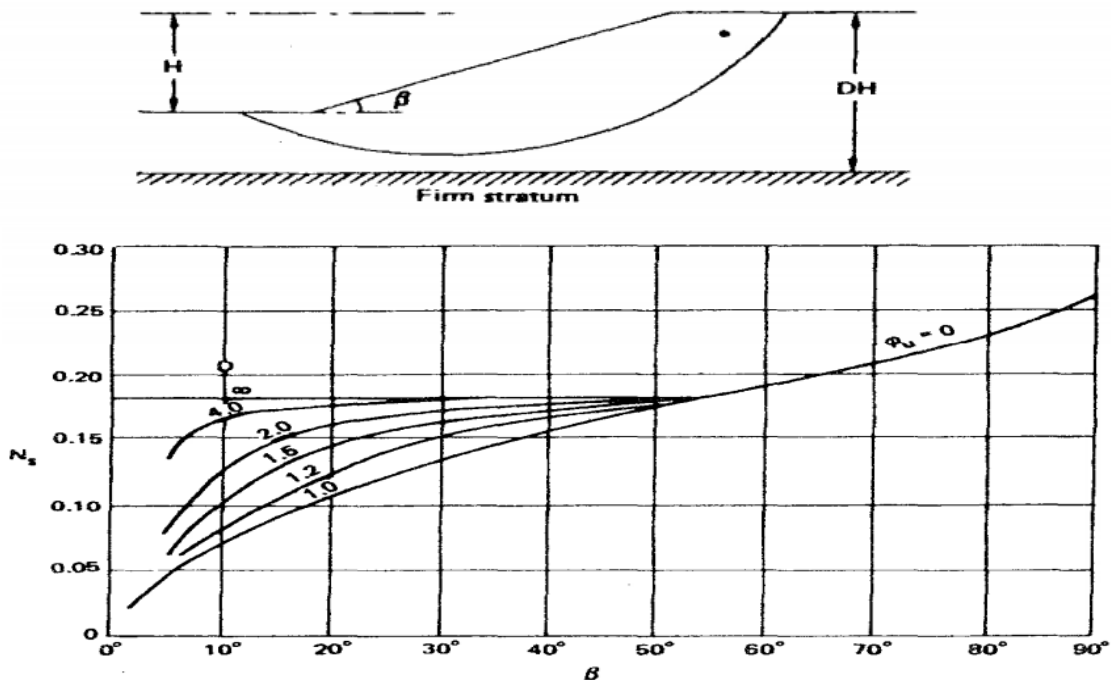


Figure II-5: Abaque de coefficient de stabilité de TAYLOR.

Tableau II-2 : Nombre de stabilité de TAYLOR.

B	Φ					
	0°	5°	10°	15°	20°	25°
90°	0.261	0.239	0.218	0.199	0.182	0.166
75°	0.219	0.195	0.173	0.152	0.13	0.117
60°	0.191	0.162	0.138	0.116	0.097	0.079
45°	0.170	0.136	0.108	0.083	0.062	0.044
30°	0.156	0.110	0.075	0.046	0.025	0.009
15°	0.145	0.068	0.023	-	-	-

II.3.1.2.2 Méthodes d'équilibre des forces

-Méthode des coins

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

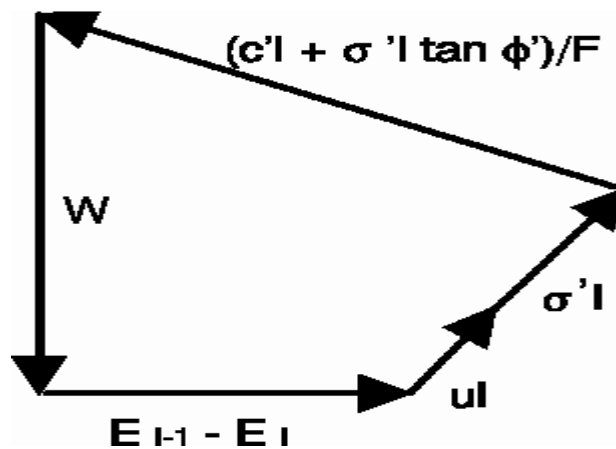
Il semble qu'actuellement la méthode des tranches paraisse offrir la meilleure approche pour obtenir une solution précise pour n'importe quelle surface de rupture, ainsi que pour des sols stratifiés ou zones (Benouis, 2010).

II.3.1.2.3 Méthodes d'équilibre des moments

-Méthode de Bishop

La méthode de Bishop simplifiée est la méthode de calcul en rupture circulaire la plus utilisée. Bien qu'elle possède un certain nombre d'imperfections son grand usage lui confère un statut de méthode de référence (Bishop., 1955).

On considère une tranche verticale de sol soumise à l'action de ses voisines, celles-ci n'ayant qu'une action horizontale, et aux forces normales et de cisaillement centrées à la base de la tranche.



La construction du funiculaire des forces appliquées à cette tranche permet d'écrire l'équilibre vertical qui fournit une expression de la force à la base de la tranche : $\sigma'l$

$$\sigma'l = \frac{\frac{w - ul \cos \alpha - c'l}{F \sin \alpha}}{\frac{\cos \alpha + \tan \phi' \sin \alpha}{F}} \quad (\text{II.17})$$

On considère une rupture circulaire, cette expression permet d'écrire l'équilibre global des moments, et l'on obtient le coefficient de sécurité F par :

$$F = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}}$$

Le moment moteur, est du au poids des terres, et a pour expression :

$$M_{mot} = R \cdot \sum w_i \sin \alpha_i \quad (\text{II.18})$$

Avec R rayon du cercle de rupture.

Le Moment résistant ne correspond qu'aux forces de cisaillement, et a pour expression :

$$M_{res} = R \sum (c' l + \sigma' l \tan \phi') \quad (\text{II.19})$$

En développant on trouve :

$$F.S = \frac{\sum b_i (c' + \gamma h_i - u_i) \tan \phi'}{\sum w_i \sin \alpha_i} \quad (\text{II.20})$$

Le terme $m(\alpha_i) = \cos \alpha_i (1 + \tan \alpha_i \tan \phi' / F.S)$ pose quelques problèmes de programmation car il peut devenir nul.

L'expression du coefficient de sécurité, montre que le procédé est itératif puisque F apparaît dans les deux membres de l'expression. La convergence est rapide quand F_0 , première valeur de F dans le processus itératif, est pris égal à $F_{fellenius}$.

Prendre $F_0 = \text{constante}$ (1 par exemple) peut faire converger le processus vers une valeur erronée de F, la courbe $F = f(F)$ possédant plusieurs asymptotes dans le cas des sols frottants.

Pour résoudre les problèmes posés par le terme $m(\alpha_i)$, l'analyse des programmes existant montre que plusieurs tests ont été introduits dans la programmation de la méthode. Il s'agit de faire en sorte que τ ne soit jamais négatif et que σ_n ne soit jamais supérieur à une valeur finie, en général deux fois la contrainte de Fellenius égale à : $\sigma_f = \gamma h \cos^2 \alpha_i$. On a ainsi recensé huit méthodes différentes qui conduisent dans les cas où les pressions interstitielles sont élevées, à des coefficients de sécurité variant de 50%. Il est donc conseillé de bien connaître la méthode utilisée par le programme.

L'expression de la contrainte de Bishop s'obtient à partir des équations précédentes et s'écrit:

$$\sigma_{Bishop} = \frac{\frac{\gamma h_i - u_i - c' \tan \alpha_i}{F}}{1 - \tan \phi' \tan \alpha_i} \quad (\text{II.21})$$

-Méthode de Fellenius

L'équilibre d'une tranche verticale de sol est écrit en supposant les efforts inter tranches nuls. On peut alors obtenir facilement l'expression de la contrainte à la base de la tranche qui est :

$$\sigma_f = \gamma h \cos^2 \quad (\text{II.22})$$

Le cisaillement maximal est donné par la loi de Coulomb,

$$\tau_{max} = c' + (\sigma_f - u) \tan \phi' \quad (\text{II.23})$$

Il reste à multiplier cette valeur par sa longueur d'application, $(b_i / \cos \alpha_i)$ pour avoir une force et par le bras de levier ($R = \text{rayon du cercle de rupture}$) pour obtenir le moment résistant.

Le moment moteur est du au poids du sol en mouvement et est obtenu par sommation des moments induits par chacune des tranches soit :

$$M_{moteur} = R \sum \gamma h_i b_i \sin \alpha_i \quad (\text{II.24})$$

La valeur du coefficient de sécurité est le rapport de ces deux moments et l'on obtient l'expression

$$F_{fellenius} = \frac{\sum \left(\frac{c' b_i + (\gamma h_i \cos^2 \alpha_i - u_i b_i) \tan \phi'}{\cos \alpha_i} \right)}{\sum \gamma h_i b_i \sin \alpha_i} \quad (\text{II.25})$$

Cette expression peut servir de valeur initiale dans le processus itératif de Bishop (**Fellenius., 1927**).

II.3.1.2.4 Méthodes d'équilibre des forces et des moments

-Méthode de Janbu généralisée

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

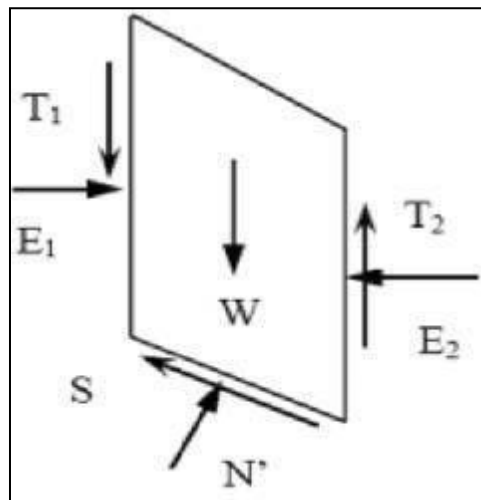


Figure II-6: Les forces appliquées pour la méthode de Janbu (Durville, Seve., 1996)

$$F = \frac{\sum (c' l + (N - ul) \tan \phi') \sec \alpha}{\sum (w - \{T_2 - T_1\}) \tan \alpha + \sum (E_2 - E_1)} \quad (\text{II.26})$$

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

$$N = \frac{1}{m_\alpha} \left\{ w - (T_2 - T_1) - \frac{1}{F} (c' l - ul \tan \phi') \sin \alpha \right\} \quad (\text{II.27})$$

-Méthode de Janbu simplifiée

La méthode simplifiée de Janbu est un indice composite basé sur des surfaces de cisaillement (c'est-à-dire non circulaire) et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces interbranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (T) (**Fig. II-07**) la base de la force normale (N)

est déterminé de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est calculé par:

$$F = \frac{\sum (c' l + (N - ul) \tan \phi') \sec \alpha}{\sum w \tan \alpha + \sum \Delta E} \quad (\text{II.28})$$

Avec: $\sec \alpha = \frac{1}{\cos \alpha}$

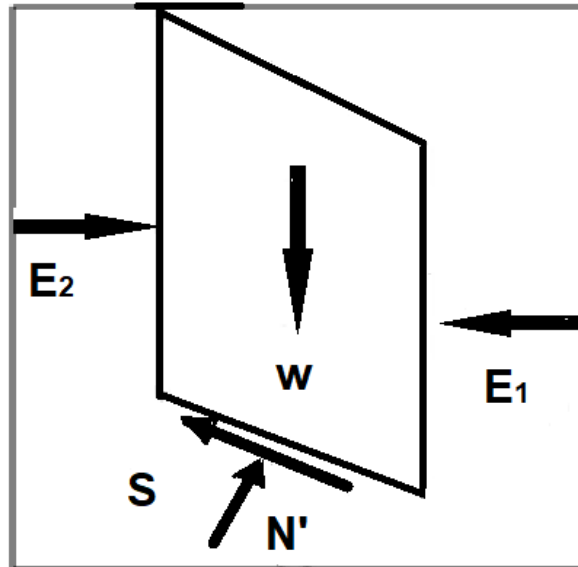


Figure II-07: Représentation des forces sur une tranche (Benouis, 2010).

$$\sum \Delta E = E1 - E2 \quad (\text{Zéro s'il n'y a pas de force horizontale}).$$

Janbu introduit un facteur de correction (f_0), dans le coefficient de sécurité F_0 , pour tenir compte des effets des forces interbranches de cisaillement. Avec cette modification, la méthode de Janbu corrigé donne un coefficient de sécurité supérieur, comme:

$$F_f = f_0 F_0 \quad (\text{II.29})$$

Où :

$$F_0 = \frac{\sum \left[\frac{b(c' + (p - u) \tan \phi')}{n_\alpha} \right]}{\sum pb \tan \alpha} \quad \text{Et} \quad n_\alpha = \cos^2 \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F} \right) \quad (\text{II.30})$$

C'est un facteur de correction qui varie en fonction de la profondeur à la longueur de la masse de la terre glissante et du type de sol (Benouis, 2010).

-Méthode de Spencer

La méthode de Spencer est initialement présentée pour les surfaces de rupture circulaire, mais la procédure peut être facilement étendue aux surfaces de rupture non circulaires. Spencer (1967) a mis aux points deux équations de coefficient de sécurité, l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et un autre à l'égard de l'équilibre de moment (Berga, 2004).

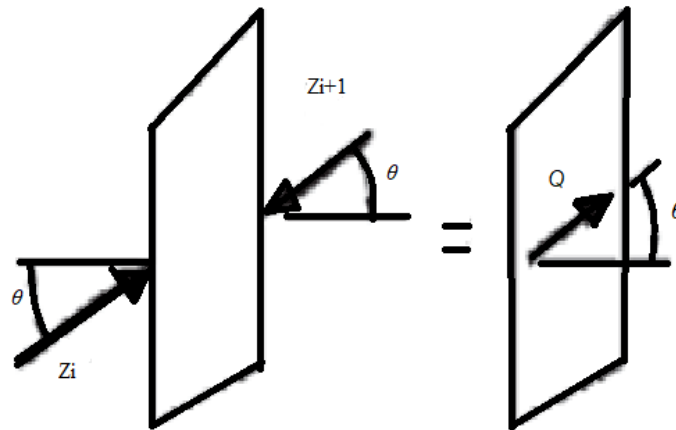


Figure II-08: Résultante des forces parallèles.

L'équation de l'équilibre des forces:

$$\sum Q_i = 0 \tag{II.31}$$

Et

$$Q_i = Z_i - Z_{i+1} \tag{II.32}$$

Parce que les forces inter tranche sont supposées être parallèles, Q_i, Z_i , et Z_{i+1} ont la même direction et Q_i est tout simplement la différence scalaire entre les forces inter-tranches de gauche et de droite de la tranche (Fig. II-9).

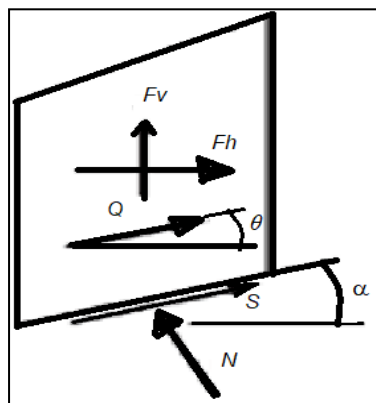


Figure II-09: représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de Spencer.

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

$$\sum Q(x_b \sin \theta - y_Q \cos \theta) = 0 \tag{II.33}$$

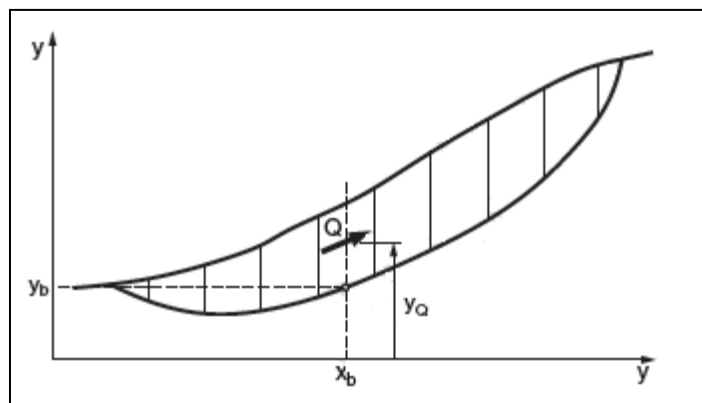


Figure II-10: les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire Utilisée dans la méthode de Spencer.

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

$$Q = \frac{-F_v \sin \alpha - F_h \cos \alpha - \left(\frac{c' \Delta l}{F} \right) + (F_v \cos \alpha - F_h \sin \alpha + u \Delta l) \left(\frac{\tan \phi'}{F} \right)}{\cos(\alpha - \theta) + \left[\frac{\sin(\alpha - \theta) \tan \phi'}{F} \right]} \quad (\text{II.34})$$

-Méthode de Morgenstern et Price

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches, cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches (**Mendjel, 2012**) :

$$\tan \theta_i = X / E = \lambda \cdot f(x'_i) \quad (\text{II.35})$$

Où :

θ_i : Est l'angle formé par la résultante et l'horizontale, il varie systématiquement d'une tranche à une autre le long de la surface de glissement ;

λ : Est une constante qui doit être évaluée pour le calcul du facteur de sécurité;

$f(x'_i)$: Est la fonction de variation par rapport à la distance le long de la surface de glissement.

x'_i : Est la normalisation linéaire des coordonnées x_i , avec les valeurs des deux bouts de la surface de rupture égales à zéro et π .

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse suivant une surface de rupture circulaire ou non circulaire (**Mendjel, 2012**).

La **Figure II.11** représente les forces sur une tranche (**Morgenstern and Price, 1965**).

Selon (**Morgenstern and Price, 1965**), en assurant l'équilibre des forces de chaque tranche, la résultante (Q_i) des forces inter-tranchent (Z_i, Z_{i+1}), inclinées d'un angle θ_i par rapport à l'horizontal est :

$$Q_i = \frac{\frac{c' b \sec \alpha}{F} + \frac{\tan \phi'}{F} (w \cos \alpha - w a_v \cos \alpha - w a_h \sin \alpha - u b \cdot \sec \alpha + q_c b \cdot \cos \alpha) - w \sin \alpha + w a_v \sin \alpha - w a_h \cos \alpha - q_c b \cdot \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta_i) \left(1 + \tan(\alpha - \theta_i) \frac{\tan \phi'}{F} \right)} \quad (\text{II.36})$$

L'équilibre des moments dans chaque tranche est pris par rapport au point E défini sur la figure, il permet de trouver le point d'application de la résultante :

$$\sum M = Q \cdot \cos \theta_i \cdot h_Q - W \cdot a_h \cdot h_G = 0 \quad (\text{II.37})$$

L'ordonnée du point d'application de la résultante Q_i par rapport à l'axe global devient :

$$Y_{qi} = Y_{ei} + h_Q \quad (\text{II.38})$$

L'équilibre des forces de toute la masse glissée, donne :

$$\sum(Q_i \cdot \cos \theta_i) = 0 \tag{II.39}$$

$$\sum(Q_i \cdot \sin \theta_i) = 0 \tag{II.40}$$

L'équilibre global des moments par rapport à l'origine (x=0 ; y=0)

$$\sum M = \sum(Q_i \cdot \cos \theta_i Y_{qi} + Q_i \cdot \sin \theta_i X_{qi}) = 0 \tag{II.41}$$

Pour trouver les deux inconnues, F et λ , on résout l'équation (II.31) (ou (II.32)) et l'équation (II.33). Et on assure la théorie algébrique suivante:

$$|\sum M| + |\sum(Q_i \cdot \cos \theta_i)| = |\sum(Q_i \cdot \cos \theta_i Y_{qi} + Q_i \cdot \sin \theta_i X_{qi})| + |\sum(Q_i \cdot \cos \theta_i)| = 0 \tag{II.42}$$

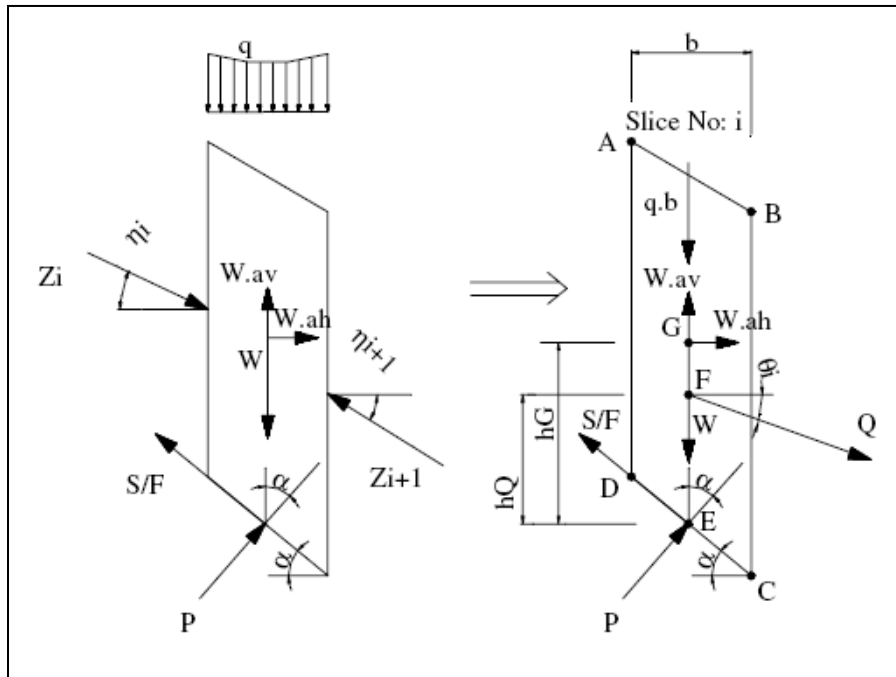


Figure II-11: Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price (Morgenstern and Price, 1965).

(Fredlund et Krahn, 1977) ont démontré dans une étude comparative des méthodes d'analyse, que le choix de la fonction $f(x)$ dans la méthode de Morgenstern et Price a une faible influence sur la valeur du facteur de sécurité.

- Méthode des perturbations

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par (Raulin et al., 1974) et développée par (Faure, 1985). Elle peut s'énoncer de la façon suivante (Fig. II-12).

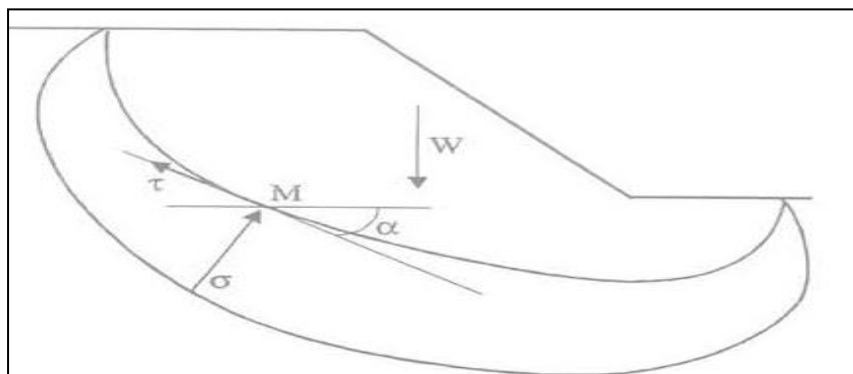


Figure II-12: Mise en œuvre de la méthode des perturbations (FAUR, 2000).

Soit un massif de terre délimité par une courbe de rupture quelconque. Il est en équilibre sous son propre poids et la réaction du sol sous-jacent. La distribution des contraintes normales ainsi que les valeurs de pression interstitielle en tout point le long de la courbe de rupture est définie à l'aide d'une contrainte approchée connue, modifiée ou perturbée par deux paramètres.

La loi de Coulomb permet d'exprimer les contraintes de cisaillement maximales. Le coefficient de sécurité est défini classiquement comme le rapport du cisaillement maximal disponible au cisaillement nécessaire à l'équilibre.

Le système est résolu globalement à l'aide des trois équations d'équilibre appliquées à tout le massif, ce qui fournit les valeurs des trois inconnues du problème, qui sont le coefficient de sécurité et les deux paramètres qui modifient la contrainte approchée.

Une variante de la méthode des perturbations est celle où la contrainte normale approchée est calculée avec l'aide du cercle de Mohr. Elle conduit à un lobe des contraintes normales calculées le long de la courbe de rupture plus réaliste et plus semblable à ceux déterminés par une méthode d'éléments finis. De ce fait, cette méthode peut avoir des extensions très intéressantes pour la prise en compte d'inclusions, ou pour le développement de méthodes en déplacements (FAUR, 2000).

II.3. 1.3 Limitations des méthodes d'équilibre limite

II.3.1.3.1 Méthode circulaire

- a) **Fellenius S** : Pour $\Phi=0$ et surface circulaire. C'est une méthode simple qui donne FS de façon explicite. Peut être utilisé à des dépôts non homogènes. Elle sous-estime le facteur de sécurité en c' et Φ' , surtout si μ est élevé.
- b) **Bishop Simplifié**: s'applique à des dépôts de sol non homogènes. Pour $\Phi \neq 0$ et donne des facteurs de sécurité $>$ a ceux obtenus par la méthode des tranches. Elle ne satisfait pas des forces horizontales (boushaba, 2017).

II.3.1.3.2 Méthode non circulaire

Méthode de Janbu : surface non circulaire pour $\Phi \neq 0$. Il s'agit d'une bonne méthode pour des surfaces de rupture non circulaires et elle peut être utilisée à la main (boushaba, 2017).

II.3.2. Méthodes numériques

Ce type de méthode ne peut fournir d'indication sur les déplacements de sol attendus. La méthode des éléments finis permet, quant à elle, de calculer ces déplacements (Fig. II-13), mais elle n'est pas utilisée de façon courante pour modéliser les glissements de terrain. En effet, une telle modélisation d'un massif nécessite de connaître des paramètres de déformabilité des matériaux qui sont rarement déterminés. Seuls les paramètres de résistance au cisaillement sont en pratique relativement bien connus. De plus, dès lors que l'on souhaite utiliser un modèle de calcul qui soit un peu plus évolué qu'un modèle élastique, on est confronté au problème de la définition de l'état initial de contraintes. Dans un massif de sol en pente, l'évaluation du champ de contraintes est un problème particulièrement délicat auquel il n'a jusqu'à présent pas été

apporté de réponse Satisfaisante. Ces deux points, état de contraintes dans une pente et modélisation par éléments finis du comportement d'une pente (Durville et Sève, 1996).

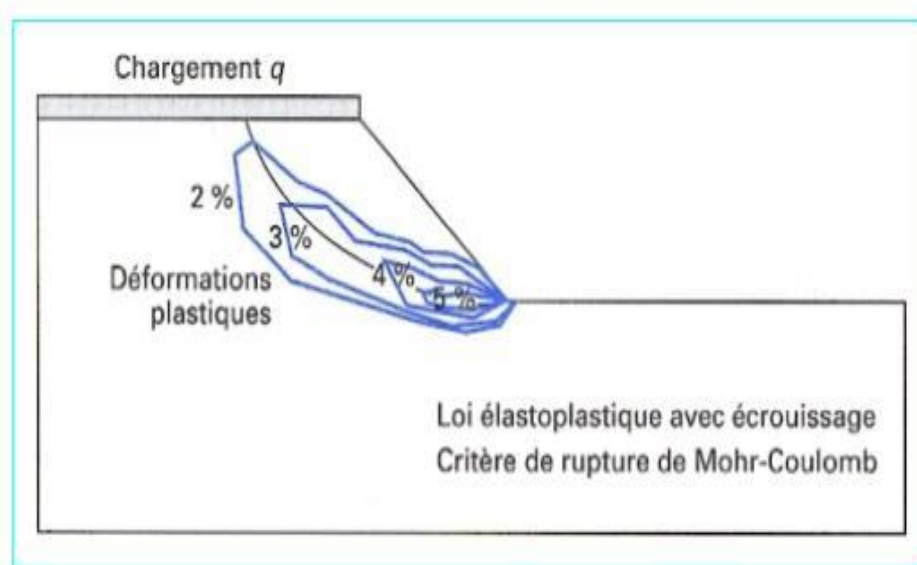


Figure II-13: Exemple de calcul de stabilité par la méthode des éléments finis (Durville et Sève, 1996)

II.4. Calculs de stabilité sous séisme

Toute méthode d'analyse de stabilité des pentes sous sollicitations sismiques doit permettre de prendre en compte sous une forme ou une autre le chargement volumique dû au séisme. Il existe actuellement deux approches différentes, la première dérivant des méthodes de calcul d'équilibre limite, du calcul à la rupture ou de l'analyse limite, la seconde basée sur une analyse dynamique directe par la méthode des éléments finis (ou la méthode de différence finies). Ces deux approches nécessitent l'utilisation d'ordinateur, notamment dans le cas de configurations complexes ou de projets détaillés. Tandis que, dans le cas de configurations simples, ou d'avant projets sommaires, on peut se contenter de calculs manuels à l'aide d'abaques.

II.4.1. Calcul manuel à l'aide d'abaques

Le calcul manuel du coefficient de sécurité à l'aide d'abaques s'effectue par la méthode de Huang. Cette méthode est basée sur l'équilibre des moments d'un massif homogène limité par un arc de cercle (le moment des forces de cisaillement le long de l'arc résulte de la somme des moments des forces gravitationnelles et des forces inertielles dues au séisme). La force de cisaillement est obtenue en calculant la moyenne des contraintes de cisaillement le long de l'arc de cercle en les supposant uniformément distribuées, c'est-à-dire proportionnelles au poids volumique et à la hauteur du talus. Dans ces conditions, le coefficient de sécurité peut se mettre sous la forme :

$$F_s = \frac{\frac{c'}{\gamma H} + \frac{(1 - r_u) \tan \varphi'}{N_f}}{\frac{1}{N_s} + \frac{C_s}{N_e}} \quad (\text{II.43})$$

Avec :

- c' et φ' : paramètres de cisaillement du sol;
- γ : poids volumique du sol;
- H : hauteur du talus;
- $r_u = u/\sigma'_v$: coefficient de pression interstitielle;
- C_s : coefficient d'accélération sismique;
- N_f : indice de frottement;
- N_s : indice de stabilité;
- N_e : indice de séisme.

Les trois coefficients N_f , N_s et N_e sont obtenus à partir de l'abaque présenté sur la **figure II-15** ; et la signification des valeurs Y et S définissant le cercle étudié étant précisée sur la **figure II-14**.

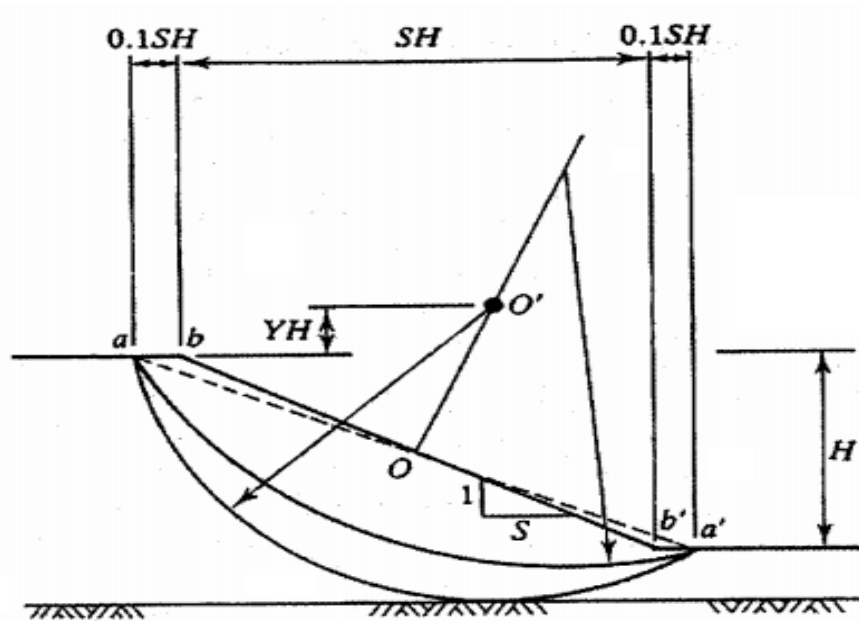


Figure II-14. Schéma de calcul selon la méthode de Huang (Huang et Yamasaki, 1993).

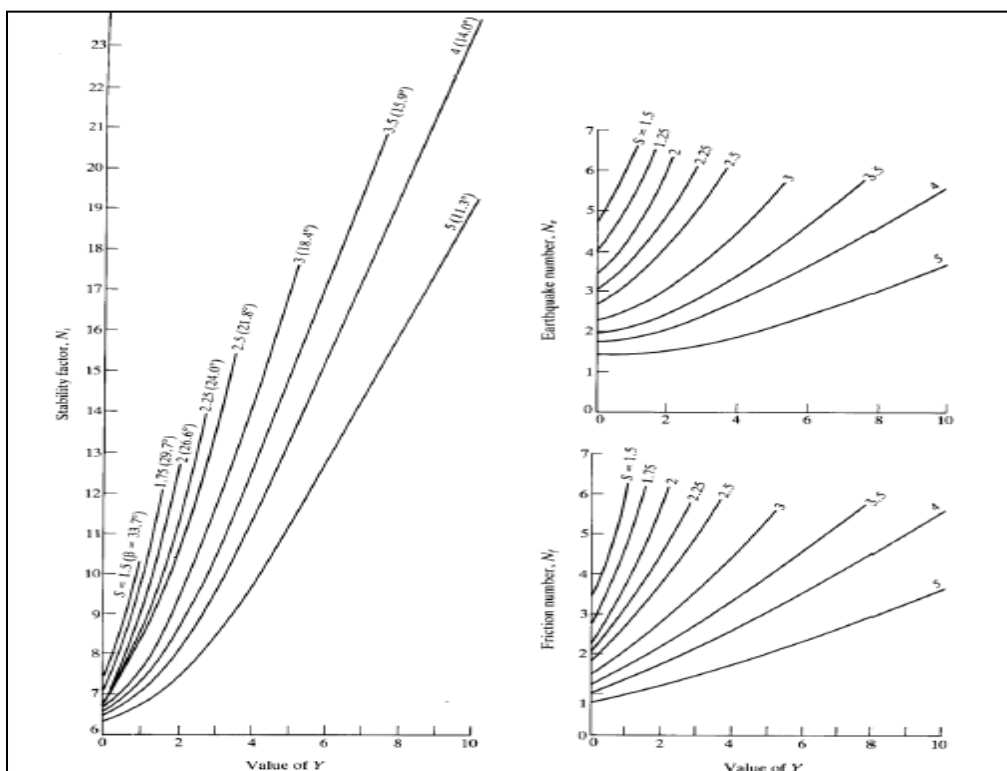


Figure II-15. Abaqués de stabilité sous séisme selon la méthode de Huang (Huang et Yamasaki, 1993).

II.4.2. Calcul automatique à l'aide d'ordinateur

Deux approches peuvent être utilisées pour l'analyse automatique à l'aide d'ordinateurs de la stabilité sismique des pentes : l'approche pseudo-statique et l'approche dynamique directe. Ces deux approches sont décrites ci après.

II.4.2.1. Approche de calcul pseudo-statique

Depuis les années vingt, la méthode pseudo-statique est le moyen le plus simple pour évaluer la stabilité sismique des structures en terre. La première fois où elle a explicitement été utilisée pour analyser une pente sous un chargement sismique est attribuée à Terzaghi en 1950 (**Kramer, 1996**). La mise en œuvre de la méthode se résume en appliquant des forces sismiques « statiques » verticales et horizontales. Ces forces simulent les forces d'inertie potentielles dues au mouvement sismique. Elles sont supposées proportionnelles au poids de la masse en question de stabilité; on multiplie le poids de la masse par un coefficient sismique vertical et horizontal, k_v et k_h , pour obtenir la force verticale et horizontale, respectivement (**fig. II-15**) (**Abramson et al, 2002**). Dans cette méthode, la masse sujette au glissement est censée agir comme une masse rigide, ainsi que l'accélération développée durant le tremblement de terre est uniforme à travers le talus (et par la suite dans la masse glissante) (**Ghobrial, 2019**).

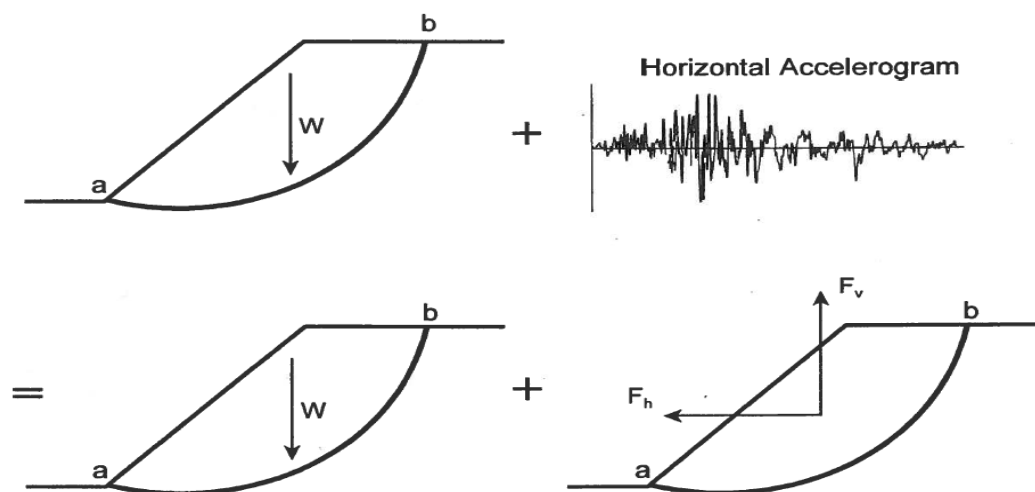


Figure II-16: La méthode pseudo-statique d'après (De Melo, 2000)

Les deux coefficients k_h et k_v dépendent des formations géologiques du site. On adopte pour ces deux coefficients les expressions définies dans le RPA99 (version 2003) décrit dans le paragraphe ci-après (**Seddiki, 2008**).

Le coefficient de sécurité F , calculé par la méthode de Bishop, est donné par l'expression suivante :

$$F_s = \frac{\sum \frac{c' + (W - ub) \tan \varphi'}{1 + \tan \alpha \tan \varphi'} \cos \alpha}{\sum W \left[\sin \alpha + k_h \left(\cos \alpha - \frac{Y_G - Y}{R} \right) + k_v \right]} \quad (\text{II.44})$$

Soit après identification :

$$F_s = \frac{\sum \frac{c' + (\gamma h - u) \tan \varphi'}{1 + \tan \alpha \tan \varphi'} \cos \alpha}{\sum \gamma h \left[\sin \alpha + k_h \left(\cos \alpha - \frac{Y_G - Y}{R} \right) + k_v \right]} \quad (\text{II.45})$$

Où:

- X_G et Y_G : coordonnées du centre de gravité de la tranche considérée ;
- α : inclinaison de la tranche i par rapport à la verticale passant par le centre du cercle ;
- c' et φ' : paramètres de cisaillement du sol au niveau de la tranche ;
- u : pression interstitielle dans la tranche ;
- k_h et k_v : coefficients d'accélération sismique ;
- R : rayon du cercle de glissement.

II.4.2.2. Approche de calcul dynamique direct

Cette approche est basée sur la résolution de l'équation d'équilibre dynamique à l'aide de la méthode des éléments finis ou de la méthode des différences finies, qui prennent en compte les chemins de contraintes suivis par les différents points du massif et des lois de comportement élastique ou élastoplastique et calculent l'état des déformations correspondantes. Cette approche requiert de nombreux paramètres, dont la détermination est souvent délicate : état initial des contraintes, paramètres mécaniques, critères de rupture, etc. Il est par ailleurs possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe (Seddiki, 2008).

II.4.2.3. Cas de la liquéfaction des sols

C'est le phénomène de liquéfaction qui constitue la principale caractéristique du comportement dynamique des sols. Lorsque le massif est principalement constitué de matériaux susceptibles de se liquéfier, l'analyse de stabilité par le calcul d'un équilibre pseudo-statique est mal adaptée. Cependant, lorsque ces matériaux se trouvent en lentilles ou en couches de très faible épaisseur, on peut les assimiler à des zones de résistance au cisaillement nulle et réaliser un calcul pseudo-statique en appliquant une méthode permettant de prendre en compte des surfaces de rupture potentielles de formes quelconques (Seddiki, 2008).

II.5. Réglementation parasismique algérienne en vigueur (RPA99 version 2003)

II.5.1. Principes fondamentaux

La réglementation parasismique algérienne en vigueur (**RPA99 version 2003**) repose sur plusieurs éléments :

- Découpage du territoire en plusieurs zones d'activité sismique, à l'intérieur desquelles est définie une accélération sismique ;
- Prise en compte de la géologie des formations qui subissent l'accélération sismique ;
- Caractérisation du degré de risque acceptable par type d'ouvrages ;

• Calculs basés sur l'approche pseudo-statique qui constitue un modèle acceptable pour les besoins de la pratique.

Il est alors nécessaire de tenir compte, dans le cadre de cette réglementation, des différents aspects du dimensionnement de talus au séisme qui sont l'adéquation entre le comportement réel du sol et son modèle, la détermination des paramètres de calcul et la fiabilité de l'évaluation de la sécurité. Il est cependant difficile d'avoir un avis sur l'adéquation entre les prévisions des modèles pseudo-statiques et les observations expérimentales dans la mesure où les conditions régnant lors d'un séisme (accélération sismique, résistance au cisaillement des sols, surpressions interstitielles, etc.) sont inconnues. Il est alors relativement facile de caler les paramètres de calcul de sorte que les résultats correspondent avec les observations. Le calcul d'équilibre pseudo-statique devrait être considéré comme une adaptation de méthode de calcul calibrées qui ne sont pas en mesure de prendre en compte la totalité des phénomènes se produisant lors d'un séisme et dont la validation expérimentale reste partielle (Seddiki, 2008).

II.5.2. Classification des zones

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité (tableau II-3).

Tableau II-3. Zones sismiques selon (RPA99 version 2003).

Zone	Sismicité
0	Négligeable
I	Faible
IIa	Moyenne
IIb	Moyenne
III	Elevée

La figure II-17 représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. Le RPA99 (version 2003) donne la classification sismique par wilaya et par commune lorsque la wilaya est partagée entre plusieurs zones sismiques différentes.

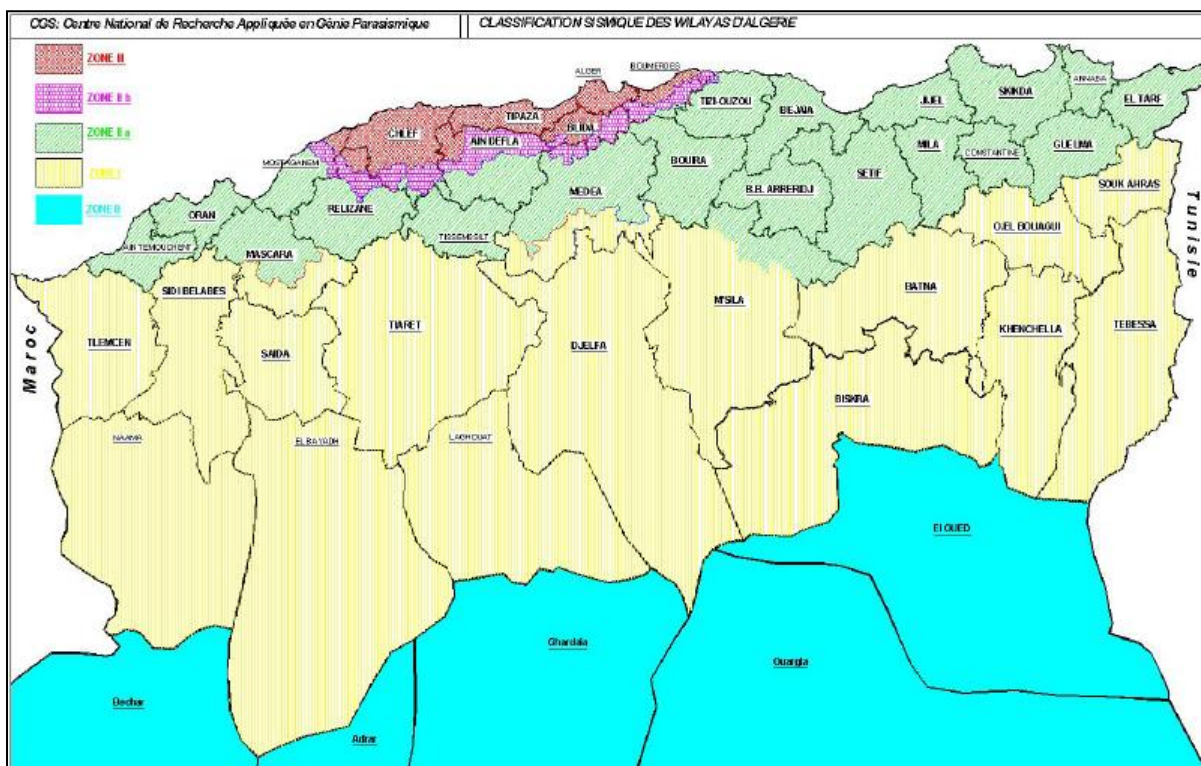


Figure II-17: Carte des zones sismiques de l'Algérie selon le RPA99 (version 2003).

II.5.3. Classification des ouvrages

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre groupes définis dans le **tableau II-4**:

Tableau II-4. Groupes d'ouvrages selon RPA99 (version 2003).

Groupe	Ouvrage
1A	d'importance vitale
1B	de grande importance
2	courants ou d'importance
3	de faible importance

II.5.4. Classification sismique des sites

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent (**tableau II-5**).

Tableau II-5. Catégories des sols selon le RPA99 (version 2003).

Site	Description des sols		Vs (m/s)
S ₁	site rocheux	Roche ou autre formation géologique	≥ 800
S ₂	site ferme	Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile surconsolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur	≥ 400
S ₃	site meuble	Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide	≥ 200
S ₄	site très meuble	Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle	< 200
		Dépôts d'argile molle à moyennement raide	

II.5.5. Coefficients sismiques de calcul

Le RPA99 (version 2003) définit les coefficients pseudo-statiques horizontaux k_h et vertical k_v à prendre en compte dans un calcul de stabilité sismique des pentes :

$$k_h = 0.5 A \text{ (\%g)}$$

$$k_v = \pm 0,3 k_h$$

Ces fractions représentent les forces horizontales contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval et les forces verticales ascendantes ou descendantes. Le coefficient A, appelé coefficient d'accélération de zone, est fonction de la zone sismique (**tab. II-3**) et du groupe d'ouvrages (**tab. II-4**) considérés. Ce coefficient est défini dans le **tableau II-6** ci-après.

Tableau II-6: Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA99 (version 2003).

GROUPE	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

II.5. Conclusion

Dans le domaine du calcul en stabilité de pentes, la notion de coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer une stabilité de pente .Au plan théorique, il existe différentes méthodes de calcul à l'équilibre limite avec leurs différentes hypothèses. Le choix de l'une ou l'autre méthode dépendra donc de la disponibilité des caractéristiques mécaniques et de la bonne appréciation qu'il est possible de faire de la position de la ligne de rupture critique

Bien que ces méthodes soient dites classiques, elles permettent encore à l'ingénieur d'aujourd'hui d'évaluer les mouvements ou l'aléa de la pente par une analyse numérique basée sur ces méthodes.

Chapitre III

Présentation de la zone d'étude

III.1 Introduction

La géomorphologie du nord Algérien est caractérisée essentiellement par des montagnes de pentes raides et abruptes. Les glissements de terrain constituent l'un des risques naturels les plus réputés. La région de la Kabylie et particulièrement en Tizi-Ouzou connaît ces dernières années une activité intense de cet aléa (**Bouaziz et Melbouci., 2014**). Donc la reconnaissance des sols permet d'appréhender les causes et les facteurs qui déclenchent les glissements de terrain pour passer de l'état d'instabilité à l'état de stabilité.

Dans ce cas il est important de présenter et d'analyser les différentes données (géotechnique, géologique, hydrologique, climatologique, etc.) de notre site d'étude de glissement de terrain qui se situe à côté du village de Boufhimia (wilaya de Tizi-Ouzou) pour le caractériser et savoir le stabiliser par une technique adéquate.

III.2 Situation géographique

La commune de Draa El Mizane est située dans la wilaya de Tizi-Ouzou dans la région de Kabylie, c'est également le chef-lieu de la daïra (sous-préfecture) du même nom. Avec une population d'environ **43.125** habitants, la commune culmine à une altitude moyenne de **650 m**. Il est bordé au nord par Ait Yahia Moussa, au sud par la wilaya de Bouira, à l'est par Ain Zaouia, et à l'ouest par Tizi Ghanif (**Fig. III-1**).

Le site qui fait l'objet de ce mémoire se trouve au niveau de la pénétrante Autoroutière reliant la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest entre le viaduc **18-PK 33+150 au PK 33+250** et la zone résidentielle situé au sud-est du village de Boufhimia.

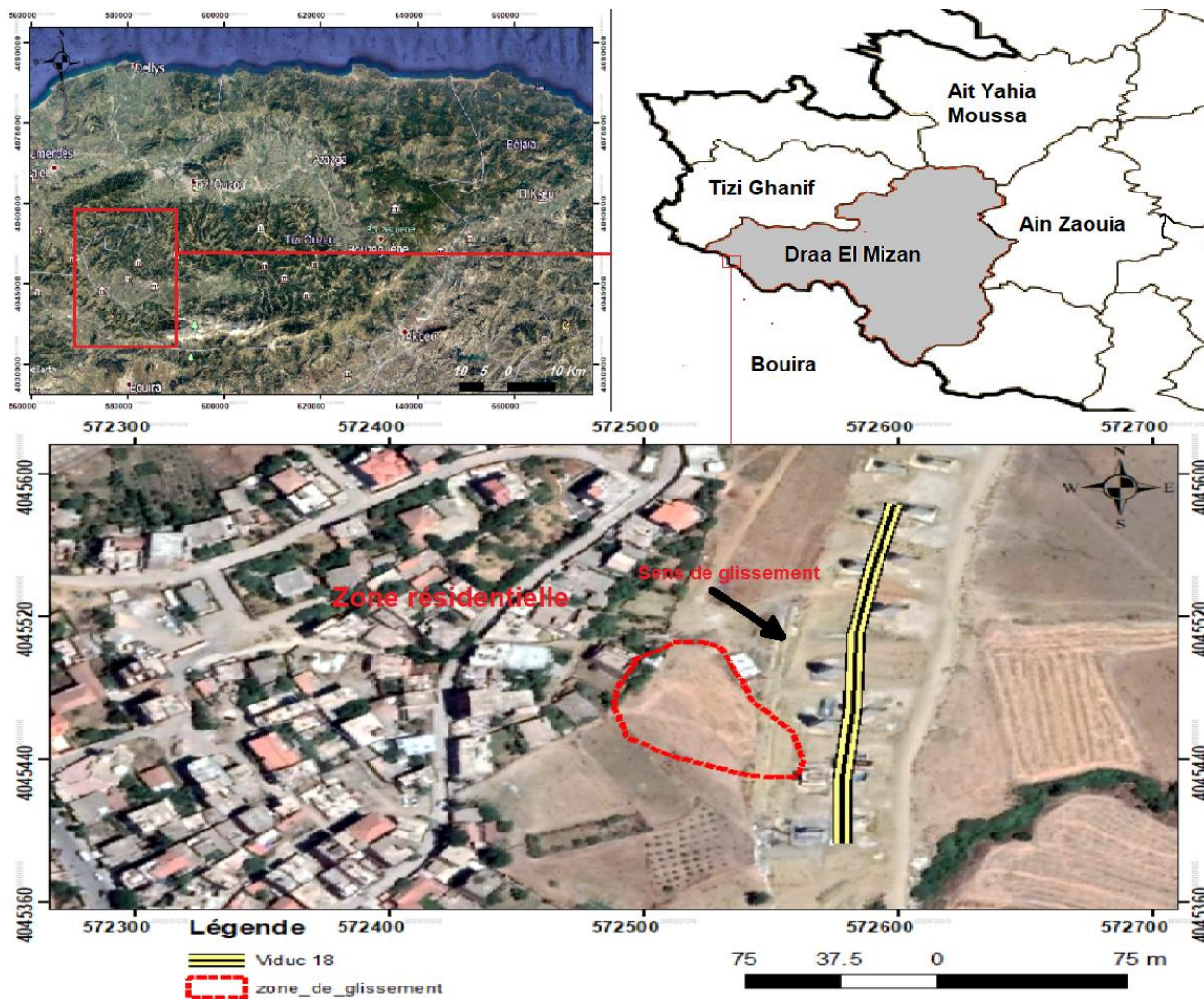


Figure III-1: Localisation de la zone d'étude (le glissement de terrain de Boufharma PK 33+150 à PK33+250) (Image satellitaire par Google Earth).

III.3 Géologie régionale

Le massif de grande Kabylie est situé dans le domaine interne de la chaîne des Maghrebides. Cette chaîne résulte de la tétanisation d'un domaine paléogéologique constitué par des bordures de plaques Eurasiatiques et africaines et par le domaine intermédiaire dit micros plaques d'Alboran. Selon plusieurs auteurs (**D. Delga 1969 ; D. Raymond 1976, Coutelle 1979, Bouillir et al 1984, Naak 1988 ; Saad Allah 1992**) ce massif comprend les ensembles suivants ou l'on distingue du Sud vers le Nord (**Fig.III.2**) (**BOUAZIZ, 2012**).

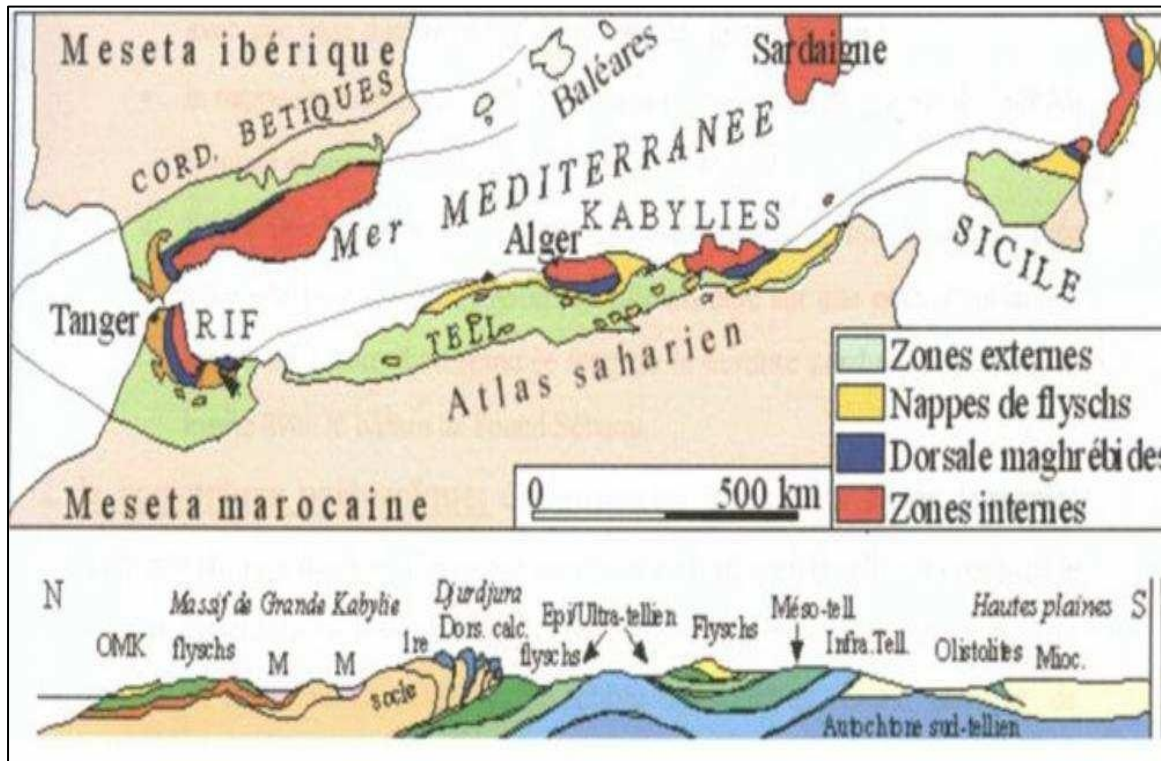


Figure. III-2: Carte structurale schématique de la chaîne maghrévide montrant la disposition des zones externes et des zones internes de la grande Kabylie (Ameur, 2014).

- **Le dorsale Kabyle**

La dorsale Kabyle est écaillée et est formée de terrains essentiellement carbonatés allant du Permo Trias au Lutétien. Elle chevauche les flysch méridiaux et constitue de ce fait la limite entre les zones internes au Nord et les zones externes au Nord et les zones externes au Sud.

- **Le Paléozoïque Kabyle**

Peu ou pas métamorphique, il est en contact avec le cristallin et il est constitué des terrains d'âge Cambrien. C'est le substratum autochtone de la dorsale Kabyle.

- **Le socle ou massif cristallin**

C'est un édifice de nappes ou d'unités cristallines avec une structure symmétamorphique Alpine ou Hercynienne ou les deux à la fois.

- **L'Oligo- Miocène Kabyle (O.M.K)**

Il est conglomératique et gréseux d'âge oligocène ou Burdigalien inférieur, il remanie des éléments de socles tels les galets de schistes, de marbres et de gneiss ocellés.

- **L'Olistrosomes**

Il s'agit d'une formation d'âge miocène inférieur, formant souvent les semelles des nappes gravitaires de Flysch, constituée d'une matrice litée ou chaotique de nature argileuse ou pélitique dans laquelle sont dispersés de petits débris accompagnés d'Olistolites de tailles variables.

- **Nappe**

L'origine de ces nappes demeure encore controversée ; ce sont des formations essentiellement argileuses avec quelques barres gréseuses. Elles sont en discordance stratigraphique par des formations sédimentaires d'âge Miocène plus élevées appelés formations post nappes.

- **Le Néogène post-nappe**

Il affleure au Nord des unités cristallophylliennes ; il forme les vastes bassins de Sébaou ou bassin de Tizi-Ouzou qui s'allonge d'Ouest en Est sur environ 70Km et une largeur de 15km.

III.4. Géologie locale

Localement, les visites effectuées à l'aide de Google Earth sur site et l'exploitation des données d'archives disponibles (rapport d'études géotechniques (**LCTP LARBI N°825/SOL/261, 2016 et N° 825/SOL/301, 2018**), carte topographique etc...). La région de Draa El Mizan, extraite de la carte géologique de Draa El Mizane (Feuille : **N°44** à l'échelle **1/50000** donnée ci-dessous), montre la présence de formations géologiques d'âge Quaternaire, Miocène, Eocène et Précambrien (**Fig.III.3**). Nous distinguons ainsi:

➤ **Formation d'âge Quaternaire:** qui se caractérise par:

- **Alluvions anciennes (q¹):** Représentées par des dépôts caillouteux et limoneux résultant de l'élargissement des petites vallées de la région de Draa El Mizane.

➤ **Formation d'âge Tertiaire:** Elles sont représentées par les formations suivantes :

a- Les formations Miocène

Constituées des poudingues et des argiles rouges de l'Aquitaniens.

b- Les formations Eocène

- **Argiles et grés du Numidien inférieur (e3a) :** Représentées par une puissante assise d'argiles brunes et verdâtres, feuilletées, intercalées de petits lits de grés, de calcaires

marneux à silex, de quartzite noir craquelé, dont les fragments couvrent le sol. Cette assise occupe presque tout le fond de la dépression de Draa El Mizan et celle de Boghni.

- **Les Calcaires et grés (e3d):** Les calcaires et grés intercalés ont été séparés lorsqu'ils présentent une certaine épaisseur et modifient le relief ; les plaquettes renferment de petites nummulites.
 - **Les Poudingues de base du Numidien (e3p):** Comprennent des débris de schistes et gneiss au contact du massif ancien (Boghni, Iril-Imoula).
 - **Les Grés de Draa-El-Mizan à nummulites du Lutétien supérieur (e1):** Représentés par une alternance de grés jaunâtres plus ou moins grossiers, et d'argiles grises.
 - **Les Poudingues supra-nummulitiques (e1a):** Représentés par une couche détritique à fragments de roches anciennes et galets de calcaires liasique et nummulitique.
 - **Grés de Beni-Khalfoun (e1b):** Il s'agit des grés grossiers ocracés sans fossiles, à faciès particulier de (e1a).
 - **Marnes, grés et calcaires à nummulites Aturia du Lutétien inférieur (e'') :** c'est la base de la formation nummulitique, représentée par quelques lambeaux.
- **Formation Azoïque**
- **Phyllades, schistes, conglomérats et quartzites (X) :** S'étendent sur une large zone de la partie méridionale du massif ancien, des Flissa-Mzala aux Ouadhia.

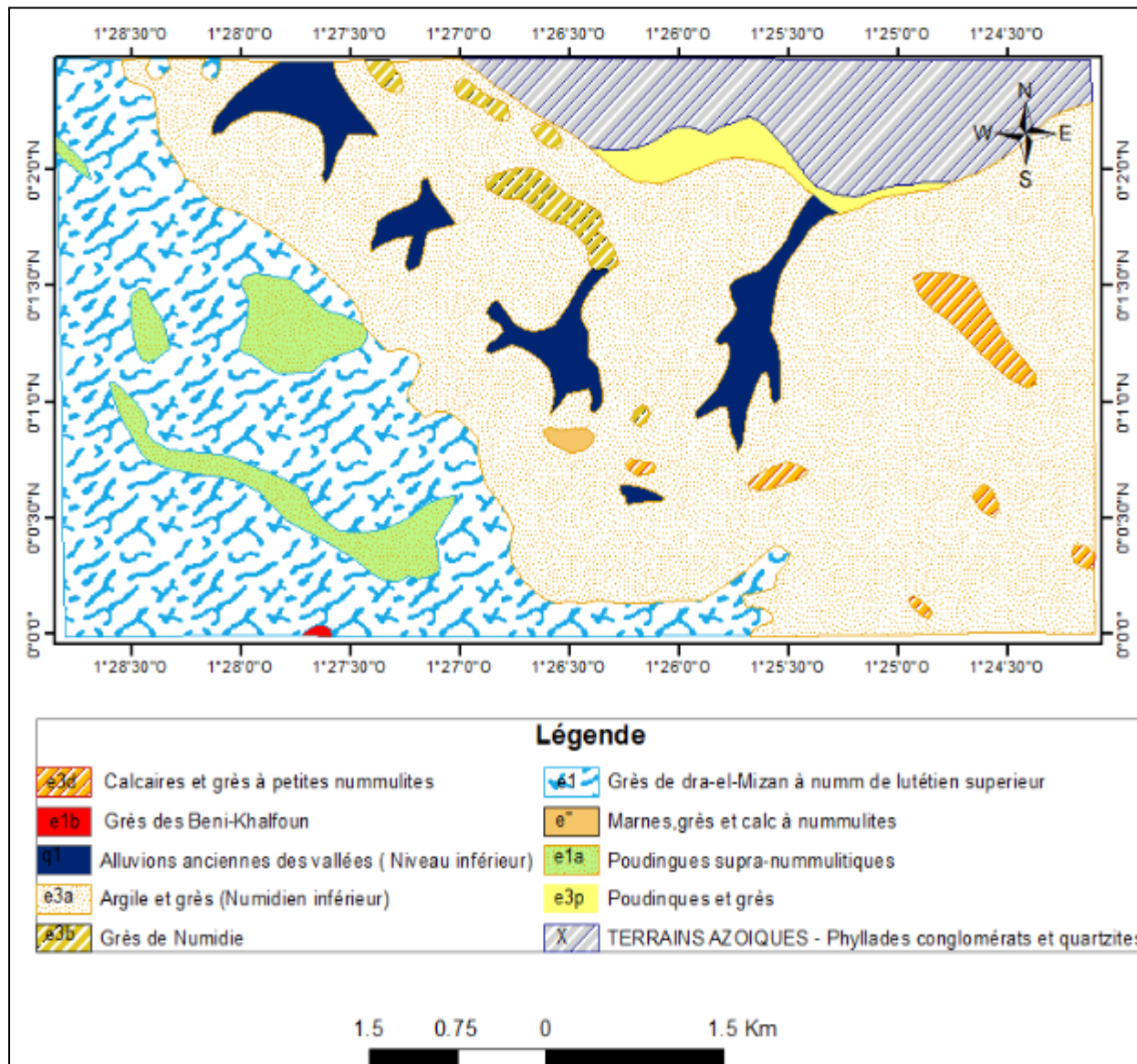


Figure III-3: Extrait de la carte géologique de Draa El Mizane F^{LLE} N° 44 à l'échelle 1/50000.

III.5 Aperçu Hydrogéologie

Les ressources en eau souterraines de la Wilaya de TiziOuzou se concentrent essentiellement dans la nappe alluviale de l'oued Sebaou, alimentée par l'infiltration directe à partir des eaux de pluies dont la moyenne est de l'ordre de 1000 mm/an et des crues de l'Oued Sebaou et de ses affluents. L'écoulement s'effectue d'amont en aval du bassin versant, avec des niveaux des eaux souterraines soumis à de grandes variations (2.5 m à 6 m) sur les pentes de la vallée (Fig.III.4) (Hambli et Hamiche, 2017).

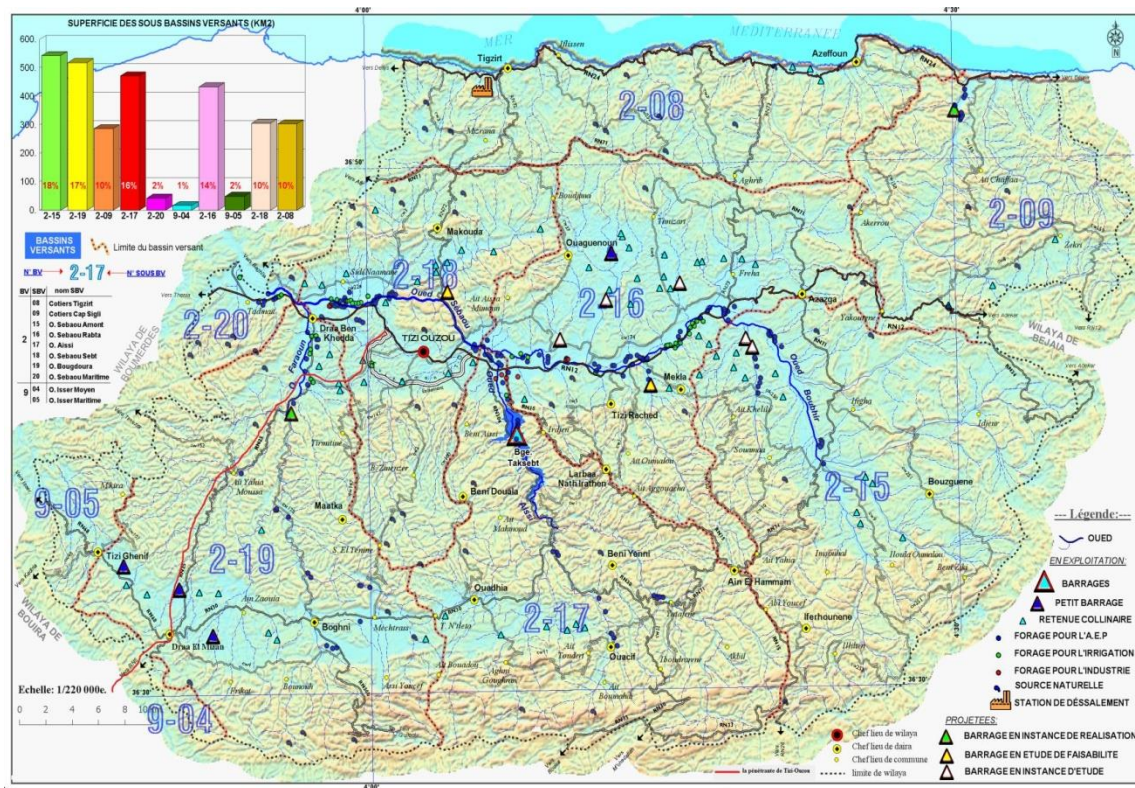


Figure III-4: carte du réseau hydrographique de la zone d'étude (DPAT, b, 2011).

III.6 Paramètres climatologique

Le climat de la zone d'étude relève du régime méditerranéen : été chauds et sec, hivers humides et froids. Les données climatiques classe la région dans un climat de type subhumide caractérisé par :

- Des précipitations moyennes varient selon l'altitude entre 600mm/an à 900mm/an.
- Des températures froides en hiver et chaudes en été.
- Une longue période de sécheresse s'étale de juin à septembre

Tableau III.1: Données climatiques de la région de TiziOuzou pour la période 2005-2015

Paramètres	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
T. Moyennes	11.1	11.1	13.9	16.9	20.4	24.6	28.7	28.8	25.1	21.6	15.9	12.2	19.2
T. Minimales	6.5	6.4	8.7	11.4	14.3	17.8	21.4	21.6	18.9	15.7	11.2	7.7	13.5
T. Maximales	15.7	15.7	19.2	22.5	26.5	31.4	36.1	35.9	31.4	27.5	20.6	16.7	25.0
P. Moyenne	116.1	122.1	104.5	79.2	63.0	15.3	3.1	5.5	42.7	69.9	122.5	111.2	855.1
H. Moyenne	82	80	78	75	72	64	58	60	67	72	78	82	72

T : Température en °C. P : Précipitation en mm. H : Humidité en % (Source ONM, 2017)

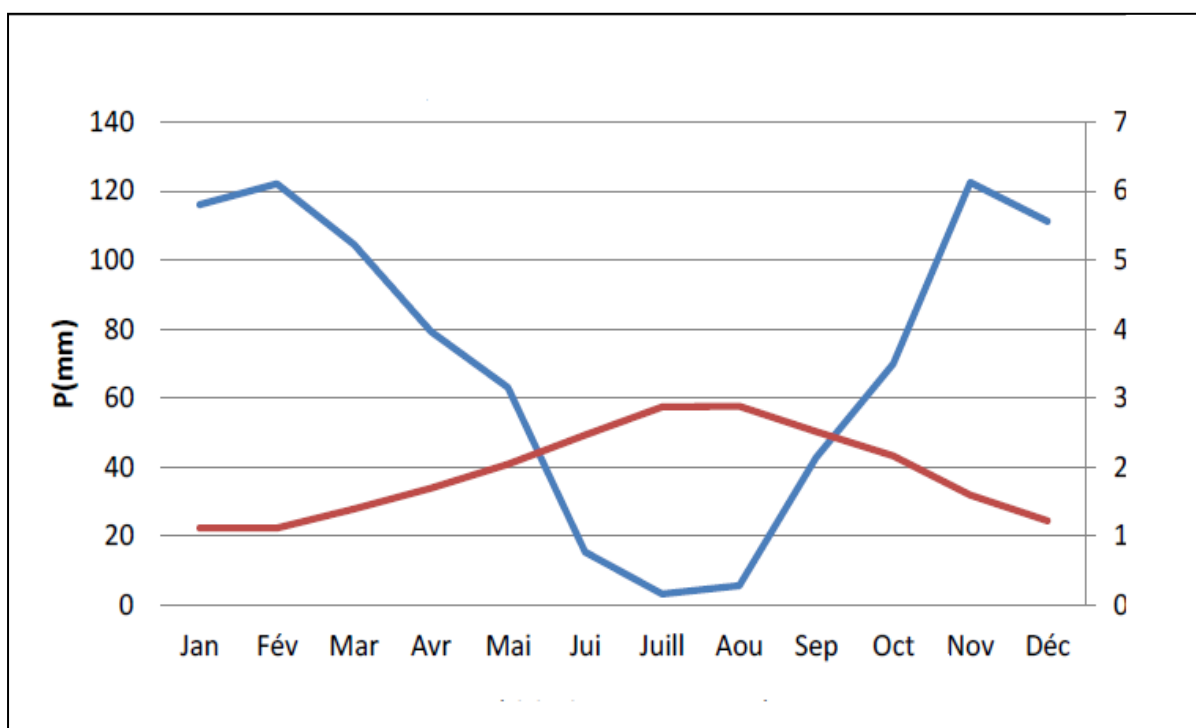


Figure III-5: Diagramme ombrothermique de la région de Tizi Ouzou.

III.6.1 Température :

La température est considérée aussi comme un facteur important car elle joue le rôle de catalyseur pour certaines réactions chimiques dans la pollution atmosphérique générée par le trafic routier. D'après l'analyse de tableau (III.1) et la figure (III-5), la température varie selon les zones, avec une moyenne maximale de 28.8°C. Durant l'hiver, la température minimale est de 6.4°C.

III.6.2 Pluviométrie :

Les précipitations sont considérées comme un élément très important dans les études d'impacts, puisqu'elles peuvent avoir une action directe sur la diminution de la concentration et même le transport des polluants.

L'analyse de tableau(III.1), et de la figure (III-5) montre que dans la région de TiziOuzou, le niveau pluviométrique annuel dépasse (855 mm/an) durant la période (2005-2015) et les variations pluviométriques sont très élevées, et peuvent atteindre 116.1mm pour le mois de janvier.

III.7.Sismicité

Les caractéristiques sismo-tectoniques du nord algérien montrent que celui ci est caractérisé par une activité tectonique récente se manifestant sous forme de séismes de magnitudes plus ou moins élevées.

Les désordres induits par les séismes au niveau du sol, représentent la cause principale des dégâts. Ils sont de diverses natures. Parfois le résultat est la combinaison de plusieurs types de désordres. Tout phénomène sismique se manifeste par des vibrations au niveau du sol généré par les ondes sismiques et l'apparition de failles en surface, lorsque les séismes sont de fortes magnitudes (**Hadjaz, 2012**).

La conception et la réalisation des ouvrages devront donc tenir compte de la sismicité de la région et se conformer à la réglementation en vigueur RPA99 version 2003. La nouvelle réglementation parasismique (**CGS, 2003**) classe les zones sismiques comme montre le tableau II.3 dans le chapitre II.

La carte de zonage sismique (voir la figure **II-17**), révèle l'appartenance de la région de Tizi-Ouzou à la **Zone IIa**, zone de sismicité moyenne.

III.8 Aperçu Tectonique

Le massif ancien avec ses diverses variétés de roches cristalloylliennes schisteuses, forme le socle autour duquel sont venues se déposer les formations tertiaires, éocènes au Sud, miocènes au Nord, par suite de l'empiétement progressif du domaine maritime. La transgression au Sud,

s'est manifestée avec l'Éocène supérieur (Numidien), au Nord avec le miocène inférieur (Carlennien, dont les assises conglomérées de base attestent le caractère littoral. La disposition des zones de roches anciennes témoigne de la direction de l'Ouest à l'Est, des plissements anciens qui ont formé le relief, considérablement atténué par les érosions, de ce noyau central, au flanc duquel les plis postérieurs qui ont donné lieu à la chaîne du Djurdjura et à la chaîne littorale de la Kabylie, ont suivi la même orientation. On peut constater ici la torsion des zones anciennes vers le Nord-Ouest (massif des Flissa), torsion qui a provoqué le changement de direction de la chaîne des Nezliona, à l'Ouest du Djurdjura. La dépression de Dra-el-Mizan a été la conséquence du plissement de la chaîne éocène du Djurdjura et des Nezlioua (fin de l'Eocène moyen), et le comblement par les assises du Numidien a été suivi de plissements et de dislocations (Tizi-R'nif, Boghni) qui ont préparé l'érosion, avec ablation presque totale de l'assise remarquable des grès de Numidie, ablation qui paraît avoir précédé le dépôt des grès oligocènes de Tizi- R'nif (**Béron. A., 1867 ; Ville. L., 1868 ; Ficheur. E.M, 1890**).

III.9 Reconnaissance géotechniques

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et de l'estimation de leurs propriétés physique et mécanique qui sera utilisée dans les calculs. On a plusieurs essais (essais in-situ et laboratoire) ont été effectués par le laboratoire, ils permettent d'obtenir des renseignements sur le comportement mécanique des sols. Les données utilisées dans cette étude ont été collectés au niveau **SARL HOLES SEVENT.P.B.H et SARL INZAMAC .AL**. Différentes essais ont été réalisées In-situ et en Laboratoire. Ces derniers ont été effectués après l'apparition du glissement en 2017.

III.9.1 Désordres effectués par le glissement

La couronne du glissement de terrain passe travers la zone résidentielle Bofhima et touchée les fondations du viaduc 18 qui passe a prés du zone résidentielle. Par conséquent, les structures telles que les maisons, greniers à foins etc., situées dans cette zone résidentielle ont été endommagées, certaines d'entre eux sont devenues inutilisables. Bien que peu profond, le glissement de terrain a affecté la zone résidentielle et la fabrication de fondations du viaduc en raison de la superficie couverte et son mécanisme.

III.9.2 Reconnaissance in situ

Dans la zone du projet qu'on veut étudier, la campagne de reconnaissance géotechnique in-situ consiste à la réalisation de plusieurs essais : des sondages carottés, sondages pressiométriques et inclinométriques.

III.9.2.1 Organisation des essais in situ

Après avoir déterminé la nature géologique du terrain et les caractéristiques géotechniques des sols en place, le **SARL HOLES SEVENT.P.B.H** a réalisé le programme de reconnaissance suivant :

- (04) Quatre sondages SC-1, SC-2, SC-3 et SC-4 carottés de 31 m, 30 m, 30.5m, 30 m respectivement de profondeur répartis sur toute la superficie du site de glissement.
- Mis en place deux sondages (02) pressiométrique et inclinométrique de 23.5m 20 m de profondeur respectivement.
- (02) deux essais pressiométriques sont faites dans les sondages.

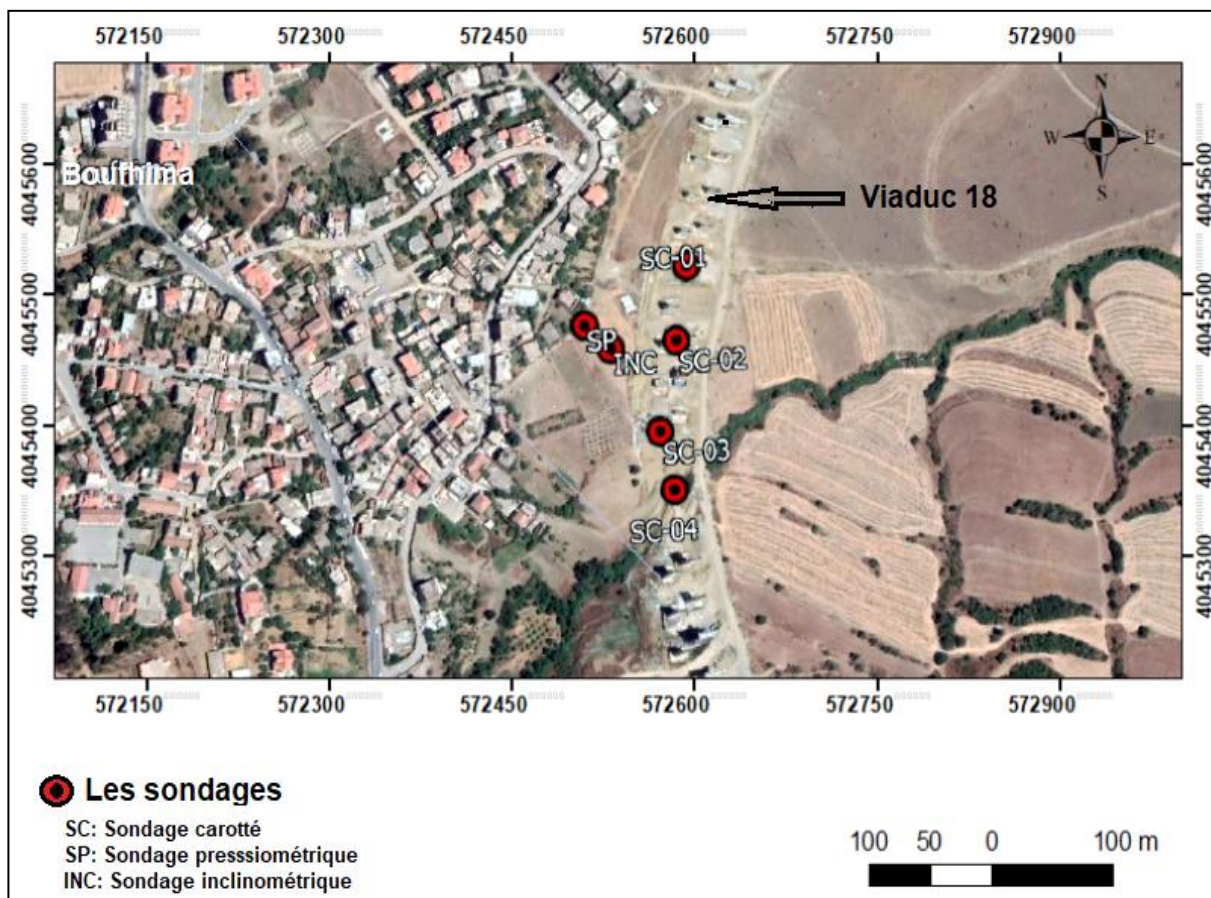


Figure III-6: Carte d'implantation des essais in situ.

III.9.2.2 Interprétation des essais in situ

III.9.2.2.1 Sondages carottés

Ces sondages carottés ont été réalisés dans le site du glissement, montrent que le sous-sol du site est constitué :

➤ **Sondage SC-1**

0.00 – 08.70 m : Argile molle verdâtre, grisâtre, moyennement ferme

08.70 – 16.70 m : Argile grisâtre à verdâtre, sèche, très compacte à dure, à tendance marneuse.

16.70 – 17.00 m : Argile grisâtre, moyennement ferme à ferme.

17.00 – 19.20 m : Argile grisâtre, moyennement ferme à ferme.

19.20 – 27.85 m : Argile grisâtre, verdâtre, sèche, très compacte à tendance marneuse avec un passage oxydé rougeâtre entre 21.00 et 21.40m.

27.85 – 31.00 m : Argile grisâtre, compacte et sèche.

➤ **Sondage SC-2**

00.00 – 01.40m: Argile parfois graveleuse, brunâtre parfois foncée, riche en précipitations carbonatées.

01.40 – 01.50m: Grés fin, dur, fragmenté.

01.50 – 02.97 m : Marne friable verdâtre.

02.97 – 23.20 m : Argile compacte, friable, sèche, grisâtre à verdâtre, a tendance marneuse.

23.20 – 35.00 m : Marne grisâtre à verdâtre, compacte et friable.

➤ **Sondage SC-3**

00.00 – 03.00 m : Argile brunâtre, moyennement compacte, très riche en précipitations carbonatées blanchâtre.

03.00 – 04.00 m : Calcaire argileux grisâtre, moyennement dur avec des précipitations de calcite blanchâtre.

04.00 – 04.30 m : Argile sablo-graveleuse, jaunâtre carbonatée, plus ou moins oxydée rougeâtre.

04.30 – 08.50 m : Argile compacte, grisâtre à tendance marneuse plus ou moins friable, parfois dure.

08.50 – 18.00 m : Argile compacte, grisâtre à tendance marneuse plus ou moins friable, parfois dure.

18.00 – 18.50 m : Calcaire argileux, grisâtre, dur, récupéré sous forme de fragments centimétriques.

18.50 – 25.50 m : Argile compacte, grisâtre, parfois friable parfois dure, carbonatées avec des précipitations de calcite blanchâtre a la base, oxydée rougeâtre entre (20.90 et 21.35m / 22.70 et 23.00m / 23.40 et 23.70m)

25.50 – 30.50 m : Argile compacte, grisâtre, parfois friable parfois dure, carbonatées avec des précipitations de calcite blanchâtre a la base, oxydée rougeâtre entre (20.90 et 21.35m / 22.70 et 23.00m / 23.40 et 23.70m)

➤ **Sondage SC-4**

00.00– 04.41 m : Argile brunâtre plus ou moins ferme à ferme.

04.41– 30.00 m: Argile grisâtre sèche, très compacte à tendance marneuse

A partir des différents logs des sondages carottés (Sc 1 à 4) on peut dire en général que la nature principale du sol est une variabilité de plusieurs formations géologiques argiles, marnes, et parfois des grés fins.

Ces sondages nous permettent de tracer la coupe géotechnique suivant (**Fig.III.7**):

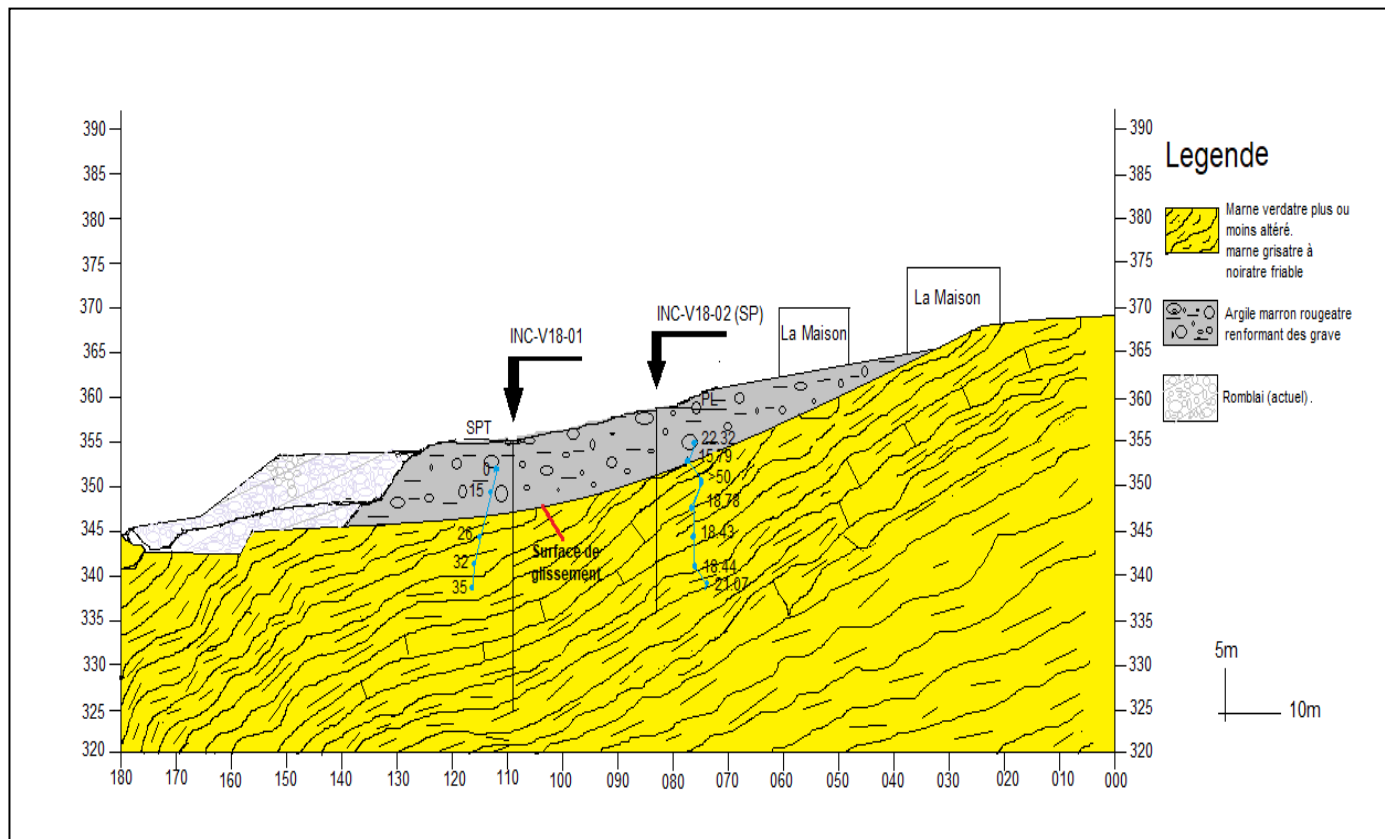


Figure III-7: Coupe géotechnique du site

III.9.2.2.2 Essai Pressiométriques

Les essais pressiométriques ont été réalisés conformément aux dispositions de la norme **NF P 94-110-1**, et sont faites dans les sondages SC-2, et SC-4 de profondeur 35 m et 30 m respectivement par la suite un autre sondage SP-V18-02 de profondeur 20 m. Ces essais ont permis de mesurer les paramètres suivants :

- Module pressiométriques E ;
- Pression de fluage P_f ;
- Pression limite P_l .

➤ Résultats de l'essai pressiométriques

L'essai pressiométrique N°01

L'essai pressiométrique qui a été réalisé dans le sondage SC-2 de profondeur 35 m, à chaque palier de 5 m, les résultats obtenus sont résumés comme suit :

Tableau III.3. Valeur pressiomtriques N°01

Profondeur (m)	EM (bars)	PL (bars)	EM/PL
5	209	16.49	12.67
10	278.52	35.13	7.93
15	408.28	44.31	9.22
20	411.40	47.16	8.72
25	554.46	49.38	11.23
30	522.52	45.71	11.43
35	582.84	45.78	12.73

L'essai pressiomtrique N°02 :

L'essai pressiomtrique qui a été réalisé dans le sondage SC-4 de profondeur 30 m, à chaque palier de 5 m, les résultats obtenus sont résumés comme suit :

Tableau III.4. Valeur pressiomtriques N°02

Profondeur (m)	EM (bars)	PL (bars)	EM/PL
5	495.67	41.37	11.98
10	493.29	43.26	11.40
15	754.55	48.11	15.69
20	929.24	44.46	20.90
25	413.45	38.67	10.69
30	490.93	46.09	10.65

L'essai pressiomtrique N° 03 :

L'essai pressiomtrique qui a été réalisé dans la zone du projet a donné les résultats suivants :

Tableau III.5.Valeur pressiomtriques N°03

Profondeur (m)	EM (bars)	PL (bars)	EM/PL
4	130.98	8.11	22.32
6	131.44	8.33	15.79
8	5595.44	50.17	111.53
11	299.02	15.92	18.78
14	299.02	16.22	18.43
17	406.41	22.04	18.44
20	406.41	19.29	21.07

❖ Interprétations des résultats

Dans les essais de pressiomtriques qui sont réalisés dans les sondages et d'après les résultats obtenus, on peut tirer les points suivant à l'aide de classification de Ménard:

- ✓ L'analyse de l'essai pressiomtrique N°01 a donné des rapports E_M/P_L entre 08 et 12 donc on peut classer le sol comme des argiles normalement consolidées.
- ✓ L'analyse de l'essai pressiomtrique N°02 a donné des rapports E_M/P_L
 - entre 08 et 12 (argiles normalement consolidées).
 - entre 12 et 15 (argiles légèrement surconsolidées).
 - >15 (argiles fortement surconsolidées).
- ✓ L'analyse de l'essai pressiomtrique N°03 a donné des rapports E_M/P_L est supérieur à 15 donc notre sol est argiles fortement surconsolidées.

❖ Classification de site

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Par Ailleurs, outre les valeurs des vitesses d'onde de cisaillement, les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (pénétromètre statique, SPT, pressiomètre...) peuvent être utilisées pour classer un site selon le **tableau III.6** suivant (RPA, 2003) :

Tableau III.6: Classification des sites (RPA, 2003)

Catégorie	description	Q _c (MPA)	N	P _L (MPA)	E _P (MPA)	Q _u (MPA)	V _s (m/s)
S ₁	Rocheux	-	-	>5	>100	>10	≥800
S ₂	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	400-800
S ₃	Meuble	1.5 - 15	10 - 50	1 - 2	5 - 20	0.1 - 0.4	200-400
S ₄	Très meuble ou présence de 3 m ou moins d'argile molle	<1.5	<10	<1	<5	<0.1	≤200

- ✓ D'après les résultats de l'essai pressiométrique et le tableau ci-dessus on peut classer notre site dans la catégorie S₂ (**site ferme**).

III.9.2.2.3 Mesures inclinométriques

Des tuyaux d'inclinomètre ont été placés dans les forages selon la norme **NF P 94-110-1** décrits ci-dessus. Pour objectif évaluation et détection de la ligne de rupture (déplacement horizontal des formations) d'un glissement de terrain à courte terme et surveillance à long terme. Les emplacements des tuyaux d'inclinomètre et les dates de lecture sont fournis dans le tableau III.7 suivant:

Tableau III.7: Mesures inclinométriques

N° Du Puits	Coordonnées		Profondeur (M)	Mesures		
	OUEST	NORD		Référence	1. Lecture	2. Lecture
INC-V18-01	572 510	4 045 451	24.00	13.04.2017	-	-
INC-V18-02	572 488	4 045 469	20.00	30.03.2017	06.04.2017	13.04.2017

❖ Interprétations des résultats

Aucune évaluation n'a eu lieu vu l'existence pour le moment d'uniquement de lecture de référence en ce qui concerne le puits INC-V18-01. Quant au puits INC-V18-02, aucun mouvement n'a été constaté suite aux lectures faites. Les tuyaux d'inclinomètre ont été placés

après la fabrication du remblai de butée. Nous traduisons ces résultats comme la réussite du remblai débutée et l'arrêt des mouvements.

III.9.3 Reconnaissance en laboratoire

Compte tenu de la nature des échantillons prélevés au droit de chaque sondage carotté ont été soumis aux essais physiques, mécaniques et chimiques réalisés selon les normes en vigueur au **SARL INZAMAC .AL.**

III.9.3.1 Organisation des essais au laboratoire

Des échantillons intacts prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico-mécaniques et analyses chimiques programme à savoir :

➤ **SONDAGE : SC-01**

- ✓ la teneur en eau pondérale des matériaux (NF P94-053).
- ✓ la Masse Volumique des sols fins (NF P94-050).
- ✓ Analyses granulométrique (NF P 94-056 / NF P 94-057).
- ✓ Essai de cisaillement rectiligne (NFP94-071-1).
- ✓ Essai de compression axiale (NF P 94-077).
- ✓ Teneur en carbonates (Ca CO₃).
- ✓ Teneur en sulfate (So₄-2).
- ✓ Teneur des insolubles (SiO₂).
- ✓ Teneur en matière organique.

➤ **SONDAGE : SC-03**

- ✓ Analyses granulométriques des sols fins par sédimentométrie (NF P 94-056 / NF P 94-057).
- ✓ Limites d'Atterberg.
- ✓ Essai de cisaillement rectiligne (NFP94-071-1).
- ✓ Teneur en carbonates (Ca CO₃).
- ✓ Teneur en sulfate (So₄-2).
- ✓ Teneur en matière organique.

III.9.3.2 Résultats des essais au laboratoire

III.9.3.2.1 Essais physiques

Leur but est de compléter et de confirmer l'identification du sol effectués sur le site.

On définit les paramètres suivant (**Outmani, 2012**):

a) Poids volumique (NF P94-050)

-Poids volumique du sol humide (ou apparent) (γ):

C'est la masse d'un corps par unité de volume apparente en état naturel et exprimée en (gr/cm^3 ; kg/m^3 ; t/m^3).

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (\text{III.1})$$

-Poids volumique du sol sec (γ_d):

C'est le rapport du poids de matériau sec (après expulsion de l'eau libre) contenu dans une certaine quantité de sol au volume de ce même matériau exprimée en (g/cm^3 ; kg/m^3 ; t/m^3).

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_s} \quad (\text{III.2})$$

b) Teneur en eau (NF P94-053)

La teneur en eau d'un matériau est le rapport du poids d'eau contenu dans ce matériau au poids du même matériau sec. On peut aussi définir la teneur en eau comme le poids d'eau W contenu par unité de poids de matériau sec exprimée en (%).

$$W = \left(\frac{W_s}{W_w} \right) \cdot 100 \quad (\text{III.3})$$

c) Degré de saturation

Le degré de saturation S_r indique la quantité d'eau que contient le sol, il s'agit du volume occupé par l'eau volume total des vides (c'est le rapport du volume de l'eau au volume des vides d'un sol).

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (\text{III.4})$$

❖ Résultats obtenus

Les résultats obtenus de l'essai sont donnés dans le tableau III.8 suivant

Tableau III.8: Les résultats paramètres physiques

N° des Sondages	Profondeur (m)	w(%)	$\gamma_h(\text{g/cm}^3)$	$\gamma_d(\text{g/cm}^3)$	Sr(%)
SC 01	15.35 – 15.97	17.99	2.2	1.91	97

d) Analyse granulométrique (NF P 94-056 / NF P 94-057)

L'analyse granulométrique a pour but de détermination des proportions des grains de différentes tailles dans le sol, elle s'effectue par :

- ✓ **Sédimentométrie** : pour des grains les plus fins comme les argiles et les limons.
- ✓ **Tamissage** : pour les grains d'un diamètre supérieur à 80 μm .

• Résultats obtenus

Les résultats obtenus de l'essai sont donnés dans le tableau III.9 suivant :

Tableau III.9: résultats des essais Granulométriques et Sedimentométriques

N° de sondage	Profondeur (m)	Tamis (mm)				Tamis (μm)			
		5.00	2.00	1.00	0.08	75	25	08	02
SC-01	15.35 – 15.97	99.8	99.6	98.9	94.3	-	-	-	-
SC-03	02.50 – 03.00	100	100	100	100	97.9	87.27	74.4	63.8

e) **Limites d'Atterberg (NF P 94-056 / NF P 94-057)**

Les limites d'Atterberg permettent d'identifier les sols par rapport à leur consistance ainsi que les différents états des sols, à savoir ; état plastique, état liquide et état solide. Les visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel un sol argileux a un comportement plastique.

L'essai définit conventionnellement les limites entre ces états:

- **Limite de plasticité**

La limite de plasticité (W_P) caractérise la transition entre l'état solide et l'état plastique. Comme définition la limite de plasticité est la teneur en eau au-dessous de laquelle il n'est plus possible de confectionner avec le sol de rouleaux de 3 mm de diamètre sans qu'ils se rompent

- **Limite de liquidité :**

La limite de liquidité (W_L) caractérise la transition entre l'état plastique et l'état liquide, elle se détermine à l'aide de l'appareille de Casagrande et elle est donnée par la formule suivante :

$$W_L = (N/25)^{1.21} \quad \text{(III.5)}$$

N: Nombre de coups nécessaires pour la fermeture de la rainure tracée sur l'argile étendue sur la coupelle.

- **Indice de plasticité I_P**

Il est donné par la formule suivante :

$$I_P = W_L - W_P \quad \text{(III.6)}$$

- ✓ **Résultats obtenus**

Les résultats obtenus de l'essai sont donnés dans le tableau III.10 suivant :

Tableau III.10: Résultats des limites d'Atterberg

N° du sondage	Profondeur de l'échantillon (m)	W_L (%)	W_P (%)	I_P (%)
SC-03	02.50 – 03.00	47	27	20

➤ Interprétations des résultats

Les coupes de sondages carottées montrent que le sous-sol du site est constitué par les formations suivantes :

- **SC-01: Formation d'argile grisâtre à verdâtre, sèche, très compacte à dure, à tendance marneuse.**

- Ce sol a donné de poids volumique humide élevé, et de teneur en eau moyenne. Le poids volumiques sec est moyen avec une degré de saturation élevée.

- Les analyses granulométrique indiquent des sols fins car plus de 99% des éléments Passent au tamis 80 μ m.

- **SC- 03: Formation argile brunâtre, moyennement compacte, très riche en précipitations carbonatées blanchâtre.**

- Les analyses granulométrique indiquent des sols fins car plus de 100% des éléments Passent au tamis 80 μ m

- D'après les essais effectués, la limite de liquidité de sol est inférieure à 50 % avec l'indice de plasticité I_P est 20%, donc selon le diagramme de casagrande, le sol est classé comme argile peu plastique.

III.9.2.2.2 Essais mécanique

a) L'essai de cisaillement Rectiligne (NFP94-071-1)

D'où la détermination des caractéristiques C et ϕ ; avec C la cohésion apparente et ϕ l'angle de frottement interne. L'essai de cisaillement rectiligne de type consolidé non-drainé (CU) effectué au laboratoire, nous donne les résultats III.11 suivants :

Tableau III.11: Résultats d'essai de cisaillement à la boîte.

N° sondage	Profondeur (m)	Type d'essai	C (bars)	ϕ (°)
SC-01	05,00 – 05,35	CU	0.87	23
SC-03	05,70 – 06,00	CU	1.04	09

b) Essai de compression axiale (NF P 94-077)

L'essai permet de mesurer la résistance à la rupture en compression simple (R_c) du sol. L'éprouvette généralement cylindrique, d'élanement $2(H=2D)$ est placée entre les deux plateaux d'une presse et soumise à des charges croissantes jusqu'à la rupture. La vitesse d'écrasement doit être suffisamment rapide (1,5 à 2 mm/mn) pour qu'aucun drainage ne puisse se produire pendant l'essai. La relation $R_c = 4P / 2$ en bars (**Hadbi et Djelti, 2019**).

Terzaghi donne à partir de R_c une échelle de consistance du sol résumé dans le tableau III.12 suivant:

Tableau III.12: la consistance de sol à partir de R_c

La consistance	R_c (bars)
Très molle	$R_c < 0.25 < \text{bar}$
Molle	$0.25 < R_c < 0.50 \text{ bar}$
Mi-consistante	$0.50 < R_c < 1 \text{ bar}$
Consistante	$1 < R_c < 2 \text{ bars}$
Très consistante	$2 < R_c < 4 \text{ bars}$
Extrêmement consistante	$R_c > 4 \text{ bars}$

➤ Résultats obtenus

Les résultats de l'essai de cisaillement sont insérés dans les tableaux suivants :

Tableau.III.13: Résultats d'essai compression axiale.

N° de Sondage	Profondeur (m)	Vitesse mm/min	Diam (mm)	Haut (mm)	γ (g/cm^3)	γ_d (g/cm^3)	W (%)	RC (bars)
SC-01	15,35 à 15,97	1,6	88	178	2,22	1,91	16,34	1,8

➤ Interprétations des résultats

- **SC-01: Formation d'argile molle verdâtre, grisâtre, moyennement ferme.**

D'après les essais effectués sur ces échantillons nous donnent un angle de frottement interne élevé de 23° et une cohésion élevée de 0.87 bars.

- **SC-03: Formation d'argile compacte, grisâtre à tendance marneuse plus ou moins friable, parfois dure.**

Une cohésion très élevée dans cette formation de 1.04 bars avec un angle de frottement interne moyen.

- **SC-01: Formation d'argile grisâtre à verdâtre, sèche, très compacte à dure, à tendance marneuse.**

Selon la norme géotechnique, le sol analysé peuvent être qualifiée de sol consistant.

III.9.2.2.3 Essais chimiques

Les essais chimiques effectués sur l'échantillon de sol prélevé, sont représentées dans le tableau suivant

Tableau III.14: Résultats de l'analyse chimiques.

N° sondage	Profondeur(m)	Sulfates (%)	CaCO ₃ (%)	Sels soluble (%)	M.O(%)
SC-01	01.80 -02.40	-	-	0.45334	3.38
	05.00 - 05.35	0.24308	3.52	-	-
	15.35 - 15.97	-	-	-	-
SC-03	02.50 - 03.00	-	-		06.45
	08.50 -09.00	0.1442	5.28	-	-
	12.45 - 12.90	0.1854	-	-	-

➤ Interprétations des résultats

Les résultats obtenus d'analyses chimiques et minéralogiques ci-dessus, indiquent Les formations suivantes :

- **SC-01: Formation d'argile molle verdâtre, grisâtre, moyennement ferme:**

La teneur en sulfate de pourcentage faible elle se situé dans la fourchette (A1): donc le sol est faiblement agressif avec une teneur en matières organiques ce qui confirme. Il est faiblement organique, et pourcentage des carbonates faible.

- **Formation de sondage SC-03**

-La teneur en matières organiques entre 02.50 m et 03.00 m de profondeur est 06.45(%) donc le sol est faiblement organique.

-Le pourcentage des carbonates entre 08.50 m et 09.00 m de profondeur faible avec un teneur en sulfate faible et dans la profondeur 12.45 m jusqu'à 12.90 m la teneur en sulfate faible donc le sol est faiblement agressif

Conclusion

A travers ce chapitre on déduit que la région de TiziOuzou est caractérisée par une géologie variée d'âge différent, et l'hydrogéologie de cette région caractérisé par de cours d'eau d'écoulement avec des niveaux des eaux souterraines soumis à de grandes variations. Le climat de la région est caractérisé par une forte précipitation et une température variée. La sismicité est moyenne, donc elle est menacée par plusieurs types d'instabilité.

Reconnaissance géotechnique du site de glissement localisé sur le côté du village Boufharma du PK 33+150 au PK 33+250 (Projet de la pénétrante TiziOuzou-Bouira), est basée sur les résultats de la campagne d'investigation in situ et laboratoire ont permis de reconnaître les différentes formations qui composent le sol du site. Le versant est constitué par une variabilité de différents types des argiles, marron rougeâtre renfermant des graves, et une petite couche de grés fins, suivi par des marnes, verdâtre plus ou moins altéré et grisâtre à noirâtre friable. En fin le problème de l'instabilité du site reste posé, ce qui nécessite la poursuite et l'approfondissement des études, selon une approche pluridisciplinaire à démarche transversale dans le but de cerner les causes précises de l'instabilité et les évaluer.

Chapitre IV

**Etude de la stabilité du
versant instable et
proposition de la méthode
de confortement**

IV.1 Introduction

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante. Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception, elle est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques (**Benaouda et Mami, 2019**). Ces méthodes, et en particulier la méthode des éléments finis (MEF), se sont développés rapidement et sont devenus de plus en plus habituelles pour l'analyse de stabilité des pentes. En règle générale il existe plusieurs logiciels de calcul par éléments finis (Plaxis, Abaqus, ANSYS...etc).

Ce chapitre est consacré à donner une partie pratique sur l'application des méthodes des éléments fini par l'utilisation de logiciel Plaxis à fin de modéliser le glissement de Boufhim pour objectif de faire ressortir le coefficient de sécurité dans un cas statique de versant d'une part et l'inclusion des situations défavorables (Surcharges, nappe d'eau) d'autre part. Cette analyse nous permet de proposer des solutions de confortement adéquates.

IV.2 La méthode des éléments finis

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique (**Benaouda et Mami, 2019**).

IV.2.1 Calculs par la MEF

La méthode des éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes (**SAADAOU, 2011**).

- **Elle nécessite :**

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, CamClay, etc;
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques ;
- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage ;
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

- **Elle permet :**

- D'effectuer les calculs d'écoulement ;
- De simuler toutes les phases de travaux ;
- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants ;
- De calculer un coefficient de sécurité.

- **Les sorties fournies pour les ouvrages sont :**

- Les déplacements des ouvrages ;
- Les sollicitations internes des ouvrages ;
- Les efforts dans les butons ou tirants.

Et pour le sol:

- Les déplacements du sol ;
- Les déformations du sol ;
- Les contraintes totales et effectives dans le sol ;
- Les pressions interstitielles ;
- De calculer un coefficient de sécurité.

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

Les logiciels les plus utilisés sont :

- CESAR (LCPC) Logiciel 2D et 3D, spécialement utilisé pour les tunnels.
- PLAXIS Logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. VERMEER dédié à la Géotechnique.

Pour notre problème, on utilise le logiciel PLAXIS.

IV.3 Présentation du logiciel Plaxis

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. C'est un outil d'analyse non-linéaire en élasto-plasticité non standard (cinq paramètres), avec prises en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier (BOUKHAOUA, 2017).

IV.3.1 L'interface du programme PLAXIS

Le code PLAXIS est divisé en quatre sous-programmes: PLAXIS Input, PLAXIS Calculations, et PLAXIS-Output and PLAXIS-Curves

➤ Le programme d'entrée de données (Input)

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

➤ Le programme de calcul (Calculation)

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

➤ **Le programme de résultats (Output)**

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

➤ **Le programme courbe (Curves)**

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges-déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

Le plan général du programme PLAXIS est présenté dans l'organigramme de la **figure IV-1** une brève description de ce programme est présenté (SAADAOU, 2011).

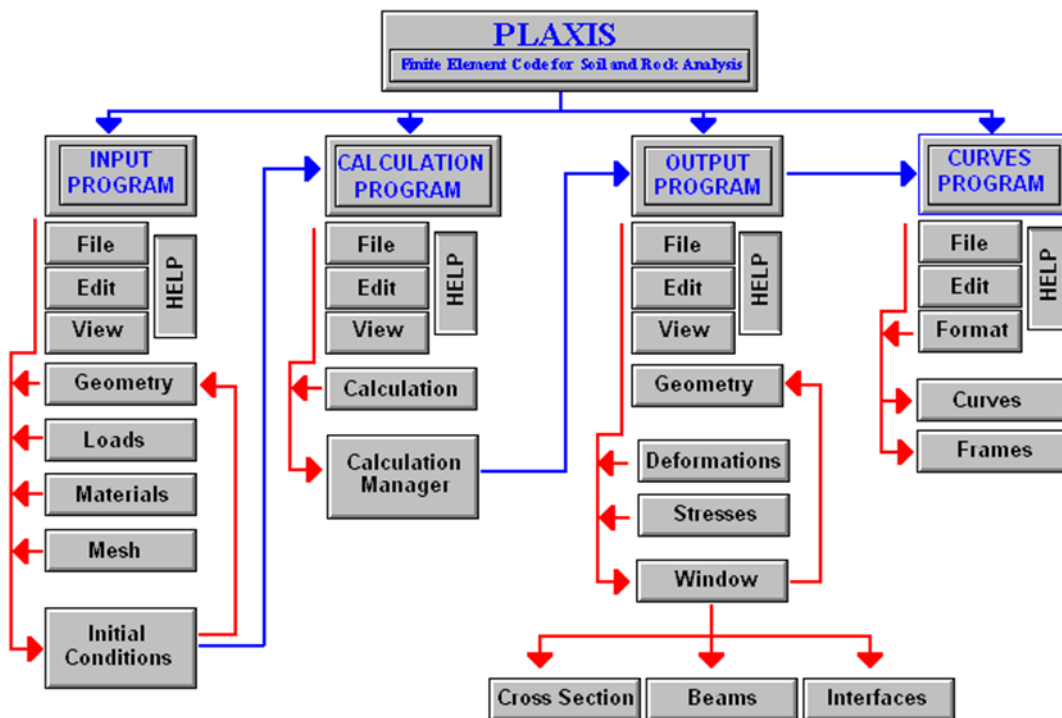


Figure. IV-1: Organigramme de la structure du Plaxis code (SAADAOU, 2011).

IV.3.2 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol.

IV.3.2.1 Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 , il est présenté dans figure IV-2.

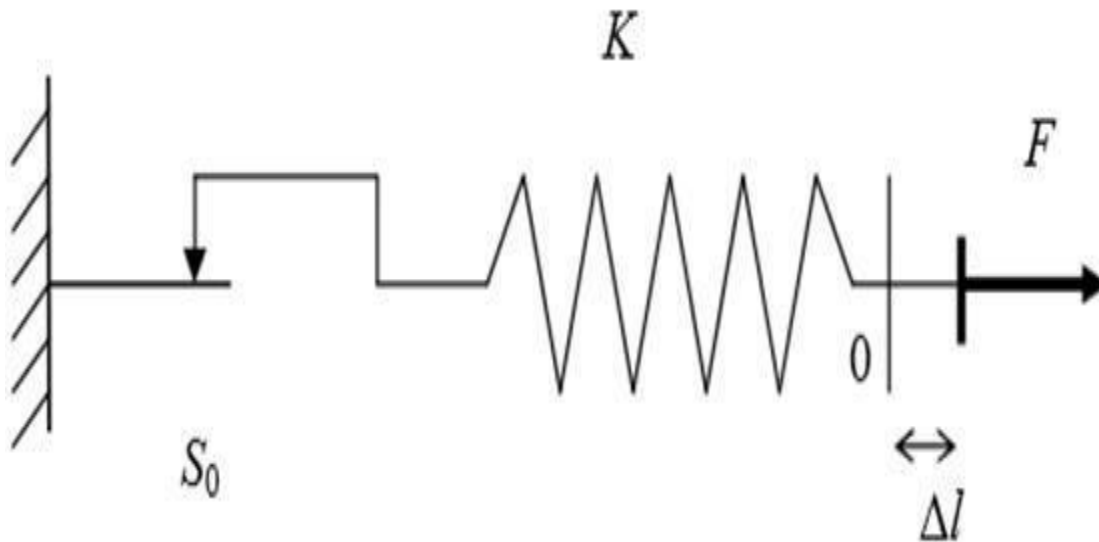


Figure IV.2 Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur La figure IV.3.

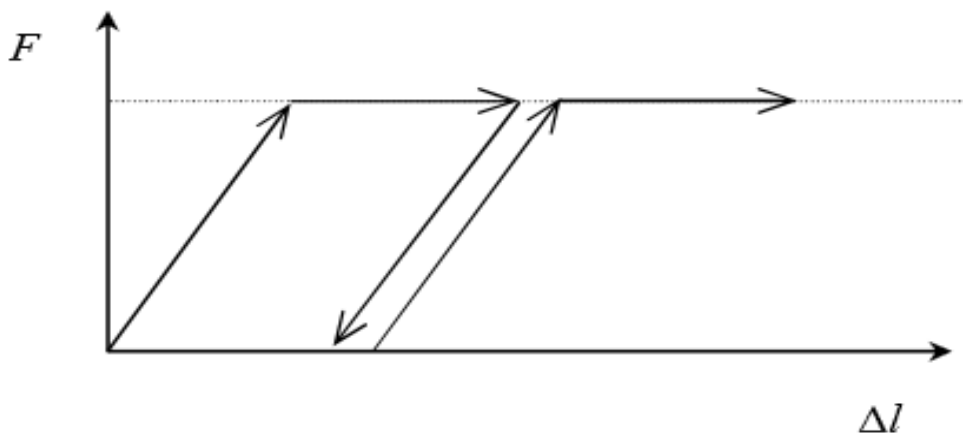


Figure IV-3 Représentation du comportement élastique parfaitement plastique

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

figures (IV-2) et (IV-3) est un comportement élastique plastique sans écrouissage. La figure (IV-4) représente un comportement élasto-plastique avec écrouissage.

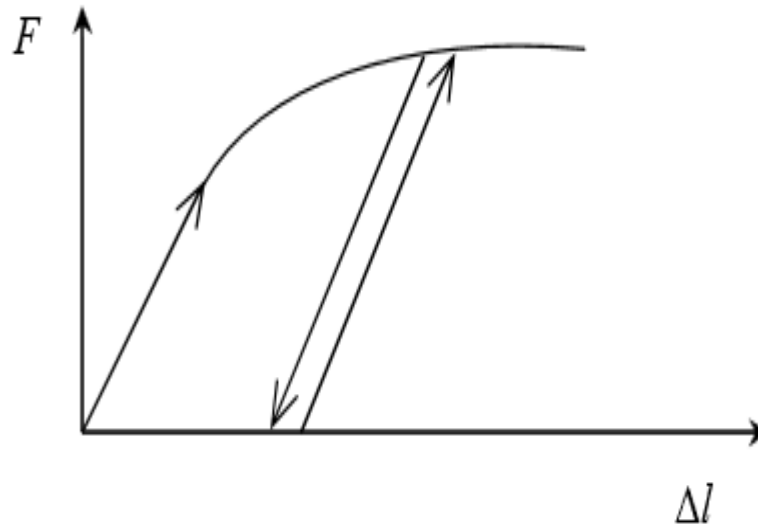


Figure. IV-4 Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage

IV. 3. 2.2 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young, le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé (Chiheb et Griou, 2018).

Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. La relation entre le module d'Young E est les autres modules sont données par les équations

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (IV.1)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (IV.2)$$

$$E_{eod} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (IV.3)$$

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

IV.3.2.3 Modèle de Mohr- Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par:

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (IV.4)$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure IV.5).

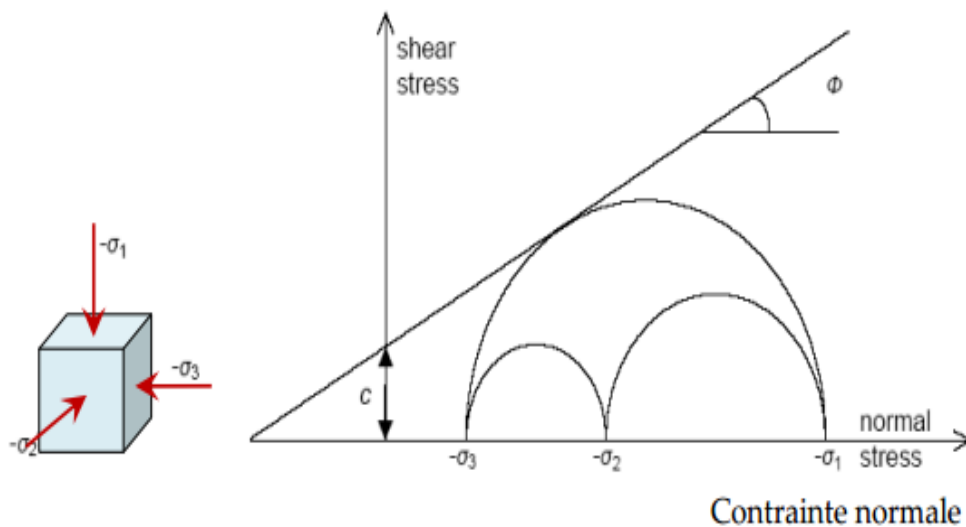


Figure. IV-5 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

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

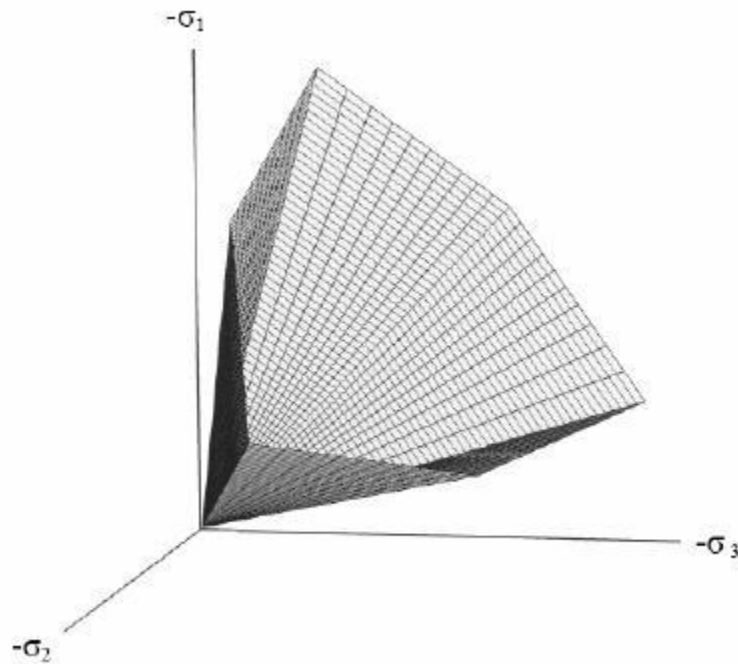


Figure. IV-6: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Ce modèle est utilisé comme une première approximation du comportement des sols. Il comporte cinq paramètres (Aissa et Haddouche, 2011) :

- Le module d'Young E : défini soit par le module tangent initial E_0 , soit par le module sécant à 50% de la résistance en compression E_{50} (Fig. IV-7).

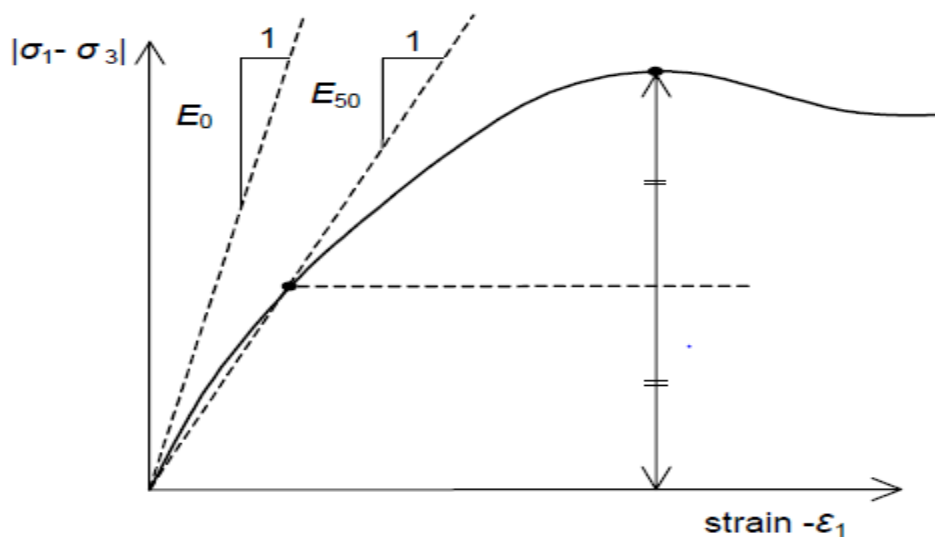


Figure. IV-7: Définition du module d'Young E (Aissa et Haddouche, 2011).

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

IV.4 Type de comportement des matériaux

En principe, dans PLAXIS tous les paramètres de modélisation sont sensé représenter les caractéristique effectives du sol, c'est à dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide, une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle ; les pressions interstitielle influencent significativement la réponse du sol.

Pour permettre la prise en compte des interactions squelette-solide-eau dans la réponse du sol, PLAXIS offre le choix entre deux types de comportements pour chaque modèle de sol (**Sellami et Belamri, 2014**) :

- Comportement drainé : c'est le cas des sols secs ou avec une forte perméabilité.
- Comportement non drainé : c'est le cas des sols fin qui ont une faible perméabilité.

IV.5 détermination du coefficient de sécurité FS

La série des calculs effectuée vise à déterminer les valeurs du coefficient de sécurité par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel PLAXIS (Phi-c reduction)

Quatre états de calcul ont été envisagées ;

- Etat initial du versant (Variante N°01).
- Etat du versant avec remblai (Variante N°02).
- Etat du versant avec nappe phréatique (Variante N°03).

Le tableau suivant regroupe les caractéristiques des différentes couches du terrain :

Tableau IV-1 : Caractéristiques des couches de terrain.

	γ_d (kN/m ³)	γ_h (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kN/m ²)	ϕ°	E (kN/m ²)	ν
Remblai	18.75	19.3	20	5	30	12000	0,30
Argile	17.95	19.1	22	87	23	50000	0,33
marne	23.5	24.7	25.6	8.52	33.67	100000	0,33

IV.5.1 Analyses des résultats

IV.5.1.1 Etat initial

Présentation du modèle géométrique

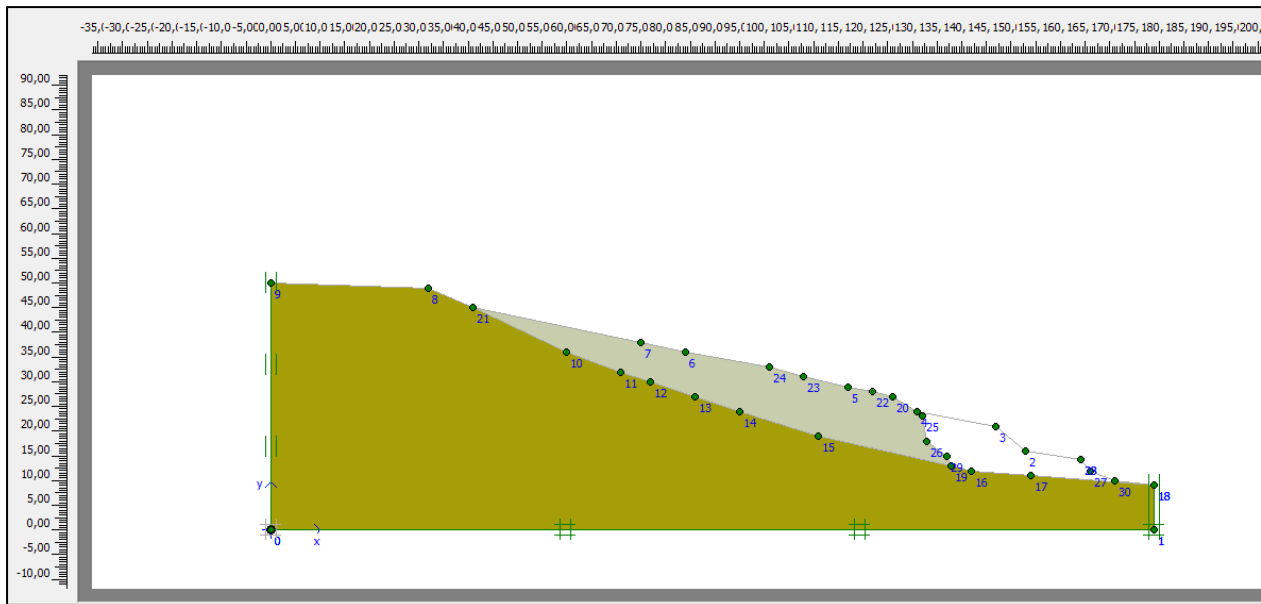


Figure IV-8 : Le modèle géométrique.

Le code PLAXIS offre la possibilité de faire une exploitation détaillée des calculs sous forme des tableaux et courbes. La figure IV-9 représente le maillage déformé du talus, les déplacements totaux (fig. IV-10), les contraintes de cisaillement (fig. IV-11)

✓ Maillage du modèle

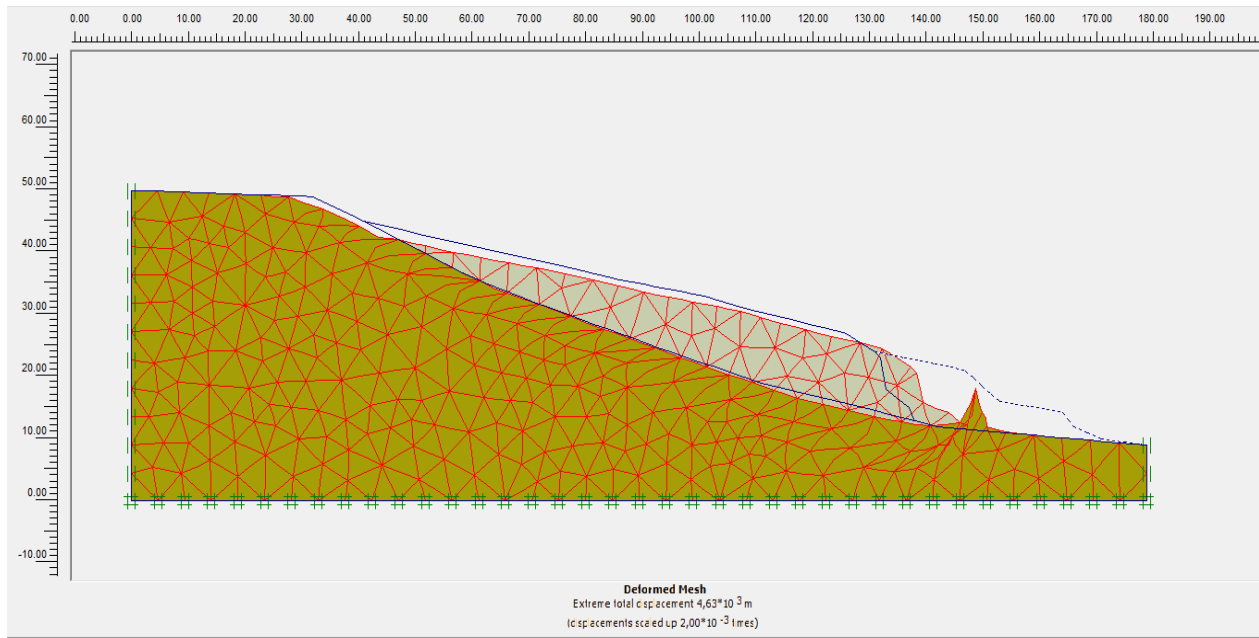


Figure IV-9: Le maillage déformé du versant.

✓ Les Déplacements

Les déplacements totaux du versant sous l'effet du poids propre du versant sont représentés sur la figure IV-10 ci-dessous.

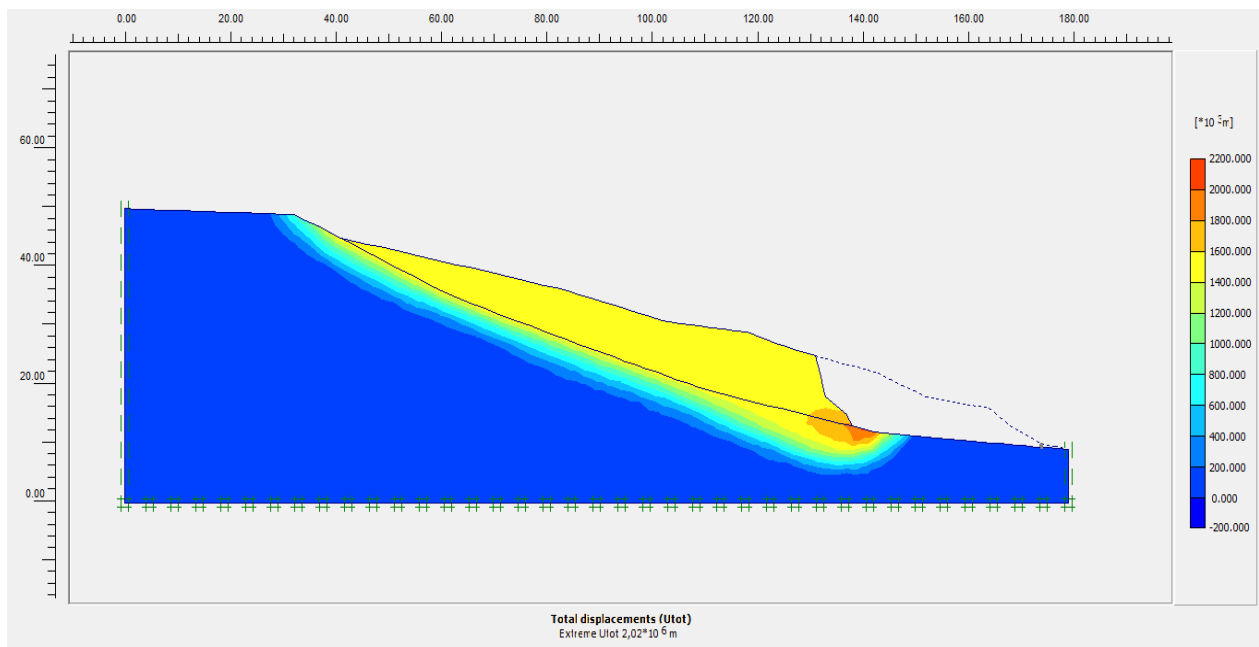


Figure IV-10: Les déplacements totaux.

✓ Les contraintes maximales de cisaillement

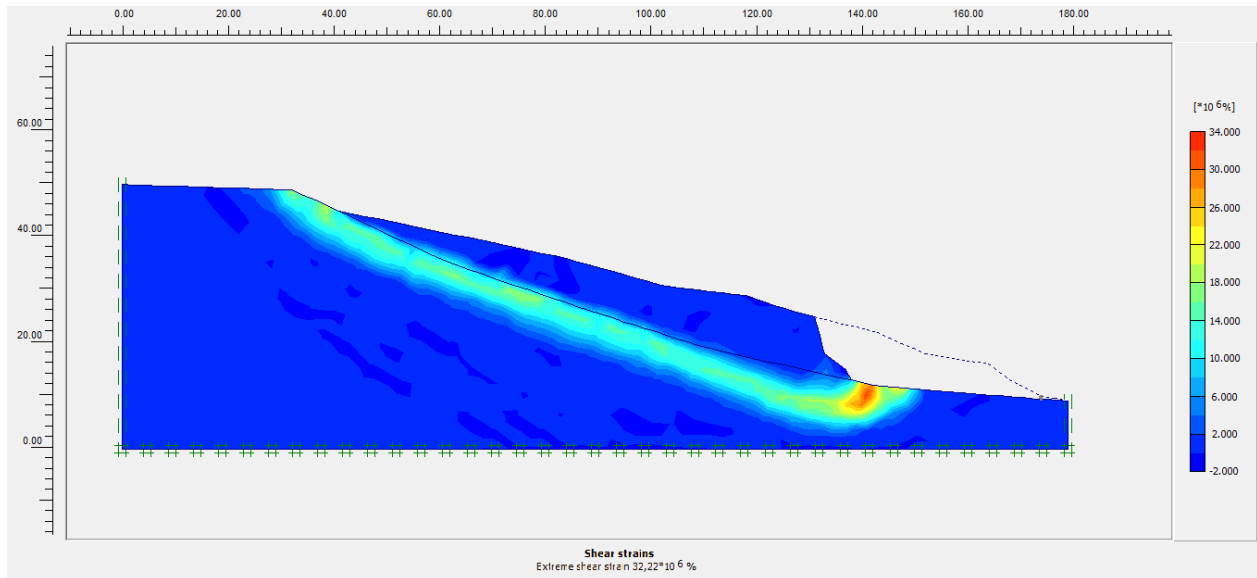


Figure IV-11: Les contraintes maximales de cisaillement.

➤ Coefficient de sécurité

Ainsi le PLAXIS offre des informations sur l'étape des calculs, et le coefficient de sécurité F_s (fig. IV-12)

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	60 of 60	Extrapolation factor	0,115		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,179		
Multipliers					
	Incremental Multipliers		Total Multipliers		
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000	
Strength reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	0,936	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Figure IV-12: Coefficient de sécurité à l'état initial

IV.5.1.2 Etat avec remblai

La présentation du modèle géométrique de versant avec remblai est illustrée dans la figure ci-dessous.

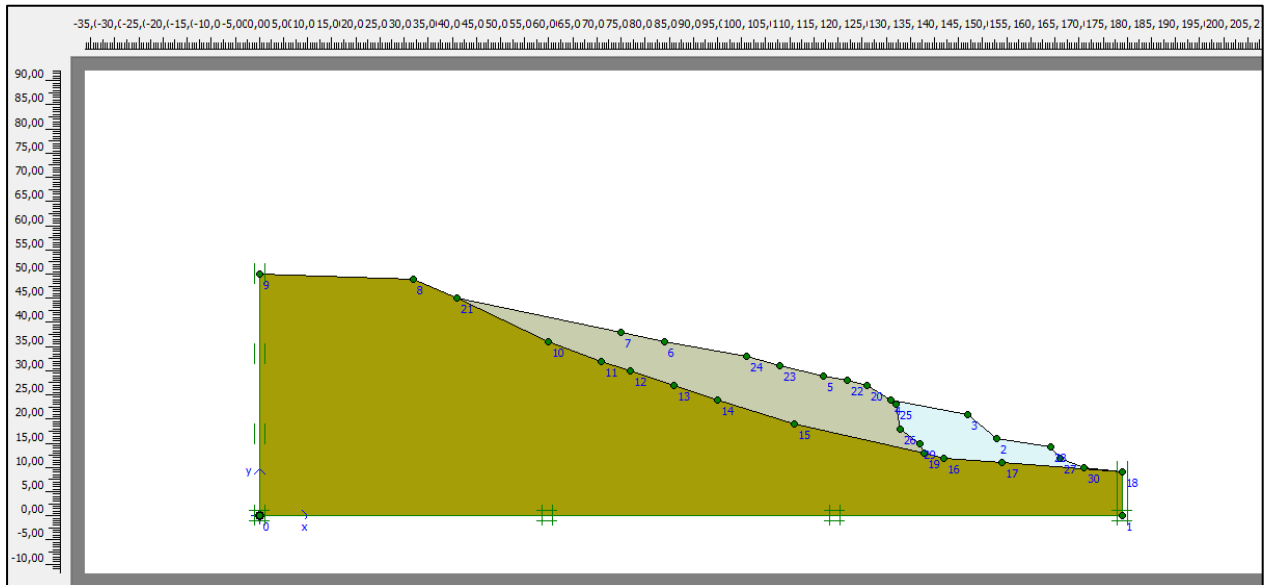


Figure IV.13 Le modèle géométrique de versant avec remblai.

✓ Maillage du modèle

Maillage déformé du versant avec remblai est illustrée dans la figure ci-dessous.

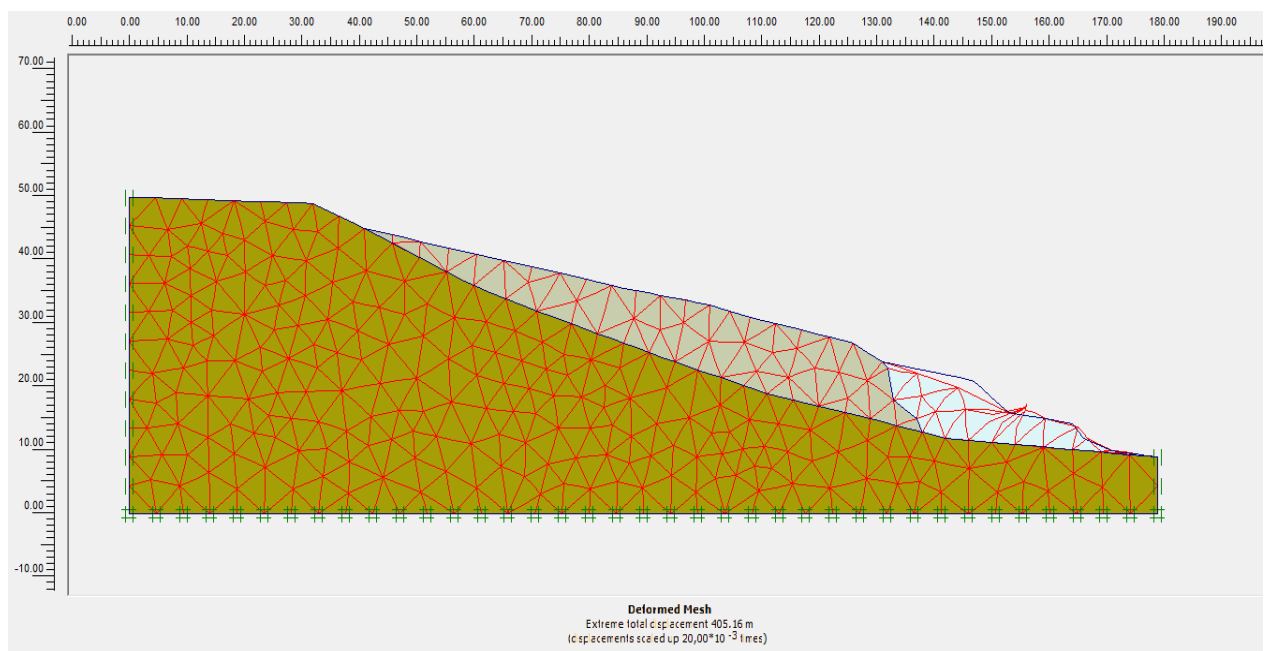


Figure IV.14:Le maillage déformé du versant avec remblai.

✓ Les Déplacements

Les déplacements totaux du versant avec remblai et les contraintes maximales de cisaillement sont présentés dans les figures ci-dessous.

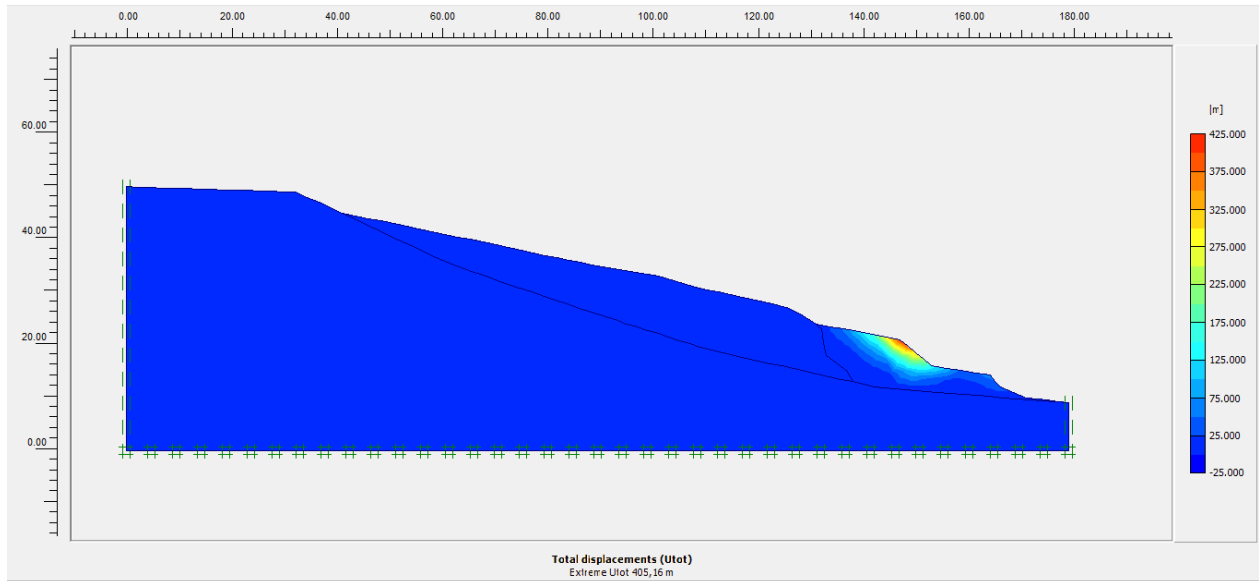


Figure IV-15: Les déplacements totaux (état avec remblai).

✓ Les contraintes maximales de cisaillement

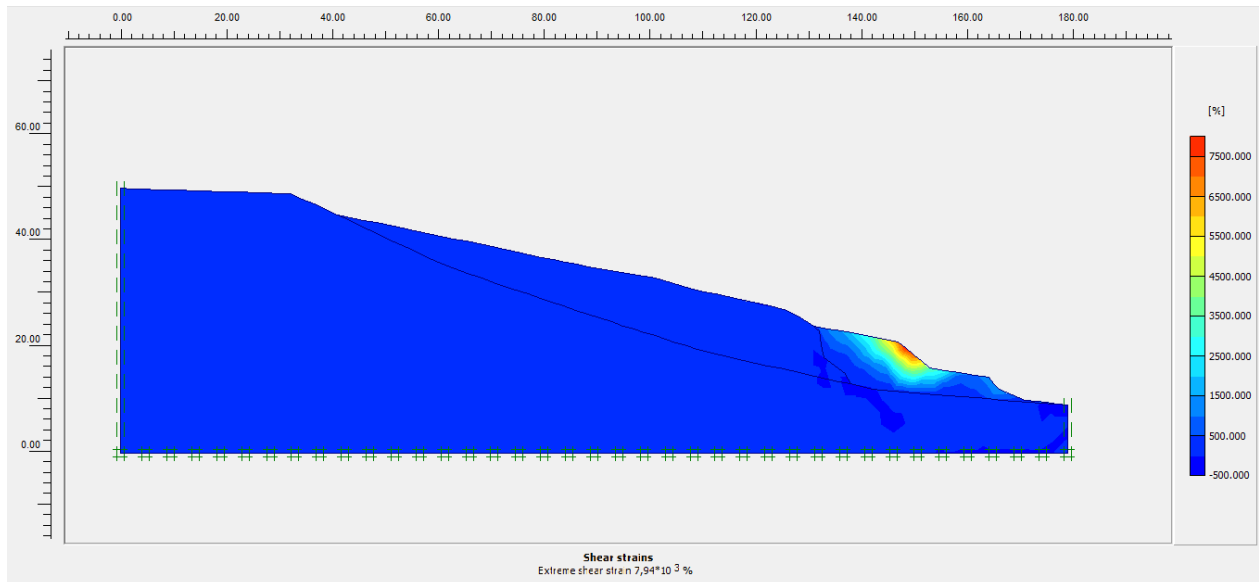


Figure IV-16: Les contraintes maximales de cisaillement avec remblai.

➤ **Coefficient de sécurité**

Le coefficient de sécurité dans l'état du versant avec remblai est présenté dans la figure ci-dessous.

Step Info		Extrapolation factor	2,000	
Step	350 of 350	Relative stiffness	0,000	
PLASTIC STEP				
Multipliers				
	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,010	Σ -Msf:	1,175
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000

Figure IV-17: Coefficient de sécurité (état avec remblai).

IV.5.1.3 Etat du versant avec une nappe phréatique

Le modèle géométrique est semblable au modèle de versant avec remblai mais avec une nappe phréatique.

✓ **Maillage du modèle**

La déformation de maillage est représentée sur la figure ci-dessous.

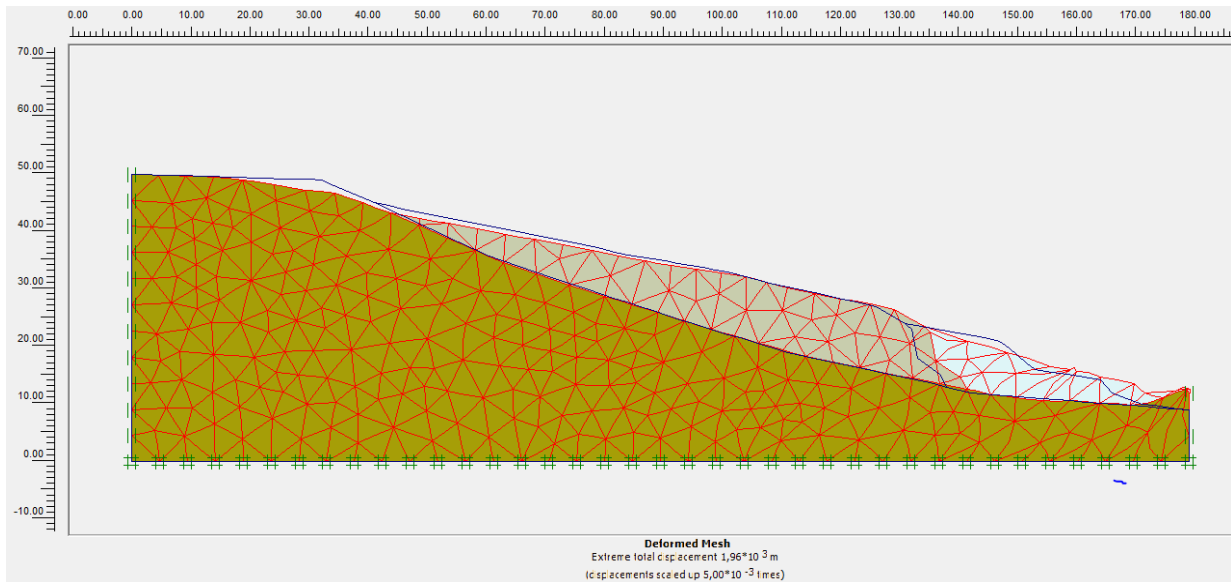


Figure IV-18: Déformation de maillage du versant avec la nappe phréatique.

✓ Les Déplacements

Le déplacement total maximum est de 1960 m.

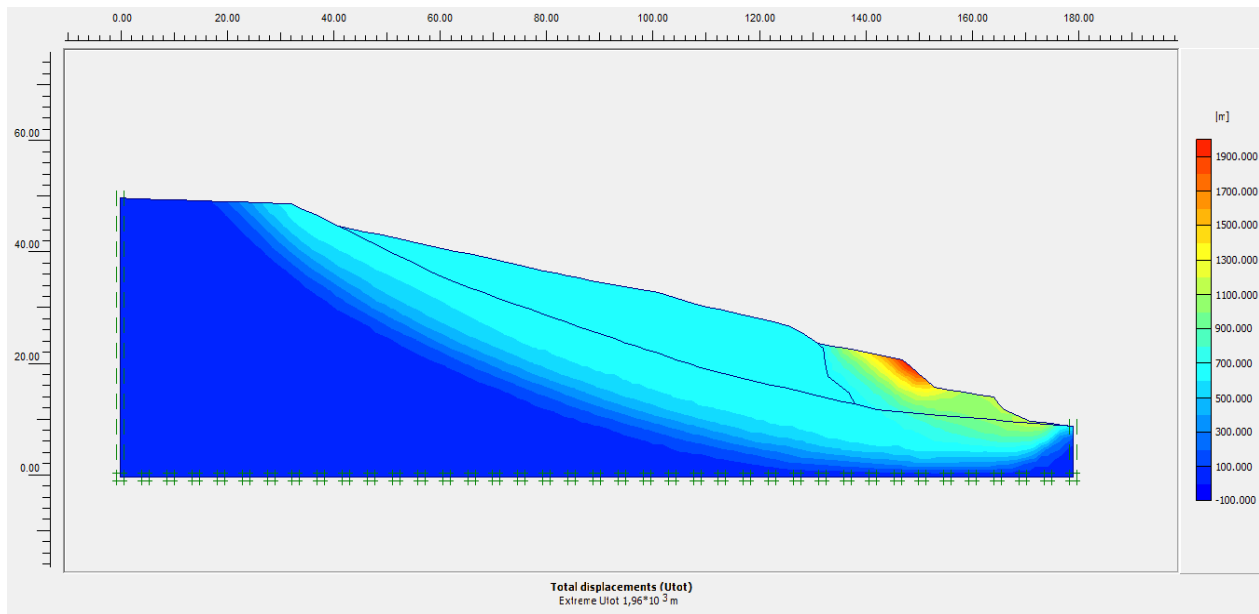


Figure IV-19: Total déplacement du versant avec la présence de la nappe.

✓ Les contraintes maximales de cisaillement

Les contraintes maximales de cisaillement après le calcul de coefficient de sécurité sont illustrées dans la figure ci-dessous.

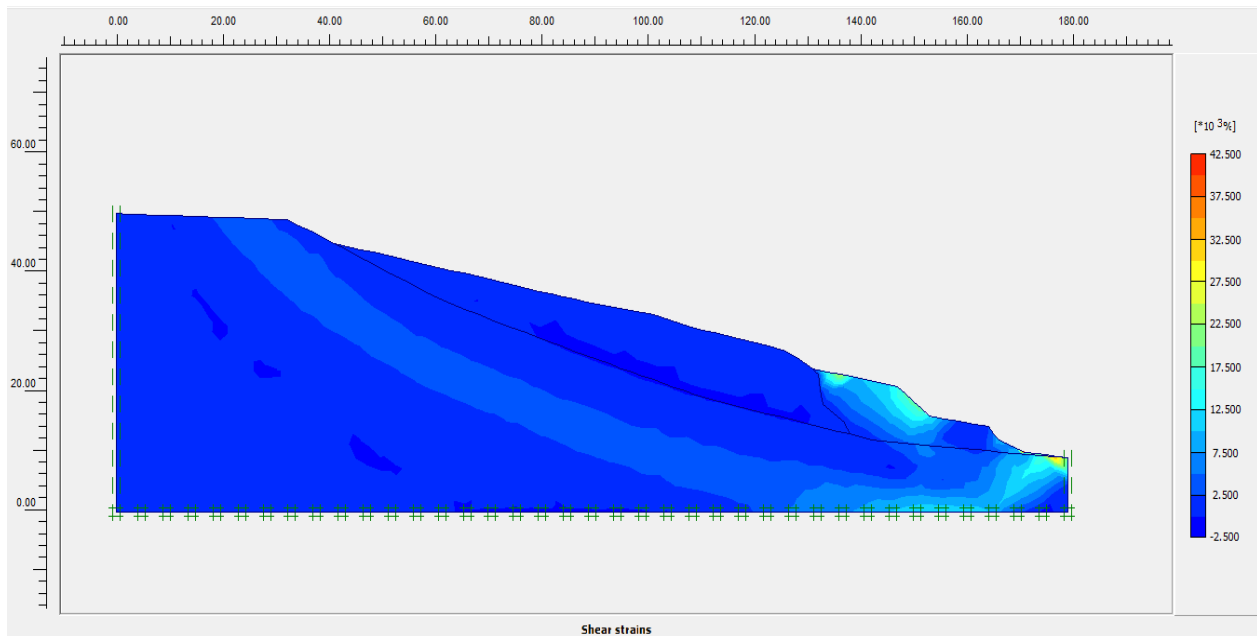


Figure IV-20: Les contraintes maximales de cisailment (état de nappe phréatique).

➤ Le coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité dans l'état du versant avec une nappe phréatique montre la valeur qui apparaît dans la figure ci-dessous.

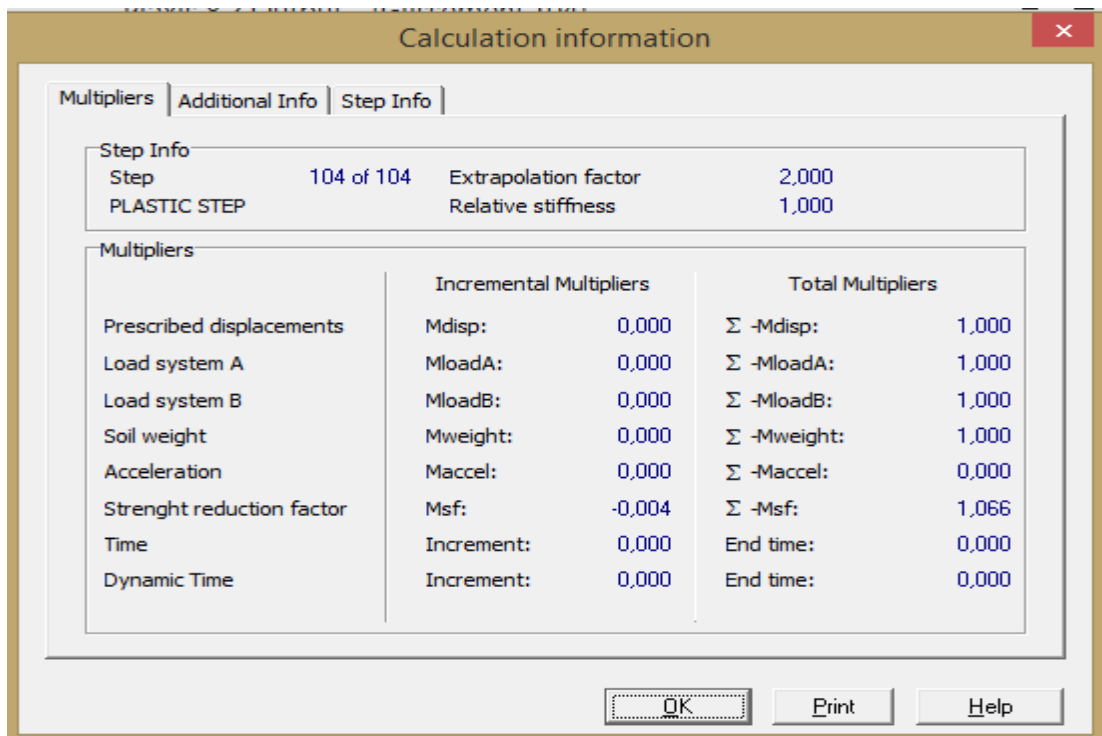


Figure IV-21: Coefficient de sécurité (état de versant avec une nappe phréatique).

IV.5.2 Résultats de calcul

Le tableau suivant regroupe les résultats de calcul du code PLAXIS.

Tableau IV-2 : Récapitulatif des résultats de calcul du code PLAXIS.

	Variante N°01	Variante N°02	Variante N°03
Coefficient de sécurité Fs	0.936	1.175	1.066
Modèle	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Comportement	Non drainé	Non drainé	Non drainé
Les contraintes de cisaillement (kN/m ²)	32.22*10 ⁶	7940	42500
Les déplacements (m)	2.02*10 ⁶	405.16	1960

❖ Interprétation des résultats

- **Variante N°01 :**

- L'analyse des résultats confirme les calculs précédents, et que le versant est dans un état instable.
- Les déplacements (2.02*10⁶ m) et les contraintes de cisaillement (32.22*10⁶ kN/m²) sont très importants au niveau de la couche d'argile ce qui explique que la couche constitue un plan favorable au processus de glissement.

- **Variante N°02 :**

- On note un coefficient de sécurité croissant (1.175), ce qui explique l'importance de remblai dans le phénomène du glissement de terrain. Le remblai joue un rôle favorable dans la stabilité du versant.

- **Variante N°03 :**

- On observe le coefficient de sécurité décroissant (1.066), ce qui explique l'importance de l'eau dans le phénomène du glissement de terrain, donc il joue un rôle défavorable dans la stabilité du versant.
- Les déplacements du versant sont très importants (1960 m), et les contraintes de cisaillement sont très importantes (42500 KN/m²) en bas de remblai.

IV.5.3 Moyen de Confortement

D'après les résultats de calcul effectué, on a constaté que l'eau est l'origine de l'instabilité du versant, mettant donc le site dans un état critique avec des coefficients de sécurité considérablement faibles.

Le recours aux techniques de confortement est désormais indispensable. Plusieurs méthodes sont opportuns pour assurer la stabilité du versant, mais le choix de la méthode de confortement convenable doit tenir compte de l'aspect technico-économique (Coûts, efficacité de la technique utilisée, disponibilité des matériaux et du matériel, savoir faire et mise en œuvre...etc).

Selon les analyses effectuées, le système de confortement proposé sera formé de pieux forés en deux phases distinctes :

- **La phase N°1:** Confortement avec système de pieux élançés seulement dans la couche de marne jusqu'à 7m ;
- **La phase N°2 :** Confortement avec système de pieux élançés à la fois dans la couche de marne jusqu'à 7m et dans la couche de remblai jusqu'au bon sol.

Les figures suivantes illustrent l'état du versant après confortement :

➤ La phase N°1

Le modèle géométrique du versant après confortement.

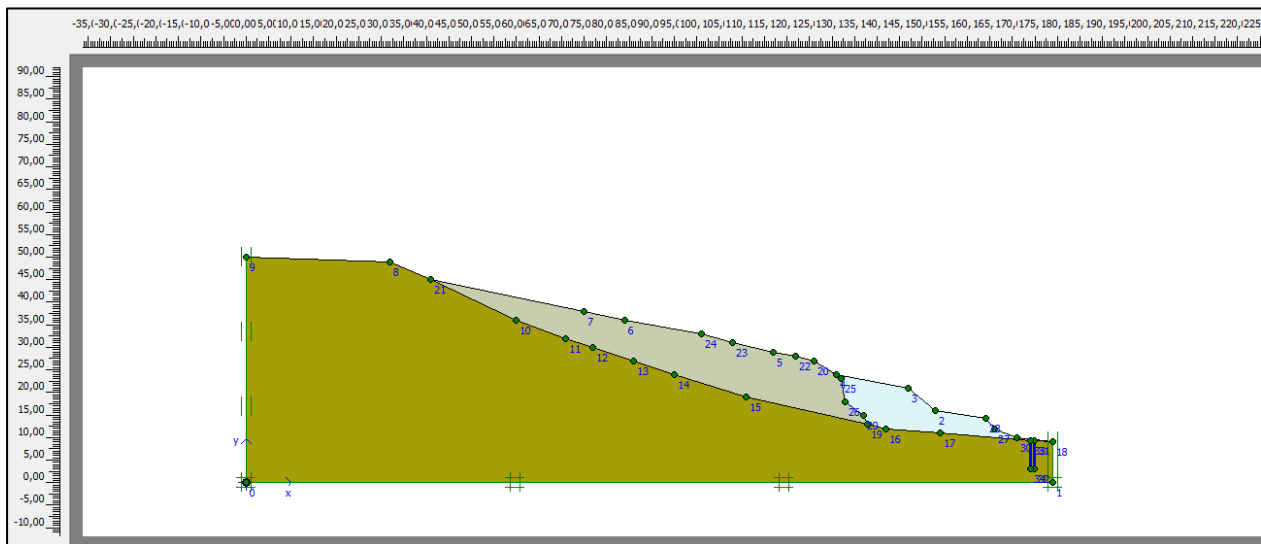


Figure IV-22 : La position de pieux dans le versant.

✓ **Maillage du modèle**

La déformation du maillage de modèle est présentée dans la figure ci-dessous.

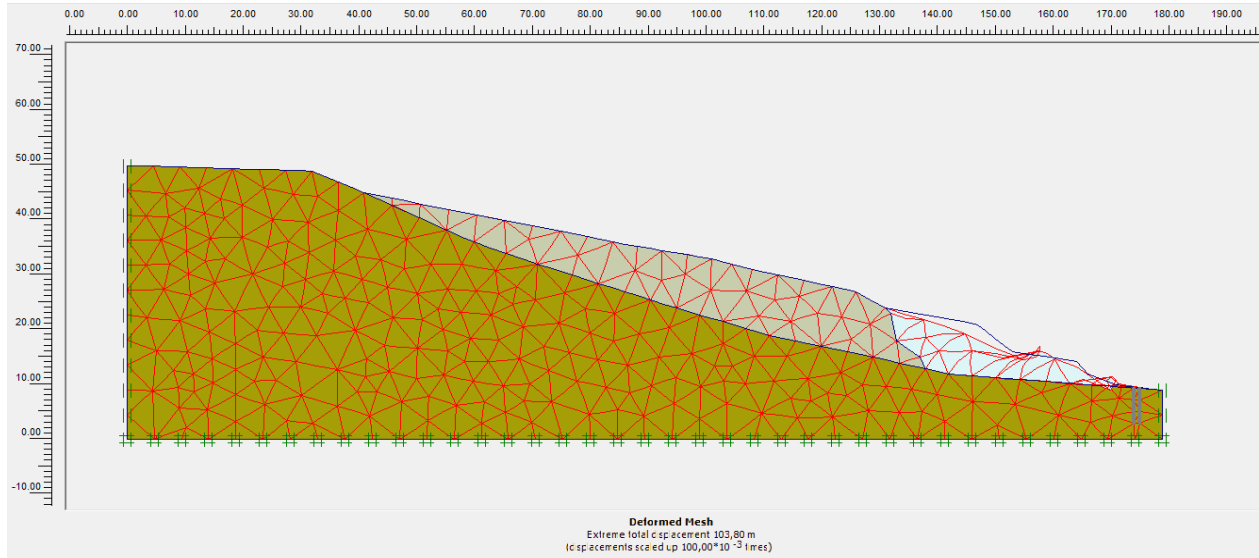


Figure IV-23: Le maillage déformé du versant après confortement.

✓ **Les Déplacements**

Le déplacement trouvé après le confortement est présenté dans la figure IV-24 ci-dessous.

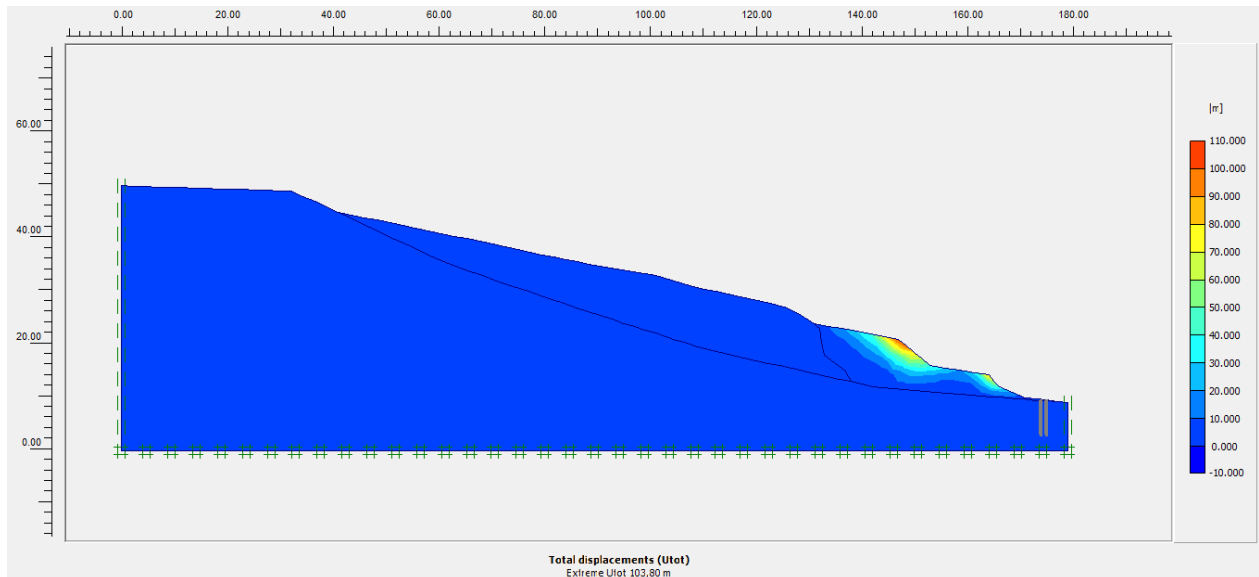


Figure IV-24: Les déplacements totaux après confortement.

✓ Les contraintes maximales de cisaillement

Les contraintes maximales de cisaillement après le calcul de coefficient de sécurité sont illustrées dans la figure ci-dessous.

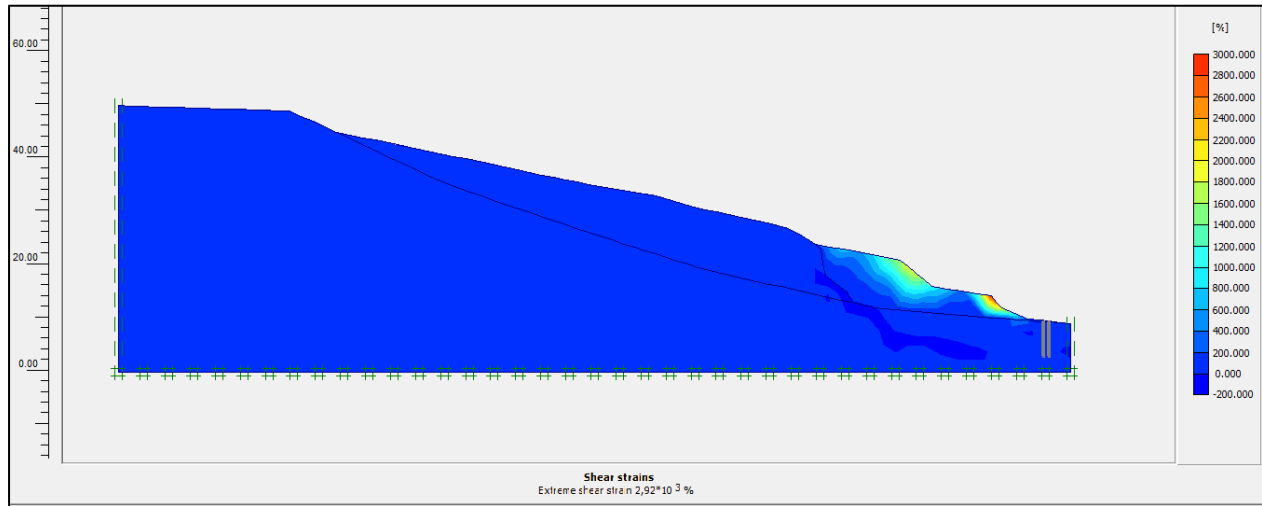


Figure IV-25: Les contraintes maximales de cisaillement après confortement.

➤ Le coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité après confortement est illustré dans la figure ci-dessous.

Multipliers				
Step Info				
Step	75 of 75	Extrapolation factor	0,000	
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,823	
Multipliers				
	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000
Strength reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	1,418
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000

Figure IV-26: Coefficient de sécurité après le confortement (phase N°1).

➤ La phase N°2

Le modèle géométrique du versant comme montre la figure IV-27 ci- dessous.

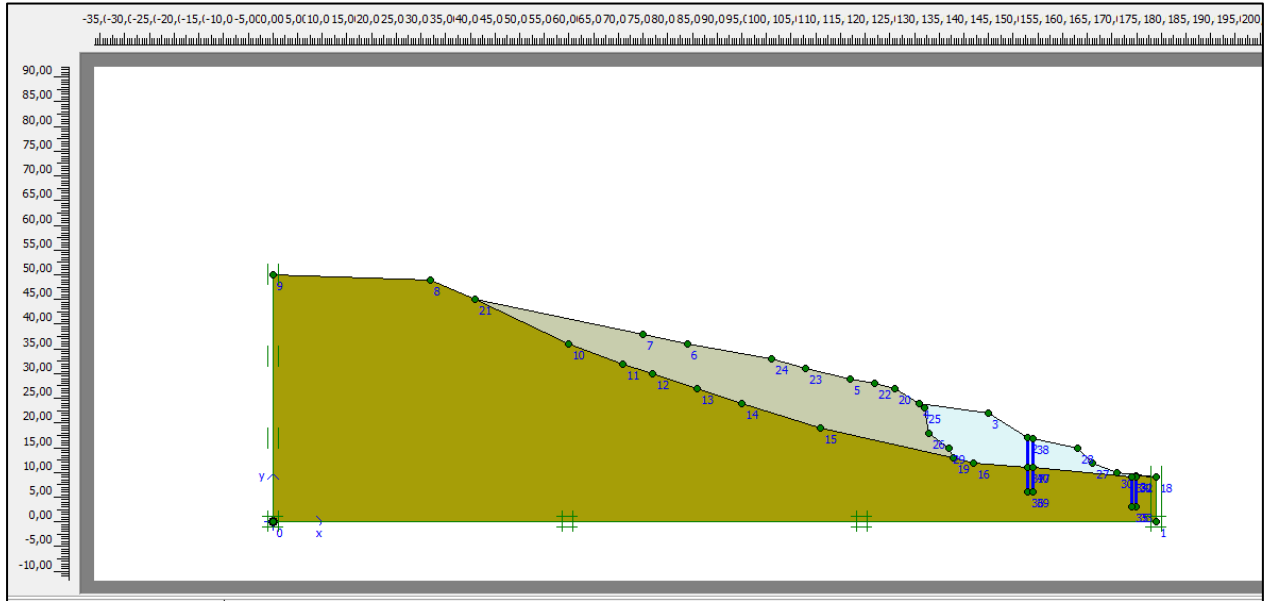


Figure IV-27 : La position de pieux dans le versant (phase N°2).

✓ Maillage du modèle

La déformation du maillage de modèle est présentée dans la figure ci-dessous

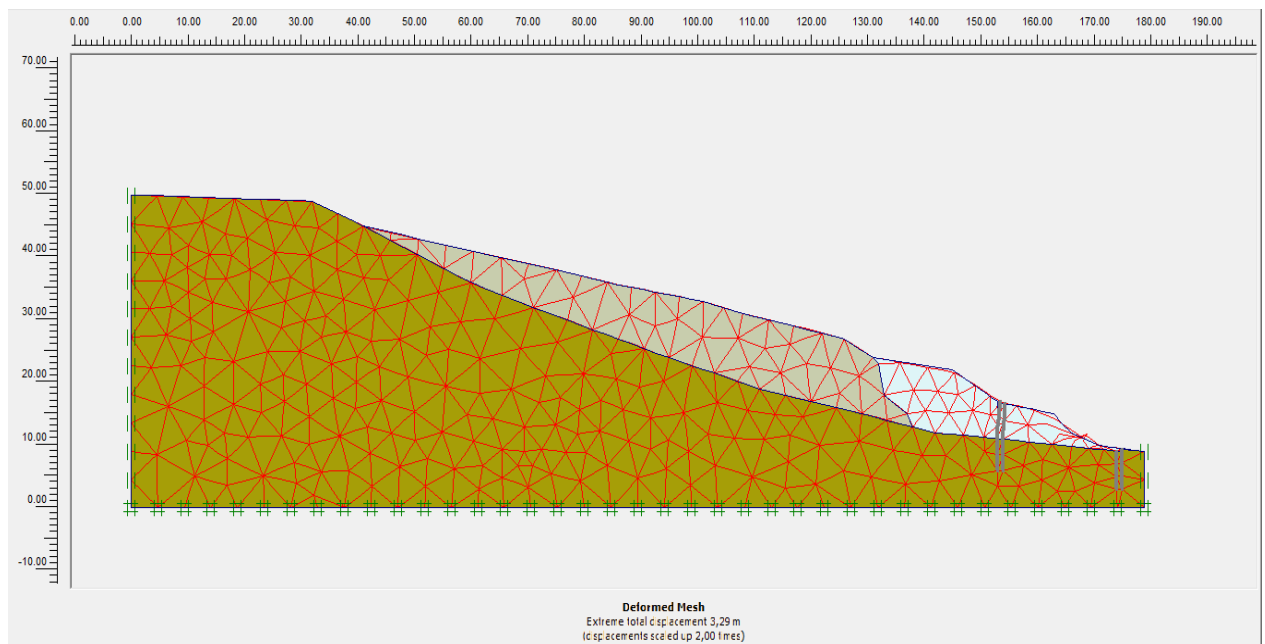


Figure IV-28: Le maillage déformé du versant après confortement (phase N°2).

✓ Les Déplacements

Le déplacement trouvé après le confortement et les contraintes maximales de cisaillement comme montre les figures ci- dessous.

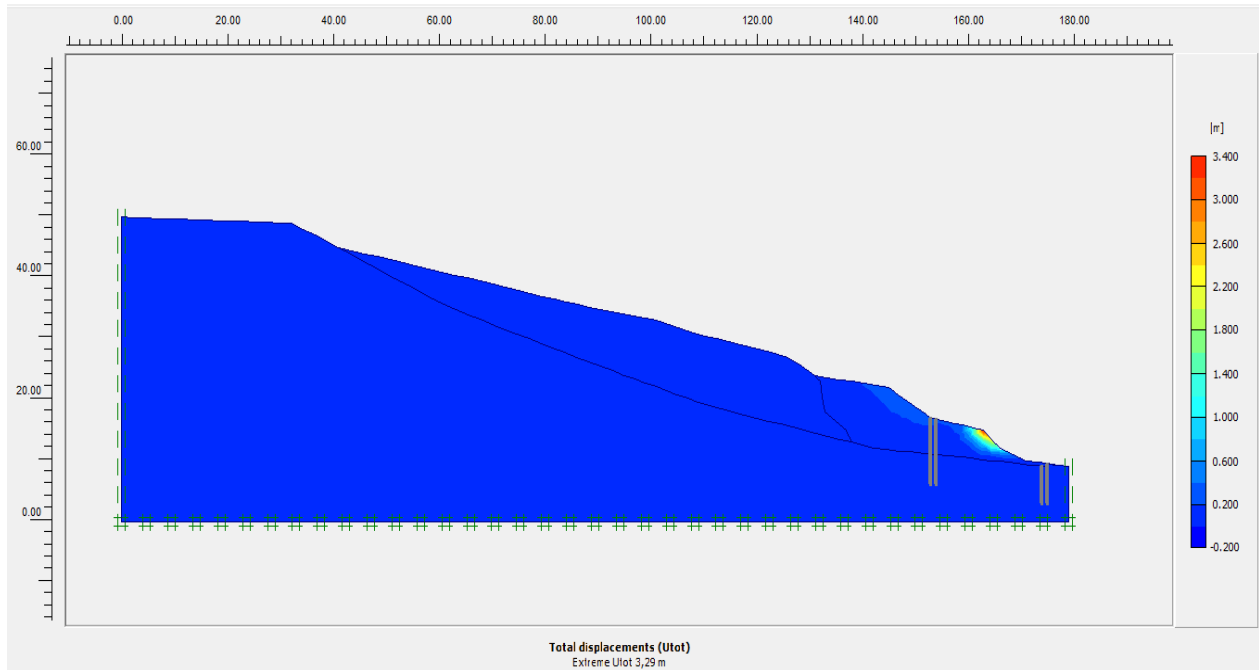


Figure IV-29: Les déplacements totaux après confortement (phase N°2).

✓ Les contraintes maximales de cisaillement

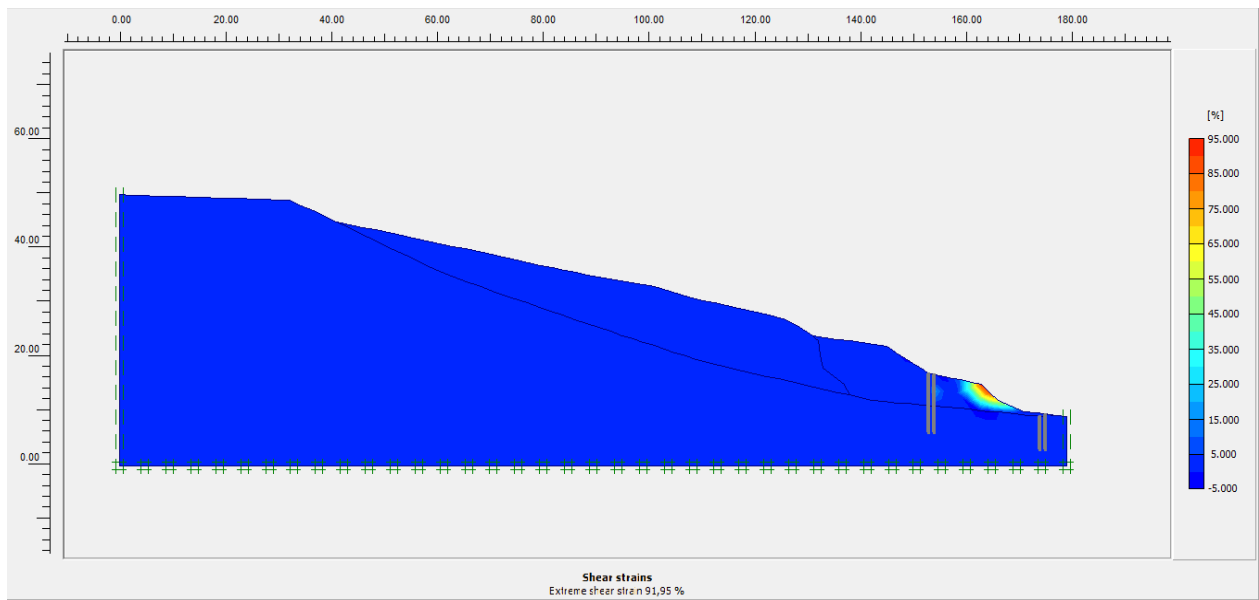


Figure IV-30: Les contraintes maximales de cisaillement après confortement (phase N°2).

➤ **Le coefficient de sécurité**

Le coefficient de sécurité après confortement est présenté dans la figure ci-dessous.

Multipliers				
Step Info				
Step	89 of 89	Extrapolation factor	1,000	
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000	
Multipliers				
	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	1,652
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000

Figure IV-31: Coefficient de sécurité après le confortement (phase N°2).

❖ **Interprétation des résultats :**

On observe dans la deuxième phase une augmentation du coefficient de sécurité ($F_s = 1.652$), ce qui montre que le système de confortement est efficace.

IV.6 Conclusion

Les résultats de calcul du coefficient de sécurité dans ce chapitre révèlent que le terrain est instable dans les trois premiers cas étudiés en particulier dans le cas sans remblai qui a des déplacements très importants par rapport aux autres cas.

Une technique de confortement a été proposée, sous forme de pieux ancrés en bas du talus. Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité calculée est supérieur à 1.5, ce qui signifie que le choix de système de confortement par pieux est efficace pour la stabilisation du versant.

En générale, le choix définitif d'une méthode de confortement ne repose pas seulement sur la valeur intrinsèque du coefficient de sécurité mais dépend aussi de plusieurs autres paramètres en particuliers la facilité d'exécution et le coût de réalisation.

Conclusions Générales et Recommandations

CONCLUSIONS GENERALES

Le travail effectué au cœur de cette étude, a pour but d'étudier et analyser la stabilité d'un versant situé à côté du village de boufharma (wilaya de tiziOuzou), qui menace les constructions qui se trouve en tête du versant et les fondations du viaduc 18.

En premier lieu nous avons défini les différents types de mouvement de terrain en général, et en particulier les glissements de terrain avec les différentes techniques d'évaluation.

Dans l'analyse de stabilité des pentes, nous avons défini les principales méthodes de calcul de stabilité des pentes et la description des méthodes de calcul les plus courantes.

En ce qui concerne l'étude présentée dans ce travail, nous avons étudié le glissement de terrain qui est basé sur :

- Analyse et interprétation du rapport géotechnique.
- Analyse du glissement à l'aide du logiciel PLAXIS.
- Proposition des solutions adéquates au glissement de terrain étudié.

Après une analyse approfondie de toutes les informations, il en ressort que le versant est constitué d'un sol hétérogène (Argile plastique et marne), la masse qui est en mouvement constituée d'une argile plastique et la couche de marne a des caractéristiques géotechniques de mauvaise qualité (cohésion faible), avec le pendage des couches dans le sens du glissement.

La méthodologie adoptée, nous avons analysés le glissement de terrain, afin de localiser sa surface. Cette analyse est menée à l'aide d'un calcul numérique par logiciel Plaxis, il a permis de localiser la surface du glissement critique.

Après ces analyses, nous avons obtenu un facteur de sécurité inférieur à 1,5 donc le versant est dans un état instable, et nécessite une technique de confortement. Tandis que le calcul de confortement nous donne une idée sur l'efficacité de choix de confortement et son influence sur la sécurité de site.

On peut dire que dans une analyse de glissement de terrain le plus important c'est de proposer un système de confortement économique qui assure la pérennité de toute le site et cela après une

investigation précise qui nous permettra de déterminer les causes du problème afin d'orienter nos décisions vers la meilleure solution.

Enfin, on termine par quelques recommandations afin de stabiliser les glissements existants ou bien d'éviter le déclenchement de nouveaux glissements.

Les recommandations suivantes doivent être respectées :

- Réaliser des drainages en amont et aux alentours des ouvrages à construire dans le futur pour limiter les infiltrations des eaux dans les sols de versant.
- Eviter les travaux de terrassement en buté de pied en période de pluie.
- Capturer les sources d'eau susceptibles d'apparaître lors des terrassements.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Abramson, L.W., Lee, T.S., Sharma, S., et Boyce, G.M. **2002.** Slope Stability and Stabilization Methods. John Wiley & Sons, Inc., New York.

AISSA Mohamed Hamza et HADDOUCHE Khadidja, 2011, Analyse et modélisation d'un glissement de terrain. Cas de Sidi (Youcef Beni Messous) Alger, Master, Centre Universitaire Khemis Miliana.

Alexander, David E. **2008.** "A Brief Survey of GIS in Mass-Movement Studies, with Reflection on Theory and Methods." *Geomorphology* 94(3-4): 261-67.

AMEUR Naima, 2014, Analyse et évaluation du potentiel de risque du glissement de terrain d'Azazga, Memoire de Magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

AR Zolfaghari, A.C. Heath, and P.F. McCombie, **2005.** Simple genetic algorithm search for critical non-circular failure surface in slope stability analysis. *Computer and Geotechnics*, Vol. 32, pp. 139-152.

Astrade, L., Stoffel, M, Corona, C., Saez, J. L., **2012.** L'utilisation des cernes de croissance des arbres pour l'étude des événements et des changements morphologiques: intérêts, méthodes et apports des recherches alpines à la dendro-géomorphologie. *Géomorphologie: relief, processus, environnement*, (3), p- 295.

Azzaz Ibtissam & Chouikha Safia , 2017. Étude numérique de la stabilité d'un remblai sur sol mol traité par des colonnes ballastées entouré par de géosynthétique Université Ziane Achour – Djelfa Faculté des sciences et de la Technologie Département de Génie Civil.

Bachand, É, 2010. Datation dendro-chronologique des mouvements de masse de grande ampleur en milieu côtier (Doctoral dissertation, Université du Québec à Rimouski).

Bachir boushaba, 2017. Vérification de la Stabilité du Terrain de POS Serkina – Constantine (Méthodes Analytiques) Code *GeoStudio*.Université Larbi Ben M'hidi Oum-El-Bouaghi Faculté des Sciences et Sciences Appliquées Département de Génie Civil

Benaouda Abd Elwahid, Mami Mohamed Abdennour, 2019. Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain sur la rn 24 au pk 235+500 (Wilaya De Bejaia) Université Ferhat Abbas -Sétif Faculté de Technologie Département de Génie.

Bendadouche Hocine, Lazizi Salah, 2013. Glissement et confortement, Chapitre 04 Stabilité des talus, Livre édité par : Pages bleue.

Bendjeddou A, 2015. Etude des glissements routiers Au Nord Est de l'Algérie ; mémoire pour l'obtention diplôme de Magister en Génie Civil ; 2731p.

Benouis Djamel Eddine, 2010. Etude d'un glissement de terrain par différentes méthodes. Thèse de magister. Université de Saida.

Benslimane Chems-eddine, Chennin Mouloud, 2014. Université A/Mira Faculté de Technologie Département de Génie civil confortement d'un glissement de terrain par clouage en micro-pieux mixtes a thenia (w) boumerdes.

- Benyahia M et Djilali Ben Ferdj S, 2010.** Analyse et modélisation d'un glissement de terrain.
- Berga Abdelmadjid ; 2004.** "Élément de Mécanique des Sols" ; Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique ; Centre Universitaire de Béchar ; Page (129), (213) ; Alger.
- Béron. A., 1867** constitution géologique des montagnes de la Kabylie (Bul. Soc. Géol. De France),
- Bishop A.W., 1955.** The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique, V5, pp7-17,
- Bouafia., 2009.** Conception et calcul des ouvrages géotechniques. Edition pages bleus, Alger, 386p.
- Bouamra Oussama, Chikhi adem, 2015.** "Contribution à l'analyse de stabilité des terrains marneux en pente de la région d'Alger par Palxis: cas de parc Dounya –Dely Brahim ", mémoire de master, Département des sciences de la terre, Université Djillali bounaama Khemis Miliana(Algérie).
- BOUAZIZ Nacira, MELBOUCI Bachir, 2014.** CARACTERISATION DE L'ALEA GLISSEMENT DETERRAIN EN KABYLIE (TIZI-OUZOU) ALGERIE Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Laboratoire Géo matériaux, Environnement et Aménagement (LGEA), Tizi-Ouzou, Algérie.
- Bougdal, R.,** Belhai, D., Antoine, P., **2006.** Géologie de la ville de Constantine et de ses environs. Bull Serv Geol Algérie 18:3–23.
- Bougdal, R.,** Larriere, A., Pincent, B., Panet, M., Bentabet, A., **2013.** Les glissements de terrain du quartier Belouizdad, Constantine, Algérie. Bull Eng Geol Environ 72:189–202.
- BOUKHAOUA FATMA, 2017.** Etude d'un glissement de terrain au niveau de Village Belia-Hanied commune Adekar Wilaya de Bejaia Universite Ferhat Abbas -Setif, Faculté de Technologie Département de Génie Civil.
- Bourenane H.,** Bouhadad Y., Guettouche, M.S., Braham, M., **2015.** GIS based landslide susceptibility zonation using bivariate statistical and expert approaches in the city of Constantine (Northeast Algeria). Bull Eng Geol Environ 74(2):337–355. Doi: 10.1007/s10064-014-0616-6.
- Bourenane H.,** Guettouche, M S., Bouhadad, Y., **2016.** Landslide hazard mapping in the Constantine city, Northeast Algeria using frequency ratio , weighting factor , 163 logistic regression , weights of evidence , and analytical hierarchy process methods Arab J Geosci (2016) 9: 154 DOI 10.1007/s12517-015-2222-8.
- BOUTERAA HOUARI et BENDAAS AZEDDINE, 2019.** Étude de stabilité et proposition d'une solution de confortement d'un glissement de terrain au niveau de la RN 74(PK35+200), Université Ferhat Abbas –Sétif.

Braekken et van Nostrand, 1966. Principes de Géza Kunetz sur la prospection de la résistivité en courant continu.

Bruno Martins-Campina , 2005. Le rôle des facteurs géologiques et mécaniques dans le déclenchement des instabilités gravitaires : exemple de deux glissements de terrain des Pyrénées Atlantiques (Vallée d'Ossauet Vallée d'Aspe). Planète et Univers [physics]. Université Sciences et Technologies - Bordeaux I.

Calvello, M., Cascini, L., Mastroianni, S, 2013. Landslide zoning over large areas from a sample inventory by means of scale-dependent terrain units. *Geomorphology*, 182, 33-48.

Carrara, A., Pike, R. J., 2008. GIS technology and models for assessing landslide hazard and risk. *Geomorphology* 94:257–260.

Charaf chabou, 2020. <https://www.facebook.com/charaf.chabou/posts/10223855758601439>

CHIHEB Mohamed et GRIOU Sadam, 2018. Analyse de la stabilité de la pente en utilisant la modélisation numérique : application au glissement de terrain du centre hospitalier universitaire «ISAAD Hassani» Beni Messous-Alger Université Djillali BOUNAAMA de Khemis Miliana Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie et des Sciences de la Terre Département des Sciences de la Terre.

Ciabatta, L., Camici, S., Brocca, L., Ponziani, F., Stelluti, F., Berni, N., Moramarco, T., 2016. Assessing the impact of climate-change scenarios on landslide occurrence in Umbria Region, Italy. *J. Hydrol.*, doi:10.1016/j.jhydrol.2016.02.007.

D.Moiriat, 2002. Glissement – coulée de vatagna (39) : Diagnostic et proposition de mise en sécurité du site

De Melo, C.B.C. 2000. Seismic coefficients for pseudo static slope analysis. University of Idaho, USA.

Dewez T, L. Closset, F. Simon, A. Marre, D. Idier et C. Delacourt, 2005. Méthodes topographiques de suivi de glissements de terrain Exemple de la Montagne de Reims Région Champagne-Ardenne Rapport final BRGM/RP 54688-FR.

Dewitte,O., 2006 .Cinématique de glissements de terrain et prédiction de leur réactivation: approche probabiliste dans la région d'oude naarde. Thèse de doctorat, Université de Liège, Canada.221p.

Dikau, R., Brunsden, D., Schrott, L., Ibsen, ML., 1996. Landslide recognition: Identification, movement, and causes. Wiley, New York.

Djrbal L., Melbouci B., 2012. Le glissement de terrain d'Ain El Hammam (Algérie): causes et évolution, *Bull Eng Geol Environ* 71:587–597.

DPAT.b, 2011. Direction de Planification et d'aménagement du territoire : Plan d'aménagement de wilaya (PAW). Phase 01. Tizi-Ouzou. P19-67.

- Etienne, B.**, Anne-marie, d., Aiham, s., **2007**. Scénario de risque sismique dans une vallée alpine : La haute Tinée, Alpes Maritimes, France .7ème Colloque National AFPS – Ecole Centrale Paris, P. 04.
- Fantucci, R.**, and McCord, A., **1995**. Reconstruction of landslide dynamic with dendrochronological methods. *Dendrochronologia* 13, pp. 43–57.
- Fantucci, R.**, and Sorriso-Valvo, M. **1999**. Dendrogeomorphological analysis of a slope near Lago, Calabria (Italy). *Geomorphology* 30, pp. 165–174.
- Faure R.M.** **1985**. Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations. *Revue française de Géotechnique* n° 33, p. 49-59.
- Faure R.M.** **2000**. L'évolution des méthodes de calcul en stabilité des pentes. Partie I : Méthodes à la rupture, *Revue Française de Géotechnique*, N°92,
- Fellenius W.** **1927**. *Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion*, Ernst, Berlin,.
- Femmam. H.** **2014**. Analyse numérique de l'influence des pressions interstitielles sur la stabilité des talus. Thèse de doctorat. Université Mohamed Khider Biskra.
- Ficheur. E.M.** **1890**. Description géologique de la Kabylie du Djurjura.
- Florence Chevallier**, **2011**. Collection Prévention des risques naturels »
- Fredlund, D.G. and Krahn. J.** **1977**. "Comparison of Slope Stability Methods of Analysis," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 14, N° 3, pp 429-439.
- Geomica**, 2009. Étude géotechnique de la zone de glissement et de tassement de Ain El Hammam (phase II) Rapport Interne.
- Gervreau E.** **2000**. (Maitre de conférence à l'Université de Cergy Pontoise)- *Geotechnique «calcul des ouvrages »*-Gaëtan Morin Editeur.
- Gervreau, E.**, DURVILLE J.L., FOLLACCI J.P., **1992**. Qualité et optimisation des modèles de prévision des mouvements de terrain. *Bulletin de Liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°177, 81-88 pp.
- Guirous, L.**, Dubois, L., Melbouci, B., **2014**. Contribution to the study of the landslide of the city of Tizirt (Algeria). *Bull Eng Geol Environ* 73: 971–986. doi:10.1007/s10064- 014-0624-6.
- HADBI Zakaria et DJELTI Mohamed**, **2019**. Analyse Et Confortement D'un Glissement De Talus, Mémoire pour l'obtention du Diplôme de Master, Université de Tlemcen.
- Hadjaz djamila**, **2012**. Calcule de stabilité des glissements de terrain d'Azazga, Mémoire de Master, Université Mouloud Mammeri de tizi-ouzou.
- HAMBLI Meriem et HAMICHE Ikram**, **2017**. Etude d'impact sur l'environnement de la pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou, Mémoire de Master, Université Akli Mohand Oulhadj – Bouira -.
- Haoues et loucif**, **2017**. Etude de stabilité d'un talus cas réel : cite ciloc – constantine, Université Larbi Ben M'hidi Oum El Bouaghi.

Hovius, N., Stark, C., Hao-Tsu, C., Jiun-Chuan, L., 2000. Supply and removal of sediment in a landslide-dominated mountain belt: central range, Taiwan. *J. Geol.* 108, 73–89.

HUANG S. L., YAMASKI K. 1993. Slope stability analysis using local minimum factor-of-safety approach. *Journal of ASCE*, vol.119 (12), 99.1974-1987.

Itatahine abd el fatteh et Ouaad mustapha, 2019. Apport de la géophysique et la géotechnique à l'évaluation du glissement de terrain apparu le long du tracé de la conduite AEP Acerdoune Djebahia (Bouira), Université Djilali Bounaama de Khemis-Miliana,

J.L.Durville, G.Sève, 1996. Stabilité des pentes (glissement en terrain meuble), techniques de l'ingénieur.

Kanouni khair eddine et Bacha ines, 2019. Etude et modélisation du glissement de terrain à Beni Ourtilene sur la RN 74 au pk 30+600 (Wilaya de Sétif), Université Ferhat Abbas -Sétif.

khelil et senad, 2014. Etude de stabilité, modélisation et confortement du glissement de terrain de la cité des 50 logements mezghitane (jijel), universite abderrahmane mira de bejaia.

Kramer, S.L. 1996. Geotechnical earthquake engineering, Prentice-Hall, USA.

Lakebal athmane et Messaour aouas, 2015. Etude De Confortement Du Glissement De Terrain Bouhlou – Bejaia

LCTP LARBI, 2016, laboratoire centrale des travaux publics larbi N° 825/SOL/261.

LCTP LARBI, 2018, laboratoire centrale des travaux publics larbi N° 825/SOL/301.

LNTPB (1972) Marché d'Ain El Hammam étude géologique et géotechnique du glissement. Rapport interne.

LOUHAIBI Adem et CHAIB Abdel djalil, 2013, Stabilité des talus soumis aux chargements sismiques Cas du glissement de la RN80 au PK 77+600, master, Université de 8 Mai 1945, Guelma.

M. DESRUES (Stagiaire M2, SAGE), P. LACROIX (ISTerre), O. BRENGUIER (SAGE), 2017. Détection de mouvements de terrain lents par télédétection,

Maanser Amira, Zérara Fatima Zohra, 2018. Analyse De La Stabilité Des Barrage sen Terre : Etude Comparative Des méthodes Analytiques Et Numériques Université Larbi Ben M'hidi – OUM EL BOUAGHI –Faculté des Sciences et Sciences Appliquées Département D'Hydraulique.

Malet J-P, Maquaire Olivier, Calais Éric. Avril-juin **2002.** Le GPS en géomorphologie dynamique. Application à la surveillance demouvements de terrain (Super-Sauze, Alpes du Sud, France) / GPS in geomorphological studies. Application to the survey oflandslides (Super-Sauze, South France). In: *Géomorphologie : relief, processus, environnement*, vol. 8, n°2. pp. 165-179

- Malet, J-P.,** Hartig,S., Calais,E., Maquaire,O., **2000.** Apport du GPS au suivi en continu des mouvements de terrain Application au glissement-coulée de Super-Sauze (Alpesde-Haute-Provence,France).C.R.Acad.Sci.Paris,Sciences de la terre et des planètes, 331, pp. 175-182
- Medjitna Nasri Lamia, 2008.** Les glissements de terrains en 2D et 3D Etude Comparative entre Flac et Plaxis, memoire de magistere , universite 20 aout 1955 de skikda.
- Mendjel Djenatte, 2012.** Analyse inverse dans le calcul géotechnique -application au calcul de la stabilité des talus-, thèse Présentée en vue de l’obtention du diplôme de DOCTORAT DES SCIENCES, Université Badji-Mokhtar-Annaba.
- Merriani. V,** Soukatchoff, J.P.Piguet, **2003.** “Eléments de géotechnique”.
- Meziani B, 2018.** Apport de l’imagerie Géophysique à l’étude de quelques cas en Algérie d’instabilités gravitationnaires ou de zones humides, thèse doctorat, université houari boumediène de bab azouar.
- Meziani B.,** Machane, D., Bendaoud, A., Cheikh Lounis, G.H., Oubaiche, E.L.H, Chabane, S., Bensalem, R., Moulouel, H., **2017.** Geotechnical and geophysical characterization of the Bouira-Algiers Highway (Ain Turck, Algeria) landslide. Arab J Geosci (2017) 10:117. doi 10.1007/s12517-017-2926-z.
- Meziani, B.,** H. Gadouri, AEK. Bouderbala, AEF.Itatahine, M.Ouaad., **2019.** Contribution of geophysical and geotechnical to the evaluation of the landslide appeared along the road of the AEP pipe from Acerdoune in Djebahia (W.Bouira). 1st International Congress on Advances in Geotechnical Engineering and Construction Management (ICAGECM’2019) à l’université 20 aout 1955, Skikida (Algerie).
- Morgenstern N.R. and Price V.E. 1965.** The analysis of stability of general slip surface. Géotechnique, Vol. 15, N°1, pp. 79–93.
- ONM, (2015).**- Office Nationale Météorologique : Données climatique période 2005-2015.
- Oucif Yacine et Boukmedja Takieddine, 2019.** Etude de confortement d'un glissement de terrain RN 103 PK 68+100, Bougâa-Maouklan, université ferhat abbas –Sétif.
- Outmani Nabil, 2012.** Stabilité des versants Application sur un glissement à Barbacha (école primaire 08 Mai 1945) Université A/Mira de Bejaia Faculté de technologie Département de Génie Civil
- philipponnat et Hubert, 1997.** Fondation et ouvrage en terre, editions Eyrolles. Paris.
- Ponziani F.,** Berni, N., Stelluti, M., Zauri, R., Brocca, L., Moramarco, T., Salciarini, D., and Tamagnini, C., **2013.** Landwarn: an operative early warning system for landslides forecasting based on rainfall thresholds and soil moisture. In: C. Margottini et al. (eds.), Landslide Science and Practice, Springer-Verlag, Berlin, 2, 627-634,577 doi:10.1007/978-3-642-31445-2_82.

- Ponziani, F.,** Pandolfo, C., Stelluti, M., Berni, N., Brocca, L., Moramarco, T., **2012.** Assessment of rainfall thresholds and soil moisture modeling for operational hydrogeological risk prevention in the Umbria region (central Italy). *Landslides*, 9, 229-237.
- RA Crovelli, 2000.** Probability models for estimation of number and costs of landslides.
- Raulin P.,** Rouques G., Toubol A. **1974.** < Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire >. Rapport recherche n° 36 LCPC.
- Robitaille V** et Tremblay D., **1997.** Mécanique des sols théorie et pratique.
- RPA 1999 (Version 2003).** Règlement Parasismique Algérien.
- SAADAOUI Ali, 2011.** Analyse Par Modélisation Numérique Des Glissements De Terrain Dus A La Construction Des Ouvrages D'art. Application : Cas De« Djbel El-Ouahch » Wilaya De Constantine Présenté à l'Université de Guelma Faculté des Sciences et de la Technologie.
- Schweingruber, F.H., 1993.** Trees and wood in dendrochronology. Morphological, anatomical, and tree-ring analytical characteristics of trees frequently used in dendrochronology. 402 p.
- Seddiki Ahmed, 2008.** Analyse de la Stabilité des Pentés Sous Séisme, Mémoire Magister, Université De M'sila.
- SELLAMI Soumaya et BELAMRI Samia, 2014.** Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain CW16 Ait idriss Bejaia, Université Abderrahmane MIRA- Bejaia Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur Département de Génie Civil.
- Stoffel, M.,** Bollschweiler, M., **2008.** Tree-ring analysis in natural hazards research—an overview. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 8, 187–202
- Stoffel, M.,** Lievré I., Conus, D., Grichting M.A., Raetzo, H., Gartner, H.W., Monbaron, M., **2005.** 400 Years of debris–flow activity and triggering weather conditions: Ritigraben, Valais, Switzerland. *Artic Antarctic Alpine Research*, 37 (3), 387–395.
- Taleb Hosni Abderrahmane, 2019.** Généralités sur les glissements des terrains, Centre universitaire de Mila, March.
- Varnes, D.J., 1978.** Slope movement types and processes, in Schuster, R.L., and Krizek, R.J., eds., *Landslides—Analysis and Control: National Academy of Sciences, Transportation Research Board, Special Report 176*, p. 12–33.
- Ville. L., 1868.** Etudes géologiques faites dans la Kabylie (Bul. Soc. Géol. de France).
- Xu, C.,** Xu, X., Shyu, J. B H ,**2015.** Data base and spatial distribution of landslides triggered by the Lushan, China Mw 6.6 earthquake of 20 April 2013. *Geomorphology*. 248. Doi , 10.1016/j.geomorph.2015.07.002.
- Yi, L.,** Xu, C., Zhang, X., Wen, Y., Jiang, G., Li, M., Wang, Y. **2017.** Joint inversion of GPS, InSAR and teleseismic data sets for the rupture process of the 2015 Gorkha, Nepal, earthquake

using a generalized ABIC method. *Journal of Asian Earth Sciences*.148, 121-130.Doi, 10.1016/j.jseaes.2017.08.029.

zymczak, S., Bollschweiler, M., Stoffel, M., Dikau, R., **2010.** Debris-flow activity and snow avalanches in a steep watershed of the Valais Alps (Switzerland): dendrogeomorphic event reconstruction and identification of triggers. *Geomorphology*, 116(1-2), 107-114.