



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
-----oOo-----
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
-----oOo-----



Université Mouloud MAMMERY Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

جامعة مولود معمري تيزي وزو
كلية هندسة البناء
فرع هندسة مدنية

MÉMOIRE DE FIN D'ETUDES
POUR LE
DIPLÔME DE MASTER EN GENIE CIVIL
Spécialité : GEOTECHNIQUE

Présenté et soutenu publiquement

Le : 28 Janvier 2020

Thème

**Analyse numérique de la stabilité du tronçon
(Pk 1+200-Pk 1+300) de la pénétrante Est-Ouest
avec les deux techniques pieux et enrochement**

Composition du Jury :

Mme. LOUADJ Samia

Maitre de conférences A. UMMTO

Présidente de jury

Mr. DEHMOUS Hocine

Maitre de conférences A. UMMTO

Examinateur

Mme. BELHASSANI
Ouarda

Maitre Assistante A. UMMTO

Promotrice

Réalisé par :
KADI Louiza

Encadrée par :
Mme. BELHASSANI Ouarda

Remerciements

Louange à notre créateur qui m'a incité à acquérir le savoir et m'a donné la volonté et le courage pour y'arriver. C'est à lui que j'adresse toute ma gratitude en premier lieu.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à ma promotrice, Mme **Belhassani Ouarda**, pour m'avoir encadrée durant cette année, je tiens également à lui exprimer ma profonde reconnaissance pour le temps précieux qu'elle m'a consacré ainsi que pour ses conseils judicieux et généreusement prodigués.

Que les membres de jury trouvent ici mes plus vifs remerciements pour avoir accepté d'honorer par leur jugement mon travail.

Un grand merci également à Mme **Louadj Samia**, Mr **Oughanem Amar** ainsi qu'à mes chers camarades et à toute personne qui, de près ou de loin, a contribué à ce que ce modeste travail voit le jour.

Dédicaces

Je tiens en premier lieu à remercier « Dieu » le tout-puissant, de m'avoir donné la force, la santé, la volonté et la patience pour mener à bien ce travail.

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents :

Aucune expression ne pourrait traduire ma profonde gratitude et ma reconnaissance pour toutes ces années de sacrifices et de dévouement

C'est grâce à ALLAH puis à vous que je suis devenue ce que je suis aujourd'hui

Puisse ALLAH vous accorder santé, bonheur et longue vie afin que je puisse vous rendre un minimum de ce que je vous dois

A mes frères REDHA et FAWZI

Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

A ma chère grand-mère, mes oncles et tantes

Veillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

A mes chères amies

*SONIA, HANANE, SABRINA, LYDIA, MELISSA et
KENZA*

A mes chers cousins et cousines

Merci pour votre soutien. Que Dieu vous aide à atteindre vos rêves et réussir dans vos vies.

RESUME

En Algérie, vu les problèmes causés par les mouvements de terrain notamment les glissements, le renforcement des pentes est devenu une opération indispensable. La présente étude a pour objectif de mieux appréhender le comportement des pentes affrontées à des facteurs déstabilisants et des pentes renforcées par pieux et enrochement.

Ce travail constitue une contribution à la caractérisation et à la modélisation numérique du glissement de terrain provoqué par le terrassement de la pénétrante autoroutière reliant la wilaya de Bouira et de Tizi-Ouzou, situé au tronçon 1 entre le PK 1+200 et PK 1+300 à Tizi-Ouzou.

À cette fin, nous avons débuté notre étude par des généralités sur les différents types de mouvements de terrain ainsi que les différentes méthodes de confortement. Ensuite nous avons effectué une analyse numérique à l'aide du logiciel PLAXIS 3D d'un talus quelconque en présence d'un chargement et d'une nappe phréatique. Par la suite, nous avons modélisé le talus en question conforté avec des pieux puis un enrochement dans le but de déterminer la solution la plus adéquate du point de vue technique et économique.

Mots-clés : Glissement, modélisation, PLAXIS, facteur de sécurité.

ABSTRACT

In Algeria, given the problems caused by ground movements, particularly landslides, the reinforcement of slopes has become an indispensable operation. The aim of this study is to gain a better understanding of the behavior of slopes faced with destabilizing factors and slopes reinforced by piles and riprap. This work contributes to the characterization and numerical modeling of the landslide caused by the earthworks of the motorway penetrating the wilaya of Bouira and Tizi-Ouzou, located at section 1 between PK 1,200 and PK 1,300 in Tizi-Ouzou.

For this purpose, we began our study with general information on the different types of ground movements and the different methods of reinforcement. Then, we carried out a numerical analysis using the PLAXIS 3D software of any talus in the presence of a loading and ground water table. Subsequently, we modeled the embankment in question supported by piles and then a riprap in order to determine the most suitable solution from a technical and economic point of view.

Keywords: Sliding, modeling, PLAXIS, safety factor.

Sommaire

RESUME	I
TABLE DES FIGURES	VI
LISTE DES TABLEAUX	IX
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1	1
PARTIE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA STABILITE DES TALUS	3
1 INTRODUCTION :	3
2 LES MOUVEMENTS DE TERRAIN :	3
2.1 DEFINITION :.....	3
2.2 LES DIFFERENTS TYPES DE MOUVEMENT :.....	3
2.2.1 Les mouvements rapides discontinus :	4
2.2.1.1 Effondrements de cavité souterraine :	4
2.2.1.2 Ecoulements et chute de blocs :	5
2.2.1.3 Les coulées boueuses :.....	6
2.2.2 Mouvements lents et continus :.....	6
2.2.2.1 Le fluage	6
2.2.2.2 L’affaissement :	7
2.2.2.3 Le tassement :	8
3 LES GLISSEMENTS DE TERRAIN :	9
3.1 DEFINITION :.....	9
3.2 DIFFERENTS TYPES DES GLISSEMENTS DE TERRAIN :.....	10
3.2.1 Le glissement plan :	10
3.2.2 Glissement rotationnel :	10
3.2.2.1 Glissement rotationnel simple :	11
3.2.2.2 Glissement rotationnel complexe :	11
3.2.3 Glissements superficiels :	13
3.2.4 Glissements profonds :.....	13
3.3 ELEMENTS DESCRIPTIFS D’UN GLISSEMENT DE TERRAIN :.....	14
3.4 PRINCIPALES CAUSES DE GLISSEMENT DE TERRAIN :.....	15
3.4.1 Les causes naturelles :.....	15
3.4.2 Les causes anthropiques :.....	15
3.5 CONSEQUENCES DES GLISSEMENTS DE TERRAIN :	18

4	ETUDE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN :	19
4.1	RECONNAISSANCE DE SOL ET ETUDE GEOTECHNIQUE	19
4.1.1	Repérage topographique d'une zone instable :	20
4.1.1.1	Etablissement des cartes topographiques.....	20
4.1.1.2	Repérage des éléments caractéristiques du glissement.....	20
4.1.2	L'enquête historique :	20
4.1.3	Etude géologique et géomorphologique du site.....	21
4.1.4	Etude hydrologique et hydrogéologique.....	21
4.1.5	Etude géotechnique :	21
4.1.5.1	Détermination des paramètres géotechnique :	21
4.1.6	La prospection géophysique.....	22
4.2	ANALYSE DE STABILITE :	22
4.2.1	Notion de facteur de sécurité :	22
4.2.2	Méthodes de calcul :	24
4.2.2.1	Méthodes d'équilibre limite :	24
4.2.2.1.1	Méthode des tranches :	25
4.2.2.1.2	Méthode de Fellenius (1927) :	25
4.2.2.1.3	Méthode de Bishop simplifiée (1955) :	26
4.2.2.1.4	Méthode simplifiée de JANBU [1956] :	26
4.2.2.1.5	La Méthode de Morgenstern et Price (1965):	26
4.2.2.1.6	La méthode de SPENCER (1967) :	26
4.2.2.1.7	La méthode des perturbations :	27
4.2.2.2	Les méthodes numériques :	27
	PARTIE 2 : METHODES DE CONFORTEMENT	28
1	INTRODUCTION :	28
1.1	LES TERRASSEMENTS.....	28
1.2	LES DRAINAGES :	29
1.3	LES ELEMENTS RESISTANTS:	30
1.3.1	Les pieux :	30
1.3.2	L'encrochement.....	31
1.3.2.1	Les types d'encrochement :	32
1.3.2.2	Choix du type de la roche :	34
2	EXEMPLES DE RENFORCEMENT AVEC PIEUX ET ENROCHEMENT :	34
2.1	AVEC ENROCHEMENT.....	34
2.2	AVEC PIEUX.....	36
3	CONCLUSION :	38
	CHAPITRE 2.....	3
1	INTRODUCTION :	41
2	PRESENTATION DE LA WILAYA DE TIZI-OUZOU:	41
2.1	DESCRIPTION DE LA WILAYA DE TIZI-OUZOU:	42

3	PRESENTATION DU PROJET:	42
4	PRESENTATION DU SITE D'ETUDE:	43
5	RECONNAISSANCE DU SITE D'ETUDE :	45
5.1	GEOMORPHOLOGIE GENERALE :	45
5.2	HYDROGEOLOGIE :	46
5.3	LA SISMICITE :	47
6	RECONNAISSANCE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DU SITE :	50
6.1	RESULTATS DE L'ETUDE GEOLOGIQUE :	53
7	RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE DU SITE:	54
7.1	ESSAIS IN SITU :	54
7.2	ESSAIS DE LABORATOIRE:	56
7.3	CLASSIFICATION DU SOL ET INTERPRETATION DES RESULTATS :	59
8	CONCLUSION :	63
	CHAPITRE 3.....	41
1	INTRODUCTION:	64
2	PRESENTATION DU CODE PLAXIS:	64
2.1	ETAPES DE MODELISATION AVEC PLAXIS 3D:	65
2.2	LES MODELES DE COMPORTEMENTS UTILISES DANS PLAXIS:.....	66
2.2.1	Le modèle élastique linéaire:	66
2.2.2	Le modèle de Mohr Coulomb (MC):	67
2.2.3	Modèle de durcissement par écrouissage isotropique 'Hardening -Soil model' (HSM):	68
2.2.4	Modèle pour les sols mous(Soft Soil Model. S.S.M):	68
3	ANALYSE NUMERIQUE DU COMPORTEMENT D'UN TALUS AVEC PLAXIS 69	
3.1	ETAPES DE MODELISATION NUMERIQUE D'UN TALUS:	69
3.1.1	Modélisation avec le modèle de Mohr-Coulomb:.....	70
3.1.1.1	Modélisation numérique du talus sous son poids propre:.....	70
3.1.1.2	Modélisation numérique du talus en présence d'une nappe phréatique:.....	70
3.1.1.3	Modélisation numérique du talus en présence d'un chargement:	71
3.1.1.4	Modélisation numérique d'un talus lors d'un terrassement ou déblaiement des terres: 73	
3.1.2	Modélisation avec le modèle Soft Soil Model. S.S.M:	75
3.1.2.1	Modélisation numérique du talus sous son poids propre:.....	75
3.1.2.2	Modélisation numérique du talus en présence d'une nappe phréatique:.....	75
3.1.2.3	Modélisation numérique du talus en présence d'un chargement:	76
4	CONCLUSION	77

CHAPITRE 4	79
1 INTRODUCTION	79
2 PRESENTATION DU CAS D'ETUDE:	79
3 MODELISATION DU CAS D'ETUDE.	79
3.1 MODELISATION DU TALUS SOUS SON POIDS PROPRE:	80
3.2 MODELISATION DU TALUS APRES TERRASSEMENT:	81
3.2.1 Modélisation du talus conforté avec des pieux:	82
3.2.1.1 Confortement avec pieux de $D=0,8m$, $h=10m$:	82
3.2.1.2 Confortement avec pieux de $D = 1m$; $h = 10 m$:	83
3.2.1.3 Confortement avec pieux de $D=1,2m$; $h=10m$:	83
3.2.1.4 Confortement avec pieux de $D=1m$; $h=15m$:	84
3.2.1.5 Modélisation du talus en présence d'une nappe phréatique:.....	86
3.2.1.6 Modélisation du talus en présence d'un chargement:	87
3.2.2 Modélisation du talus conforté avec de l'enrochement:.....	90
3.2.2.1 Modélisation du talus conforté avec de l'enrochement sous son poids propre:	91
3.2.2.2 Modélisation du talus en présence d'une nappe phréatique:.....	92
3.2.2.3 Modélisation du talus en présence d'un chargement:	94
3.2.2.4 Modélisation du talus sous chargement dynamique:	96
4 DEVIS ESTIMATIF	98
4.1 DEVIS ESTIMATIF DES PIEUX	98
4.2 DEVIS ESTIMATIF DE L'ENROCHEMENT.....	98
5 RECOMMANDATIONS	99
6 CONCLUSION	100
CONCLUSION GENERALE	102
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	103

Table des figures

Figure I. 1 : Schéma explicatif d'effondrement de cavité souterraine.....	4
Figure I. 2: Effondrement sur la route de Ben Aknoun, Novembre2016.	4
Figure I. 3: Différents types d'écroulement.	5
Figure I. 4: Chute des blocs d'Aokas, Bejaïa 2015.	5
Figure I. 5: Schéma représentatif du Trajet d'une coulée boueuse	6
Figure I. 6: Exemple de Coulée de boue catastrophique à Taiwan.	6
Figure I. 7: Phénomène de fluage.	7
Figure I. 8: Schéma explicatif d'un affaissement.	7
Figure I. 9: Affaissement de la route d'Azazga, janvier 2019.	8
Figure I. 10: Schéma explicatif d'un tassement.	8
Figure I. 11: Tassement modeste d'une parcelle de sol traité japon, 1995.	9
Figure I. 12: Glissements de terrain au Brésil, janvier 2012.....	9
Figure I. 13: Glissement plan.	10
Figure I. 14: Glissement rotationnel (a) avant activation, (b) après activation.	10
Figure I. 15: Glissement rotationnel simple.....	11
Figure I. 16: Schéma d'un glissement complexe.	11
Figure I. 17: Types de glissements de terrain.	12
Figure I. 18: Exemple d'un glissement superficiel (Suisse).	13
Figure I. 19: Exemple d'un glissement profond (suisse).	13
Figure I. 20: Eléments descriptifs d'un glissement de terrain.....	14
Figure I. 21: Glissement du aux surcharges au sommet du talus.	16
Figure I. 22: Croquis représentant un remblai pouvant être néfaste à la stabilité d'un talus.	16
Figure I. 23: Croquis représentant une excavation à la base du talus.	16
Figure I. 24: Exemples d'interventions qui ont pour effet de provoquer une concentration d'eau pouvant nuire à la stabilité d'un talus.	17
Figure I. 25: Glissement de terrain du a la déforestation en Indonésie,	17
Figure I. 26: Graphique représente les conséquences de la déforestation.	18
Figure I. 27: Les conséquences de glissements.	18
Figure I. 28: Méthodologie de l'étude d'un glissement de terrain.	19
Figure I. 29: Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche.	25
Figure I. 30: Domaines d'application des pieux.	30
Figure I. 31: Mécanisme du renforcement par pieux.....	31
Figure I. 32: Mise en place d'un enrochement de talus.	32
Figure I. 33: Enrochement paysagé pour "habiller" les abords de la piscine.	33
Figure I. 34: Enrochement de soutènement.	33
Figure I. 35: Renforcement du talus par enrochement a Thyez, France.	34
Figure I. 36: Enrochement de soutènement, pénétrante autoroutière au pk 0+900,	35
Figure I. 37: Enrochement de soutènement, pénétrante autoroutière au pk 1+250,	35
Figure I. 38: Stabilisation du talus avec des pieux en béton préfabriqués CAHORS, France.	36
Figure I. 39: Stabilisation avec une paroi de pieux sécants recouverte d'un béton projeté, France.	36
Figure I. 40: Stabilisation du talus par une paroi de pieux forés tubés, Belgique.	37

Figure I. 41: Stabilisation par une paroi de pieux sécants, Lyon.	37
Figure I. 42: Stabilisation du talus par une paroi de pieux, pénétrante autoroutière, Tizi-Ouzou.	38
Figure II. 1 : Wilaya de Tizi-Ouzou.	41
Figure II. 2: Tracé du tronçon 1.1.	43
Figure II. 3 : Zone du projet, image prise par Google Earth.	44
Figure II. 4 : Zone du projet capturée du plan géologique-géotechnique.	44
Figure II. 5 : Les zones de déblai tirées du rapport.	45
Figure II. 6: Zone du glissement Pk 1+200- Pk1+300.	45
Figure II. 7 : Réalisation d'un projet de bâtiments dans la zone d'étude.	47
Figure II. 8: Carte de zonage sismique de l'Algérie.	48
Figure II. 9: Fissures développées au sommet des talus.	49
Figure II. 10: Fissures développées au sommet du talus.	49
Figure II. 11 : Plan géologique-géotechnique, tracé en plan.	50
Figure II. 12: Profil du sondage carotté, SC-74.	53
Figure II. 13: Profil pressiométrique au SCP-74.	55
Figure II. 14: Schéma récapitulatif des essais de laboratoire.	57
Figure II. 15: Classification des sols selon LCPC, USCS.	59
Figure II. 16: Diagramme de plasticité (d'après Casagrande 1948).	61
Figure III. 1: Interface du programme PLAXIS input.	65
Figure III. 2: Visualisation du modèle avec le programme Output.	66
Figure III. 3: Courbe intrinsèque du modèle Mohr-Coulomb.	67
Figure III. 4: Représentations du critère de Mohr-Coulomb :	68
Figure III. 5: Géométrie du talus à étudier.	69
Figure III. 6: Valeur du déplacement total et zone du risque, cas d'un talus sous son poids propre.	70
Figure III. 7: Position de la nappe phréatique.	71
Figure III. 8: Emplacement du risque et valeur du déplacement total, cas d'un talus avec présence de nappe phréatique.	71
Figure III. 9: Influence du chargement de 10KN/m ² situé au sommet du talus.	72
Figure III. 10: Influence de la position de la charge.	72
Figure III. 11 : Influence du chargement de 100KN/m ² sur le talus.	73
D'après les simulations effectuées, et comme le montrent les figures (III. 12 et III. 13), on constate que, la position de la charge est un facteur très important pour la stabilité des talus, où, la zone du risque suit la position de la charge et la valeur des déplacements ainsi que l'étendue du risque suit la contrainte de la charge.	
Figure III. 14: Valeur du déplacement total et zone du risque, cas du talus sous son poids propre.	75
Figure III. 15: Valeur du déplacement total et zone du risque, cas du talus en présence de nappe phréatique.	76
Figure III. 16: Influence de la charge et valeur du déplacement total.	76
Figure III. 17: Influence de la contrainte et la position du chargement sur le talus.	77

Figure IV. 1: Géométrie du talus à étudier.	80
Figure IV. 2: Zone instable et valeur du déplacement selon l'axe X, cas du talus sous son poids propre.	81
Figure IV. 3: Capture représentant l'éroulement du sol.....	81
Figure IV. 4: Zone du risque et la valeur du déplacement U_x dans le cas des pieux avec $D=80$ cm et $h=10$ m.	82
Figure IV. 5: Zone instable et la valeur du déplacement U_x , cas des pieux avec $D=1$ m, $h=10$ m.....	83
Figure IV. 6: Zone instable et valeur du déplacement U_x , cas pieux avec $D=1,2$ m; $h=10$ m.....	83
Figure IV. 7: Zone instable et valeur du déplacement U_x , cas des pieux avec $D=1$ m; $h=15$ m.	84
Figure IV. 8: déformées des pieux et valeurs des déplacements totaux.	85
Figure IV. 9: Position de la nappe phréatique.....	86
Figure IV. 10: Zone instable et valeur du déplacement U_x , cas des pieux en présence de nappe.	87
Figure IV. 11: Zone instable et valeur du déplacement U_x , cas des pieux en présence d'un chargement.	88
Figure IV. 12: Déplacements U_x des différents cas étudiés avec des pieux.	89
Figure IV. 13: Coefficients de sécurité des différents cas étudiés avec des pieux.	89
Figure IV. 14: Coupe du plan d'exécution de l'enrochement.	90
Figure IV. 15: Profil du talus après mise d'un enrochement.	91
Figure IV. 16: Zone instable et valeur du déplacement selon l'axe X, cas de confortement par enrochement.	91
Figure IV. 17: Saturation du talus en présence de nappe phréatique horizontale.	92
Figure IV. 18: Zone du risque et la valeur du déplacement selon l'axe X, cas de l'enrochement+ nappe phréatique horizontale.	93
Figure IV. 19: Saturation du talus en présence d'une nappe inclinée.	93
Figure IV. 20: Zone instable et valeur du déplacement U_x et U , dans le cas d'un enrochement+nappe inclinée.....	94
Figure IV. 21: Emplacement de la charge, zone instable et valeur du déplacement U_x , dans le cas d'un enrochement+chargement.	95
Figure IV. 22: Taux des déplacements obtenus pour chaque cas étudié.	95
Figure IV. 23: Valeur du déplacement total U , cas du talus conforté par enrochement sous chargement dynamique.	96
Figure IV. 24: Valeur du déplacement U_x , cas du talus conforté par enrochement sous chargement dynamique.	96
Figure IV. 25: Coefficient de sécurité F_s de chaque cas d'étude.	97
Figure IV. 26: Mise d'un géotextile avant la pose de l'enrochement.	100
Figure IV. 27: Réalisation des drains.....	100

Liste des tableaux

Tableau I. 1: Classification des glissements de terrain (Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers; 2009).....	12
Tableau I. 2: Classification des glissements de terrain selon l'activité.	12
Tableau I. 4: Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973].	23
Tableau I. 5: Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage, Habib, P,(1997).	24
Tableau II. 1 : Mesures et évolution des nappes phréatiques.	46
Tableau II. 2: Coefficient d'accélération.	48
Tableau II. 3: Récapitulatif des sondages réalisés.	51
Tableau II. 4: Récapitulatif des résultats de l'essai pressiométrique.	56
Tableau II. 5: Résultats des essais d'identification du sondage (SC-74).	58
Tableau II. 6: Résultats des essais chimiques du sondage (SC-74).	58
Tableau II. 7: Résultats des essais mécaniques du sondage (SC-74).	58
Tableau II. 8: Degré de plasticité des sols selon I_p	60
Tableau II. 9: Classification des sols selon la teneur en eau W	60
Tableau II. 10: Normes d'interprétation du taux du Calcaire du sol d'après Loz et Mathieu, 1990.	61
Tableau II. 11: Classification du sol selon l'indice de compressibilité C_c , (J.Léreau, 2006).	62
Tableau II. 12: Classification des Argiles selon la pression limite, (NF P94-261).	62
Tableau II. 13: Classification selon le rapport (EM/PL).	63
Tableau III. 1: Les paramètres utilisés dans la modélisation.	70
Tableau III. 2: Les paramètres utilisés pour le modèle S.S.M.	75
Tableau III. 3: Tableau récapitulatif des résultats obtenus.	77
Tableau IV. 1: Les paramètres utilisés dans la modélisation.	80
Tableau IV. 2: Devis estimatif des pieux.	98
Tableau IV. 3: Devis estimatif de l'enrochement.	99

Introduction générale

Au cours de ces dernières années, l'augmentation de la population a fait grimper la demande d'aménagement de terrains pour la construction des habitations, routes, ouvrages d'art..., en même temps, dans la perspective de protéger les terres agricoles et les aires naturelles, la disponibilité des sols à urbaniser s'est restreinte.

Sous l'effet de cette pression cumulée, et par ignorance dans certains cas, l'homme implante ses projets dans des zones menacées par des phénomènes naturels tels que les mouvements de terrain qui sont classés parmi les catastrophes les plus spectaculaires et parfois les plus meurtrières.

Annuellement, ces mouvements de terrain d'origines très diverses provoquent la mort d'environ 800 à 1000 personnes dans le monde. En plus des dégâts humains, ils possèdent aussi un impact économique et social posant parfois des dégâts très importants.

Souvent, l'homme néglige ou ignore l'équilibre établi par la nature, et il ne peut s'opposer à ces catastrophes d'origine atmosphérique ou terrestre, mais il est possible de localiser et détecter les principaux secteurs où ces phénomènes sont les plus actifs afin de prendre ses précautions et minimiser au maximum ces dégâts.

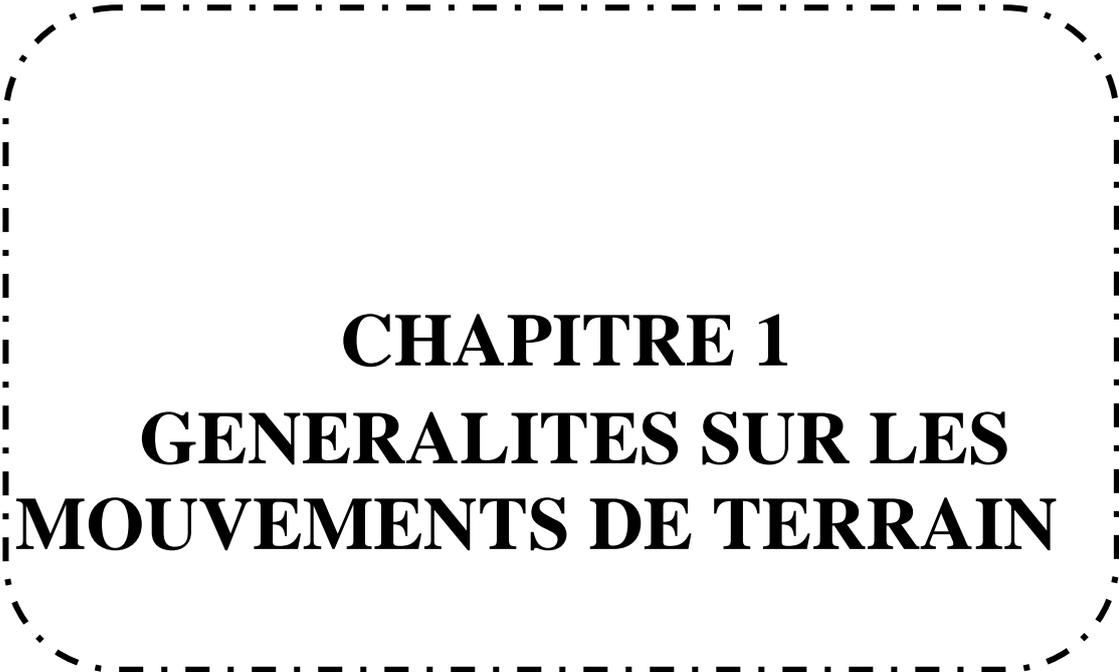
L'instabilité des pentes a attiré l'attention des géotechniciens tant praticiens que chercheurs ces dernières années, des essais et études ont été réalisés et des conclusions ont été tirées, mais cela ne nous permet de généraliser la géologie, géomorphologie, ni le comportement des pentes, ce qui fait que, chaque terrain à ses propres caractéristiques et comportements.

De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs et par la facilité de leur mise en œuvre, mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global de la pente. Dans le but d'améliorer la stabilité des pentes, il existe plusieurs techniques de renforcement qui diffèrent par le procédé de leur réalisation, leur coût et leur durabilité.

Le présent travail s'intéresse au projet de la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-ouest qui a enregistré des cas d'instabilités de talus au début des travaux de réalisation de routes, viaducs ou tunnels.

On s'est intéressé plus précisément à résoudre les problèmes des sections de déblai du tronçon situé entre PK 1+200--1+300 dont la construction est achevée, où une étude géologique et géotechnique a été effectuée, ce qui nous a permis de faire une modélisation numérique et de visualiser les différents cas ainsi que leurs résultats.

Ce modeste travail a été effectué en 4 chapitres, commençant par une étude bibliographique sur les glissements de terrain suivit d'une présentation du site qui a permis la définition des différentes couches ainsi que leurs paramètres. Une étude numérique à l'aide du logiciel PLAXIS 3D a été effectuée, en modélisant le tronçon en question, après avoir présenté le logiciel et faire une étude de l'influence de quelques facteurs sur la stabilité des pentes.



CHAPITRE 1
GENERALITES SUR LES
MOUVEMENTS DE TERRAIN

Partie 1 : Etude bibliographique sur la stabilité des talus

1 Introduction :

En raison des divers environnements géologiques qui la compensent, L'Algérie est exposée à différents types de mouvement de terrain (glissement, éboulis, effondrement, affaissement ...).

Tous les types de matériaux naturels peuvent être touchés par un mouvement de terrain qu'ils soient meubles (gravier, sable, argile ...) ou consolidé (roche).

Ces mouvements plus ou moins rapides engendrent des dégâts humains et matériels d'où, est considérés comme étant un danger naturel permanent.

L'objectif de ce chapitre est de définir en premier lieu les différents types de mouvement de terrain en se basant sur les glissements, et d'envisager en second lieu les principales causes qui peuvent déclencher ces glissements et de citer les différentes informations nécessaires pour identifier le type de glissement de terrain probable et ses conséquences.

2 Les mouvements de terrain :

2.1 Définition :

Le mouvement de terrain correspond à toute manifestation de déplacement gravitaire de masse de terrain déstabilisé sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme ...) ou anthropiques (terrassements, vibrations, déboisements ...) en fonction de la nature et la disposition des couches géologiques.

Ce phénomène comprend, selon la vitesse de déplacement, deux types de manifestations lentes ou rapides conformément aux mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

Ces mouvements géologiques peuvent entraîner un remodelage des paysages par la destruction des zones boisées, déstabilisation de versants ou par la réorganisation de cours d'eau.

2.2 Les différents types de mouvement :

Le mouvement de terrain a pour caractéristique d'être difficilement prévisible et constitue un danger pour la vie humaine en raison de son intensité. Depuis plus d'une centaine d'années, les spécialistes (Colas pilot 1976 ; Antoine et Fabre, 1980 ; Flageollet, 1989) étaient préoccupés par la classification de ces mouvements à cause de leur diversité.

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

2.2.1 Les mouvements rapides discontinus :

Se propagent de manière brutale et soudaine, ce qui favorise ses conséquences dramatiques qui touchent majoritairement les humains ainsi des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication...etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

Ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses.

2.2.1.1 Effondrements de cavité souterraine :

Se produisent de manière plus ou moins brutale. Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de la taille et de la profondeur de la cavité ainsi que du mode de rupture. Le phénomène peut être ponctuel ou généralisé.

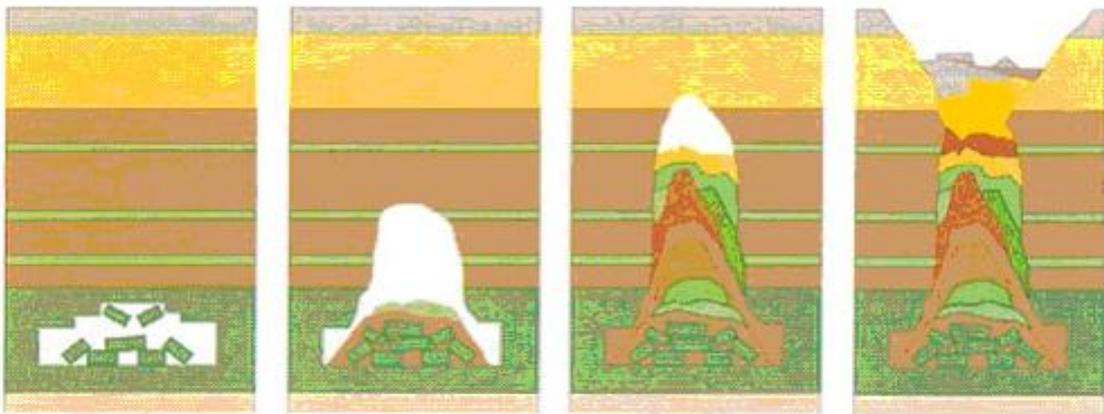


Figure I. 1 : Schéma explicatif d'effondrement de cavité souterraine.



Figure I. 2: Effondrement sur la route de Ben Aknoun, Novembre 2016.

2.2.1.2 Écroulements et chute de blocs :

L'évolution naturelle des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres et de blocs ou des écroulements en masse, ils se manifestent par des ruptures rapides et brutales affectant les sites en falaises sous l'action de la pesanteur, ils résultent au développement de fissures préexistantes dans la roche. Les volumes de sol mis en jeu varient entre une dizaine de milliers de mètres cubes pour l'écroulement en masse et une centaine de mètres cubes dans le cas de chute de blocs.

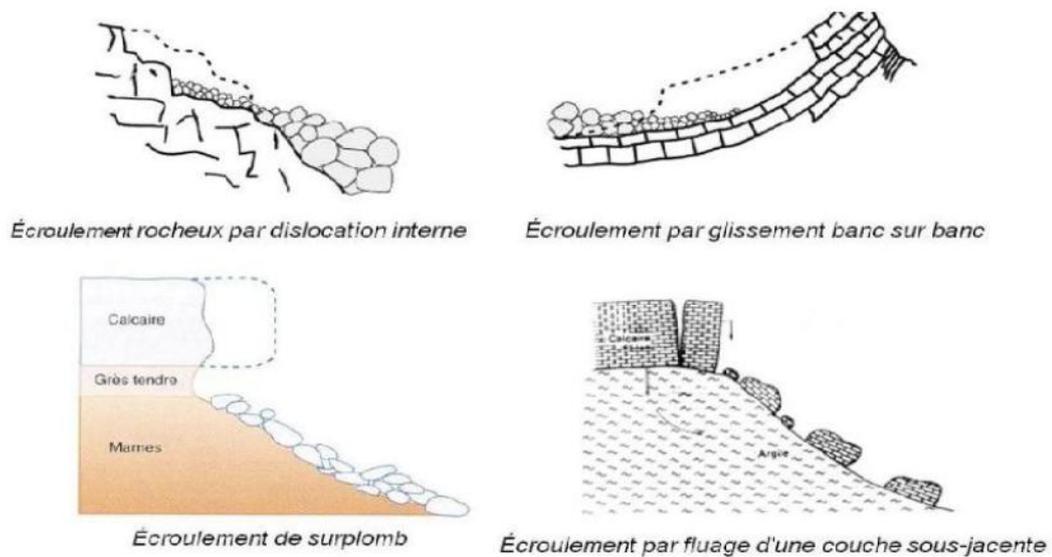


Figure I. 3: Différents types d'écroulement.



Figure I. 4: Chute des blocs d'Aokas, Bejaïa 2015.

2.2.1.3 Les coulées boueuses :

Les coulées de boue sont les plus rapides et les plus fluides des différents types de mouvements de terrain. Elles consistent en la propagation des matériaux sans cohésion ou ayant perdu leur cohésion dès la mise en mouvement, mélangé à une quantité d'eau maximale telle que la masse en mouvement a franchi sa limite de liquidité. Les matériaux susceptibles de perdre ainsi leur cohésion sont des argiles, des limons, des roches décomposées ou des éboulis fins. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain.

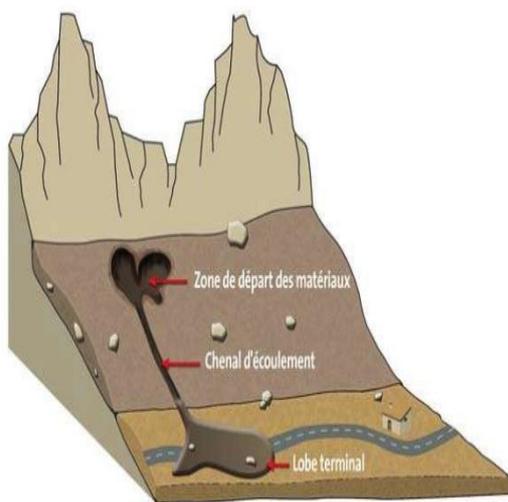


Figure I. 5: Schéma représentatif du Trajet d'une coulée boueuse



Figure I. 6: Exemple de Coulée de boue catastrophique à Taiwan.

2.2.2 Mouvements lents et continus :

Dans ce cas la déformation des terrains est progressive, leurs effets sont plus ou moins contrôlables avec des conséquences essentiellement socio-économiques ou d'intérêt public. Ils regroupent les affaissements, tassements, glissements, fluages...

2.2.2.1 Le fluage

Contrairement aux mouvements précédents, caractérisés par leur zone de rupture définie et leur propagation brute, les mouvements de fluage constituent la manifestation externe des déformations du sol dans sa masse. Ce sont des mouvements lents, de faibles vitesses, qui se développent dans une zone dont la surface de rupture est généralement difficile à mettre en évidence, en extension qu'en profondeur. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués proche de la rupture. Ce type de mouvement peut se stabiliser comme s'évoluer vers une rupture.

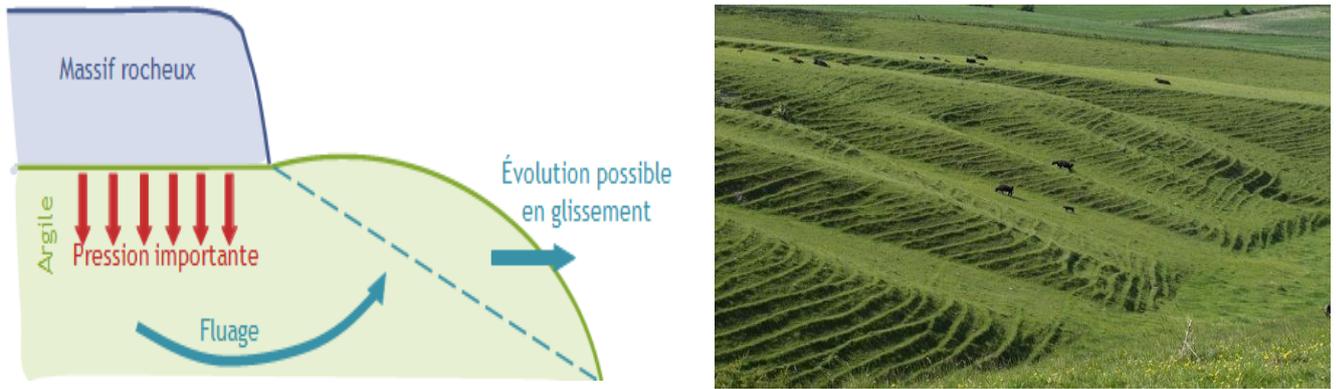


Figure I. 7: Phénomène de fluage.

2.2.2.2 L'affaissement :

En plus des phénomènes naturels, l'homme participe à la création ou l'accélération des instabilités du terrain, par le creusement de cavités en tous genres et par l'extraction des fluides du terrain, des affaissements en résultent, qui peuvent être continus ou discontinus, dans le temps et dans l'espace. C'est une dépression topographique en forme de cuvette à grand rayon de courbure. L'affaissement soudain s'appelle effondrement, et la zone effondrée présente des ruptures, des crevasses béantes ou des failles. Seuls les effondrements menacent les habitants, mais tous ces mouvements sont dangereux pour les bâtiments et les ouvrages d'art.

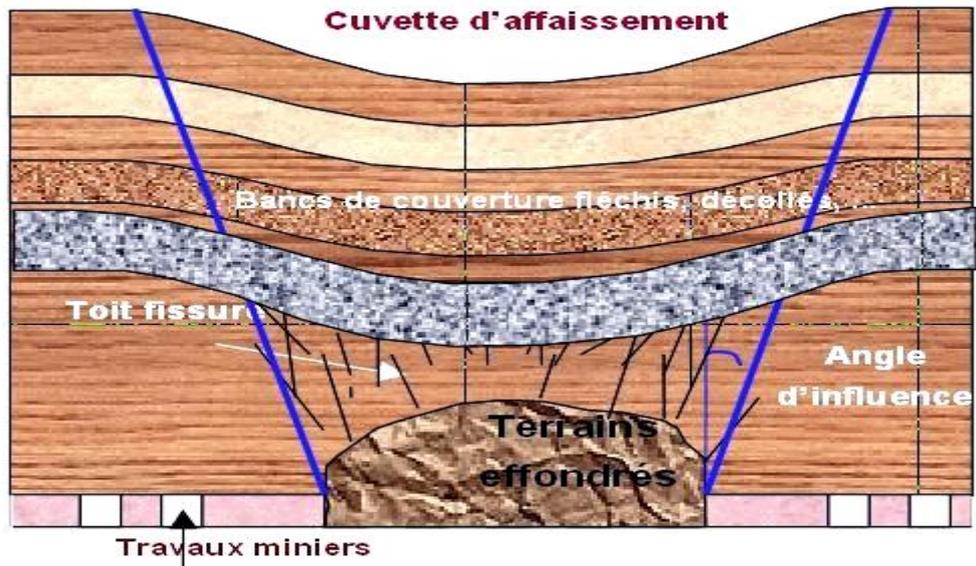


Figure I. 8: Schéma explicatif d'un affaissement.



Figure I. 9: Affaissement de la route d'Azazga, janvier 2019.

2.2.2.3 Le tassement :

Le tassement est lié à un mouvement de terrain progressif qui s'apparente à un affaissement mais avec des effets de moindres ampleurs, uniforme ou différentiel, se traduit généralement par des déformations importantes dans les superstructures.

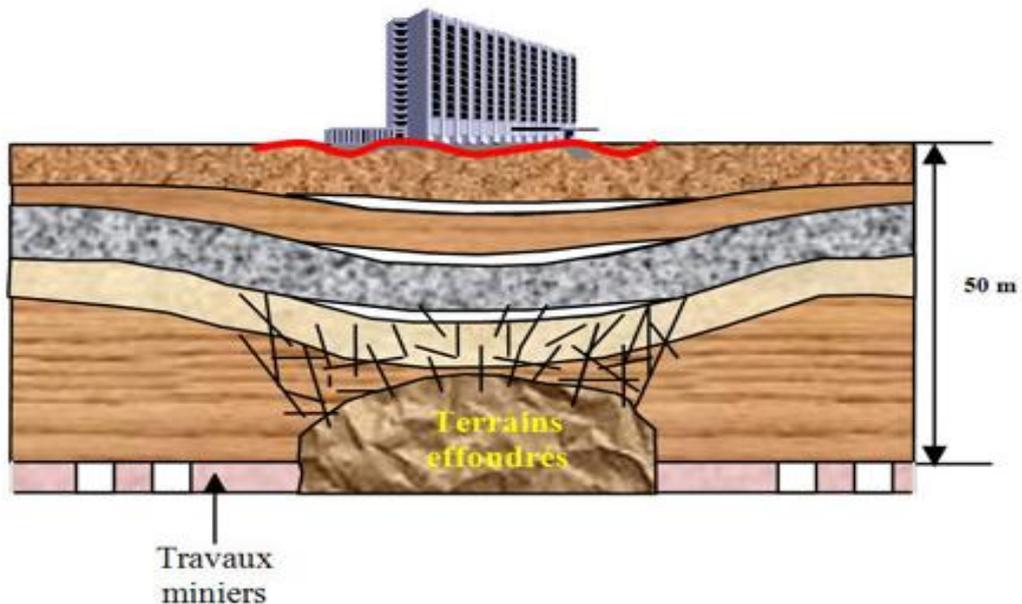


Figure I. 10: Schéma explicatif d'un tassement.



Figure I. 11: Tassement modeste d'une parcelle de sol traité japon, 1995.

3 Les glissements de terrain :

3.1 Définition :

Les glissements de terrain sont plus courants que tout autre événement géologique. On les définit comme étant le transport vers l'aval de terre, pierres ou rochers par suite d'un phénomène naturel ou d'actes imputables à l'homme.

Il correspond à un déplacement relatif d'un volume du sol par rapport au reste du massif généralement lent (de quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) sur une pente, le long d'une surface de rupture dite surface de cisaillement, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables : quelques mètres cubes dans le cas d'un simple glissement de talus ponctuel à quelques millions de mètres cubes dans le cas d'un mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant.

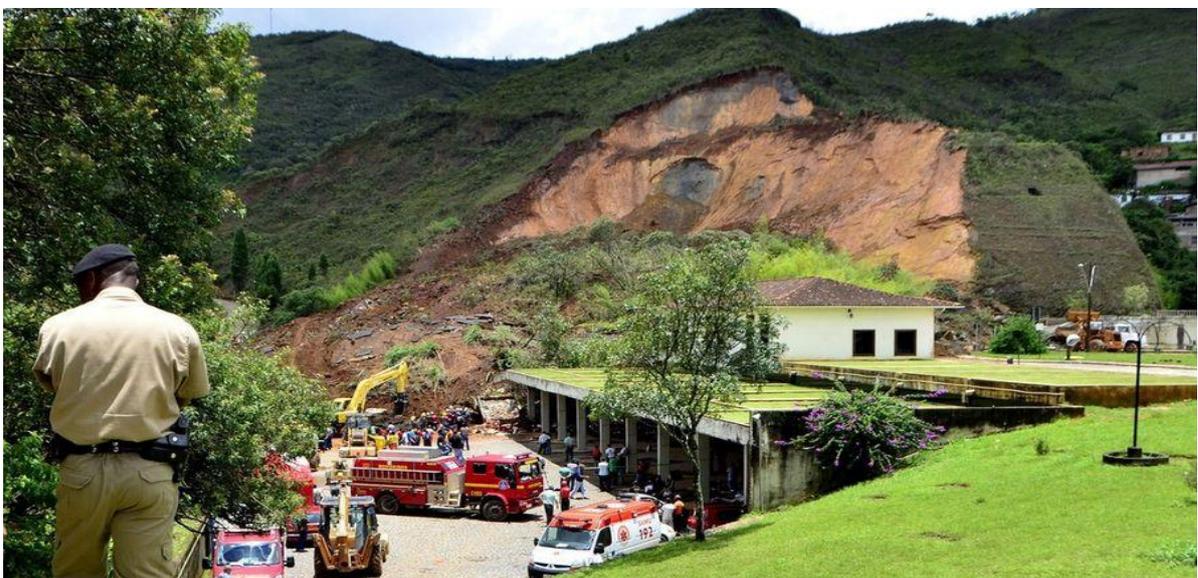


Figure I. 12: Glissements de terrain au Brésil, janvier 2012.

3.2 Différents types des glissements de terrain :

Selon la forme de la surface de rupture, Robitaille et Tremblay (1997) distinguent trois principaux types de glissements :

3.2.1 Le glissement plan :

En général, la rupture se produit suivant un plan, au niveau d'une surface de discontinuité géologique; zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification. La ligne de rupture est une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau appelée : couche de savon. On rencontre ce type de glissement dans les sols meubles reposant sur un substratum ou bien lorsque la longueur de la surface de rupture potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain. La taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés.

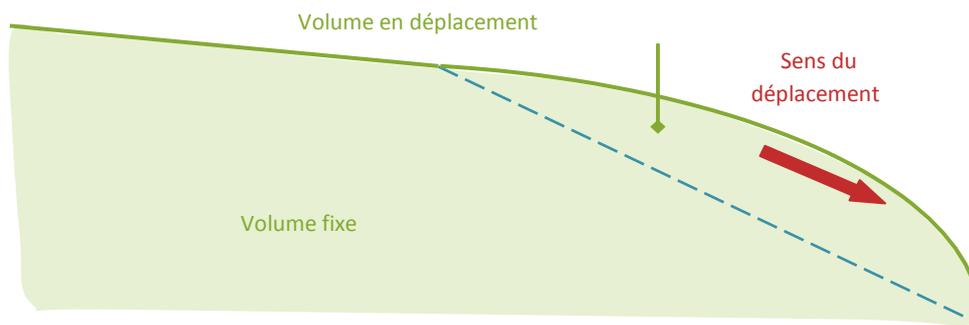


Figure I. 13: Glissement plan.

3.2.2 Glissement rotationnel :

Lors de glissements rotationnels, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture dont la forme est parfois assimilable à un cylindre à directrice circulaire. Habituellement, les glissements de ce type sont de faibles volumes et le déplacement des matériaux est limité. C'est le cas des ruptures de remblai sur sols mous et de déblai en sols homogènes.

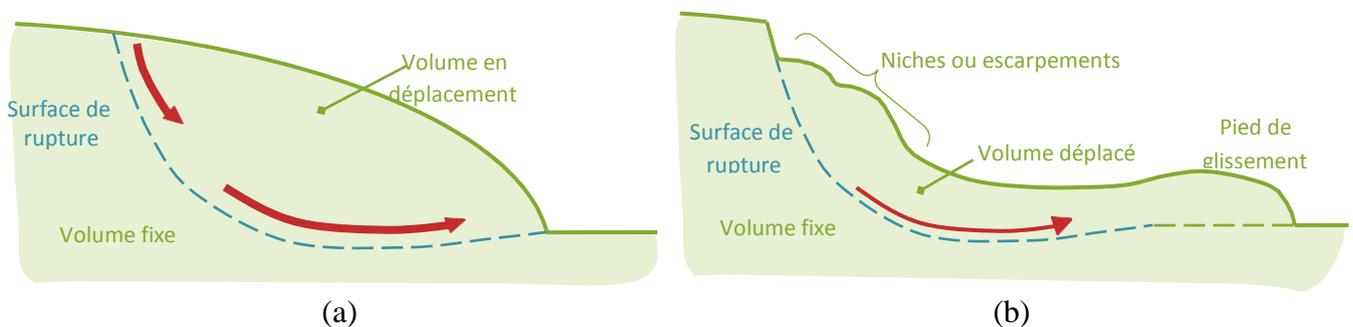


Figure I. 14: Glissement rotationnel (a) avant activation, (b) après activation.

On distingue deux classes de glissement rotationnel :

3.2.2.1 Glissement rotationnel simple :

Ou glissement circulaire, C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut-être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques. Il comprend :

- ✓ En tête des fissures de traction,
- ✓ Un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement,
- ✓ À la base, un bourrelet formé par des matières glissées.

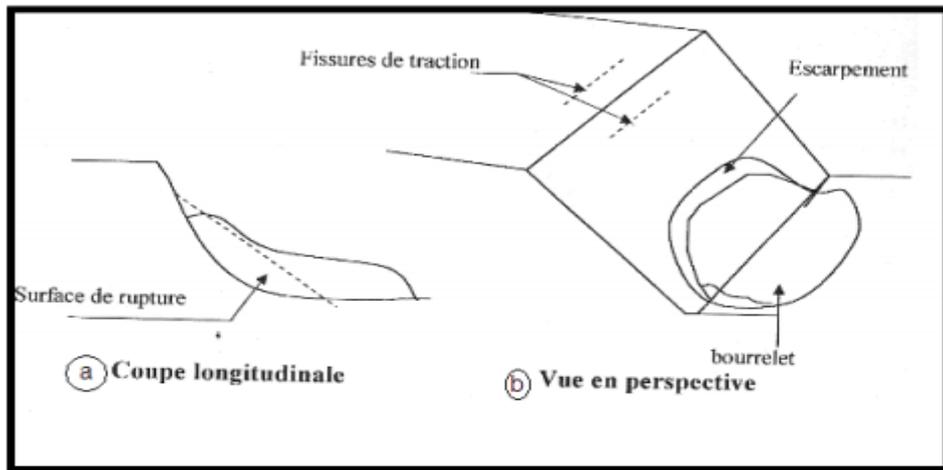


Figure I. 15: Glissement rotationnel simple.

3.2.2.2 Glissement rotationnel complexe :

Il s'agit d'une succession de glissements emboîtés les uns dans les autres, dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements remontant vers l'amont.

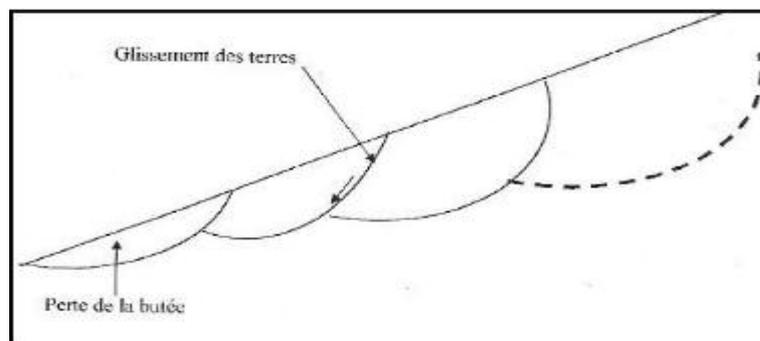


Figure I. 16: Schéma d'un glissement complexe.

Il s'agit d'une combinaison des deux cas précédents avec des mouvements semblables dans leur allure externe et une surface de glissement irrégulière.

Les ruptures aléatoires sont généralement causées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance.

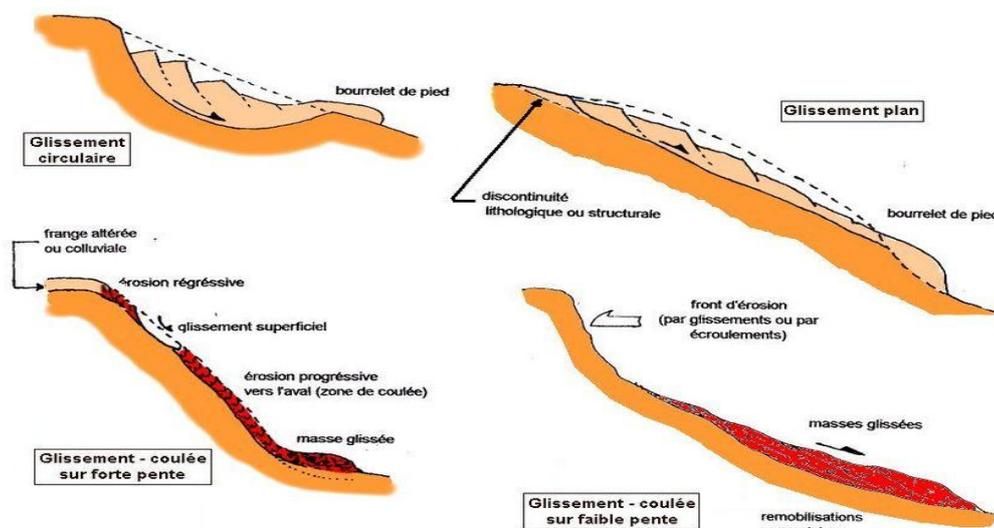


Figure I. 17: Types de glissements de terrain.

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement, lors de l'évaluation du danger potentiel que représente un glissement, on ne doit pas seulement considérer le volume ou la vitesse du glissement. Il faut aussi tenir compte des mouvements différentiels qui se manifestent et qui peuvent conduire au basculement des bâtiments ou à la formation de fissures.

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

Tableau I. 1: Classification des glissements de terrain (Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers; 2009).				
Glissement	Superficiel	Semi-profond	Profond	Très profond
Surface de glissement	0-2m	2-10m	10-30m	>30m

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

Tableau I. 2: Classification des glissements de terrain selon l'activité.			
Glissement	Substabilité, très lent	Peu actif, lent	Actif (ou lent avec phases rapides)
Vitesse de glissement	0-2 cm/an	2-10 cm/an	>10 cm/an

3.2.3 Glissements superficiels :

Ce type de glissement est caractérisé par une surface de rupture peu profonde, généralement d'une profondeur inférieure à 1,5 mètre sous le terrain naturel. Dans les sols argileux, il n'affecte que la couche de sol superficielle altérée appelée «croûte argileuse». De façon naturelle, il est causé par la saturation des sols lors de fortes pluies ou de la fonte de la neige.



Figure I. 18: Exemple d'un glissement superficiel (Suisse).

3.2.4 Glissements profonds :

Les glissements profonds affectent non seulement le talus, mais aussi des bandes de terrain de dimensions importantes à l'arrière du sommet du talus. Leurs dimensions peuvent atteindre plusieurs dizaines, et parfois plusieurs centaines de mètres, et ce, en quelques minutes seulement.



Figure I. 19: Exemple d'un glissement profond (suisse).

3.3 Eléments descriptifs d'un glissement de terrain :

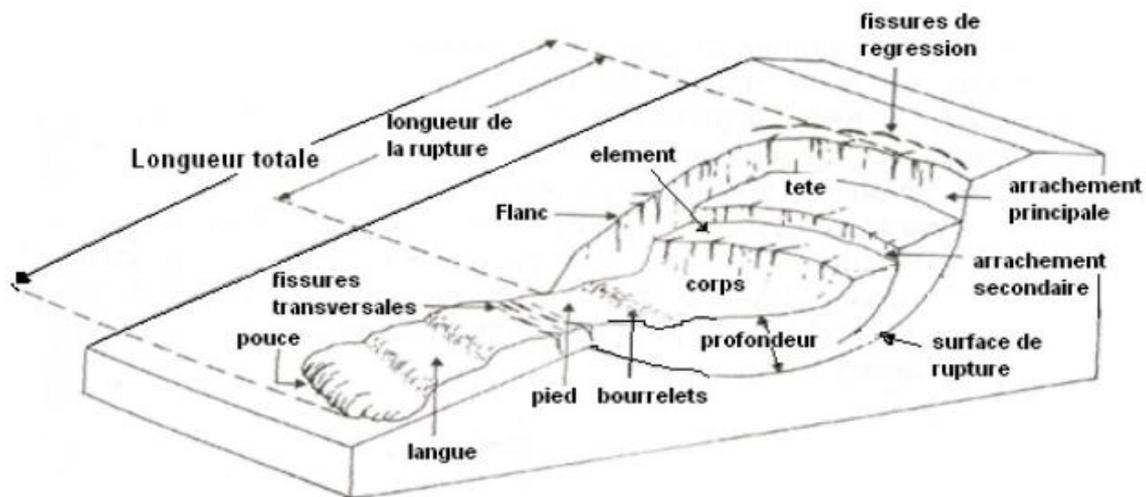


Figure I. 20: Eléments descriptifs d'un glissement de terrain.

1-Escarpement principal : Surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface du glissement.

2- Escarpement secondaire : Surface circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.

3-Pied : Correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale et la masse glissée. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.

4-Surface de glissement (ou de rupture) : C'est la surface qui sépare la masse glissante des terrains en place.

5-Fissures et crevasse : rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position.

6-Couronne : sont situées au-dessus de l'escarpement principal souvent peu affecté par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.

7-Tête : c'est la limite amont du glissement et plus précisément partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.

8-Élément : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.

9-Flanc : limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal.

10-Extrémité inférieure (pouce) : zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.

11-Rides transversales : elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d'effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.

12-Corps : partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.

3.4 Principales causes de glissement de terrain :

Le passage d'un terrain stable à un terrain instable, est lié à des causes nombreuses et variées, parmi ces causes :

3.4.1 Les causes naturelles :

- La géométrie de terrain : la pente de la surface du terrain consiste le premier facteur de stabilité ou d'instabilité et dépend de la nature des sols et l'inclinaison.
- L'érosion à la base des pentes sous l'effet des cours d'eau.
- La fonte des neiges ou de fortes pluies : les nappes sont alimentées par les pluies et la fonte de la neige qui est responsable de rajouter d'autre phénomène, comme des infiltrations à partir des fossés, de bassins de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement.
- La pression accrue de l'eau interstitielle dans le sol.
- L'effet du gel-dégel sur les parois rocheuses.
- Les séismes : les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissement de terrain par deux phénomènes :
 - la liquéfaction des limons et sables fins saturés.
 - la force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même.

3.4.2 Les causes anthropiques :

➤ Les surcharges au sommet du talus :

Ajouter un poids supplémentaire au sommet d'un talus modifie l'état d'équilibre de celui-ci et peut ainsi dégrader sa stabilité ou provoquer directement un glissement

Les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènements) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants.



Figure I. 21: Glissement du aux surcharges au sommet du talus.

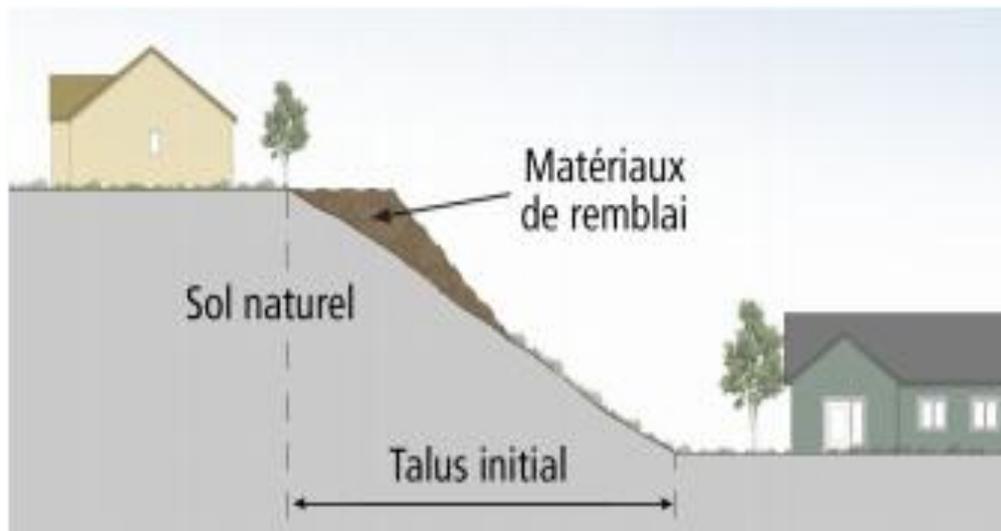


Figure I. 22: Croquis représentant un remblai pouvant être néfaste à la stabilité d'un talus.

➤ **Les déblais ou les excavations à la base du talus :**

Lorsque la stabilité du talus est précaire, même un déblai ou une excavation de faible dimension, peut provoquer une rupture. Ces excavations accentuent l'inclinaison ou la hauteur de celui-ci ce qui peut provoquer un glissement de terrain lors de l'intervention ou nuire à la stabilité du talus à plus long terme.

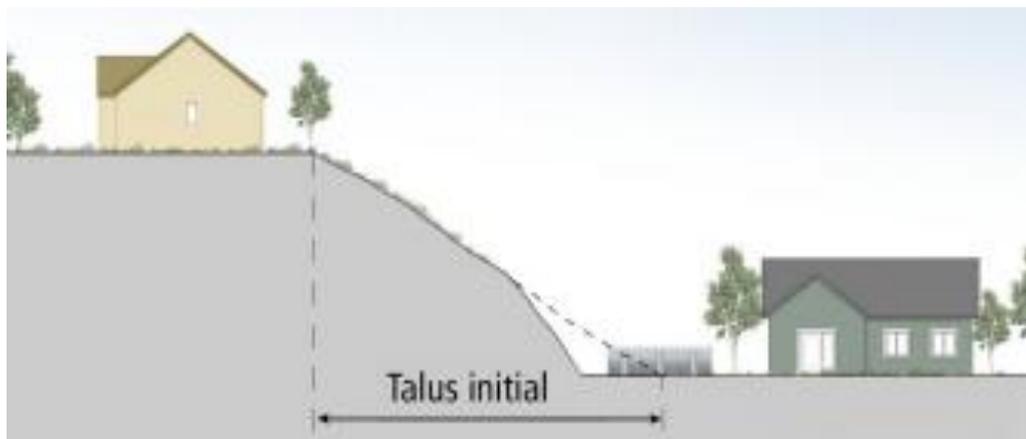


Figure I. 23: Croquis représentant une excavation à la base du talus.

➤ La concentration d'eau vers la pente :

Diriger dans un talus ou à son sommet les eaux de pluie, de drainage, de ruissellement ou les eaux usées peut occasionner du ravinement, de l'érosion verticale ou des infiltrations dans le sol, une telle concentration d'eau peut nuire à la stabilité du talus ou même provoquer un glissement de terrain.



Figure I. 24: Exemples d'interventions qui ont pour effet de provoquer une concentration d'eau pouvant nuire à la stabilité d'un talus.

➤ La déforestation :

En effet, la présence d'une forêt sur un sol tend à rendre ce sol plus riche en matière organique, mais aussi plus résistant aux intempéries ou à l'érosion. De ce fait, lorsqu'un espace forestier est détruit, le sol se fragilise peu à peu et rend l'écosystème plus vulnérable aux catastrophes naturelles comme les glissements de terrain ou les inondations.



Figure I. 25: Glissement de terrain dû à la déforestation en Indonésie, décembre 2014.

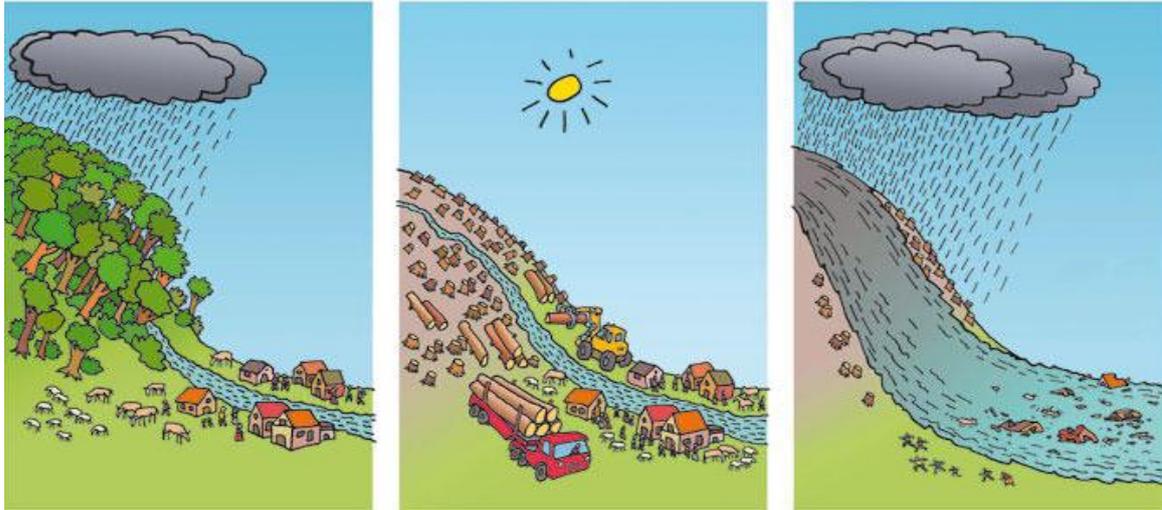


Figure I. 26: Graphique représente les conséquences de la déforestation.

3.5 Conséquences des glissements de terrain :

Outre les dégâts humains et matériels qui surviennent parfois, ces évènements peuvent modifier (parfois significativement) le paysage, créer des lacs ou petites retenues d'eau, plus ou moins durables ou instables, affecter des infrastructures et modifier le fonctionnement de la circulation locale de l'eau et des sédiments, ce qui affecte aussi les écosystèmes, route détruite, maison endommagée et perte de terrain.



Figure I. 27: Les conséquences de glissements.

4 Etude d'un glissement de terrain :

Généralement, l'étude d'un glissement de terrain est composée de 3 phases qui sont complémentaires, résumées comme suit.

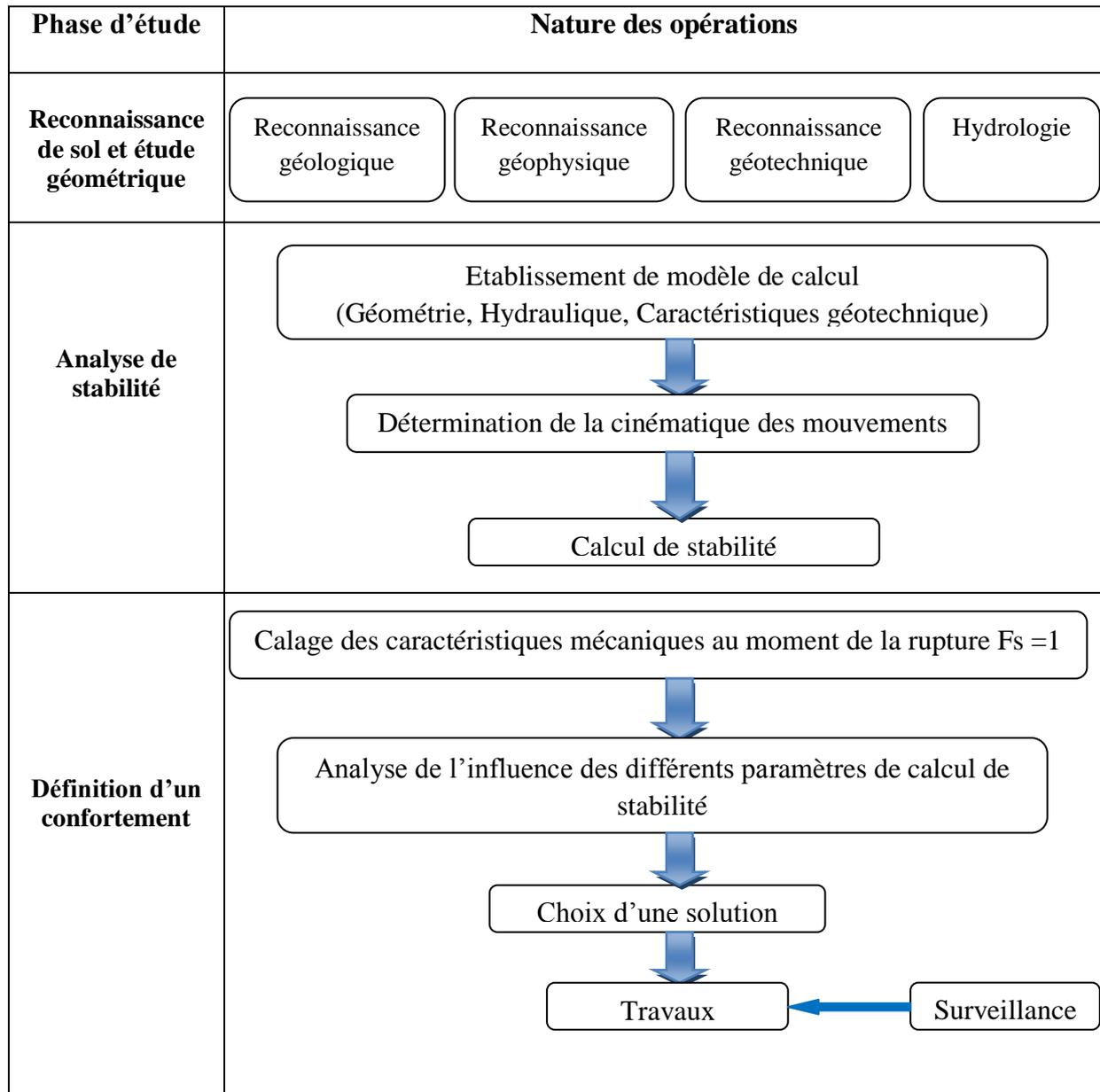


Figure I. 28: Méthodologie de l'étude d'un glissement de terrain.

4.1 Reconnaissance de sol et étude géotechnique

Les différentes étapes qui permettent de déterminer les paramètres nécessaires à l'analyse de stabilité constituent la première phase de l'étude d'un glissement, c'est la phase de la reconnaissance préliminaire et des études géotechniques. Qui permet d'appréhender les problèmes pouvant se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on se propose de mettre en place.

Une étude efficace doit nécessairement combiner l'approche géologique et l'approche mécanique ; ceci est possible grâce notamment aux moyens technologiques dont on dispose actuellement.

4.1.1 Repérage topographique d'une zone instable :

Les moyens de la reconnaissance préliminaire et des études géotechniques doivent être adaptés au site considéré et à l'étendue de la zone étudiée, il est conseillé une mise en place progressive des moyens afin que les informations recueillies à chaque étape servent à l'étape suivante quand les circonstances les permettent.

4.1.1.1 Etablissement des cartes topographiques

Vu l'insuffisance des cartes topographique à petite échelle, il est indispensable d'entreprendre un levé topographique à grande échelle, afin de repérer la zone glissée, d'en tirer un plan en courbes de niveau, et des profils jalonnés. Les levés géométriques périodiquement réalisés, permettent de suivre l'évolution des glissements.

4.1.1.2 Repérage des éléments caractéristiques du glissement

Les éléments auxquels on doit prêter attention lors du levé topographique de terrain sont essentiellement :

- Les arbres, inclinés droits ou tordus constituent les repères courants souvent les seuls dans les zones non urbanisées.
- Les poteaux électriques ou téléphoniques verticaux ou inclinés.
- Les murs de soutènement ou de construction, fournissent par l'observation de, ventres, des fissures, de bons repères.
- L'existence de failles de plis et d'autres indices géologiques.
- Les routes et les chemins de fer dont l'état détérioré témoigne d'un mouvement actif du terrain.
- les fissures de traction.

4.1.2 L'enquête historique :

La chronologie d'une zone instable est intéressante à reconstituer. Elle permet de mieux comprendre les causes profondes de la pathologie du glissement et faire apparaître une succession d'unités glissées d'âges différents, ou à partir d'un glissement connu pour découvrir d'autres.

Les archives administratives constituent autant de sources documentaires pour une enquête qui peut se faire suivant différentes démarches méthodologiques. Pour les événements récents, le recueil des témoignages est souvent pratiqué, notamment dans la recherche de la vitesse et du mode de glissement de terrain.

4.1.3 Etude géologique et géomorphologique du site

Dans toute étude d'instabilité de versant, une étude géologique du site est indispensable, celle-ci permet de définir la nature des terrains et leurs structures. La réalisation d'une série de coupes géologiques selon les lignes de plus grandes pentes permet de formuler une première hypothèse sur la position en profondeur de la surface de glissement.

L'étude géologique doit être complétée par une étude géomorphologique faite à partir de photographie aérienne et d'observation sur le terrain. Pour préciser les relations existantes entre les glissements récents et les plus anciens, il est nécessaire de reconstituer, même sommairement, l'histoire géologique de période en cours de laquelle ont été constitués les reliefs actuels et la mise sur place des formations superficielles.

4.1.4 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 préférentiel. 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'eaux et de fournir des éléments nécessaires à leur solution. Elle conduit à localiser le niveau aquifère et à établir l'inventaire hydrogéologique.

4.1.5 Etude géotechnique :

La reconnaissance géotechnique a pour objectifs de déterminer expérimentalement, par biais des essais in-site ou au laboratoire, les caractéristiques mécaniques des différents matériaux formant le sol. Son but est de :

- Définir avec précision la géologie du site étudié.
- Mesurer l'épaisseur des diverses formations rencontrées ainsi que leurs pendages.
- Définir la forme générale de la masse en mouvement et donc la position de la surface de glissement.
- Mesurer les caractéristiques mécaniques des couches de sol rencontrées.
- Repérer le niveau piézométrique des formations aquifères.

4.1.5.1 Détermination des paramètres géotechnique :

Compte tenu de l'hétérogénéité fréquente des terrains rencontrés dans les zones de glissement, il est toujours difficile d'attribuer des caractéristiques mécaniques précises aux formations inventoriées. On s'efforce donc, à des essais variés et en nombre suffisant, de définir des fourchettes de valeurs qui fourniront une définition statistique acceptable de ces caractéristiques. Pour cela on réalise des :

➤ Essais en laboratoire :

A partir des échantillons intacts prélevés par carottage, on définit :

- ✓ les poids spécifiques ;
- ✓ la teneur en eau naturelle ;

- ✓ degré de saturations ;
- ✓ les limites d'Atterberg ;
- ✓ la granulométrie ;
- ✓ la résistance au cisaillement (C' et φ' : à long terme, C_u et φ_u à court terme).

➤ Les essais in-situ :

Les essais in situ en géotechnique (pressiomètre, pénétromètre, scissomètre ...) permettent d'approfondir l'étude des sols et des roches avant toute construction en surface ou en profondeur. Parfois discrédités au profit des essais de laboratoire, ils évitent pourtant toute contrainte de transport et de conservation susceptible d'altérer les prélèvements et leurs résultats. , ils sont relativement peu onéreux et d'exécution rapide.

4.1.6 La prospection géophysique

Dans certains cas, elle est considérée comme étant un moyen d'investigation intensif et économique. Elle permet la détermination de la nature des couches profondes en utilisant par exemple leurs caractéristiques: - Magnétiques - Prospection électrique - Prospection sismique - Prospection gravimétrique.
Toutefois cette technique de recherche doit être toujours corroborée par des sondages et essais géotechniques.

4.2 Analyse de stabilité :

Depuis Fellenius (1927), de nombreux auteurs ont proposé des méthodes de calcul, plus ou moins sophistiquées et plus ou moins efficaces, en relation avec le développement des techniques, des recherches, des calculateurs électroniques, et de l'analyse numérique.

Dans l'étude de ce phénomène, l'objectif des méthodes de calcul utilisées consiste en la vérification de la stabilité des terrains contre la somme des forces qui tendent à provoquer le renversement du talus. L'ensemble de ces méthodes sont fondées sur un certain nombre d'hypothèses et considérations initiales, et reposent dans leurs calculs sur les valeurs et caractéristiques géométriques, physiques et mécaniques des couches de terrain composant le talus sujet d'analyse : la résistance au cisaillement, de la pression d'eau dans les pores, la géométrie de la pente...etc.

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 correspondante à cette valeur.

4.2.1 Notion de facteur de sécurité :

Facteur ou coefficient de sécurité, permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture, son calcul peut se faire en suivant deux démarches :

- ✓ **le glissement a déjà eu lieu**, il s'agit d'une valeur de F_S inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour $F_S=1$, les caractéristiques correspondantes.

- ✓ **Avant glissement**, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des pentes.

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

Tableau I. 3: Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973].	
Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \tau_{\max} / \tau$
Rapport de forces	$F = E_{\text{résistant}} / E_{\text{moteur}}$
Rapport de moment	$F = M_{\text{résistant}} / M_{\text{moteur}}$
Rapport de grandeur	Par ex : H / H_{\max}

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

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

➤ L'expérience a montré que, s'il n'y a pas d'erreur grossière sur les hypothèses de calcul et les propriétés du sol :

- Les talus seront toujours stables si F_s est supérieur à 2 ;
- Le glissement est pratiquement inévitable si F_s inférieur à 1,5 ;
- Entre ces deux valeurs s'étend un domaine où il y a risque de rupture, risque d'autant plus grand que F_s diminué.

➤ Le tableau suivant, donne les valeurs de F_s à satisfaire en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

Tableau I. 4: Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage, Habib, P,(1997).	
FS	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1,0-1,25	Sécurité contestable
1,25-1,4	<ul style="list-style-type: none">• 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

- La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture.

En condition normale, Fellenius propose un seuil égal à 1.25, alors que FS= 1.5 pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celle de Bishop).

4.2.2 Méthodes de calcul :

Un autre choix important, qui dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, doit être posé entre une méthode modélisant toute la masse de sol (méthode des éléments finis) et une méthode cinématique, définissant une surface de rupture (méthode d'équilibre limite). Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode enveloppant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée un grand nombre de fois pour un résultat semblable. Ce choix doit être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle.

4.2.2.1 Méthodes d'équilibre limite :

Les calculs de stabilité des pentes sont couramment réalisés par des méthodes d'équilibre-limite qui reposent toutes sur un certain nombre d'hypothèses et d'approximations (Durville et Sève, 1996; Faure, 2001).

Le coefficient de sécurité est déterminé par un calcul manuel ou à l'aide d'abaques dans le cas de configurations simples ou d'avant-projet sommaire et à l'aide de programmes de calcul sur ordinateur pour les configurations complexes ou de projets détaillés.

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

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

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

Nous citons les méthodes d'équilibre limite les plus usuelles :

4.2.2.1.1 Méthode des tranches :

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.

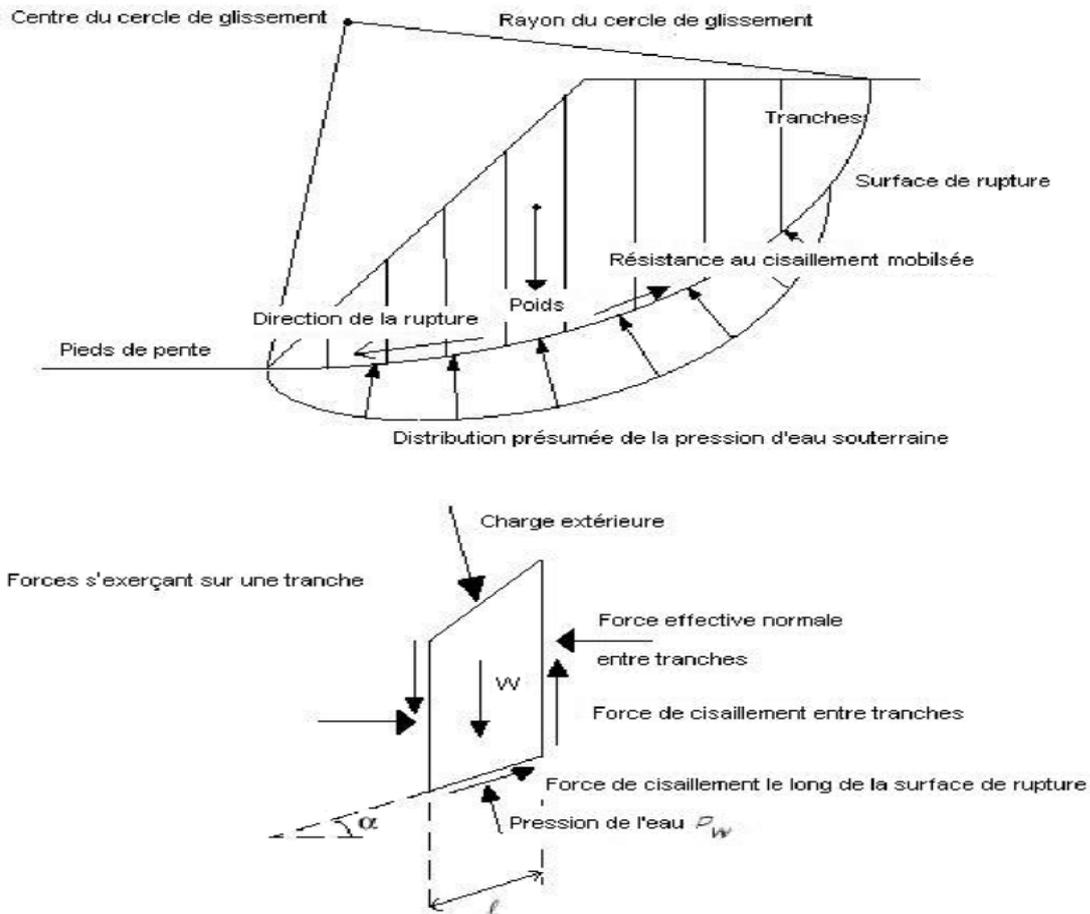


Figure I. 29: Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche.

4.2.2.1.2 Méthode de Fellenius (1927) :

En 1927, Fellenius a proposé cette méthode, dans le cas d'un sol purement cohérent, elle est basée sur les hypothèses suivantes:

- ✓ La surface de glissement est de forme circulaire et divise le talus en tranches.
- ✓ Elle néglige totalement les efforts inter-tranches (efforts verticaux et horizontaux).

Seuls les efforts de cisaillement le long de la courbe de rupture circulaire sont pris en compte. La résistance au glissement est alors facilement calculable sous l'expression d'un moment avec un bras de levier égale au rayon R .

4.2.2.1.3 Méthode de Bishop simplifiée (1955) :

Bishop a publié en 1955 une autre méthode qui permet le calcul du coefficient de sécurité en tenant compte des sollicitations.

Cette méthode est basée sur la division du talus en tranches égales, comme dans la méthode de Fellenius, mais en introduisant les forces inters tranches.

Remarque

- La valeur de F_s est obtenue par itération. Cette méthode est plus précise que celle de FELLENIUS et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur.
- Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de FELLENIUS comme point de départ de cette itération.
- La méthode de Bishop est probablement la méthode la plus utilisée pour l'analyse de stabilité des pentes.

4.2.2.1.4 Méthode simplifiée de JANBU [1956] :

La méthode de Janbu détermine le coefficient de sécurité par l'équilibre des forces horizontales et suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire), cette méthode vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments.

4.2.2.1.5 La Méthode de Morgenstern et Price (1965):

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 une surface de rupture circulaire ou non circulaire.

Elle introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches.

En 1977, Fredlund et Krahn 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.

4.2.2.1.6 La méthode de SPENCER (1967) :

La méthode de Spencer suppose que les forces latérales sont parallèles, c.-à-d., toutes les forces latérales sont inclinées au même angle. Cette inclinaison est calculée en tant qu'élément de la solution d'équilibre.

La méthode de Spencer suppose également que les forces normales à la base de la tranche agissent au centre de la base, une supposition qui a très peu d'influence sur la solution finale. Le principe de calcul de cette méthode est le même que celui de la méthode de Morgenstern and Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante (le rapport constant entre les comptes verticaux et horizontaux des forces inters tranches).

4.2.2.1.7 La méthode des perturbations :

La méthode des perturbations est une méthode de vérification de la stabilité des talus en rupture circulaire ou non. Il s'agit de la seule méthode permettant de vérifier les 3 équations de base (équilibre horizontal, vertical et celui des moments) tranche par tranche, et donc d'optimiser la vérification de la stabilité des pentes. Les auteurs proposent une loi de répartition de type $\sigma = \gamma h \cdot \cos 2\alpha \cdot (\lambda + \mu \cdot \tan \alpha)$ qui est plus satisfaisante que celle de FELLENIUS $\sigma = \gamma h \cdot \cos 2\alpha$.

❖ Remarques sur la méthode des perturbations :

- Utilisée depuis de nombreuses années, cette méthode donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture circulaire.
- Elle ne soulève pas de difficulté de convergence et, à ce titre, ne nécessite pas d'introduire des tests complémentaires de limitation des contraintes à l'instar de Bishop.
- La méthode n'est pas applicable au cas d'une rupture plane (ou rupture par "coin de glissement").

4.2.2.2 Les méthodes numériques :

Les méthodes numériques sont relativement récentes par rapport aux méthodes de calcul analytiques de stabilité des talus, un outil puissant, elles sont en constante progression depuis les années cinquante et elle intervient aujourd'hui dans tous les domaines sans exception. Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place car le coût et le temps de préparation sont très importants. De plus, les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats. D'autre part, si les modèles numériques sont toujours l'affaire de spécialistes, il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation.

En géotechnique, l'objectif de la modélisation est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. Les méthodes numériques ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements. Les différents outils de calcul qui existent actuellement, et qui permettent de réaliser ces modèles, présentent des degrés de sophistication différents qui pèsent évidemment sur la performance des modèles réalisés.

Le choix de la méthode numérique la mieux adaptée doit être fait en fonction du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul des déformations) et des caractéristiques propres au milieu étudié (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.).

De nombreux logiciels se basant sur la MEF existent sur le marché, on cite PLAXIS, FLAC, CESAR...

Partie 2 : Méthodes de confortement

1 Introduction :

Grâce à des techniques innovantes, il est désormais possible d'identifier les pentes instables et limiter ou réglementer le développement dans une zone à risques. Le savoir-faire des ingénieurs est mobilisé pour analyser, étudier, renforcer et consolider les sols. Le géotechnicien sonde et détermine les caractéristiques des sols afin de choisir une méthode adéquate en matière de résistance et de l'économie.

Plusieurs techniques ont été utilisées pour le confortement des glissements, elles sont regroupées dans trois grandes familles :

1.1 Les terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. Parmi les techniques de terrassements utilisées.

➤ **Butée de pied simple :**

Un des moyens les plus simples et souvent utilisés pour stabiliser un glissement de terrain est de buter le talus par un massif de volume suffisant pour contrebalancer les efforts moteurs. On réalise ainsi des butées ou des banquettes.

➤ **Butée de pied renforcée au géotextile :**

Technique innovante et économique pour le traitement de certains glissements de terrain Les géosynthétiques ont connu un développement considérable dans les domaines de la géotechnique et de génie civil ces trente dernières années.

➤ **L'allègement en tête de glissement:**

L'allègement en tête de glissement consiste aligner la partie supérieure afin de diminuer la masse des terres et réduire les forces moteurs ce qui résulte une augmentation du coefficient de sécurité.

➤ **Reprofilage:**

Le reprofilage consiste en un adoucissement de la pente d'un talus, et cela par déblai de haut en bas, ou par déblai en haut et remblai en bas.

Cette technique est bien adaptée aux talus de déblai, et elle est couramment utilisée, l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou pour des travaux complémentaires.

Cependant ce type de traitement est rarement utilisé pour un versant naturel, les volumes à déplacer étant trop considérables, de plus la réduction de la pente augmente assez peu le coefficient de sécurité.

➤ **Substitution totale ou partielle :**

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

1.2 **Les drainages :**

L'eau est à l'origine de la majorité des instabilités des terrains, elle joue un rôle très important dans les sols, en particulier dans les sols fins cohérents. Par conséquent, l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pression des pores sont des moyens logiques d'améliorer la stabilité. En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation.

Les méthodes de drainage habituelles consistent en général à :

- Capter les eaux de surface,
- Eviter les ruissellements et infiltrations dans les zones instables,
- Diminuer les pressions interstitielles en profondeur
- Améliorer l'écoulement des eaux dans les structures.

Parmi ces méthodes, on trouve les techniques suivantes :

➤ **Tranchées drainantes :**

Les tranchées drainantes sont des structures allongées, disposées perpendiculairement aux écoulements afin de rabattre le niveau de la nappe.

➤ **Les drains subhorizontaux :**

Cette technique consiste à réaliser des puits ou des tubes de petit diamètre légèrement inclinés (5%) vers l'extérieur pour permettre l'écoulement de l'eau au sein du terrain, elle est utilisée lorsque la nappe se situe à une profondeur importante.

➤ **Les drains verticaux :**

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent.

➤ **Masques et éperons drainants :**

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques de frottement apportent également un gain de stabilité.

1.3 Les éléments résistants:

Ces procédés ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions précédentes (modification géométrique et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement exécutées.

On appelle éléments résistants les structures suivantes :

- ouvrages de soutènements (murs en béton, murs cellulaires, gabions, remblais renforcés),
- tirants d'ancrage et murs ancrés,
- clouages par des barres, des micro-pieux, rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques d'inerties diverses,
- Enrochement ... etc.

Dans notre étude, pour stabiliser le talus en question on fait appel à deux techniques de renforcement : pieux et enrochement.

1.3.1 Les pieux :

Dans le cas de glissements de pente s'étant déjà produits, une technique particulière consiste à utiliser des pieux de gros diamètre (de l'ordre un à deux mètres) pour stabiliser le glissement. Cette technique lourde et coûteuse à mettre en œuvre est employée pour protéger des ouvrages routiers, autoroutiers ou ferroviaires. Le but de ces ouvrages n'est cependant pas nécessairement d'arriver à une stabilisation complète du glissement, mais de ralentir à une faible valeur les vitesses de déplacements observés et permettre la remise en service des ouvrages.

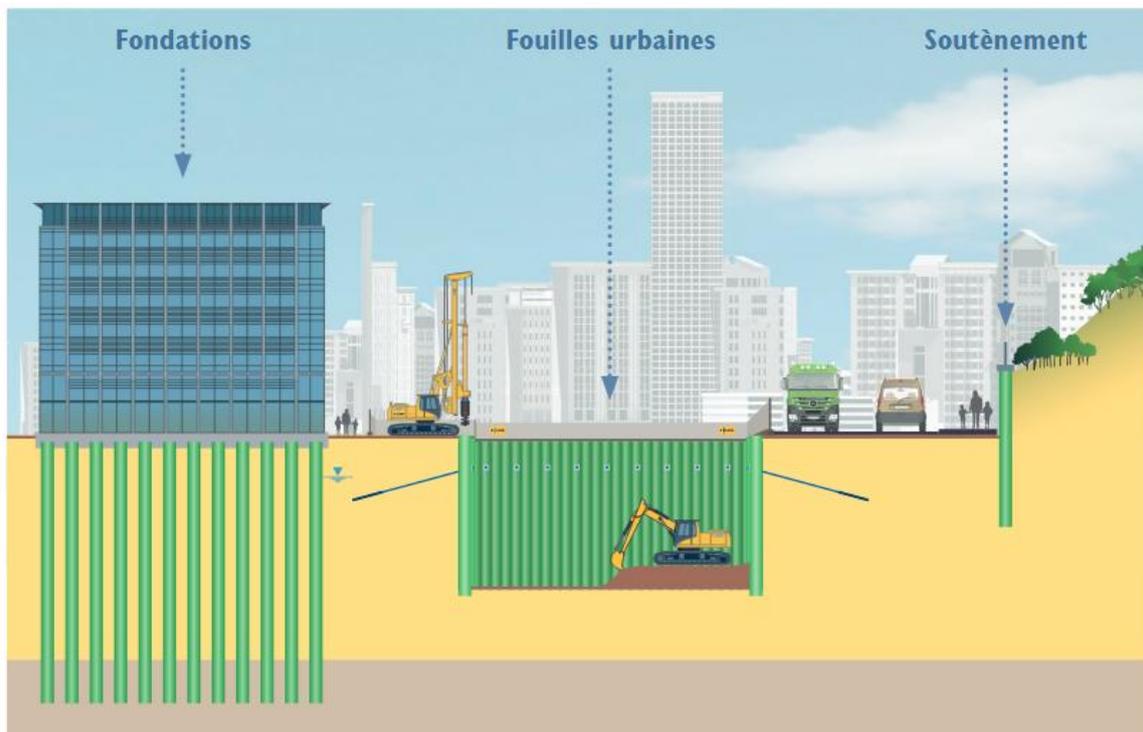


Figure I. 30: Domaines d'application des pieux.

➤ Les pieux sont en béton armé ou métalliques. Par rapport aux techniques de clouage classiques en stabilisation de pente, les pieux présentent une plus grande inertie et travaillent en flexion/traction/compression. Ils sont placés verticalement et ils nécessitent des plateformes d'accès plus importantes pour les machines de forage. Dans des sites souvent en limite de stabilité, le recours à des pieux forés est presque toujours la solution adaptée. Ces pieux sont implantés en une ou plusieurs lignes à l'aval et/ou à l'amont de l'ouvrage à protéger.

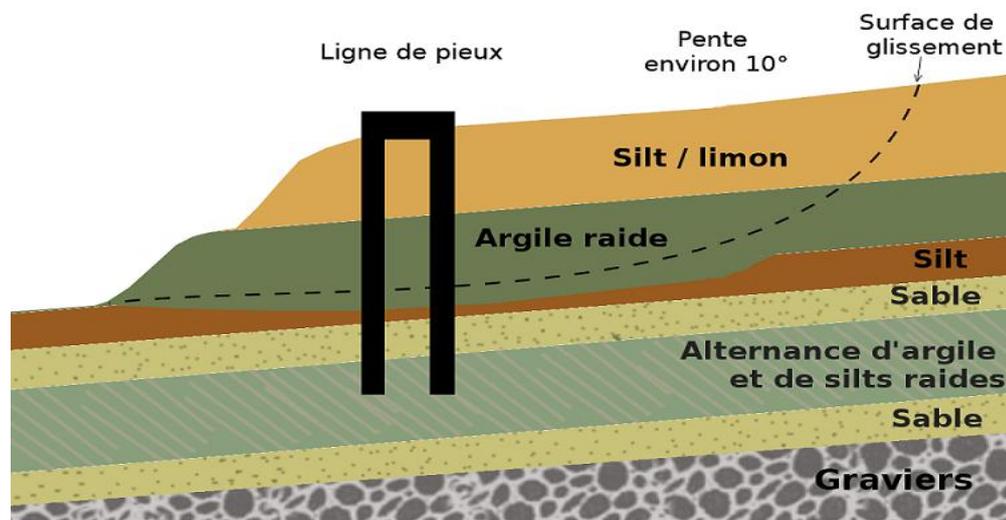


Figure I. 31: Mécanisme du renforcement par pieux.

- Plusieurs codes européens ont été développés pour les fondations du type « pieux », (Kempfert et Gebreselassie, 2006), tels que :
- NE 1536 : Pieux forés.
 - NE 12699 : Pieux battus.
 - NE 14199 : Micropieux.
 - NE 12794 : Pieux en béton préfabriqué.
 -
- Des recommandations sur la conception et le dimensionnement des pieux peuvent être trouvées dans les codes suivants :
- EN 1997-1 : Conception géotechnique partie 1: Règles générales (Eurocode).
 - EN 1993-5 : Calcul des structures en acier parti 5: Murs de pieux de tôle en acier et des pieux en acier.

1.3.2 L'enrochement

Il se présente parfois des situations où la stabilité du talus ne peut être traitée par les techniques citées précédemment, ou le coût est trop élevé, dans ce cas on fait recours à l'enrochement qui est un procédé utilisé pour soutenir la terre de talus et permettre de stabiliser une zone instable ou bien délimiter des espaces et agrandir une surface plane par empilement de pierres spécifiques par leur poids, leur forme et leur composition.

L'enrochement est un substitut, à moindre coût, aux murs de soutènement et permet un drainage naturel des eaux de ruissellement. L'enrochement s'utilise aussi en protection des berges d'un cours d'eau pour éviter le phénomène de ravinement et d'érosion de talus.



Figure I. 32: Mise en place d'un enrochement de talus.

1.3.2.1 Les types d'enrochement :

Les travaux d'enrochement consistent à mettre en place des rochers sur une partie d'un talus, notamment sur un terrain en pente. Outre son rôle de maintien des terres et de soutien des fondations, un talus enroché est également un élément décoratif. Il existe donc deux types d'enrochement :

- ✓ **Les enrochements paysagers** : cet enrochement consiste à décorer un jardin avec des blocs de pierre, des rochers et des rocailles. Il s'agit d'un assemblage de rochers de différentes tailles prévues pour embellir, dynamiser un jardin et réduire un petit dénivelé de terrain.



Figure I. 33: Enrochement paysagé pour "habiller" les abords de la piscine.

- ✓ **Les enrochements de soutènement** : aussi appelé enrochement de talus ou mur d'enrochement, cet aménagement consiste à maintenir la terre d'un terrain en pente ou sur différents niveaux afin d'éviter tout risque d'éboulement et de glissement de terrain. Celui-ci doit être absolument solide et stable pour assurer la sécurité de la structure.



Figure I. 34: Enrochement de soutènement.

Il s'agit donc d'une construction plus naturelle qu'un aménagement bétonné, et souvent coute moins cher.

1.3.2.2 Choix du type de la roche :

Le rendu final de l'encrochement dépend notamment du choix des matériaux. Il faut alors prendre en compte plusieurs critères comme la nature et la taille des roches.

✓ **Pour un encrochement de soutènement**, le dénivelé du terrain ainsi que la longueur du talus impactent également le choix des blocs de pierre et des roches. Pour assurer la solidité de l'ouvrage, les roches de grande taille sont préférées car elles pèsent souvent plus d'une tonne, on cite :

- Les roches en grès rose.
- Les roches en granit gris.
- **Pour les encrochements décoratifs**, il est préférable d'opter pour des blocs d'encrochement adaptés aux rocailles ou des menhirs. Les gabions peuvent être particulièrement utiles. Les pierres et les roches les plus utilisées sont :
 - Roches décoratives en schiste noir.
 - Roches décoratives en calcaire jaune ou blanc.
 - Blocs de rocaille en ardoise.

2 Exemples de renforcement avec pieux et encrochement :

2.1 Avec encrochement



Figure I. 35: Renforcement du talus par encrochement a Thyez, France.



Figure I. 36: Enrochement de soutènement, pénétrante autoroutière au pk 0+900, Tizi-Ouzou.

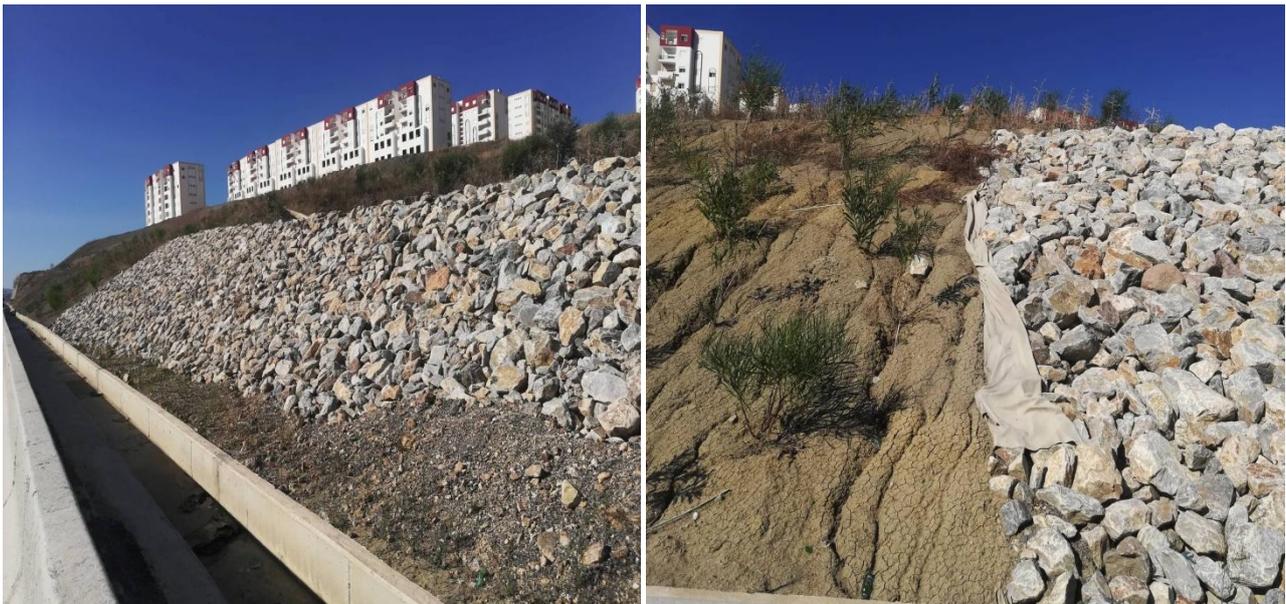


Figure I. 37: Enrochement de soutènement, pénétrante autoroutière au pk 1+250, Tizi-Ouzou.

2.2 Avec pieux



Figure I. 38: Stabilisation du talus avec des pieux en béton préfabriqués CAHORS, France.



Figure I. 39: Stabilisation avec une paroi de pieux sécants recouverte d'un béton projeté, France.



Figure I. 40: Stabilisation du talus par une paroi de pieux forés tubés, Belgique.



Figure I. 41: Stabilisation par une paroi de pieux sécants, Lyon.



Figure I. 42: Stabilisation du talus par une paroi de pieux, pénétrante autoroutière, Tizi-Ouzou.

3 Conclusion :

Conformément à ce qui a été développé dans ce chapitre, il s'est avéré que les mouvements de terrain sont des ennemis redoutables, dans la mesure où leurs caractères imprévisibles et violents représentent une menace matérielle et humaine. Dans ce cadre et à travers cette recherche sur ce phénomène, deux types de mouvements se distinguent : les mouvements lents et rapides. Ces phénomènes d'instabilité de terrain se traduisent par une manifestation du sol ou du sous-sol lequel est soumis soit à des variations naturelles où anthropique, provoquant des dégâts se distinguant sous forme de multiples pathologies.

Par la suite une exposition des grands traits de l'étude de la stabilité des talus a été faite, à savoir le principe de calcul, sens du facteur de sécurité ainsi que les principales méthodes utilisées. L'exécution de ces méthodes est habituellement développée par des outils ou logiciels appropriés à ce genre d'analyse : PLAXIS, TALREN, GSLOPE, qui offrent une assistance et aide considérable garantie par la richesse des options de choix des méthodes de calcul intégrés.

Ensuite, est présenté en revue, les différentes méthodes de confortement de glissement de terrain, que l'on peut projeter lors des études d'avant-projet. Cependant, les méthodes de confortement ont comme but essentiel d'assurer la stabilité des talus susceptibles d'être en mouvement, et qui peuvent engendrer des risques de pertes humaines ou économiques. Le choix d'une des méthodes de confortement résulte essentiellement de l'analyse multicritère de la gamme des solutions possibles en tenant compte des critères :

- Technique : solution assurant la stabilité du talus étudié, et faisant recours à des procédés de construction maîtrisés par les entreprises.
- Politique : la solution doit être adaptée à l'importance stratégique du problème et de ses impacts sur la population et l'économie du pays ;

Chapitre 1: Généralités sur les mouvements de terrain

- Economique : cout raisonnable de la solution retenue vis-à-vis de la complexité du problème et de la capacité financière de l'état ;
- Sociale : solution acceptée par la société (la population) ;
- Environnement : solution garantissant ou minimisant l'impact néfaste sur l'environnement.

CHAPITRE 2
PRESENTATION DU SITE DE
D'ETUDE

1 Introduction :

Le développement des voies de communication constitue un instrument incontournable de toute politique d'aménagement du territoire et de développement d'un pays. L'Algérie a connu une forte croissance de sa population depuis son indépendance, nécessitant d'avantage de développement des grandes infrastructures de base surtout de transport, pour répondre aux besoins exprimés par la population.

Depuis 1985, les projets d'autoroutes en Algérie ont connu une croissance remarquable, plusieurs autoroutes ont été inaugurées, d'autres sont en phase de construction. les travaux du tracé des chaussées peuvent engendrer des instabilités des terrains voisinant, les plus fréquents sont les glissements, causés par les transformations géométriques apportées au terrain lors du terrassement.

Dans le cadre de l'étude de la stabilité d'un site, l'analyse des données (géotechnique, géologique, hydrologique, climatologique, etc.) est recommandée. La présente partie traite la vulnérabilité d'un site sujet à des problèmes d'instabilité mécaniques qui se trouve sur la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est ouest sur un linéaire de 48 km.

2 Présentation de la wilaya de Tizi-Ouzou:

La wilaya de Tizi-Ouzou est une wilaya algérienne située dans la région de la Grande Kabylie en plein cœur du massif du Djurdjura, délimitée, à l'ouest, par la wilaya de Boumerdes, Bejaïa à l'est, Bouira au sud et au nord par la mer Méditerranée avec une superficie de 2992.96 km², et une population résidente de 1127607 habitants, et une densité de 381habitants/km² telle évaluée lors du recensement de 2008. Administrativement, elle est divisée en 67 communes et 21 daïeras.

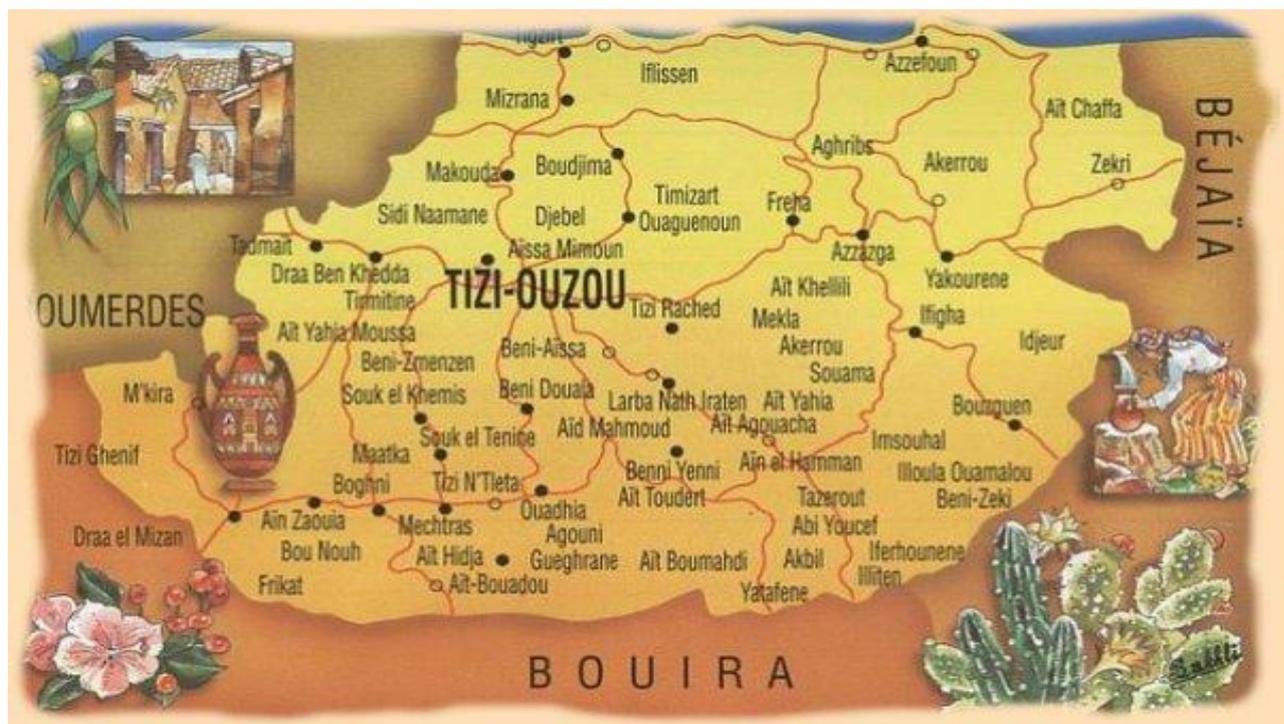


Figure II. 1 : Wilaya de Tizi-Ouzou.

2.1 Description de la wilaya de Tizi-Ouzou:

- Cette zone se divise en trois ensembles géologiques : la chaîne côtière, le massif central métamorphique, et les dépôts alluvionnaires du quaternaire.
- La chaîne côtière forme un vaste synclinal parallèle à la mer, constituée de terrains oligo-miocènes.
- Le massif central métamorphique d'âge primaire occupe le massif central kabyle, est constitué d'une série métamorphique allant des phyllades, des schistes satinés et des micaschistes recouvrant de gneiss jusqu'aux pegmatites. Egalement des taches de cipolin (calcaire métamorphique).
- Les dépôts alluvionnaires quaternaires reposent sur un substratum tertiaire de marnes éocènes, cette dépression s'étend d'est en l'ouest entre Fréha et Tadmait et du nord au sud entre la chaîne côtière et le massif central kabyle. Elle forme la plaine alluviale de l'oued sébaou.
- Les sols de Tizi-Ouzou sont généralement représentés par des sols brunifiés et des vertisols.
- En ce qui concerne le climat de cette zone, des pluies très irrégulières sont constatées, fréquente à la fin de l'automne et en hiver, ou elles surviennent sous forme d'orages très violents, elles diminuent sensiblement pendant le printemps et deviennent très rares durant toute la période estivale.
- Sur le plan thermique, la ville de Tizi-Ouzou bénéficie d'un climat tempéré chaud. A Tizi-Ouzou, les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été. Selon la classification de Köppen-Geiger, le climat est de type Csa. Les données nous révèlent la présence de deux saisons, froide débutante en mi-novembre et se prolongent jusqu'à mi-avril, suivie d'une autre chaude s'étale de mai à août.
- La pluviométrie moyenne annuelle est de 896 mm, et elle affiche une température annuelle moyenne de 17.9 °C.

3 Présentation du projet:

La pénétrante de Tizi-Ouzou fait partie des projets de pénétrantes autoroutières devant relier l'autoroute Est-Ouest à plusieurs villes. Celle de Tizi-Ouzou qui a été annoncée en 2006, doit relier l'autoroute Est-ouest depuis la sortie n°28 dans la commune de Djebahia à la ville de Tizi-Ouzou à travers le massif du Djurdjura.

Cette autoroute longue de 48 km traverse les wilayas de Bouira et de Tizi-Ouzou avec un profil en 2x3 voies, 21 viaducs et deux tunnels de 950 m et 710 m traversant respectivement les communes de Draâ El Mizan et Aït Yahia Moussa. Elle compte 25 km de routes secondaires, 7 échangeurs, 37 ouvrages d'art (dont les 21 viaducs).

Il a été attribué en gré à gré au groupement algéro-turc composé de ÖZGÜN, NUROL et ENGOA en avril 2013 pour un montant 55,96 milliards de DZD (près de 500 millions d'€). La pose de la première pierre du projet a été effectuée par l'ex- Premier ministre, Abdelmalek Sellal, le 16 juillet 2013, alors que les travaux ont débuté officiellement en mars 2014 pour un délai de réalisation de 36 mois.

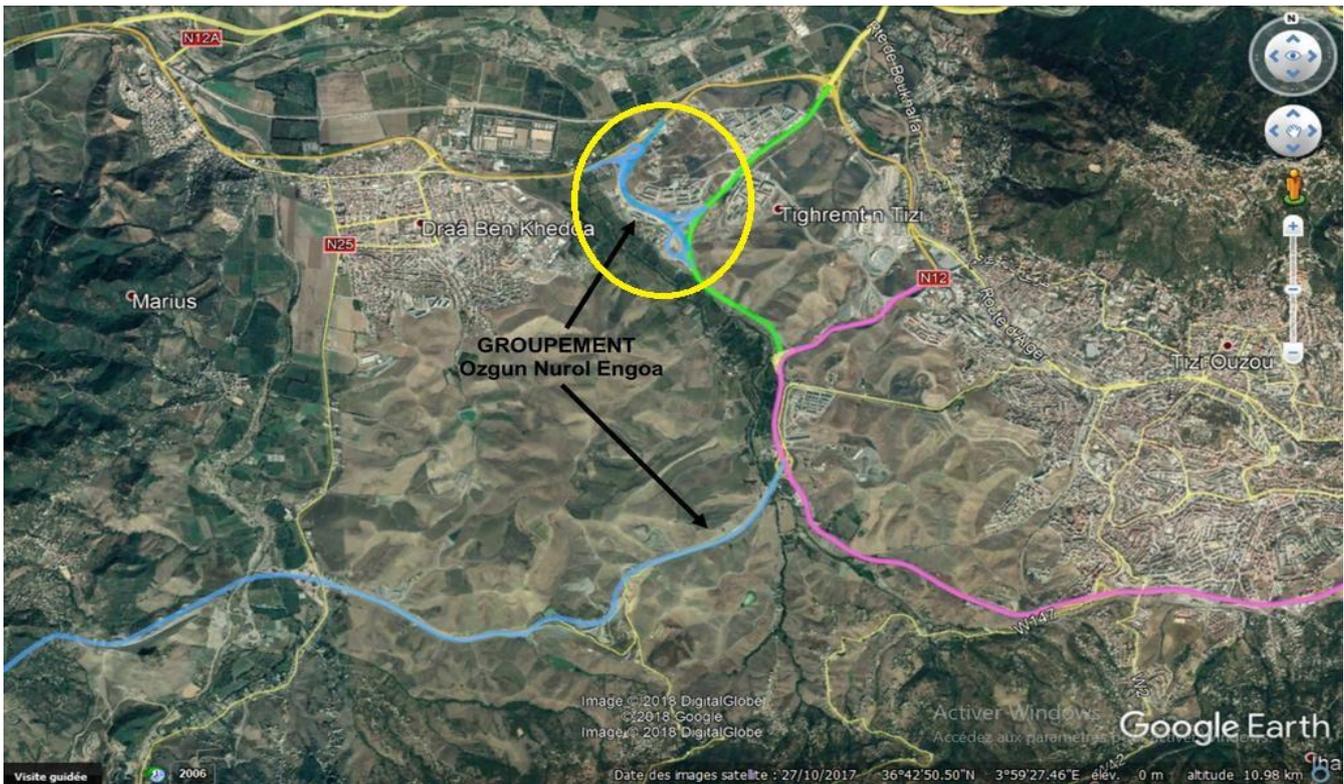


Figure II. 2: Tracé du tronçon 1.1.

4 Présentation du site d'étude:

L'étude géologique et géotechnique qui constitue ce paragraphe a pour objectif de connaître la lithologie, les caractéristiques structurales, hydrogéologiques et géomorphologiques du terrain sur lesquels sera construit le premier tronçon de la pénétrante autoroutière dont l'axe commence sur la route RN-12, entre les villages de Tizi-Ouzou et Draa Ben Khedda et il se développe sur un linéaire de 10,075 kms. Plus précisément pour résoudre les problèmes des sections de déblai entre PK 1+200~1+300 dont la construction est achevée dans le cadre du projet "réalisation de la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est ouest sur un linéaire de 48 km".

Après le début des travaux, des signes d'instabilités ont été observés sur le site, ce qui a conduit à mener des études sur le terrain du projet, situé à TIGHREMT N TIZI, à proximité de l'échangeur du stade de Boukhalfa.

Chapitre 2: Présentation du site d'étude



Figure II. 3 : Zone du projet, image prise par Google Earth.

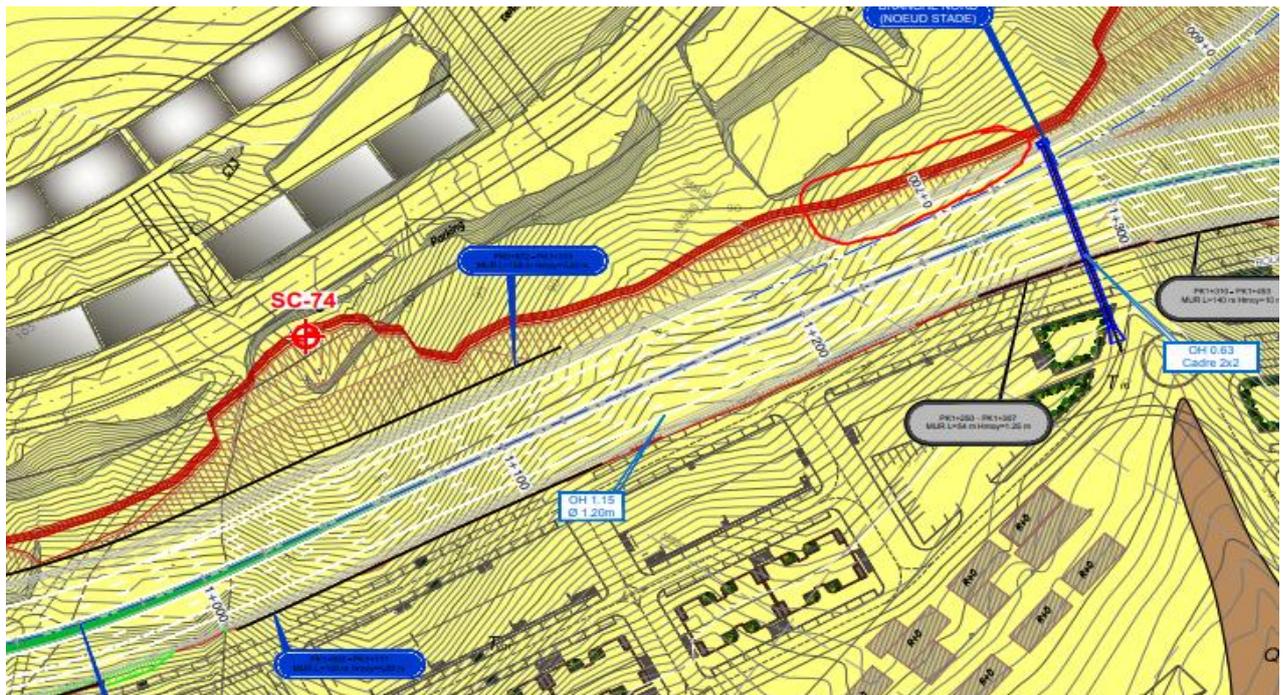


Figure II. 4 : Zone du projet capturée du plan géologique-géotechnique.

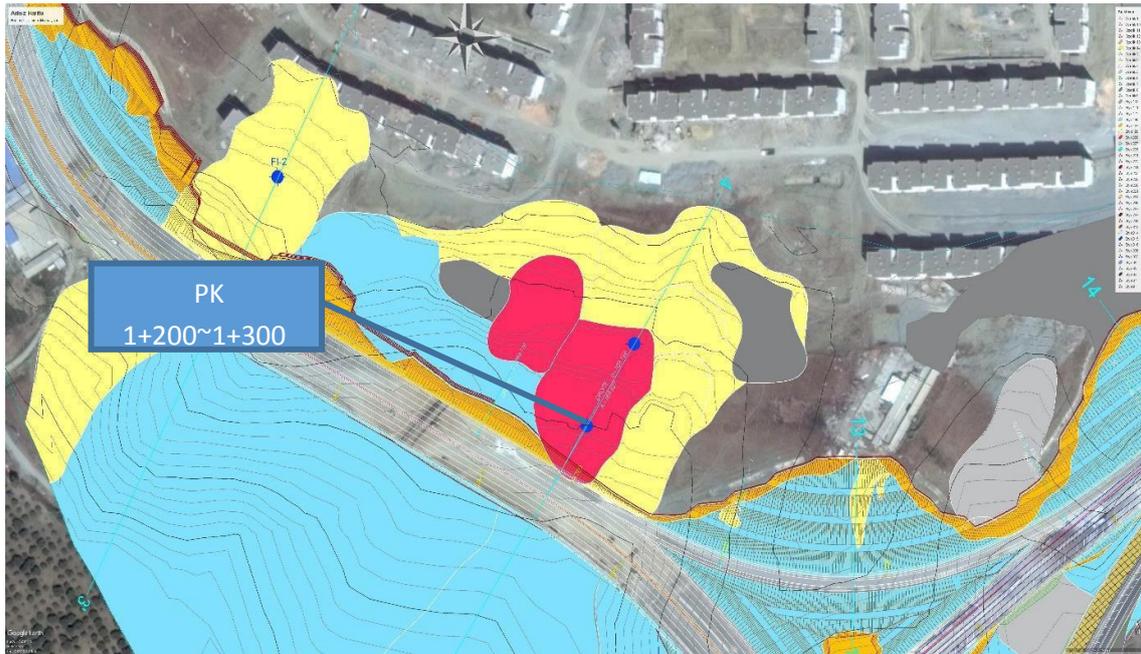


Figure II. 5 : Les zones de déblai tirées du rapport.



Figure II. 6: Zone du glissement Pk 1+200- Pk1+300.

5 Reconnaissance du site d'étude :

5.1 Géomorphologie générale :

Selon les observations réalisées sur le terrain et compte tenu de l'expérience des ingénieurs, on constate que, la couverture tertiaire argileuse de la zone d'étude conduit à un paysage avec petites collines un peu vallonnées.

Ce relief a une relation directe avec la lithologie du substratum marneux, qui est à son tour très altérable à la surface ce qui favorise les décollements et glissements.

Chapitre 2: Présentation du site d'étude

Ces glissements ou sols rampants sont favorisés par l'entrée des eaux des pluies, fréquentes dans la zone durant les saisons froides. Pendant les saisons sèches, les marnes et argiles souffrent d'importants procès de rétraction, ce qui provoque des fissures importantes.

On constate que, comme mesurées dans certains sites de zones instables, le risque de glissement est constaté sur des pentes ayant une inclinaison minimale de 25°.

5.2 Hydrogéologie :

En ce qui concerne l'hydrogéologie du terrain d'étude, deux types différents de matériaux ont été différenciés : le substrat marneux miocène et les sédiments alluviaux quaternaires. Le comportement des matériaux marneux peut être classé comme imperméable et les possibilités d'accumulation de l'eau sont limités aux fissures de rétraction à la surface.

Des piézomètres ont été sondés aux alentours du site pour maîtriser les nappes phréatiques au cas d'existence, le tableau suivant présente les mesures et l'évolution de ces dernières :

Tableau II. 1 : Mesures et évolution des nappes phréatiques.

SONDAGE	PROF. (m)	Date et levé piézométrique													
		27-03-14	03-04-14	10-04-14	17-04-14	24-04-14	30-04-14	08/05/14	15-05-14	22/05/14	29/05/14	05/06/14	12-06-14	29/09/14	08-12-14
SC-01	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SC-02	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SC-72	38,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SC-73	27	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SC-03	20	6,54	6,58	6,62	6,67	6,71	6,76	Détruit							
SC-04	20	7,55	7,67	7,80	7,92	8,00	8,12	8,27	8,45	8,63	8,81	8,99	9,17	11,36	Détruit
SC-05	20	6,15	6,18	6,21	6,26	6,29	6,33	6,36	6,37	6,38	6,38	6,39	6,40	6,56	Détruit
SC-06	20	-	-	-	-			7,43	7,46	7,50	7,53	7,57	7,60	7,95	8,20
SC-07	20	-	-	-	4,63	4,73	4,83	4,92	4,98	5,04	5,10	5,16	5,22	7,95	6,26
SC-08	30	-	-	-	-	4,80	4,83	4,85	4,97	4,98	4,99	4,99	5,00	7,00	5,40
SC-09	15	-	-	-	-	4,68	4,72	4,75	4,84	4,93	5,02	Détruit	Détruit	Détruit	Détruit
SC-10	35	-	6,54	6,73	7,14	7,33	7,53	7,71	7,80	7,89	7,98	8,07	8,16	8,23	Détruit

L'existence d'une nappe phréatique dans les profondeurs supérieures à celles détectées est possible, les dernières mesures montrent que la majorité des piézomètres ont été détruits, le niveau de l'eau dans le SC-6 a diminué, par contre, dans le SC-7 et SC-8 les niveaux phréatiques sont élevés.



Figure II. 7 : Réalisation d'un projet de bâtiments dans la zone d'étude.

5.3 La sismicité :

Conformément à la réglementation parasismique et le document technique "DTR BC 2-48" dit : "REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99" définit 4 zones sismiques classées comme suit :

1. Zone 0 : Sismicité négligeable
2. Zone 1 : Sismicité faible
3. Zone 2 : Sismicité moyenne
4. Zone 3 : Sismicité élevée

❖ Classification des ouvrages :

Quatre groupes de construction sont définis en fonction de leur usage avant, pendant et après un fort séisme :

- **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale devant demeurer opérationnels après un séisme majeur (centres de décision, hôpitaux, police, gendarmerie, installations militaires, de télécommunication, de stockage d'eau, routes.....);
- **Groupe 1B** : ouvrage de grande importance (bâtiments publics, scolaires, universitaires,);
- **Groupe 2** : ouvrage courant ou d'importance moyenne (habitation, bureaux ...);
- **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Le coefficient d'accélération, **A**, est fonction du groupe de bâtiments concerné et de la zone sismique correspondante :

Chapitre 2: Présentation du site d'étude

Tableau II. 2: Coefficient d'accélération.			
Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

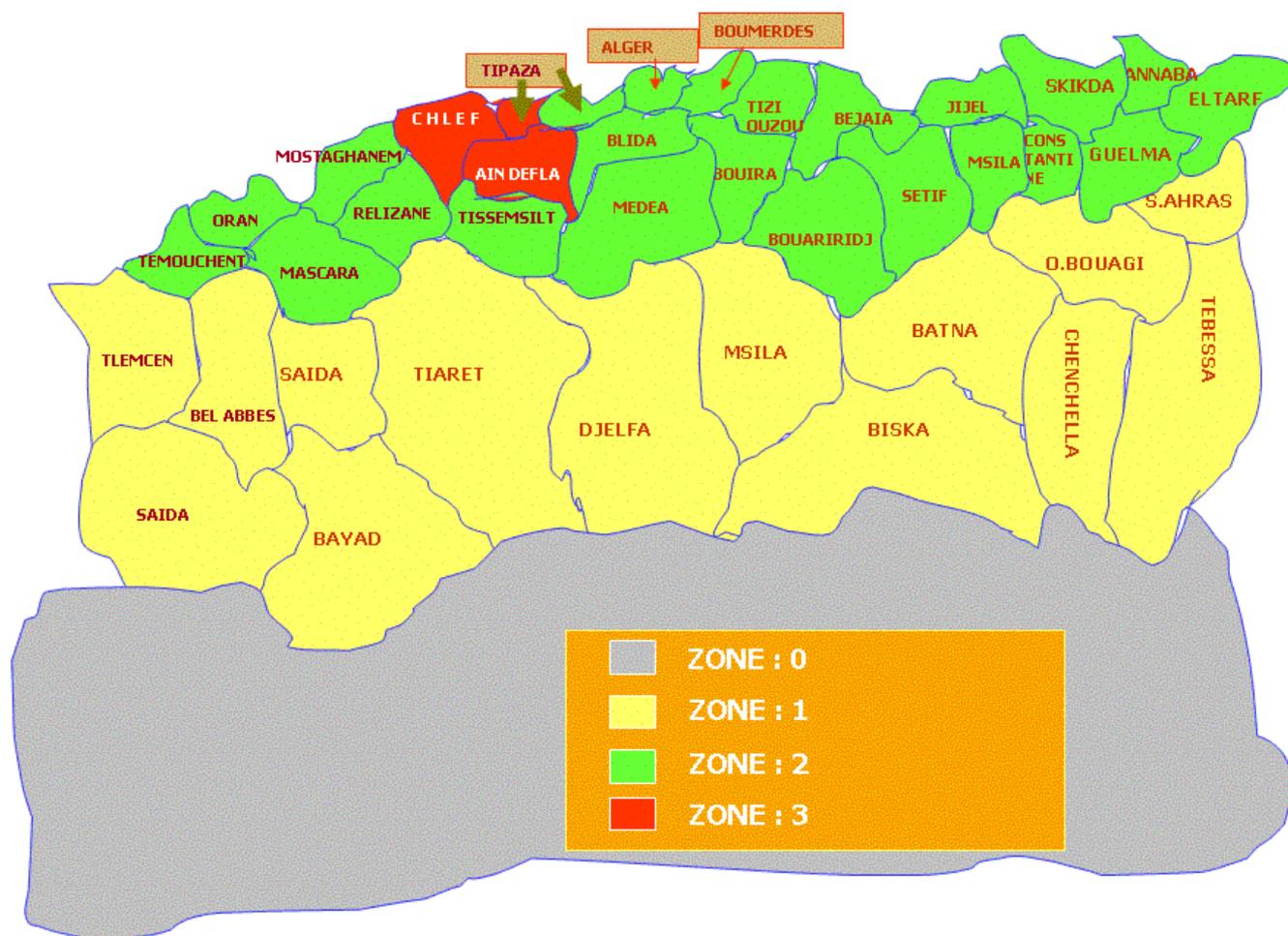


Figure II. 8: Carte de zonage sismique de l'Algérie.

D'après la carte de zonage et tenant compte du règlement parasismique, notre site se situe sur la zone sismique **II** à sismicité moyenne, et à coefficient de sismicité de 0,25.

Signes de glissement:

Durant les terrassements de chaussées, des indices d'instabilité ont été enregistrés entre le Pk1+200 et Pk 1+300 qui se résume comme suit:

- Les sommets actuels de 1-1.5 m de hauteur et les fissures de contrainte développée sur différentes zones ainsi que la morphologie d'hummock de certains glissements singuliers sont clairement observables sur la zone étudiée. Le déblai de la voie gauche de l'autoroute intersecte la butée du glissement, par conséquent le plan de glissement est affleuré dans le déblai. Cette situation a donné lieu à la formation des conditions favorables pour l'avancement facile du glissement.



Figure II. 9: Fissures développées au sommet des talus.



Figure II. 10: Fissures développées au sommet du talus.

Les fractures du sommet, les fissures de contrainte et la topographie d'hummock justifient clairement l'activité du glissement de terrain. D'autre part, des déformations (gonflements, fractures) ont commencé à se former aux hauteurs de 5-7m sur la pente ouverte dans la butée du talus. Dans le but de stabiliser ces pentes et mettre fin aux désordres cités auparavant une étude géotechnique et géologique détaillée nous est recommandé.

Chapitre 2: Présentation du site d'étude

On présente ci-dessous un tableau récapitulatif des sondages réalisés avec le nom de chacun d'eux, la profondeur, les échantillons prélevés, etc., réalisés dans ce tronçon :

Tableau II. 3: Récapitulatif des sondages réalisés.									
SONDAGE	ELEMENT ETUDIE	PROF	COORDONNÉES			NOMBRE D'SPT	NOMBRE D'ESSAIS PRESSIOMETRIQUES	NOMBRE D'ÉCHANTILLONS INALTERÉES ET PARAFFINÉES	INSTALLATION DES PIEZOMÈTRES
		(m)	X	Y	Z				
SC 1	DÉBLAI P.K. 0+600	35	588154	4066200	88.5	11	-	11	non
SC 2	RN 12	20	588146	4065908	47.5	5	-	7	non
SC 3	VIADUC 4+500	20	589421	4062596	75.5	5	-	3	oui
SC 4	O.A. 6+294	20	588013	4061669	127.0	6	-	5	oui
SC 5	O.A. 6+294	20	588026	4061626	128.0	5	2	5	oui
SC 6	VIADUC 6+900	20	587763	4061226	119.5	6	-	5	oui
SC 7	VIADUC 6+900	20	587604	4061212	106.0	6	3	4	oui
SC 8	ECHANGEUR RN 25	30,3	585056	4061857	56.5	10	2	4	oui
SC 9	ECHANGEUR RN 25	20	585041	4061819	57.0	6	7	4	oui
SC 10	DÉBLAI 6+000	35	587 911	4 061 420	160.0	11	-	8	oui
SC 72	DÉBLAI 0+850 (*)	30	588 176	4065671	103.0	-	-	7	non
SC 73	DÉBLAI 0+850 (*)	27	588127	4065623	97.5	-	-	5	non
SC 74	Déblai et Mur 1+000	35,2	588301	4065585		8	7	8	oui
SC 75	5+600	20	588641	4062003		6	4	6	oui
SC 76	8+880	21	585808	4061527		6	4	4	oui

Chapitre 2: Présentation du site d'étude

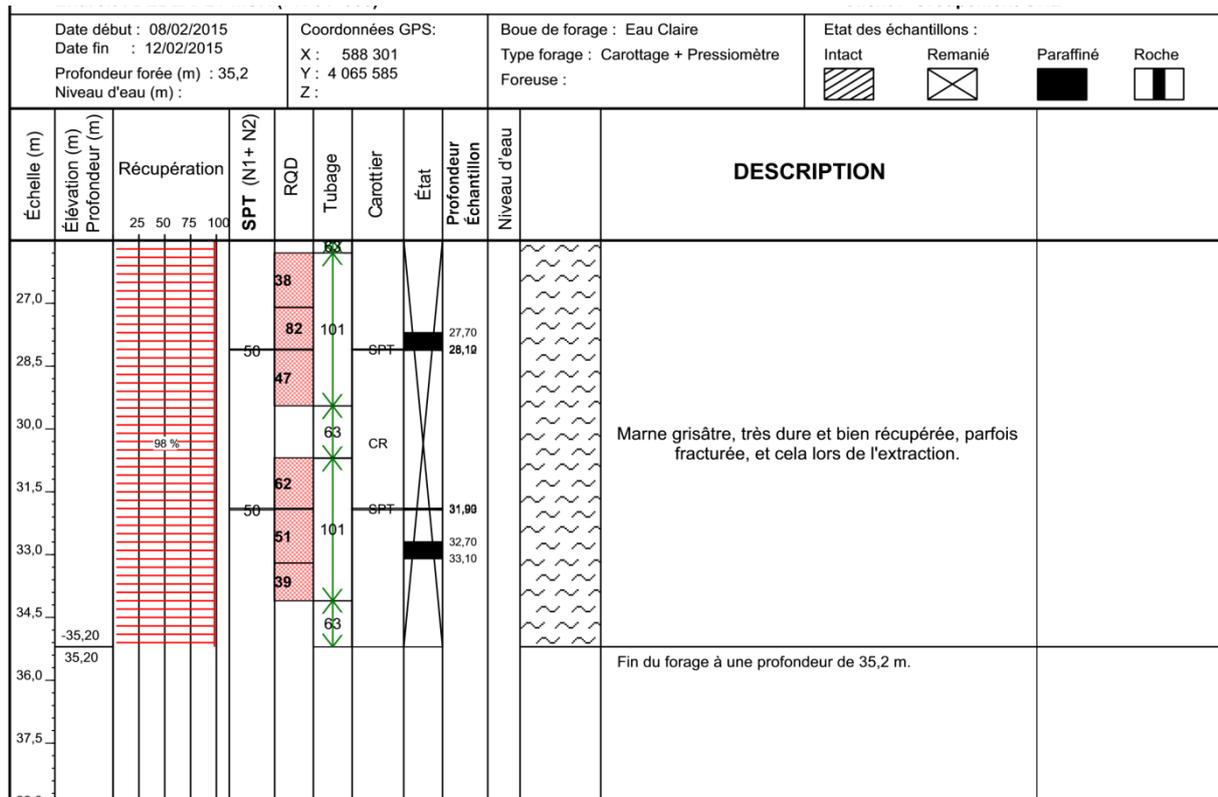


Figure II. 12: Profil du sondage carotté, SC-74.

6.1 Résultats de l'étude géologique :

D'après les résultats de reconnaissance géologique des sondages carottés réalisés dans le tronçon1, on constate que la formation géologique-géotechnique du tronçon est la même, et se résume en :

➤ **Argile brunâtre :**

Ce sont des sols de couleur brunâtres à jaunâtres claires de consistance faible.

➤ **Marne altérée :**

Le sol est de nature gris, montrant des altérations aux signes de délitement de consistance relative sur une épaisseur de 8 à 12m de profondeur.

➤ **Marnes saines :**

Le sol est de nature gris clair, de consistance relativement dur sur des épaisseurs qui peuvent dépasser les 30m.

➤ **Marne très saine :**

Le sol est de nature gris clair, parfois avec des passages de calcaire. Sa consistance s'apparente à une roche tendre. L'épaisseur de cette couche est très importante, dépassant les 100m.

- Le tracé commence sur les remblais compactés de l'autoroute ; à partir du Pk 0+280, la zone est appuyée dans un petit tronçon de terrasse alluviale jusqu'au Pk 0+320, où l'apparition d'une formation marneuse Tm allant jusqu'au Pk 1+210, ce déblai a une hauteur d'environ 50 mètres du côté gauche de l'axe.
- dès ce point, le tracé continue dans une succession de remblais et remblais de hauteur modérés. Il faut souligner que la présence de matériaux argileux de faible résistance qui occupent les fonds des vallées (Qv) est remarquable.

7 Reconnaissance géotechnique du site:

Dans le domaine des instabilités de terrain, l'étude géotechnique vise essentiellement à élucider les causes et les mécanismes des mouvements, d'analyser la stabilité du site en question, et enfin à définir les travaux de confortement adéquats en tenant compte de l'aspect technico-économique de la méthode de confortement choisi. La qualité de ces prévisions dépendra fortement de la qualité des paramètres du sol obtenus qui dépendra à son tour de la qualité des essais effectués tout au long de la campagne de reconnaissance.

Dans cette section les diverses activités d'investigation réalisées pendant les mois de mars et avril de 2014 pour l'étude du site en question seront cités dans les paragraphes qui suivent.

7.1 Essais in situ :

Les essais in situ en géotechnique permettent d'approfondir l'étude des sols et des roches avant toute construction en surface ou en profondeur. Parfois discrédités au profit des essais de laboratoire, ils évitent pourtant toute contrainte de transport et de conservation susceptible d'altérer les prélèvements et leurs résultats.

➤ Essai pressiométrique :

Essai de chargement de sol en place, réalisé à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable, laquelle est disposée au sein du terrain, dans un forage préalable. Cette sonde, constituée de trois cellules, est gonflée par de l'eau ou de l'air comprimé, exerçant ainsi sur la paroi du forage des pressions rigoureusement uniformes. Les déplacements de cette paroi s'accompagnent donc d'une augmentation de volume de la sonde qui est alors lue, pour chacune des pressions, en fonction du temps. Le pressiomètre représente un type d'essai géotechnique évolué puisqu'il permet d'obtenir une relation entre contraintes (pression appliquée) et déformation (variation du volume d'eau dans la sonde).

Trois caractéristiques du sol sont ainsi déduites :

- ✓ Pression limite de rupture en bar, occasionnant un poinçonnement généralisé du sol (PL).
- ✓ Module de déformation en bar(E), caractérisant la phase de déformation pseudo-élastique de l'essai.
- ✓ Pression de fluage (PF).

Tableau II. 4: Récapitulatif des résultats de l'essai pressiométrique.

Profondeur (m)	Pression limite (PL) (bars)	Pression de fluage (PF) (bars)	Module pressiométrique (E) (bars)
3,3	47,83	21,91	561,64
8,5	64,23	28,49	959,61
13,5	55,38	26,03	1665,13
19	61,90	36,03	736,64
25	56,38	17,26	815,75
30,2	53,27	37,70	1410,76
34,8	47,11	42,96	1199,94

7.2 Essais de laboratoire:

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physiques, mécaniques et chimiques du sol en vue d'estimer son état naturel. Ces essais s'effectuent sur des échantillons prélevés à partir des carottes paraffinées de sondages.

Pour qu'un essai donne des résultats précis et fiables, il faut que l'échantillon soit représentatif.

- Avec les échantillons prélevés dans les sondages et puits de reconnaissance, un programme d'essais en laboratoire a été achevé, présenté dans leur intégralité dans le paragraphe qui suit.

Pour élaborer la caractérisation géotechnique des matériaux de la zone du projet, deux types d'essais ont été effectués, qui sont résumés comme suit :

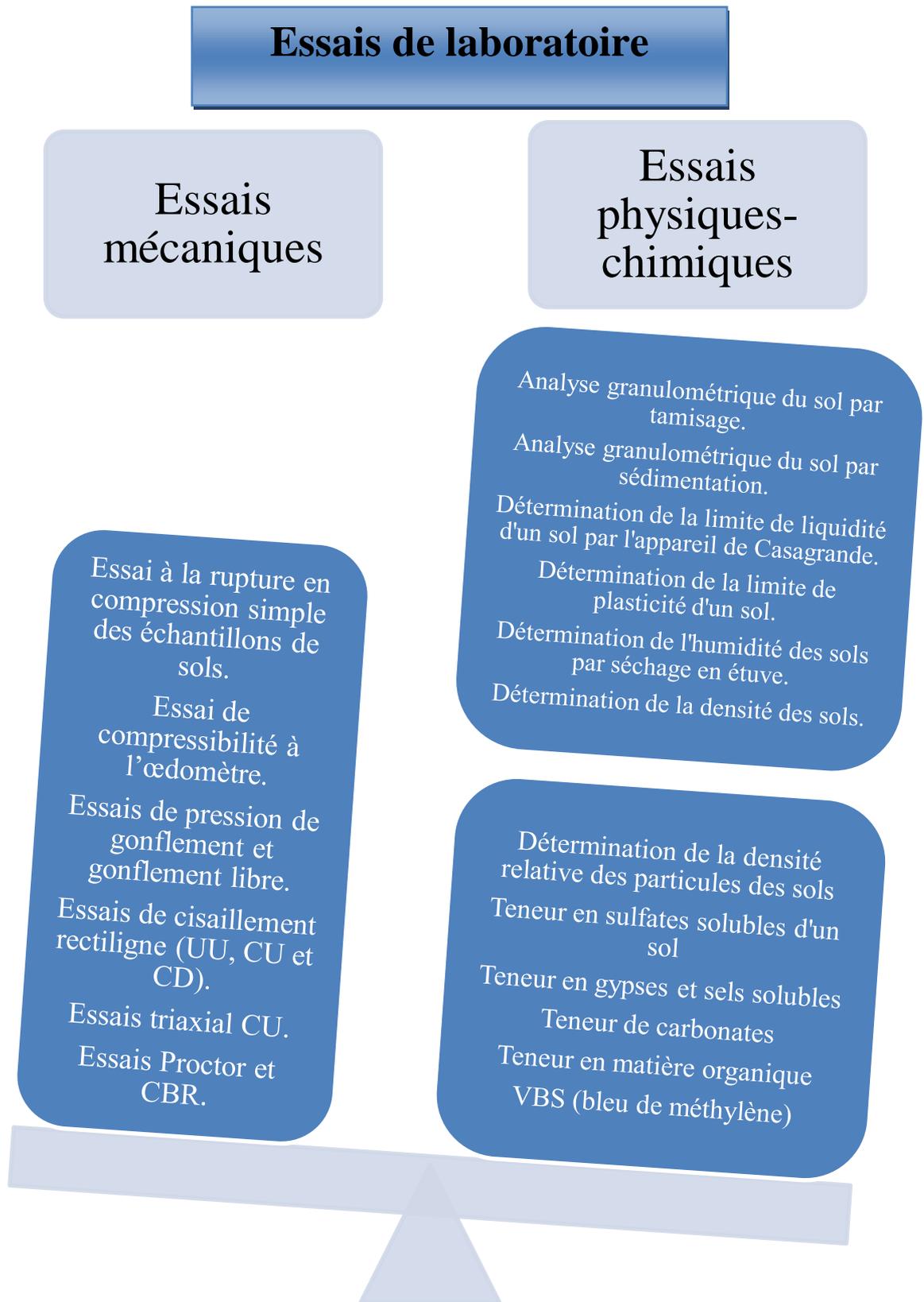


Figure II. 14: Schéma récapitulatif des essais de laboratoire.

Chapitre 2: Présentation du site d'étude

Les valeurs des paramètres géotechniques choisis pour le calcul de la stabilité du talus situé entre Pk 1+200 et 1+300 sont celles correspondantes aux marnes du sondage SC-74. Les résultats obtenus des essais réalisés sur les échantillons de ce sondage sont présentés ci-après :

Tableau II. 5: Résultats des essais d'identification du sondage (SC-74).

sondage	Profondeur (m)	Unité	Lithologie	Paramètres physiques				Analyse granulométrique			Valeur au bleu VBS	Limites d'Atterberg	
				W (%)	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	Sr (%)	<2mm (%)	<80 μ m (%)	<2 μ m (%)		WL (%)	Ip (%)
SC-74	3,85-4,20	Tm alt	Argile	16,24	1,74	2,02	82,29	100	100	48,04	2,67	38,95	15
	12,10-12,55	Tm	Marne	9,75	2,12	2,33	100	100	100	40,63	/	34,56	14
	16,04-16,40	Tm	Marne	9,86	2,12	2,33	100	58,75	11,60	/	/	29,06	8
	20,40-21,00	Tm	Marne	7,97	2,22	2,4	100	39,38	9,01	/	/	35,49	16
	27,70-28,10	Tm	Marne	8,12	2,16	2,34	94,85	82,82	44,49	/	/	34,69	16

Tableau II. 6: Résultats des essais chimiques du sondage (SC-74).

sondage	Profondeur (m)	Unité	Lithologie	Analyses chimiques des sols		
				Carbonate (%)	MO (%)	Sulfate (%)
SC-74	3,85-4,20	Tm alt	Argile	16,26	8,8	0,46144
	12,10-12,55	Tm	Marne	18,92	/	0,51088
	16,04-16,40	Tm	Marne	/	/	/
	20,40-21,00	Tm	Marne	/	/	/
	27,70-28,10	Tm	Marne	18,04	/	0,309

Tableau II. 7: Résultats des essais mécaniques du sondage (SC-74).

Sondage	Profondeur	Unité	Lithologie	Essai Œdométrique				Cisaillement		Compre. simple Rc (bars)
				Pp (bars)	Cc (%)	Cg (%)	Cv (cm ² /s)	Cu (bars)	Φ (°)	
SC-74	3,85-4,20	Tm alt	Argile	1,81	19,3 %	3,16%	2,1E-4	0,15	10	/
	12,10-12,55	Tm	Marne	/	/	/	/	0,30	26	14,45
	16,04-16,40	Tm	Marne	/	/	/	/	/	/	15,44
	20,40-21,00	Tm	Marne	/	/	/	/	/	/	23,54
	27,70-28,10	Tm	Marne	/	/	/	/	/	/	30,85

7.3 Classification du sol et interprétation des résultats :

La classification des sols concerne le regroupement des sols ayant une gamme similaire de propriétés (chimiques, physiques et biologiques) dans des unités qui peuvent être géo-référencées et cartographiées. Les sols sont une ressource naturelle très complexe, en 1947, le Professeur A. Casagrande écrivait que les deux chapitres les plus controversés de l'étude géotechnique des sols étaient :

- la classification des sols - Chapitre le plus confus ;
- la résistance au cisaillement des sols – Chapitre le plus difficile.

Toutefois, plutôt que de voir chaque ingénieur appeler les sols à «sa manière» et utiliser un système de classification plus ou moins personnel, il apparaît indispensable que nous adoptions un système de classification unique.

Il existe de nombreuses classifications dans plusieurs pays, il ne peut donc être question de les décrire ici. Indiquons simplement qu'il en existe plusieurs, nous avons retenu la classification U.S.C.S. (Unified Soil Classification System) établie par Casagrande et basée à la fois sur la granulométrie et la plasticité des matériaux, et le GTR.

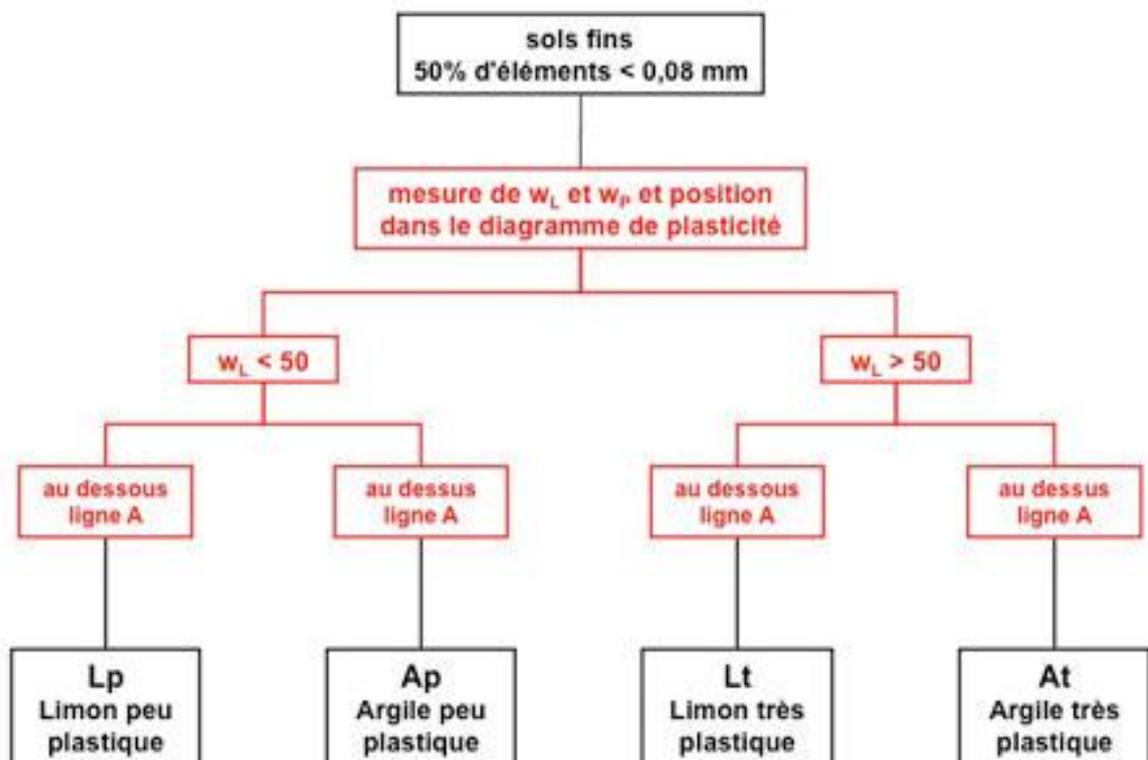


Figure II. 15: Classification des sols selon LCPC, USCS.

Chapitre 2: Présentation du site d'étude

✚ D'après les résultats de l'analyse granulométrique,

Les passants $<80\mu\text{m}$ (%) = 53,02% implique que le sol est un **sol fin**.

- **Degré de plasticité :**

Tableau II. 8: Degré de plasticité des sols selon I_p .				
Indice de plasticité	0-5%	5-15%	15-40%	>40%
Degré de plasticité	Non plastique	Peu plastique	Plastique	Très plastique

✚ D'après les résultats obtenus $5\% < I_p = 13,8\% < 15$

Cela implique que le sol est **peu plastique**.

- **Teneur en eau :**

La teneur en eau d'un matériau et le rapport du poids d'eau contenue dans ce matériau au poids de même matériau sec exprimé en (%).

Tableau II. 9: Classification des sols selon la teneur en eau W.					
Teneur en eau W	01-25%	25-50%	50-75%	75-90%	$\leq 100\%$
Etat	Légèrement humide	Humide	Mouillé	Détrempé	Saturé

✚ La teneur en eau calculée au laboratoire est $W = 10,38\%$, appartient à la classe 1-25%. Ce qui signifie que le sol est **légèrement humide**.

- **Teneur en matière organique :**

Pour les sols organiques, on détermine la teneur en matières organiques CMO qui déterminent 3 classes :

- ✓ $3\% < \text{CMO} < 10\%$: sols faiblement organiques (FO) ;
- ✓ $10 < \text{CMO} < 30\%$: sols moyennement organiques (mo) ;
- ✓ $\text{CMO} < 30\%$: sols très organiques (to).

✚ Dans notre cas, la teneur en matières organiques $\text{CMO} = 8,8\%$ ce qui fait que, notre sol est **faiblement organique**.

- La limite de liquidité :

$$W_L = 34,55\% \quad \Longrightarrow \quad W_L < 50\%$$

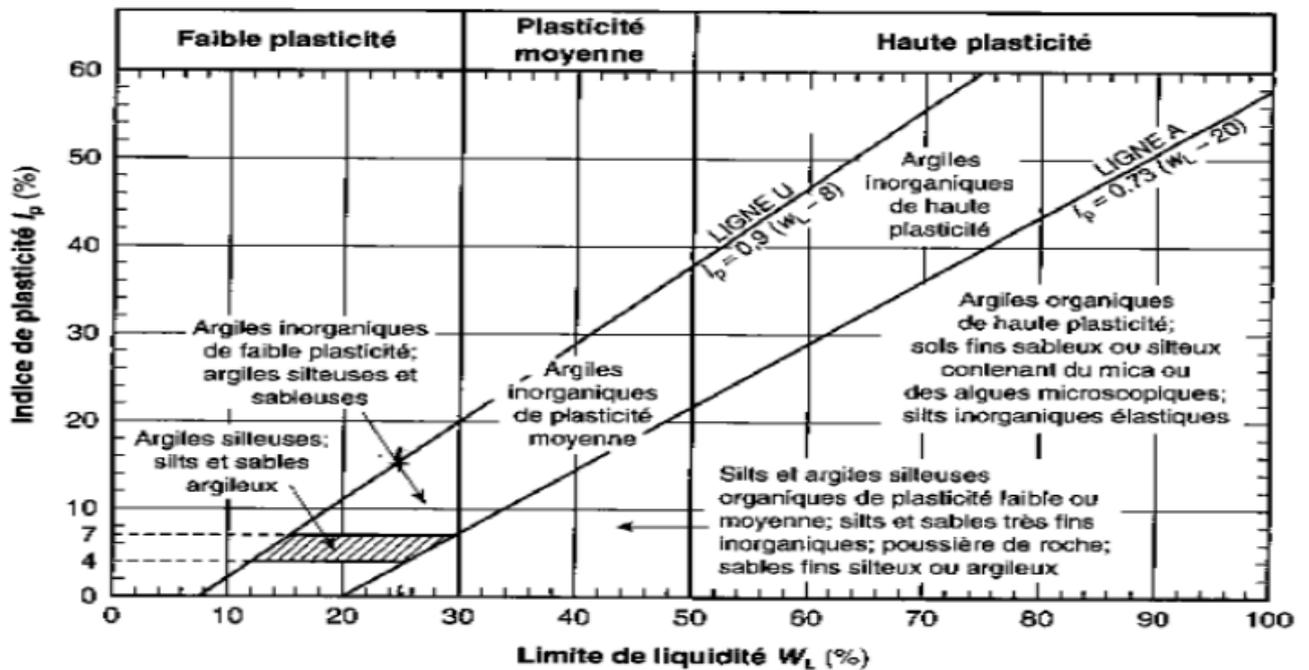


Figure II. 16: Diagramme de plasticité (d'après Casagrande 1948).

✚ De l'abaque de Casagrande, notre sol est une **argile inorganique de plasticité moyenne**.

- L'analyse chimique de l'échantillon:

Un sol calcaire c'est un sol contenant du CaCO_3 libre en quantité suffisante pour présenter une effervescence visible sous l'action d' HCl dilué à froid. Selon la teneur en calcaire, il y a cinq classes de sols calcaires (Loz et Mathieu, 1990), résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 10: Normes d'interprétation du taux du Calcaire du sol d'après Loz et Mathieu, 1990.					
Taux de CaCO_3	< 2%.	2à10%	10à25%	25à50%	> 50%.
Appréciation	Sols très faiblement calcaires	Sols faiblement calcaires	Sols moyennement calcaires	Sols fortement calcaires	Sols très fortement calcaires

✚ D'après les résultats obtenus, $\text{CaCO}_3=17,74\%$ appartient aux sols **moyennement calcaires**.

L'essai Oedométrique :

Afin d'apprécier les déformations verticales des sols et de mesurer leurs tassements au cours du temps, l'essai oedométrique a donné les résultats nécessaires pour classer notre sol selon sa compressibilité et son gonflement.

• Indice de compressibilité C_c :

On représente ci-après une classification du sol donnée selon leur indice de compressibilité C_c .

Tableau II. 11: Classification du sol selon l'indice de compressibilité C_c , (J.Léreau, 2006).	
Indice de compressibilité C_c	Nature du sol
$C_c < 2\%$	Sol incompressible
$2\% < C_c < 5\%$	Sol très peu compressible
$5\% < C_c < 10\%$	Sol peu compressible
$10\% < C_c < 20\%$	Sol moyennement compressible
$20\% < C_c < 30\%$	Sol assez fortement compressible
$30\% < C_c < 50\%$	Sol très compressible
$C_c > 50\%$	Sol extrêmement compressible

- ✚ Selon les résultats du laboratoire $10\% < C_c = 19,3\% < 20\%$
 Le sol en question est un sol **moyennement compressible**.

• Essai pressiométrique :

Tableau II. 12: Classification des Argiles selon la pression limite, (NF P94-261).				
Classe de sol	Argiles et limons			
	Très mous à mous	Fermes	Raides	Très raides
Pl(Mpa)	$< 0,4$	$0,4 \text{ à } 1,2$	$1,2 \text{ à } 2$	≥ 2

- ✚ D'après les résultats obtenus, et après avoir réalisé les calculs nécessaires on obtient la valeur de pression limite moyenne telle que $Pl = 55;15 \text{ bars} = 5,51 \text{ Mpa}$.

On conclut que, d'après le tableau de classification, l'argile étudiée est **très raide**
 $Pl = 5,51 \geq 2 \text{ Mpa}$.

Le rapport (EM/PL) bien qu'il regroupe deux caractéristiques très différentes, du fait que l'une correspond aux petits déplacements du forage et l'autre aux grands, l'expérience a montré que celui-ci peut être un critère pratique pour apprécier et classer la raideur des matériaux étudiés.

On admet selon Ménard cité par (Gabin Michel, 2008), la classification suivante :

Argile	$(EM/PL) < 5$	Argiles remaniées ou triturées.
	$5 < (EM/PL) < 8$	Argiles sous-consolidées.
	$8 < (EM/PL) < 12$	Argiles normalement consolidées.
	$12 < (EM/PL) < 15$	Argiles légèrement surconsolidées.
	$(EM/PL) > 15$	Argiles fortement surconsolidées.

- ✚ Dans notre cas d'étude le rapport $(EM/PL) = 19,03 > 15$ cela signifie que, d'après le tableau de classification précédent, l'argile étudiée est **surconsolidée**.

8 Conclusion :

Dans le but d'assurer la sécurité humaine et matérielle, les ingénieurs confrontent un problème majeur qui est la reconnaissance du site et la détermination des paramètres à utiliser dans les calculs.

Ce qui nécessite une étude géologique-géotechnique approfondie.

Pour cela, cette étude a été réalisée sur le site d'étude qui a connu des instabilités, les résultats des investigations ont montré la présence de deux couches: Marne grisâtre surmontée d'une argile grisâtre sur le long d'un profil accidenté.

Enfin, les résultats obtenus permettront d'effectuer des calculs numériques qui seront présentés dans le prochain chapitre.

CHAPITRE 3
MODELISATION NUMERIQUE ET
PRESENTATION DU LOGICIEL
PLAXIS 3D

1 Introduction:

En géotechnique, l'objectif de la modélisation numérique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe, elle est en constante progression depuis les années cinquante et aujourd'hui elle intervient dans tous les domaines sans exception.

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

Il existe plusieurs logiciels de calcul de la stabilité des talus (PLAXIS, FLAC, CESAR). Pour le cas de notre étude, les calculs sont développés à l'aide du logiciel PLAXIS 3D, et cela principalement pour des fins de disponibilité du logiciel ainsi la maîtrise de ce dernier. Ce logiciel présente en outre de nombreux avantages et points forts, on cite:

- ✓ Convivialité de l'interface, pour la saisie des données, la définition des phases de projets et l'analyse des résultats.
- ✓ Génération automatique des maillages.
- ✓ L'existence de plusieurs lois de comportement de sol (linéaire élastique, Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, ...) et la possibilité de définir ses propres lois de comportement.
- ✓ Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation.
- ✓ Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure.
- ✓ Calcul de coefficients de sécurité (procédure c/ϕ réduction).

2 Présentation du code PLAXIS:

Conçu par des géotechniciens numériques de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code éléments finis PLAXIS est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques.

Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques, élastoviscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements par la méthode Lagrangienne actualisée.

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable. Les recours manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées, initialisation des contraintes, pressions interstitielles, permettent d'aller au but qui est de prévoir le comportement d'un ouvrage.

Le PLAXIS 3D est un ensemble d'éléments finis puissant et convivial destiné à l'analyse tridimensionnelle de la déformation et de la stabilité en géotechnique et en mécanique des roches. Partout dans le monde, PLAXIS est utilisé par les plus grandes sociétés d'ingénierie et institutions de l'industrie du génie civil et géotechnique. Les applications vont de l'excavation, des remblais et des fondations au creusement de tunnels, à l'exploitation minière et à la géomécanique de réservoirs.

PLAXIS 3D dispose de fonctionnalités avancées pour relever les défis de modélisation dans les projets géotechniques les plus complexes, qui ne peuvent être résolus avec PLAXIS 2D

2.1 Etapes de modélisation avec PLAXIS 3D:

- **PLAXIS-Input:** le programme contient toutes facilités nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages par éléments finis et à la définition des conditions initiales et des phases de calcul.

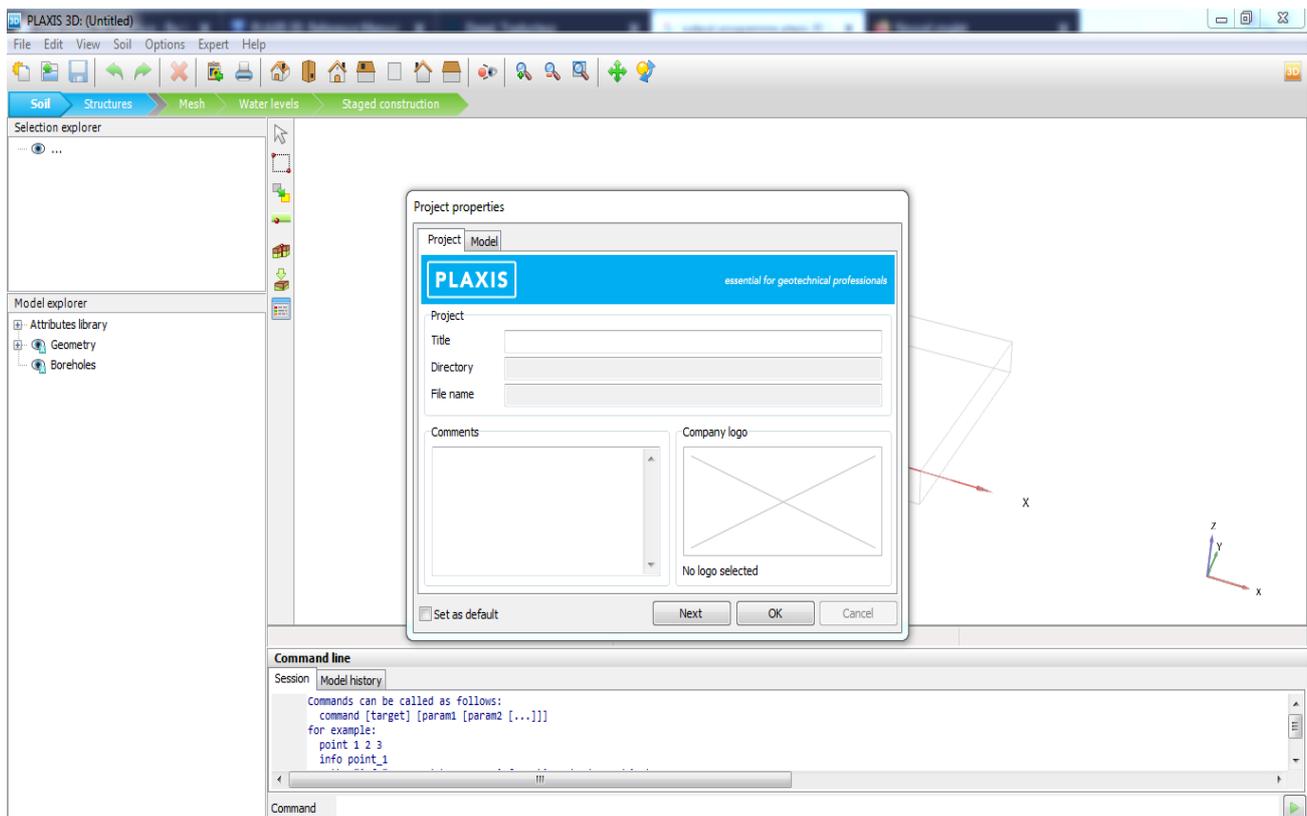


Figure III. 1: Interface du programme PLAXIS input.

PLAXIS-Output: le programme output est un post-processeur, utilisé pour visualiser les résultats de calculs en vue tridimensionnelle ou en coupes transversales, ainsi de tracer les courbes "Curves" des chargement – déplacement, des chemins de contraintes...etc, des points géométriques sélectionnés, en plus de divers autres diagrammes.

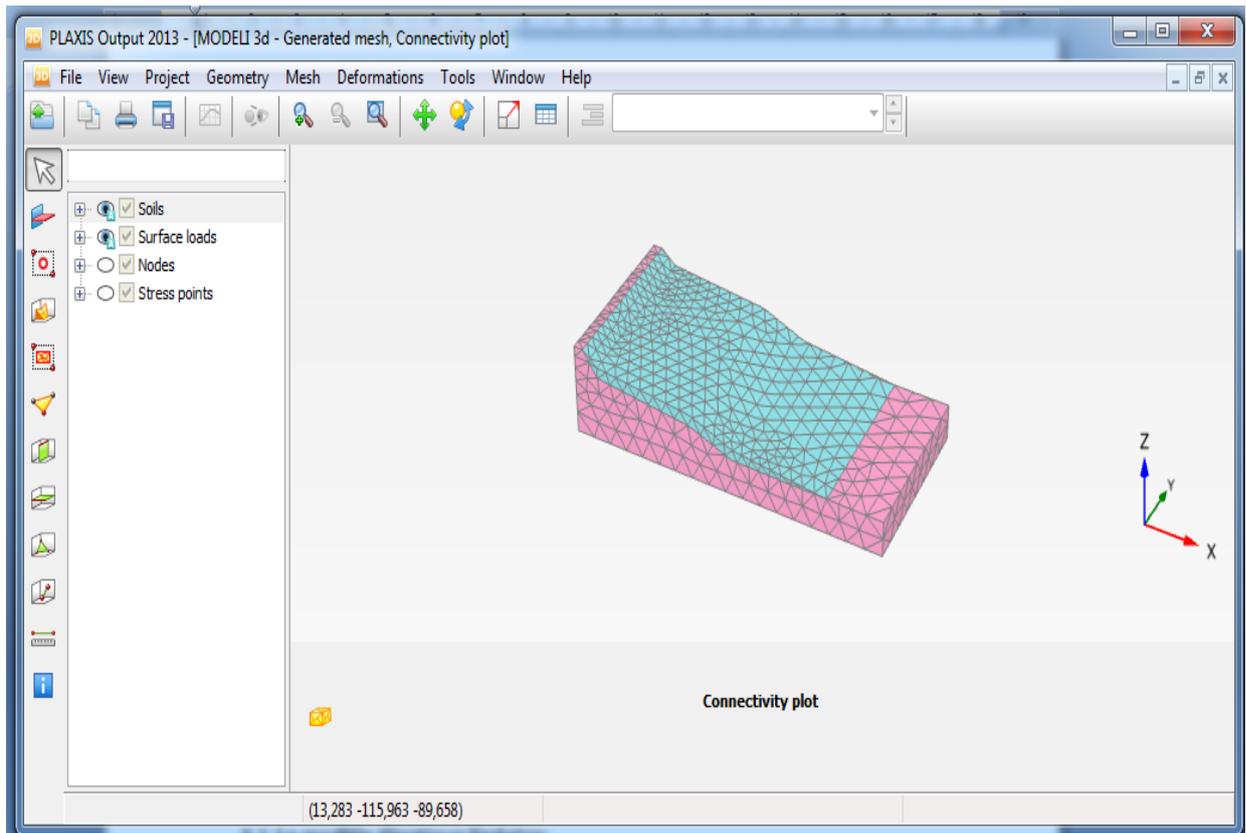


Figure III. 2: Visualisation du modèle avec le programme Output.

2.2 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS:

Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale, partant du modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement des sols. En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une « règle à calculer » de l'ingénieur Géotechnicien, où le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simples, mais efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés, et parmi ces modèles de comportement, on cite:

2.2.1 Le modèle élastique linéaire:

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique, il représente la loi de Hooke donnée par la relation $\sigma = E\varepsilon$, relative à l'élasticité linéaire isotrope.

Les paramètres nécessaires pour ce model sont :

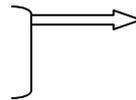
- le module de Young E,
- le coefficient de Poisson ν .

Le modèle linéaire élastique peut être utilisé surtout pour modéliser des éléments de structure en béton ou en métal en interaction avec le sol et pour certains problèmes de mécanique des roches.

2.2.2 Le modèle de Mohr Coulomb (MC):

Le modèle de Mohr-Coulomb représente le comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement, il est généralement utilisé comme première approximation du comportement du sol, les paramètres nécessaires pour ce modèle sont :

- Le module de Young E
- Le coefficient de Poisson ν
- L'angle de dilatance Ψ



Sont des paramètres

- La cohésion c
- L'angle de frottement ϕ

Qui sont des paramètres classiques de la géotechnique, souvent fournis par des essais de laboratoires.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan\phi + c$$

Et sa courbe comme suit:

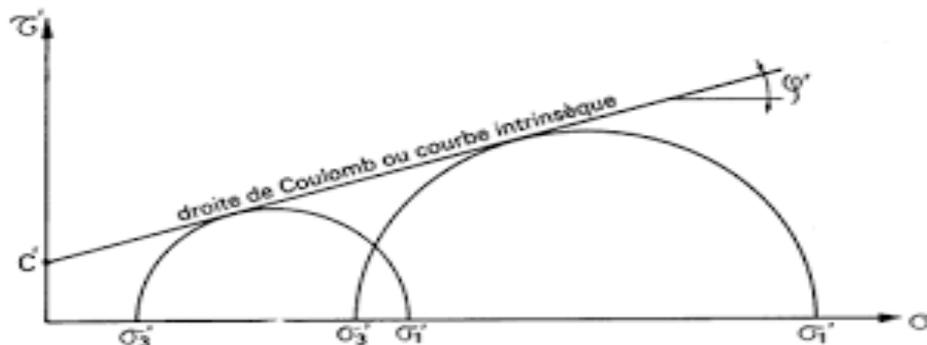


Figure III. 3: Courbe intrinsèque du modèle Mohr-Coulomb.

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

➤ La surface de charge dans l'espace des contraintes principales $f(\sigma_{ij})$ s'exprime de la façon suivante :

$$f(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2 c \cos \phi = 0$$

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes principales extrêmes ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$).

- La représentation du critère de Mohr-Coulomb est donnée par la figure suivante:

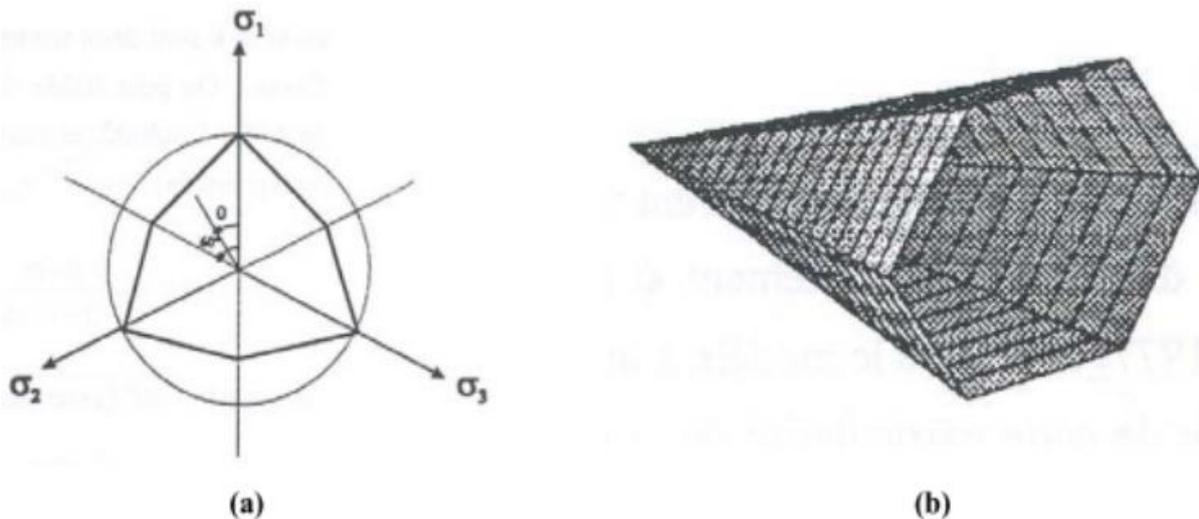


Figure III. 4: Représentations du critère de Mohr-Coulomb :

(a) – dans le plan déviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales (Lee, 1994).

2.2.3 Modèle de durcissement par écouissage isotropique 'Hardening -Soil model' (HSM):

Le modèle de durcissement par écouissage isotropique ou 'Hardening -soil model' est un modèle beaucoup plus développé que le modèle de Mohr -Coulomb. Les états limites de contraintes sont présentés par:

- c : cohésion (effective) ;
- φ : angle de frottement interne effectif ;
- Ψ : angle de dilatance.

La rigidité du sol est quantifiée plus précisément par l'utilisation de trois différents paramètres de rigidité :

- E_{50ref} : module sécant dans un essai triaxial ;
- E_{oedref} : module tangent dans un essai oedométrique ;
- m : Puissance (environ 0,58 pour les sables).

2.2.4 Modèle pour les sols mous(Soft Soil Model. S.S.M):

Ce modèle est un modèle dérivé du modèle Cam-Clay. Son idée de base est de prendre en compte l'effet d'écouissage que provoque la pression moyenne sur les argiles.

Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge, sous laquelle, le matériau reste élastique, tandis que, le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint le comportement non réversible.

3 Analyse numérique du comportement d'un talus avec PLAXIS

Dans ce paragraphe, nous allons présenter dans un cas général le comportement d'un talus affronté à des phénomènes déstabilisant tel que les chargement, les nappes d'eau, les terrassements..., à l'aide du logiciel PLAXIS 3D.

3.1 Etapes de modélisation numérique d'un talus:

Dans le but de modéliser un talus en utilisant le logiciel PLAXIS 3D, nous allons commencer par introduire le nombre de couches de sol avec les caractéristiques de chacune d'elles ainsi que le modèle de comportement adapté en leur attribuant des couleurs différentes, puis nous allons passer à la géométrie en introduisant l'épaisseur de chaque couche de sol, de même, le niveau de la nappe si elle existe.

Dans le cas où y'a présence d'une structure(charge, pieux, poutre, dalle, tirant...), avant de générer le maillage, nous allons introduire toutes les données nécessaires de la structure.

Une fois le maillage est généré, nous allons passer à la dernière étape de modélisation qui est l'étape de calcul, où nous allons définir les différentes phases et les types de calculs.

En suivant ces étapes, nous avons modélisé un talus quelconque ayant une hauteur de 60 m (selon l'axe Z), une largeur de 200 m (selon l'axe X), une profondeur de 80 m (selon l'axe Y), tel est montré sur la figure suivante:

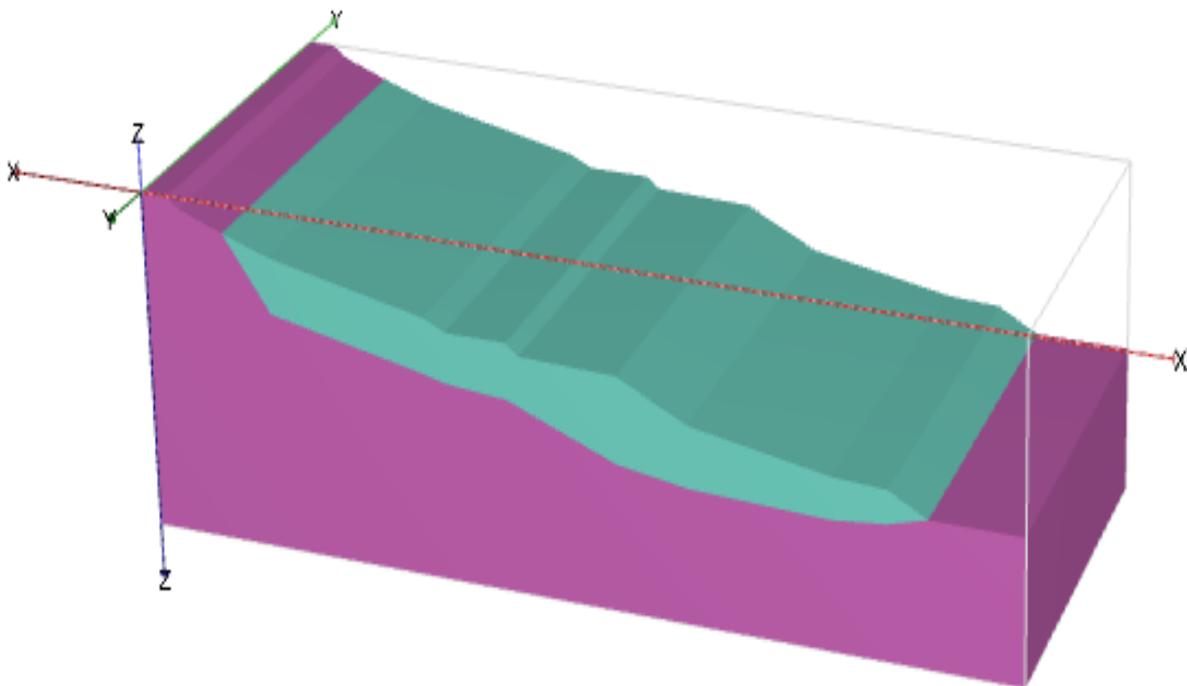


Figure III. 5: Géométrie du talus à étudier.

En ce qui concerne le modèle de comportement, nous allons procéder par deux modèles différents: Modèle de Mohr-Coulomb et Soft Soil Model. S.S.M, et cela, dans le but de mieux comprendre et voir la différence entre ces deux modèles.

3.1.1 Modélisation avec le modèle de Mohr-Coulomb:

Nous allons débiter notre modélisation en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb tout en attribuant les paramètres résumés dans le tableau suivant:

Tableau III. 1: Les paramètres utilisés dans la modélisation.

Paramètres	Modèle	Couleur	E (KN/m ²)	C (KN/m ²)	φ (°)
Sol 1	M.C		5,6X10 ³	10	9,5
Sol 2	M.C		1,4X10 ⁴	30	26

3.1.1.1 Modélisation numérique du talus sous son poids propre:

Dans ce cas, nous avons effectué une analyse numérique pour le talus considéré stable sous son poids propre.

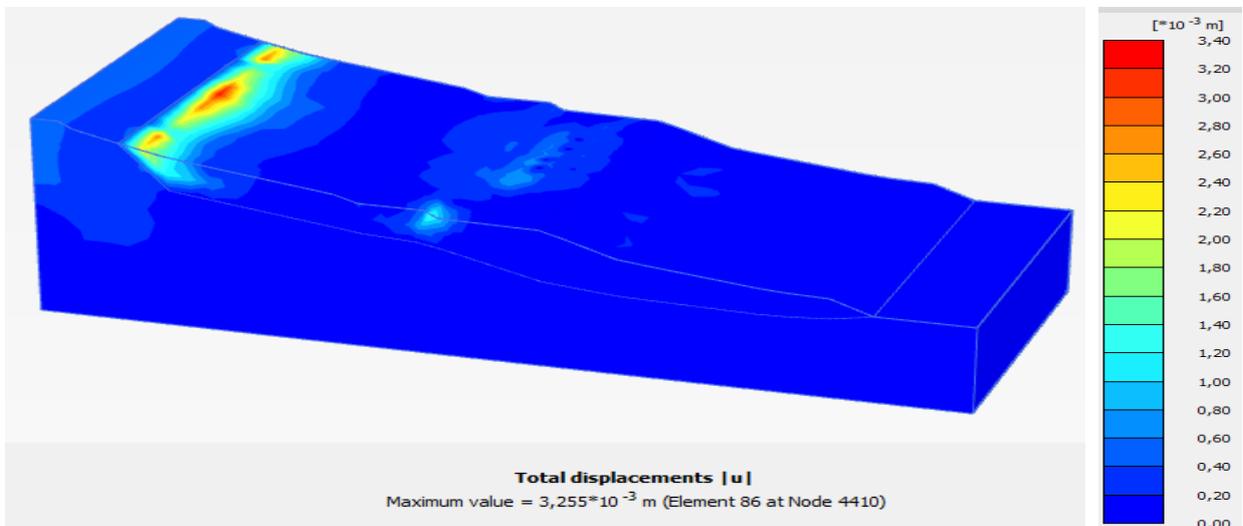


Figure III. 6: Valeur du déplacement total et zone du risque, cas d'un talus sous son poids propre.

D'après les déplacements obtenus, on constate que le talus est stable dans le cas ou il ne sera soumis à aucun chargement ou déformation.

3.1.1.2 Modélisation numérique du talus en présence d'une nappe phréatique:

Dans ce cas, on réalise une modélisation avec une nappe qui se situe à 35m du sommet du talus sous disposition horizontale tout le long du profil.

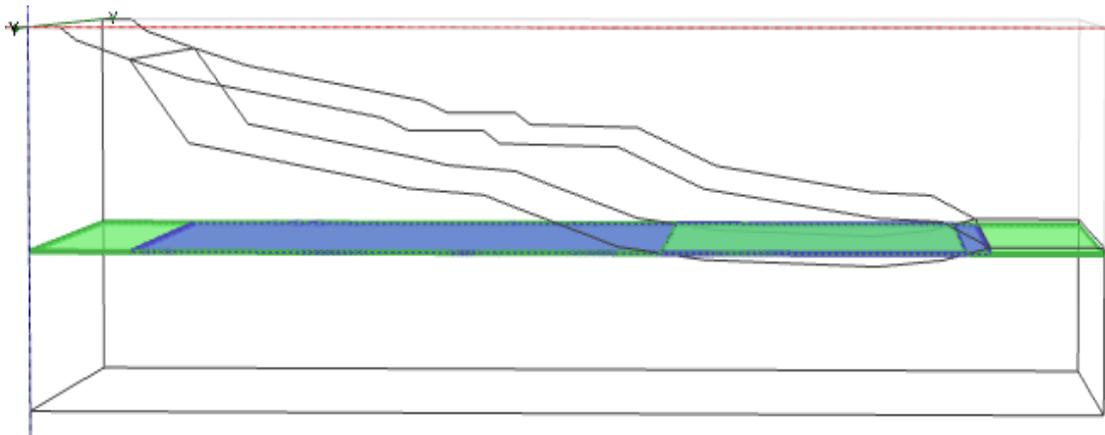


Figure III. 7: Position de la nappe phréatique.

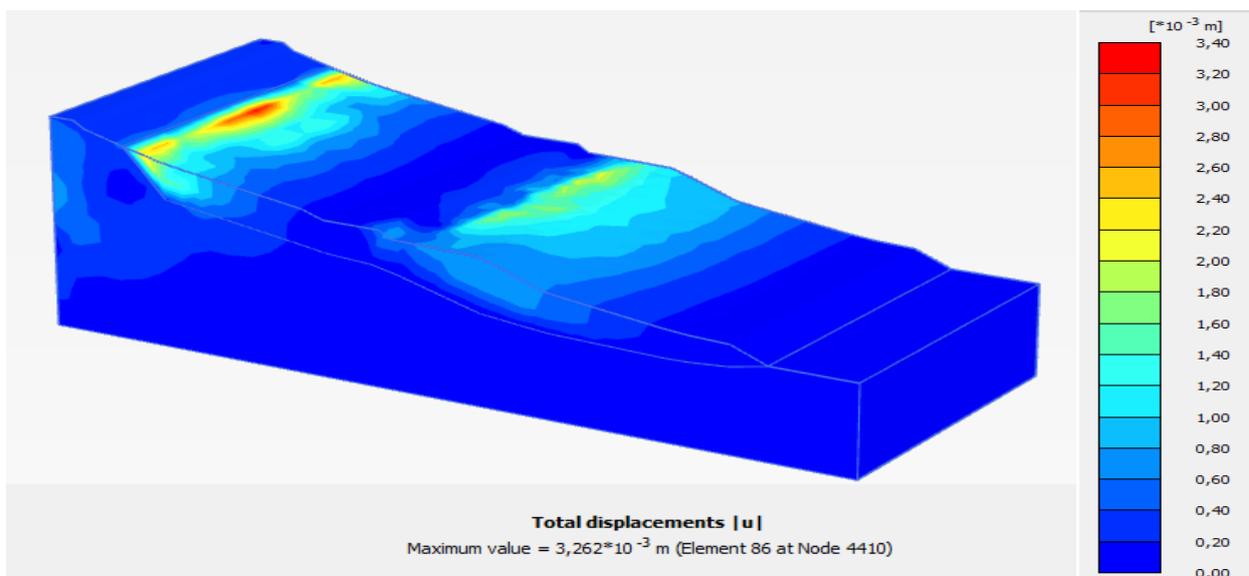


Figure III. 8: Emplacement du risque et valeur du déplacement total, cas d'un talus avec présence de nappe phréatique.

Après la mise d'une nappe phréatique, le risque de glissement est presque le même, et dans ce cas la différence se résume aux zones d'instabilités, ce qui implique que l'eau est l'un des facteurs favorables au déclenchement des glissements des sols.

3.1.1.3 Modélisation numérique du talus en présence d'un chargement:

Pour cette étude, nous avons inséré une charge uniformément répartie de 10KN/m^2 au sommet du talus, les résultats sont résumés dans la figure suivante.

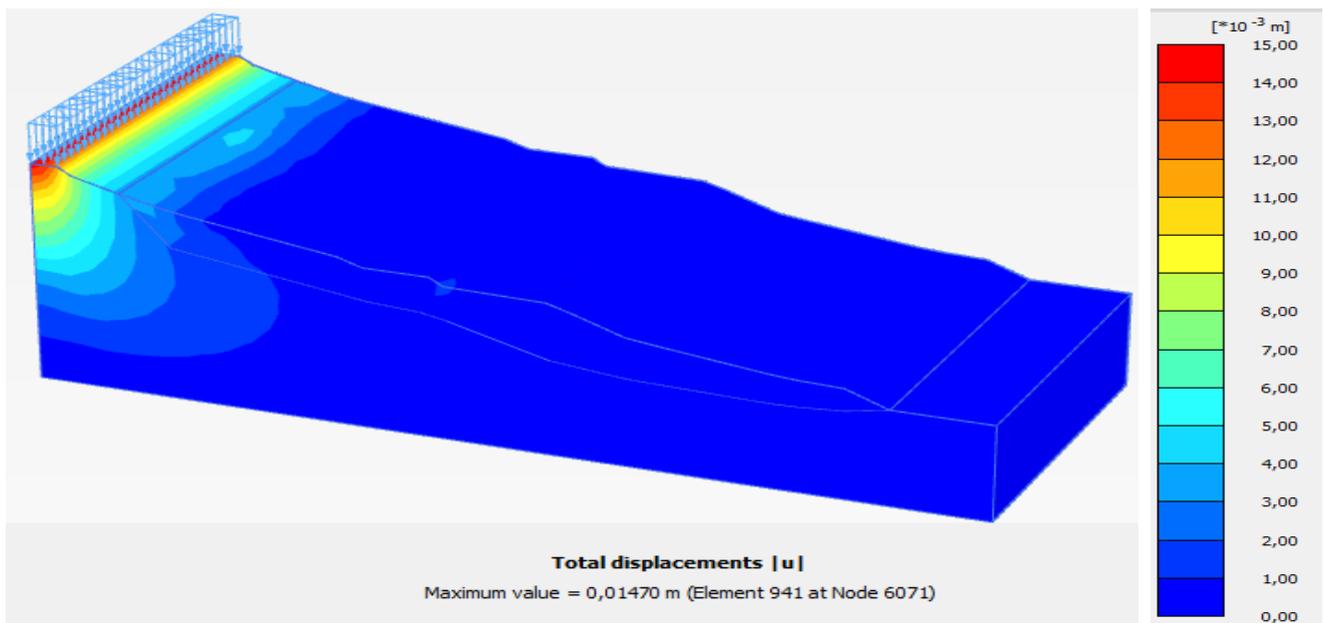


Figure III. 9: Influence du chargement de 10KN/m² situé au sommet du talus.

Pour cet essai, nous avons changé la position de la charge pour la placer au centre du talus, l'augmentation du risque est remarquable selon la figure ci-dessous.

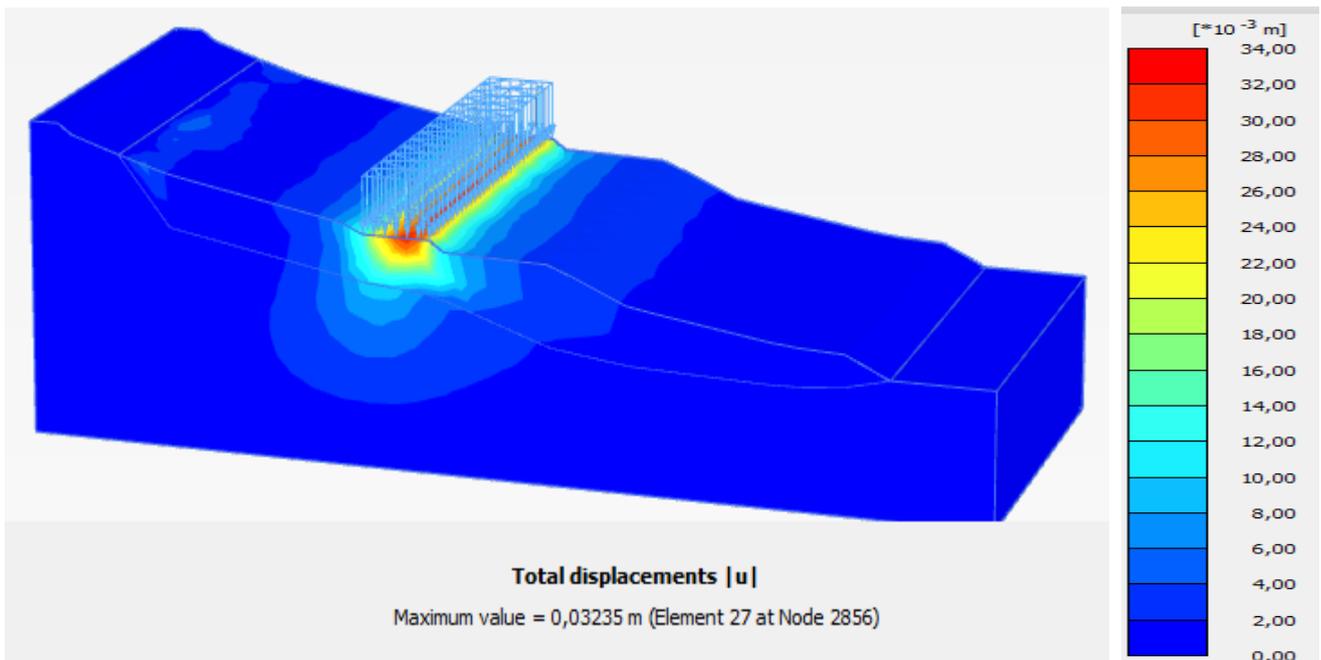


Figure III. 10: Influence de la position de la charge.

Dans ce cas, nous avons augmenté la charge de 10 à 100KN/m², et comme le montre la figure suivante.

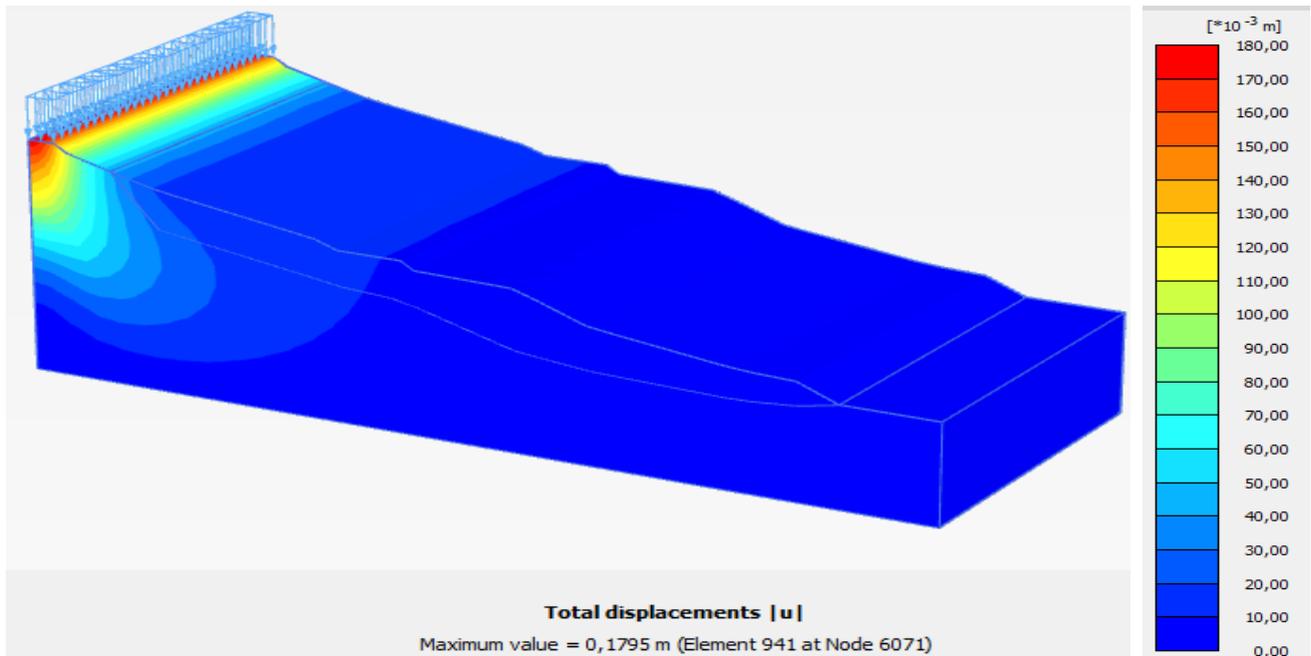


Figure III. 11 :Influence du chargement de 100KN/m² sur le talus.

L'instabilité provoquée par un chargement varie selon la contrainte et la position de la charge. D'après les simulations effectuées, et comme le montrent les figures (III. 12 et III. 13), on constate que, la position de la charge est un facteur très important pour la stabilité des talus, où, la zone du risque suit la position de la charge et la valeur des déplacements ainsi que l'étendue du risque suit la contrainte de la charge.

3.1.1.4 Modélisation numérique d'un talus lors d'un terrassement ou déblaiement des terres:

Afin de connaître le comportement d'un talus qui a subi un terrassement ou un déblaiement des terres, on a effectué une analyse numérique sur le même talus, les résultats obtenus sont résumés sur la figure suivante.

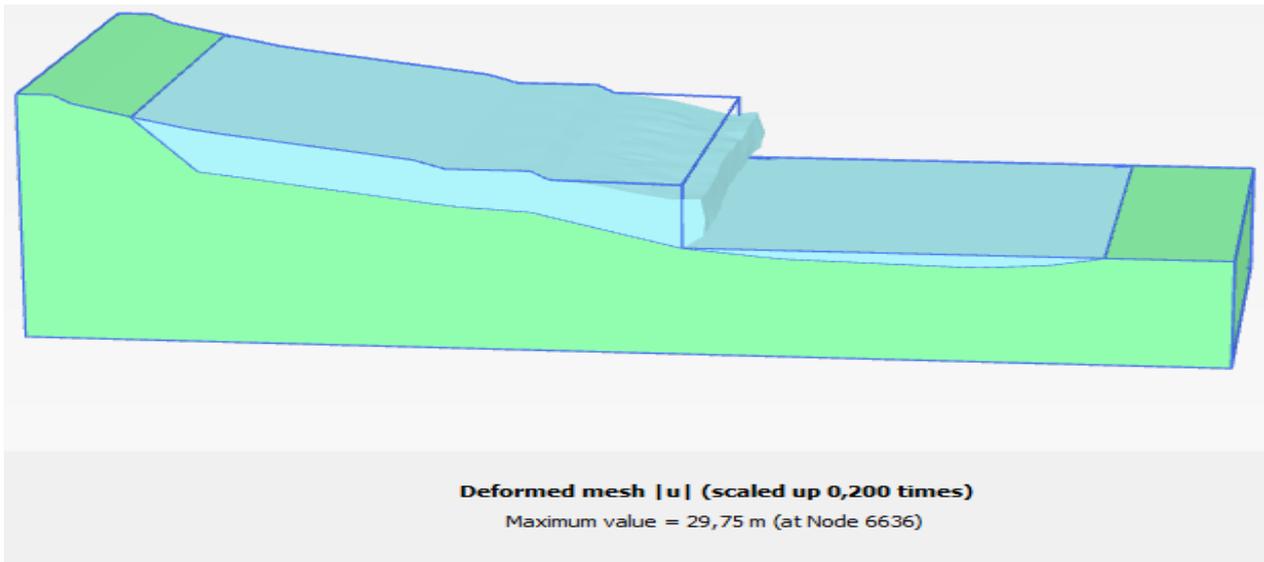


Figure III. 11: Déformation du maillage et écoulement du sol.

Dans le cas d'un terrassement ou déblaiements d'un talus, l'instabilité de ce dernier est inévitable comme le montre la figure ci-dessus où, même le calcul n'a pas été effectué à cause de l'éroulement du sol.

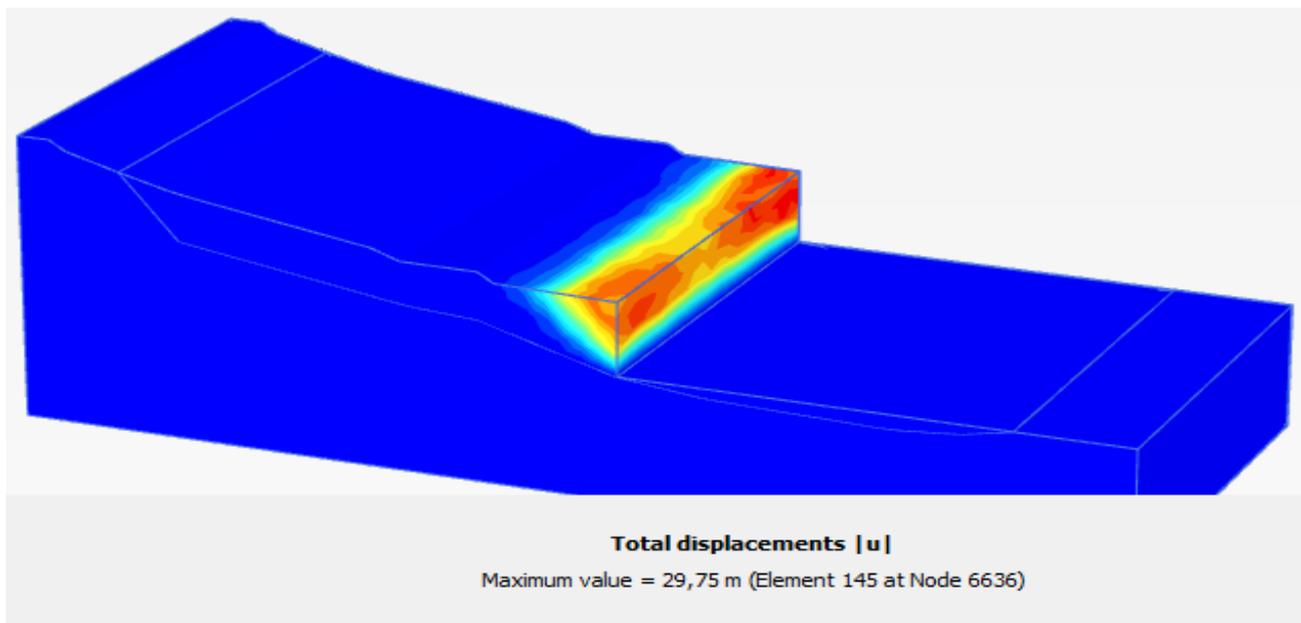


Figure III. 12: Zone d'instabilité et valeur du déplacement total, dans le cas d'un terrassement ou déblaiement.

La valeur du déplacement obtenue de la modélisation justifie l'éroulement du sol, ainsi, la nécessité d'un confortement afin de stabiliser ce talus.

3.1.2 Modélisation avec le modèle Soft Soil Model. S.S.M:

Après avoir modélisé les différents cas en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb, nous allons passer à un deuxième modèle qui est le modèle Soft Soil Model, en utilisant les paramètres suivants:

Tableau III. 2: Les paramètres utilisés pour le modèle S.S.M.

Paramètres	Modèle	Couleur	λ^* (Lamda*)	K^* (Kappa*)	C (KN/m ²)	Φ (°)
Sol 1	S.S.M		0,08	0,013	10	9,5
Sol 2	S.S.M		0,065	$6,5 \times 10^{-3}$	30	26

3.1.2.1 Modélisation numérique du talus sous son poids propre:

Nous allons modéliser le même talus mais cette fois avec le modèle S.S.M, sous son poids propre, et on obtient les résultats suivant.

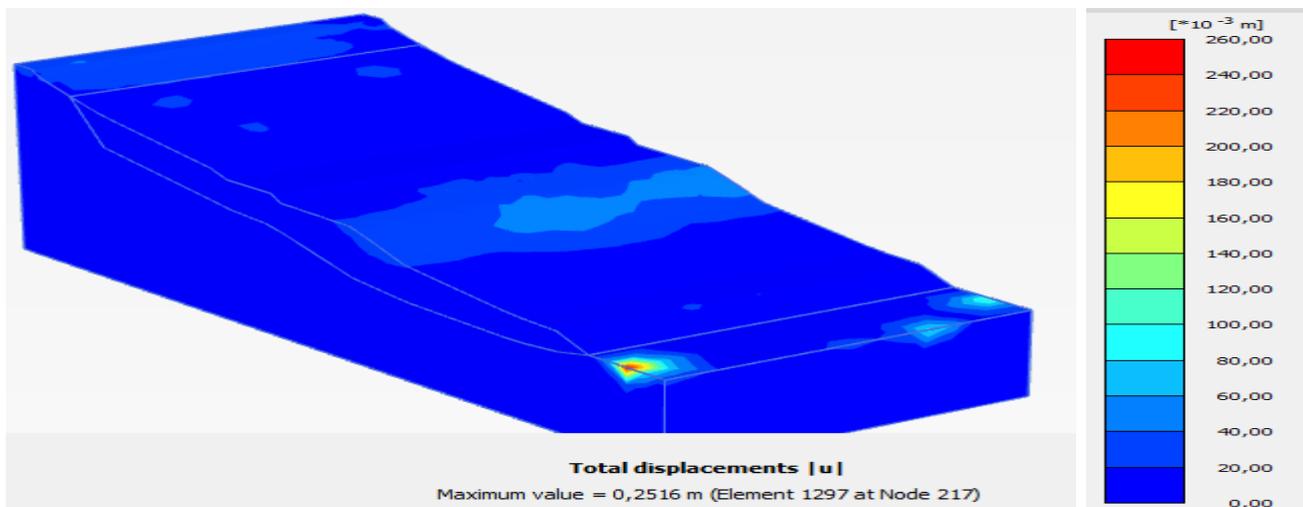


Figure III. 14: Valeur du déplacement total et zone du risque, cas du talus sous son poids propre.

D'après la figure ci-dessus, une augmentation de la valeur du déplacement total est remarquable par rapport au déplacement obtenu lors de la modélisation en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb.

3.1.2.2 Modélisation numérique du talus en présence d'une nappe phréatique:

Dans ce cas, nous allons insérer une nappe horizontale tout le long du profil à une profondeur de 35 m du sommet du talus, comme nous l'avons fait pour le modèle de Mohr-Coulomb.

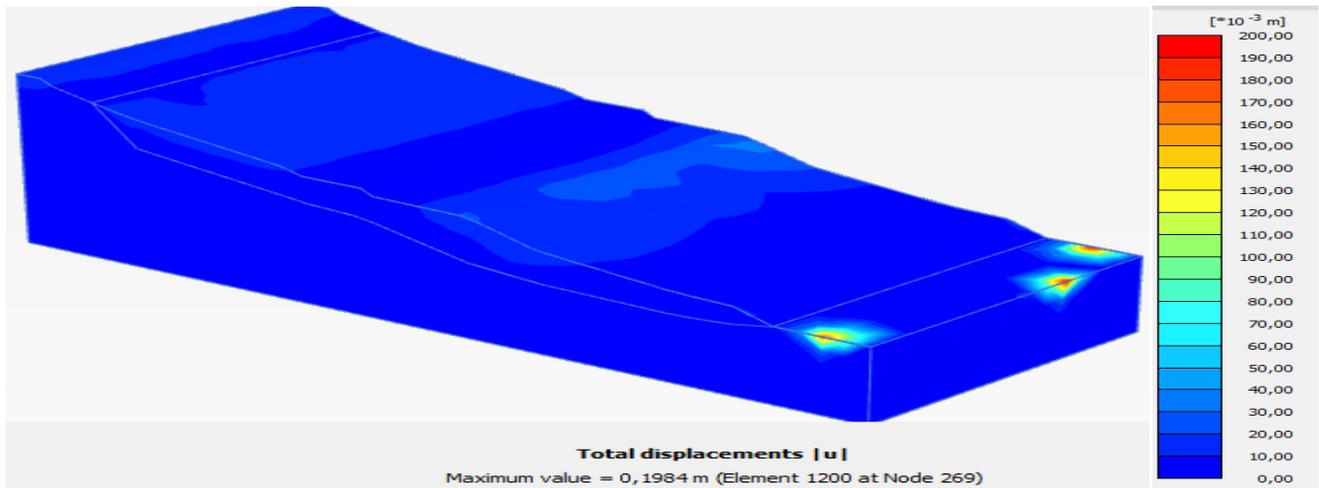


Figure III. 15: Valeur du déplacement total et zone du risque, cas du talus en présence de nappe phréatique.

Pour ce cas, on remarque une diminution du déplacement total comparé à celui du talus sous son poids propre, ce qui fait que pour ce modèle la nappe n'est pas un facteur favorable au déclenchement des glissements des sols.

3.1.2.3 Modélisation numérique du talus en présence d'un chargement:

La charge appliquée est une charge de 10 KN, au milieu du talus. Les résultats de la modélisation sont comme suit.

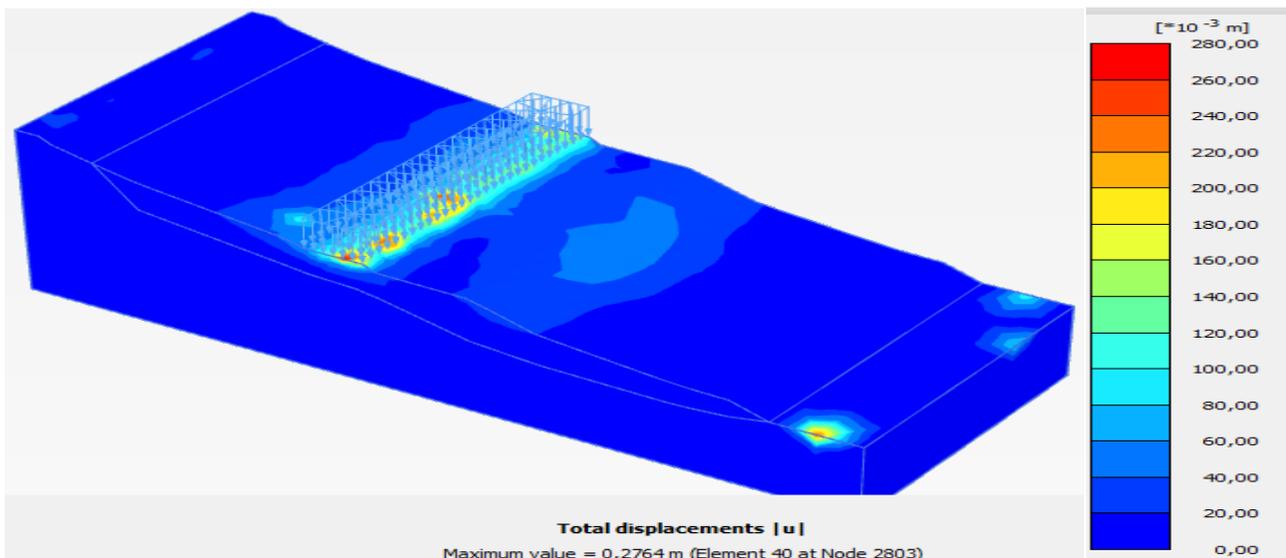


Figure III. 16: Influence de la charge et valeur du déplacement total.

On remplace la charge précédente par une autre charge de 100 KN, appliquée au sommet du talus, et on obtient les résultats suivants.

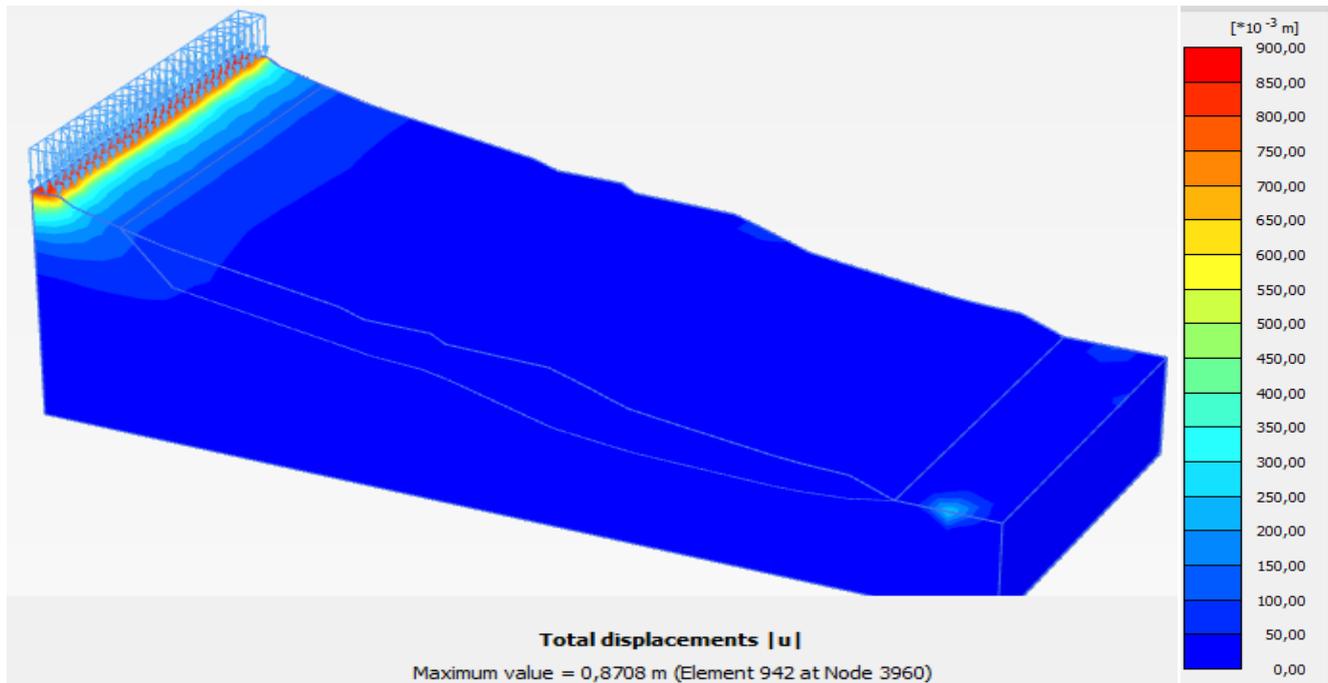


Figure III. 17: Influence de la contrainte et la position du chargement sur le talus.

Pour faire une comparaison des deux modèles, nous avons récapitulé les résultats obtenus dans le tableau suivant.

Tableau III. 3: Tableau récapitulatif des résultats obtenus.

Modèle de comportement / Cas d'étude	Valeur du déplacement avec le modèle de Mohr-Coulomb en (cm)	Valeur du déplacement avec le modèle de Soft Soil Model en (cm)
Sous poids propre	0,32	25,16
Avec nappe	0,326	19,84
Avec charge de 10 KN au milieu	3,23	27,64
Avec charge de 100 KN au sommet	17,95	87,08

D'après les résultats du tableau, on remarque qu'avec le modèle S.S.M, les déplacements sont beaucoup plus importants que ceux du modèle de M.C.

4 Conclusion

De cette étude, il est permis de dire que la présence d'eaux et de surcharges entraîne une augmentation des déplacements, d'où augmentation du risque.

On remarque aussi que les déplacements enregistrés lors des simulations numériques avec M.C et S.S.M sont très différents, où ceux résultant du modèle S.S.M sont plus importants, et cela peut être dû à plusieurs facteurs. Le modèle S.S.M est un modèle conçu spécialement pour les argiles, c'est un

Chapitre 3: Modélisation numérique et présentation du logiciel PLAXIS 3D

modèle avec écrouissage radoucissant, ce qui n'est pas le cas pour le modèle de M.C, qui est un modèle élastique parfaitement plastique.

d'une autre part, le logiciel demande pour le modèle S.S.M plus de paramètres et renseignements sur les caractéristiques des sols, cela veut dire, plus d'essais, ce qui n'est pas le cas pour ce projet.

Enfin, vu la divergence des résultats obtenus, et sous l'effet du manque des paramètres illustrés dans les rapports du sol mis à notre disposition, le choix du modèle de comportement a été porté sur le modèle de Mohr-Coulomb.

CHAPITRE 4
MODELISATION DU TRONÇON
ENTRE PK 1+200 et PK 1+300

1 Introduction

Suite aux risques d'instabilités observés sur le site d'étude situé sur la pénétrante autoroutière reliant la Ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est Ouest à TIGHREMT N TIZI, à proximité de l'échangeur du stade de Boukhalfa, et tenant compte des résultats de l'étude géotechnique et géologique, un calcul de stabilité du talus nous est recommandé. Le présent chapitre, en le jugeant très important, fera l'objet de cette étude dont le but final est de trouver les solutions les plus favorables techniquement et économiquement afin de stabiliser le sol.

Le choix de la technique de stabilisation est le fruit d'un compromis entre trois aspects, qui sont :

- ✓ L'analyse des paramètres techniques du site,
- ✓ La connaissance des techniques de stabilisation,
- ✓ Les impératifs technico-économiques.

Ce chapitre constitue en la modélisation numérique des différents cas (sous poids propre, avec chargement, présence de nappe phréatique, terrassement, confortement), du talus situé entre PK 1+200 et PK 1+300 afin d'assurer sa stabilité, notamment celle du voisinage (bâtiments, routes ...) en utilisant deux types de confortement (pieux et enrochement) et enfin, choisir la meilleure solution du point de vue technico-économique.

2 Présentation du cas d'étude:

D'après l'étude géologique, et tenant compte du rapport de sondage SC74, le terrain soupçonné d'instabilité concerne une unité d'argile grisâtre, molle à moyennement ferme; par contre, très compacte à partir de 1,80m sur une profondeur qui atteint les 7m suivie d'une marne grisâtre, très dure et bien récupérée, parfois fracturée, et cela lors de l'extraction. De l'étude géotechnique, le sol a risque du glissement, est une argile dotée d'une plasticité moyenne, une humidité légère et une teneur en matière organique faible.

Vu l'insuffisance de sondages effectués à proximité du talus ayant connu des instabilités, le tracé du profil est approximatif autant que l'épaisseur des couches.

3 Modélisation du cas d'étude.

Afin d'étudier la stabilité du talus en question, en utilisant le logiciel PLAXIS 3D, le choix du modèle a été porté sur le modèle de Mohr-Coulomb pour sa simplicité et le faible nombre de paramètres à introduire.

Dans le tableau suivant, sont résumés les valeurs des paramètres de sols utilisés dans la modélisation:

Tableau IV. 1: Les paramètres utilisés dans la modélisation.				
Paramètres	Couleur	E (KN/m ²)	C (KN/m ²)	Φ (°)
Argile grisâtre		5,61X10 ⁴	15	10
Marne grisâtre		7,36X10 ⁴	30	26

- La géométrie du talus à étudier est composé de deux couches: une marne grisâtre surmontée d'une argile grisâtre, sur une longueur (Y) de 80m, profondeur (X) de 83m, et une hauteur (Z) de 30m.

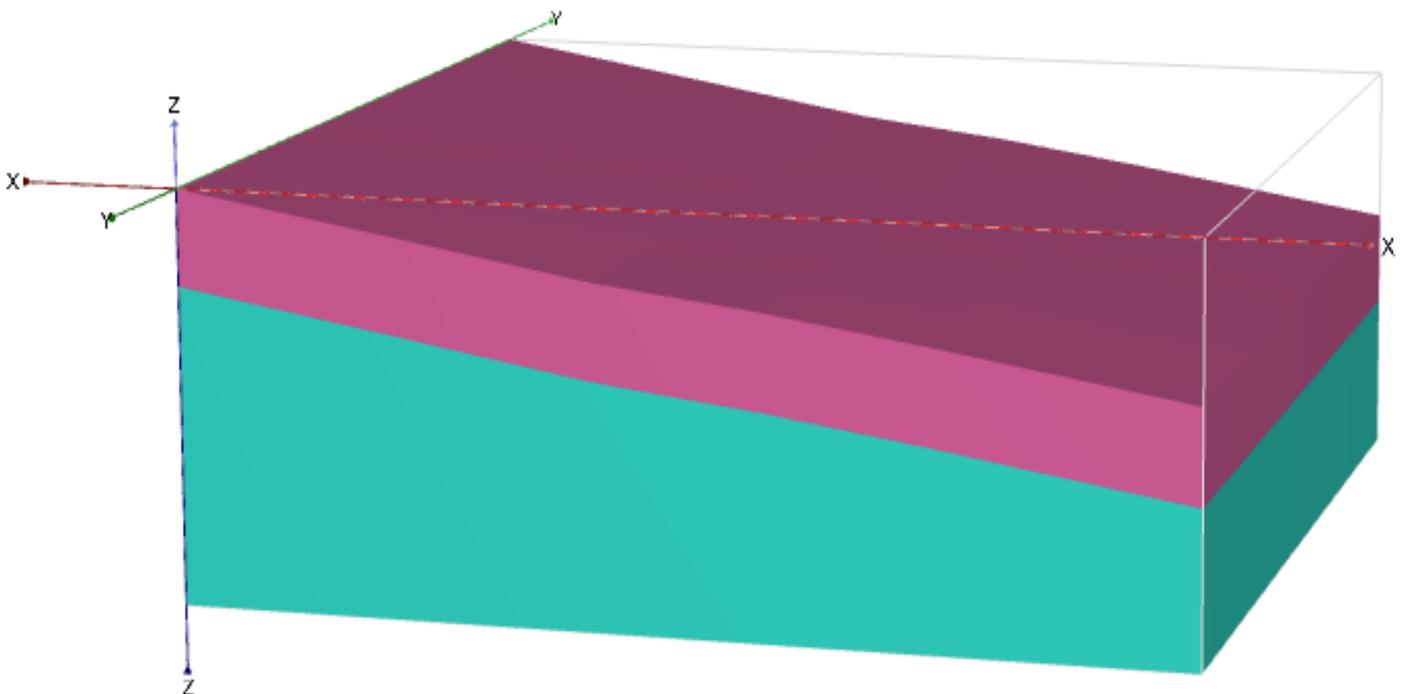


Figure IV. 1: Géométrie du talus à étudier.

3.1 Modélisation du talus sous son poids propre:

Afin d'étudier la stabilité du talus, nous avons effectué en premier lieu une analyse numérique du talus sous son poids propre qu'on prendra comme repère pour les cas suivants.

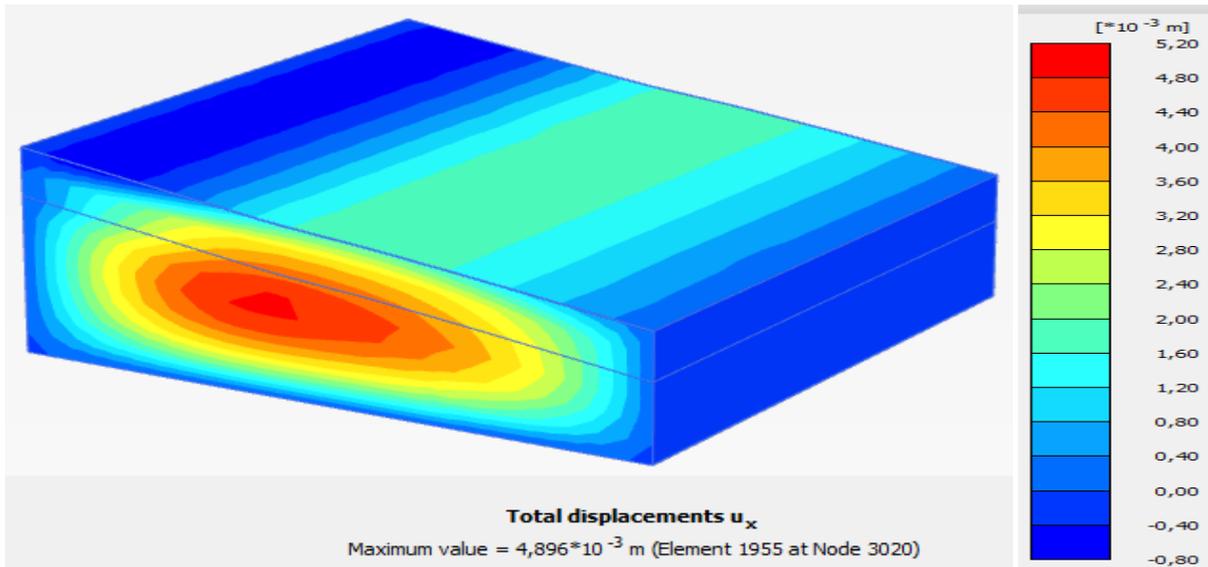


Figure IV. 2: Zone instable et valeur du déplacement selon l'axe X, cas du talus sous son poids propre.

Comme le montre la figure ci-dessus, le déplacement selon l'axe des X est de l'ordre de 4mm, dans ce cas, on peut dire que notre talus à son état naturel sous son poids propre est stable.

3.2 Modélisation du talus après terrassement:

Dans le but de faire passer la route par le terrain en pente, le terrassement est nécessaire, pour cela on a déblaié 42,5m en longueur et 4m de hauteur.

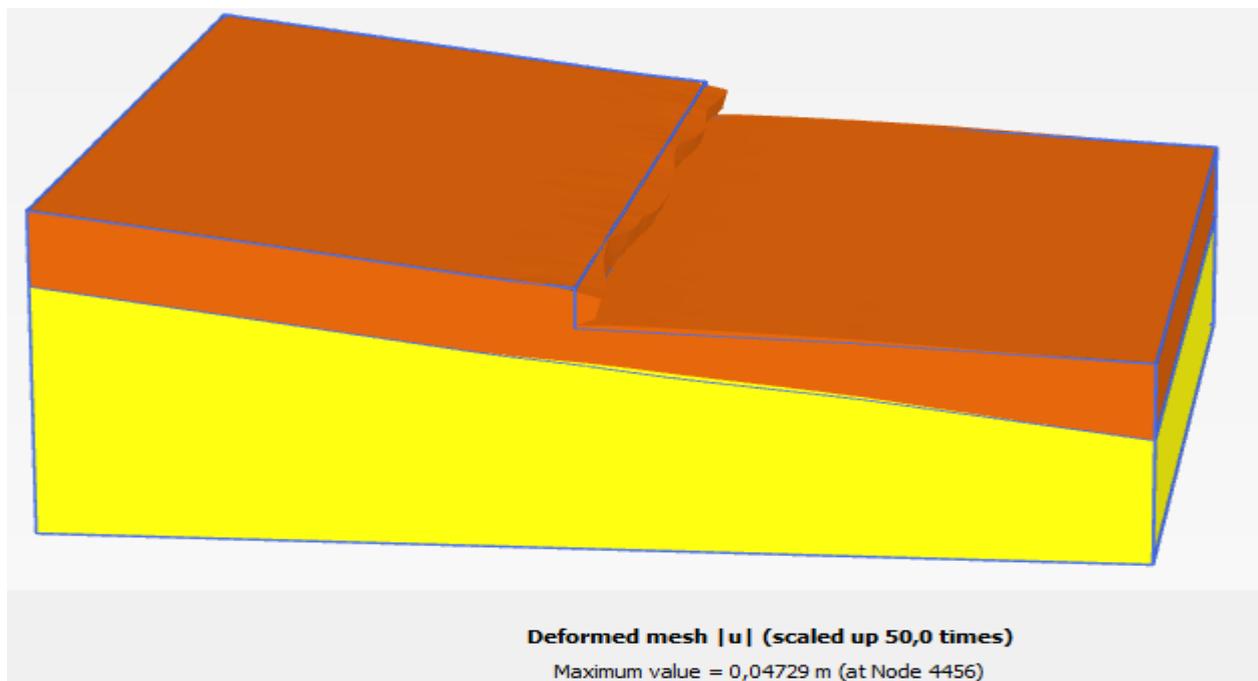


Figure IV. 3: Capture représentant l'écroulement du sol.

Dans ce cas, lors du terrassement, l'instabilité du talus est remarquable comme le montre la figure ci-dessus, ce qui fait que le logiciel n'a pas pu terminer le calcul à cause de l'effondrement du sol. Cela nous incite à l'application d'un confortement pour assurer la stabilité de ce talus, et dans notre étude, deux types de confortements sont envisageables: pieux et enrochement.

3.2.1 Modélisation du talus conforté avec des pieux:

Dans cette partie, nous allons exposer les résultats de modélisation du confortement du talus par des pieux, plusieurs cas ont été modélisés afin de repérer les dimensions et la disposition des pieux la plus défavorable au glissement.

Pour avoir l'influence des dimensions des pieux sur les déformations, nous avons effectué des calculs avec des pieux de 0,8 m; 1 m; et 1,2 m de diamètre avec une hauteur de 10m et d'autres avec 1 m de diamètre et 15 m de hauteur.

Nous avons opté pour 19 pieux reliés par une poutre de liaison.

3.2.1.1 Confortement avec pieux de $D=0,8m$, $h=10m$:

Dans ce cas, nous avons conforté par des pieux de diamètre de 80 cm avec une hauteur de 10m, ancrés dans la marne grisâtre saine de 3m. La zone du risque est donnée par la figure suivante:

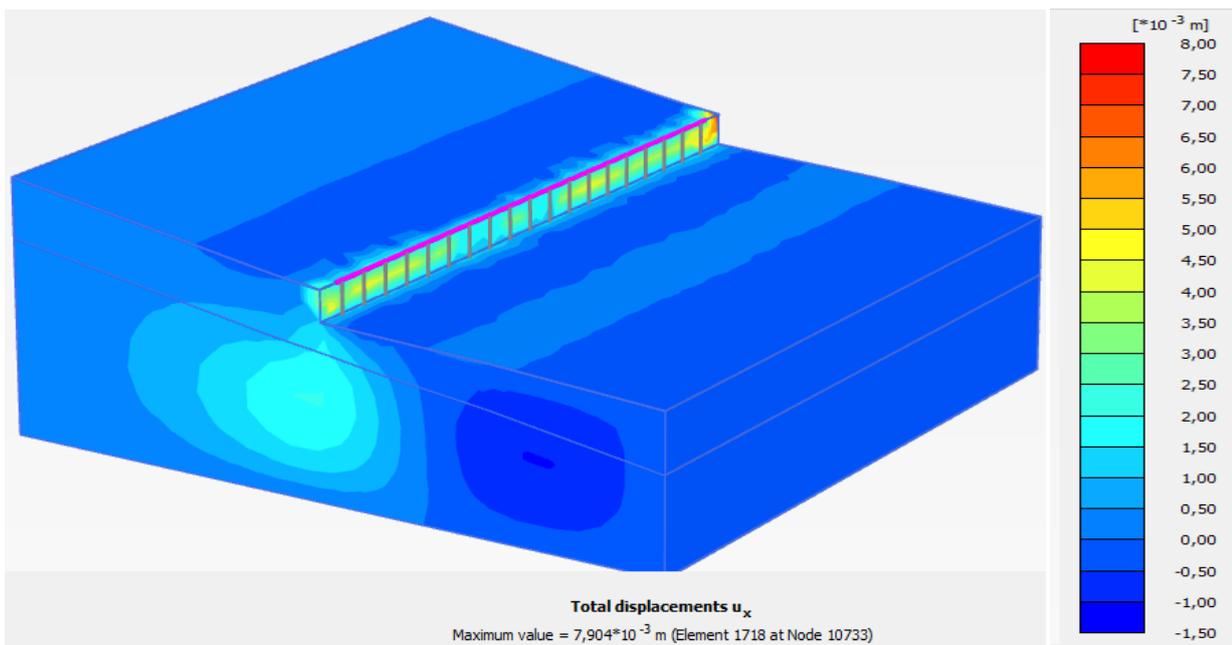


Figure IV. 4: Zone du risque et la valeur du déplacement U_X dans le cas des pieux avec $D=80$ cm et $h=10$ m.

3.2.1.2 Confortement avec pieux de $D = 1\text{m}$; $h = 10\text{ m}$:

Dans ce cas, nous avons augmenté le diamètre des pieux en laissant la hauteur fixe, les résultats obtenus sont illustrés sur la figure suivante.

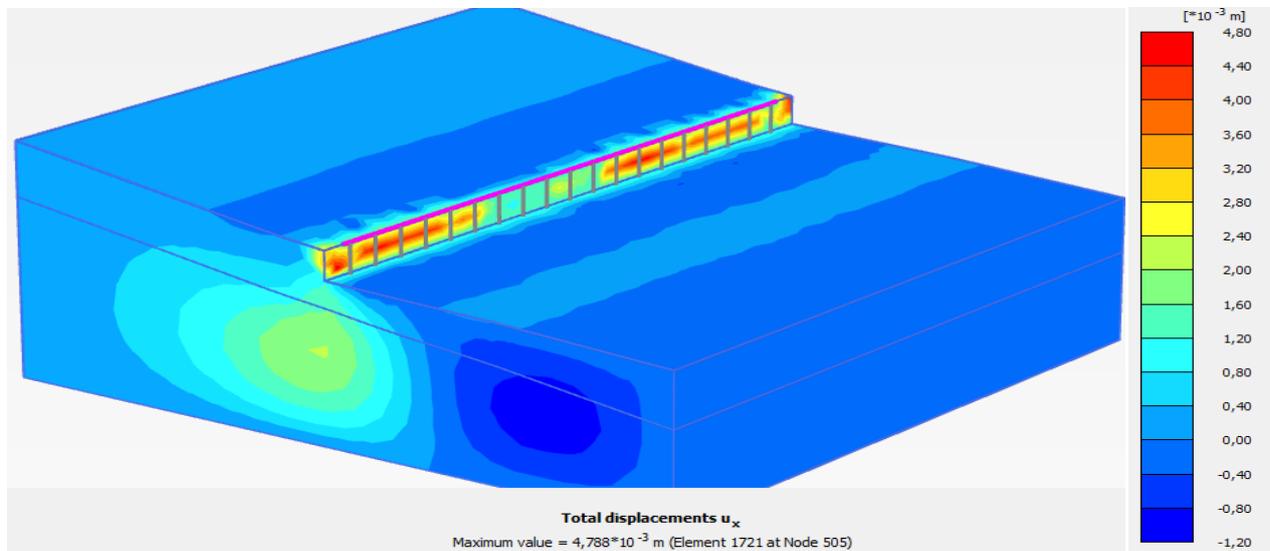


Figure IV. 5: Zone instable et la valeur du déplacement U_x , cas des pieux avec $D= 1\text{m}$, $h= 10\text{m}$.

3.2.1.3 Confortement avec pieux de $D=1,2\text{m}$; $h=10\text{m}$:

Pour cette analyse, nous avons davantage augmenté le diamètre des pieux à $1,2\text{m}$ et fixés la hauteur à 10m .

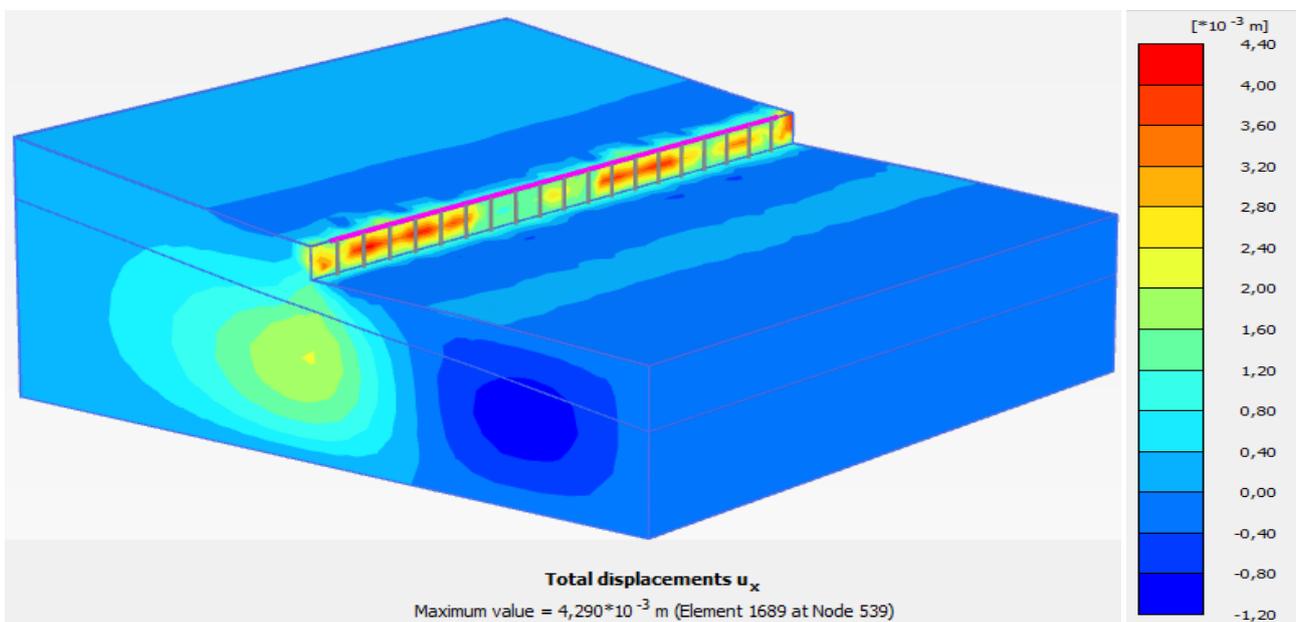


Figure IV. 6: Zone instable et valeur du déplacement U_x , cas pieux avec $D=1,2\text{m}$; $h=10\text{m}$.

3.2.1.4 Confortement avec pieux de $D=1\text{m}$; $h=15\text{m}$:

Dans ce cas, nous avons augmenté la hauteur des pieux, notamment celle ancrés dans la marne grisâtre saine qui atteint les 8m.

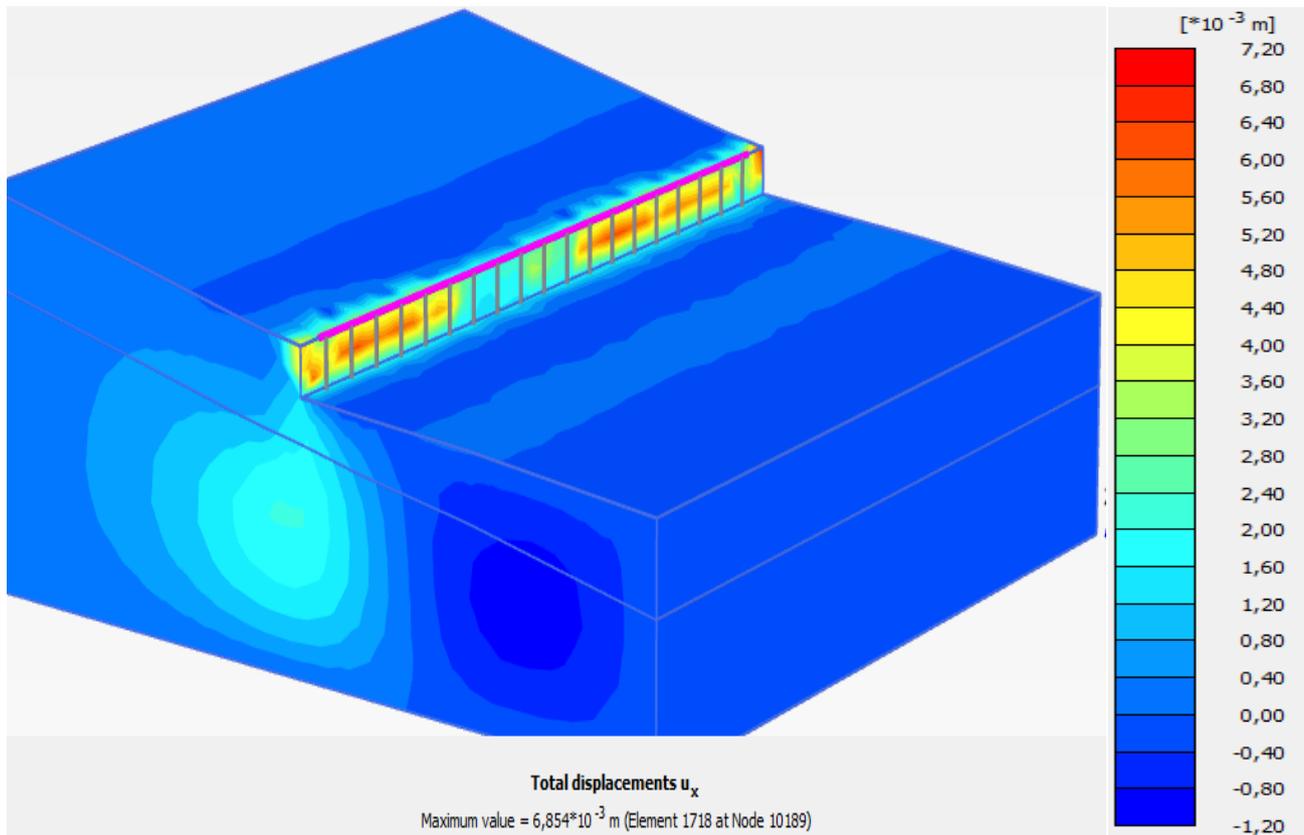


Figure IV. 7: Zone instable et valeur du déplacement U_x , cas des pieux avec $D=1\text{m}$; $h=15\text{m}$.

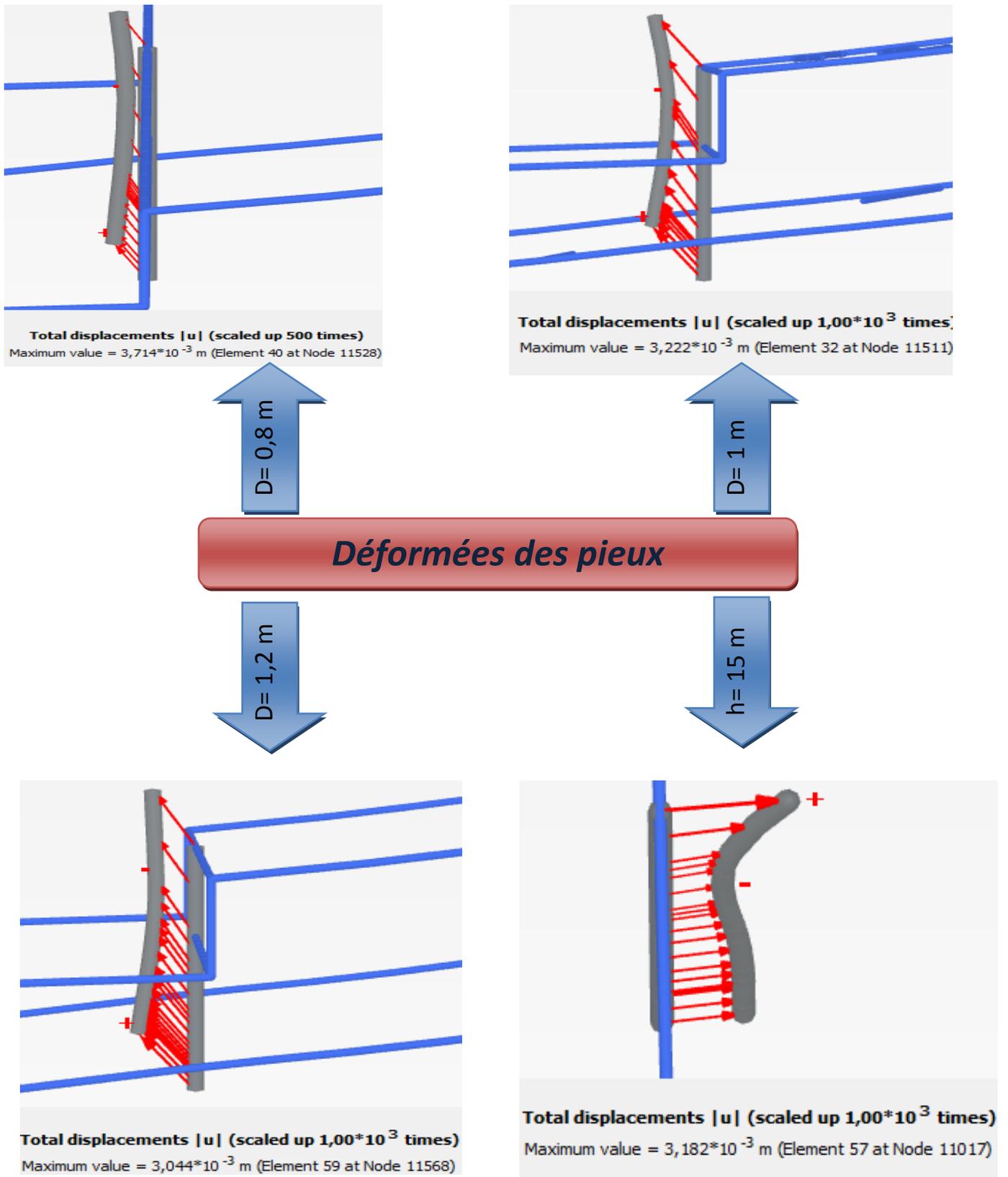


Figure IV. 8: Déformées des pieux et valeurs des déplacements totaux.

Chapitre 4: Modélisation du tronçon entre PK 1+200 et PK 1+300

Nous avons effectué d'autres analyses numériques avec des dispositions différentes des pieux, quoique, le sol s'est écroulé avant la fin du calcul, de ce fait, nous allons choisir la disposition précédente comme étant la plus défavorable au glissement du point de vue emplacement.

Une fois l'emplacement des pieux est fixé, il nous reste qu'à choisir leurs dimensions, pour cela, nous allons nous référer aux analyses numériques réalisées et citées ci-dessus, et faire une comparaison afin d'aboutir à une meilleure stabilité à moindre coût.

D'après les figures IV. 4 ; IV.5 ; IV.6 et IV.7, on remarque que:

- Dès que le diamètre des pieux augmente, le déplacement U_x diminue ainsi que la valeur de la déformée des pieux et cela tout en gardant la même hauteur des pieux.
- Par contre, dans le cas de la figure IV.7 où nous avons augmenté la hauteur des pieux et non pas le diamètre, on constate que le déplacement U_x est plus élevé par rapport à celui de la figure 14 qui possède le même diamètre, de même la déformée du pieux.

Pour stabiliser notre talus en utilisant des pieux, nous allons opter pour des pieux avec un diamètre de 1m, hauteur de 10m ancré de 3m dans la marne grisâtre saine.

3.2.1.5 Modélisation du talus en présence d'une nappe phréatique:

Dans le but d'assurer une meilleure stabilité du talus conforté avec des pieux, nous avons fait une autre analyse numérique, mais cette fois en présence d'une nappe phréatique.

La position de la nappe est mentionnée en bleu comme le montre la figure suivante.

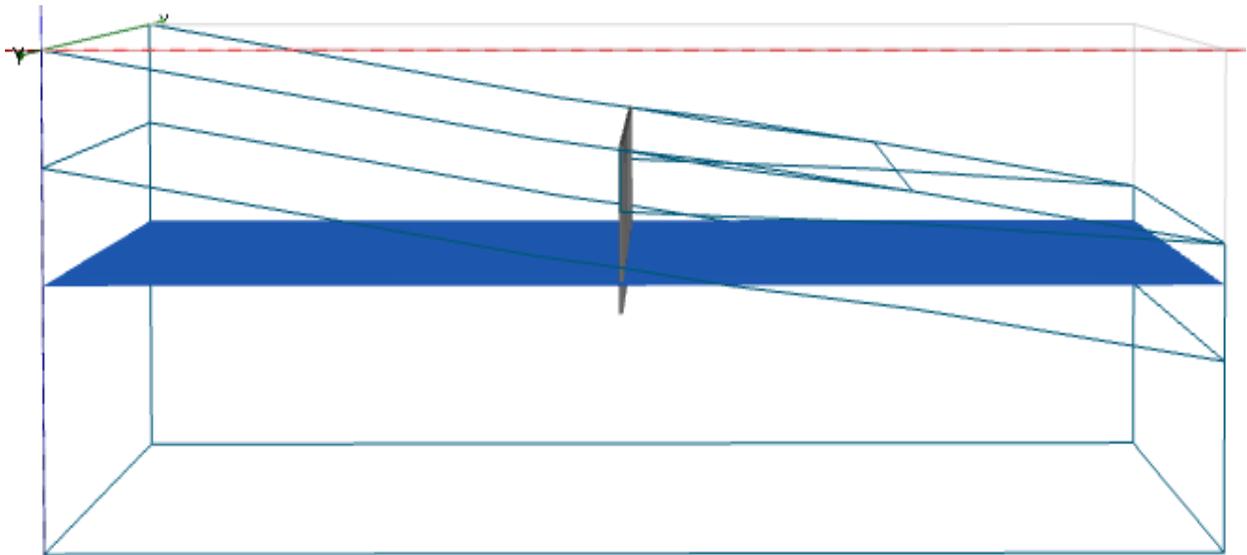


Figure IV. 9: Position de la nappe phréatique.

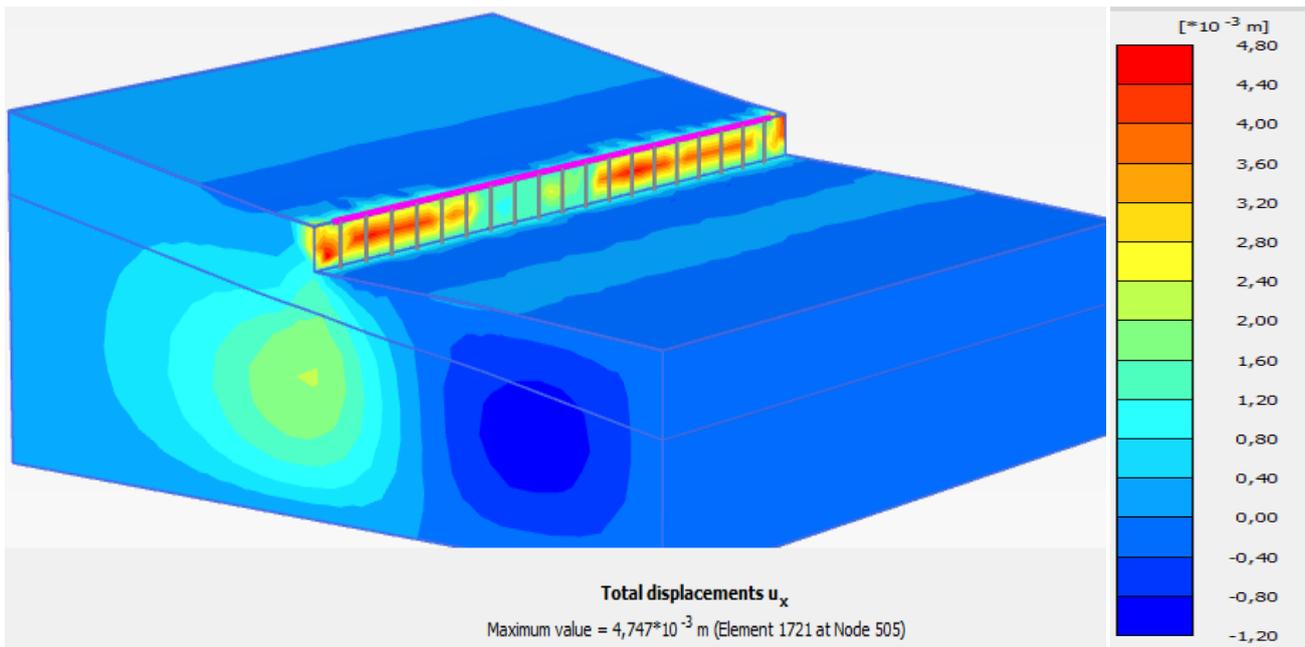


Figure IV. 10: Zone instable et valeur du déplacement U_x , cas des pieux en présence de nappe.

- ❖ En présence de nappe phréatique, comparé aux déplacements de la figure 14, on constate que ces derniers sont les mêmes, et que la nappe phréatique n'a pas influencé sur le comportement du talus.

3.2.1.6 Modélisation du talus en présence d'un chargement:

Nous avons rajouté au même talus conforté avec des pieux une charge de 10KN/m^2 , et nous avons obtenu les résultats suivants.

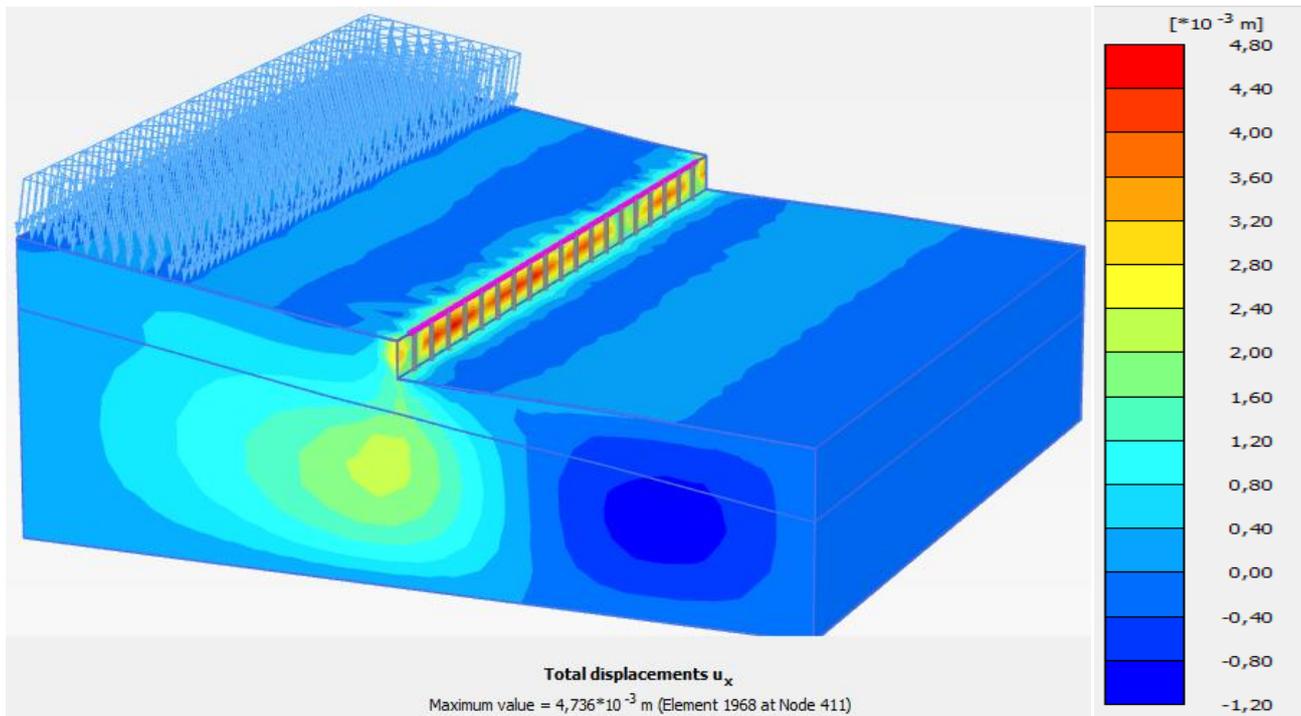


Figure IV. 11: Zone instable et valeur du déplacement U_x , cas des pieux en présence d'un chargement.

D'après les essais effectués, on constate que, dans notre cas, la nappe et le chargement n'influence pas sur les déplacements car les valeurs obtenus sont presque les mêmes et comparé aux valeurs obtenues lors de la modélisation du talus sous son poids propre, on peut dire que le talus reste stable.

Le graphe ci-dessous résume les valeurs des déplacements selon l'axe des X obtenues lors de la modélisation du talus avant et après confortement avec des pieux.

Déplacements selon l'axe X des différents cas (mm).

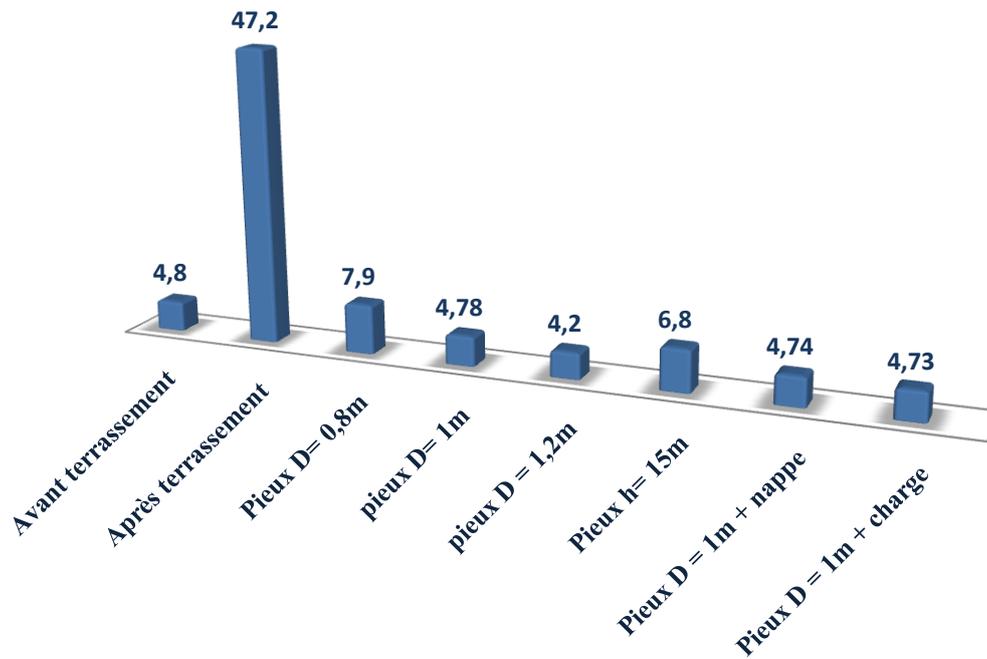


Figure IV. 12: Déplacements U_x des différents cas étudiés avec des pieux.

Les coefficients de sécurité ont été calculés et représentés sur le graphe suivant.

Coefficients de sécurité des différents cas.

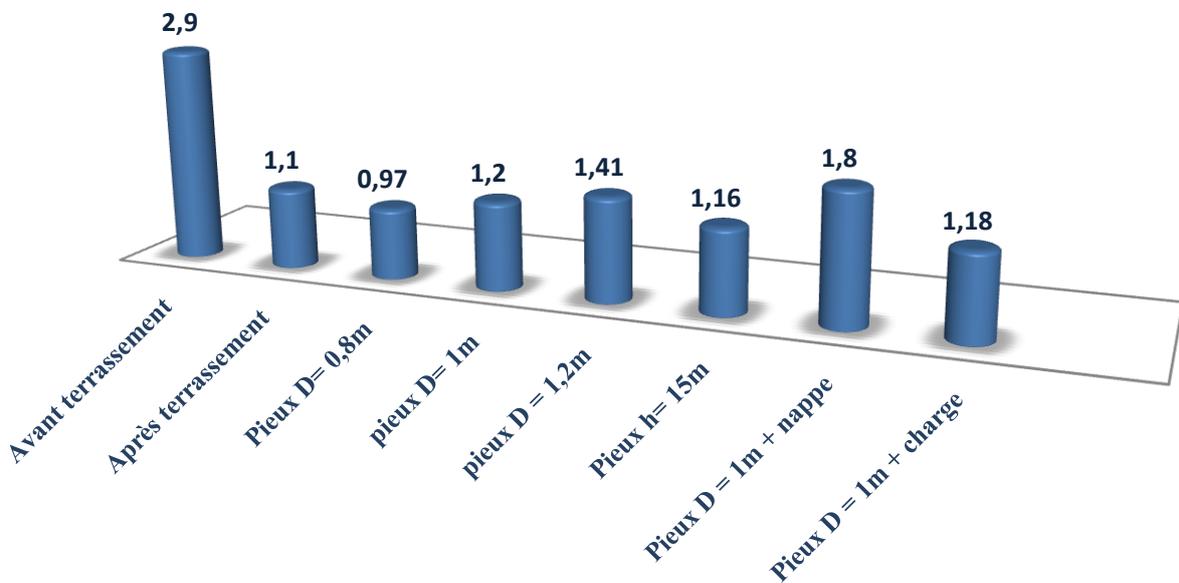


Figure IV. 13: Coefficients de sécurité des différents cas étudiés avec des pieux.

Conformément aux deux graphes précédents; on remarque que dans le cas de confortement avec des pieux, l'évolution des déplacements varie légèrement avec les dimensions des pieux, pour les facteurs de sécurité obtenus, sont inférieurs à 1,5.

D'après les coefficients de sécurité obtenus, on estime que cette méthode de confortement n'est pas adaptée à notre talus, cela nous incite à chercher d'autres techniques en vue de stabiliser ce dernier.

3.2.2 Modélisation du talus conforté avec de l'enrochement:

Afin de stabiliser le talus en question, et pour voir si l'enrochement sera un bon confortement, nous avons effectué une simulation avec ce dernier après avoir réalisé en butée une excavation provisoire en pente au taux de H.V=1:1, d'une largeur de 7,70 m afin de nettoyer le matériau glissé puis d'un enrochement de 8,15 m de hauteur, en utilisant le modèle élastique linéaire ayant les caractéristiques suivantes:

$$\text{Module de Young } E = 7 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Coefficient de poisson } \nu = 0,3$$

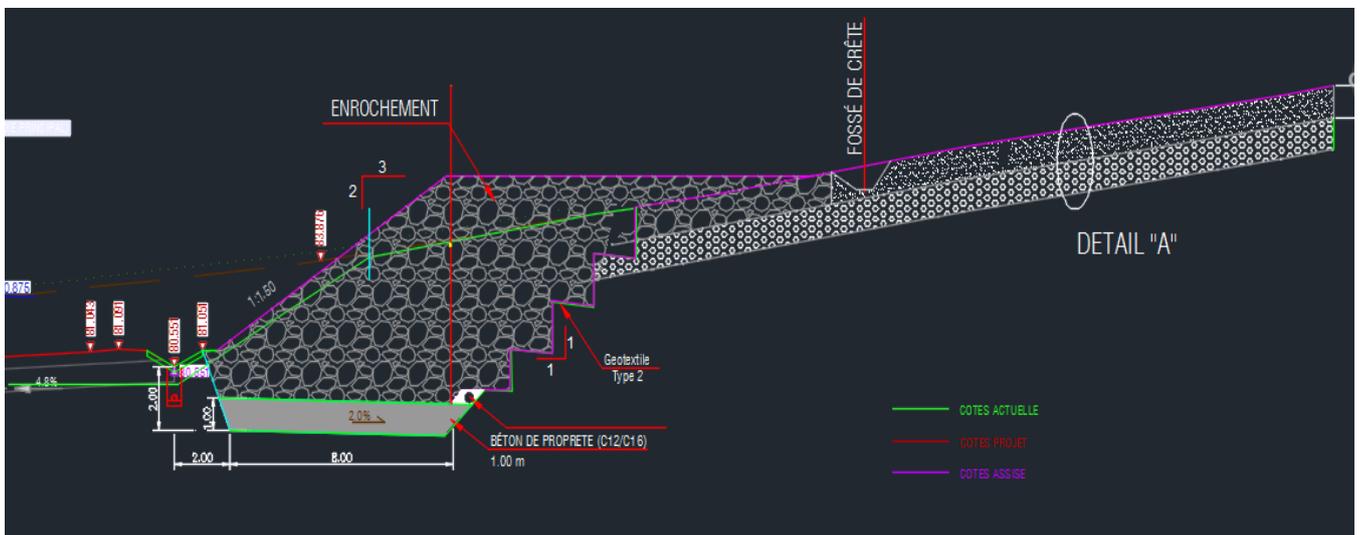


Figure IV. 14: Coupe du plan d'exécution de l'enrochement.

La figure ci-dessous présente l'emplacement et la modélisation de l'enrochement qui est représenté par la couleur verte.

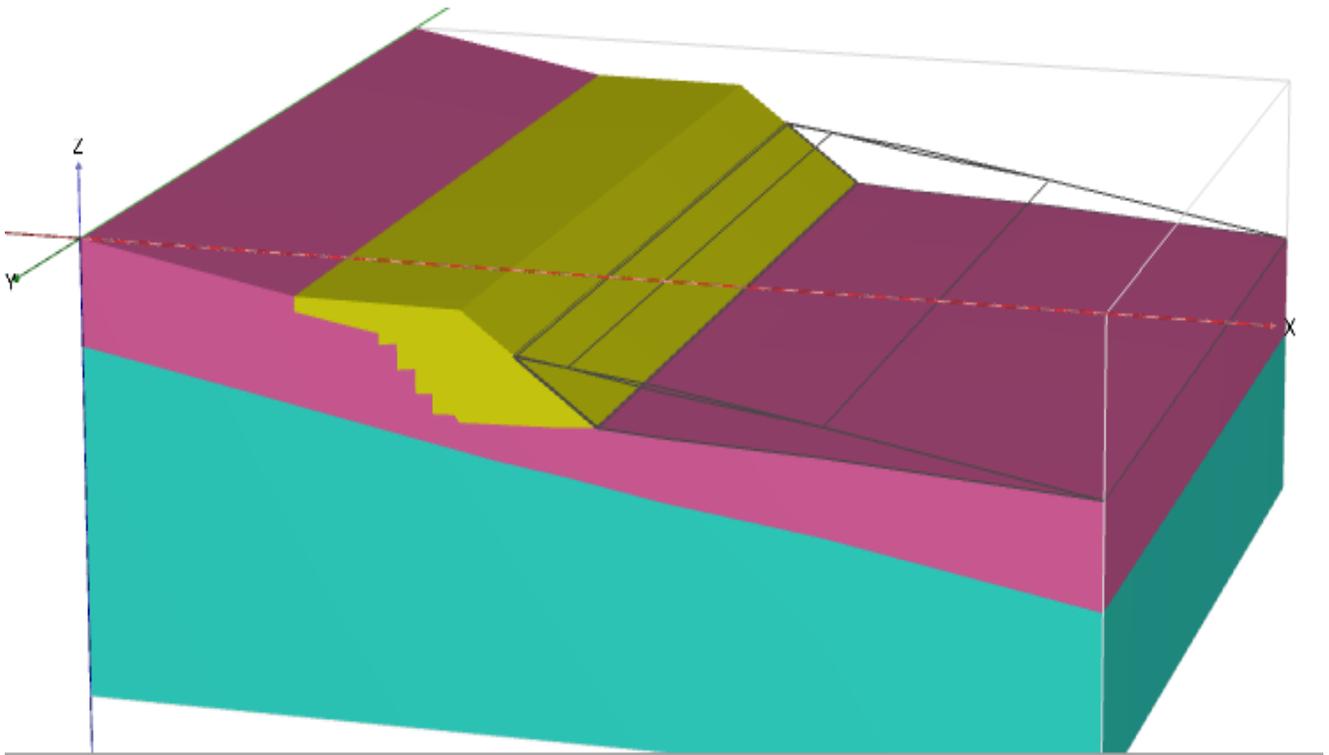


Figure IV. 15: Profil du talus après mise d'un enrochement.

3.2.2.1 Modélisation du talus conforté avec de l'enrochement sous son poids propre:

Après avoir tracé la géométrie du profil, et injecter les caractéristiques nécessaires, le calcul a été lancé et les résultats obtenus sont les suivants:

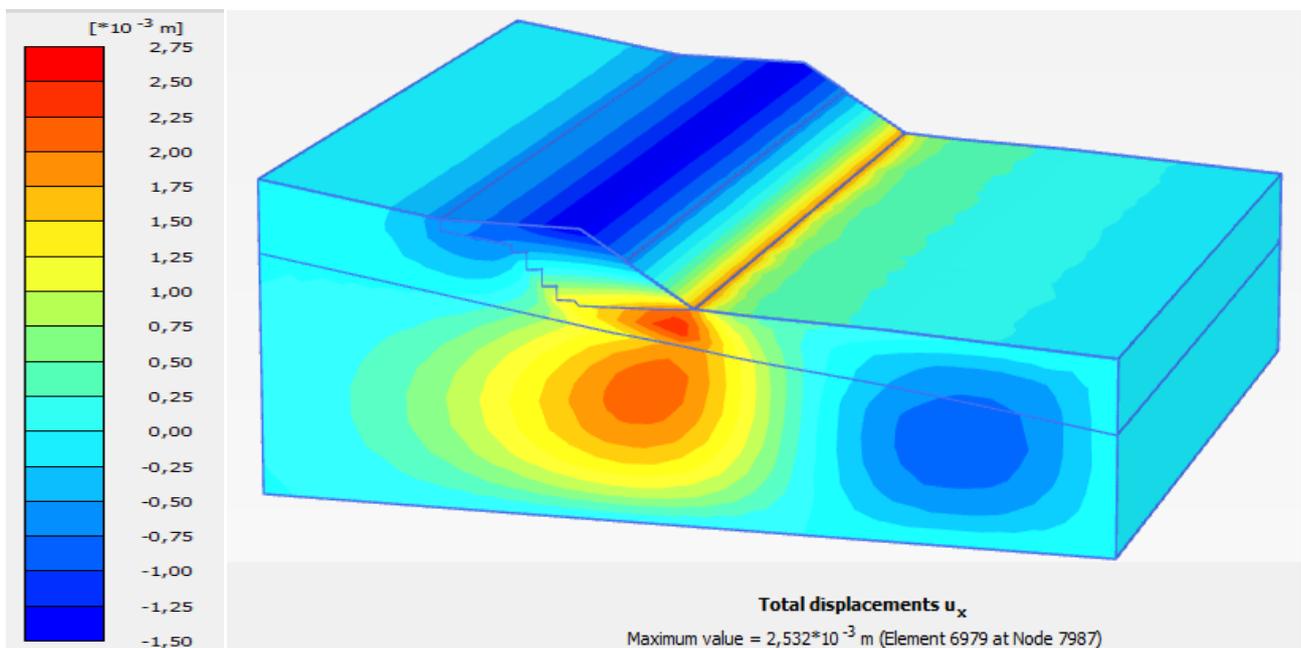


Figure IV. 16: Zone instable et valeur du déplacement selon l'axe X, cas de confortement par enrochement.

D'après la figure précédente, on remarque que la valeur du déplacement $U_x = 2,5\text{mm} < 4,8\text{mm}$ qui représente le déplacement du talus à l'état naturel, ce qui justifie la stabilité du talon en utilisant l'enrochement.

3.2.2.2 Modélisation du talus en présence d'une nappe phréatique:

Dans le but d'assurer la stabilité du talus en cas de présence d'eaux, nous avons effectué une analyse numérique pour le talus conforté en lui rajoutant une nappe phréatique.

❖ La nappe est située à 14m du sommet:

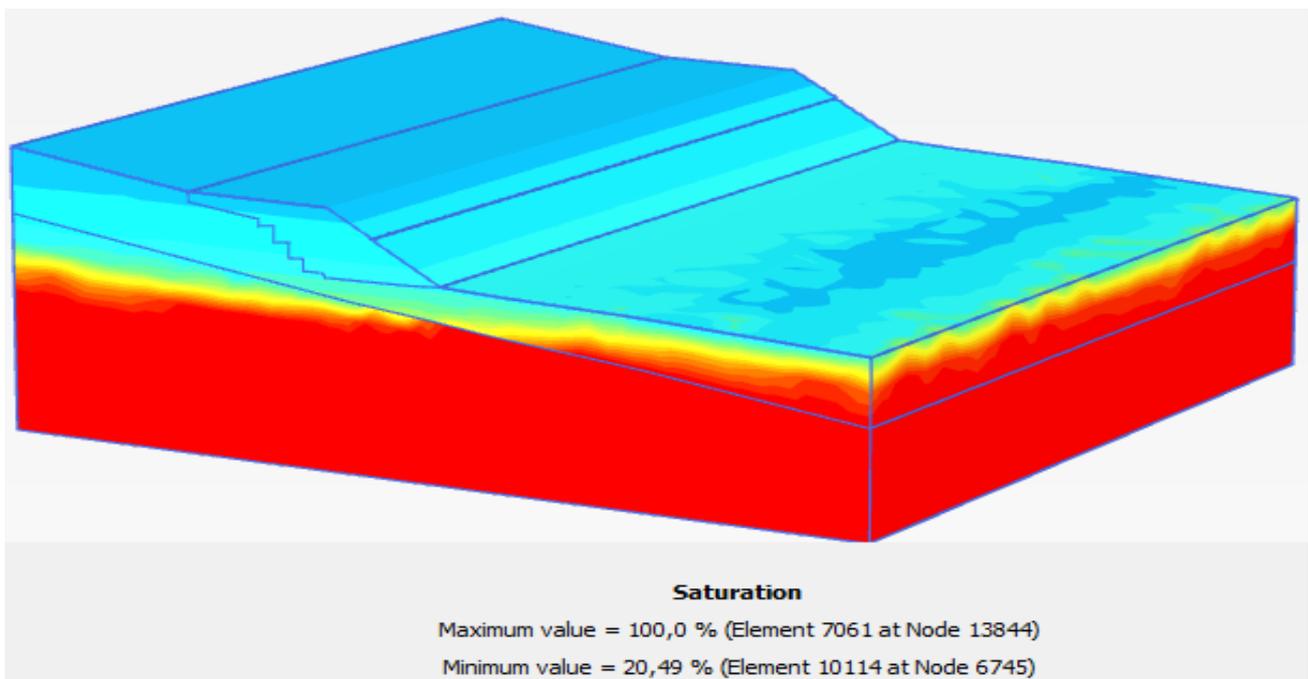


Figure IV. 17: Saturation du talus en présence de nappe phréatique horizontale.

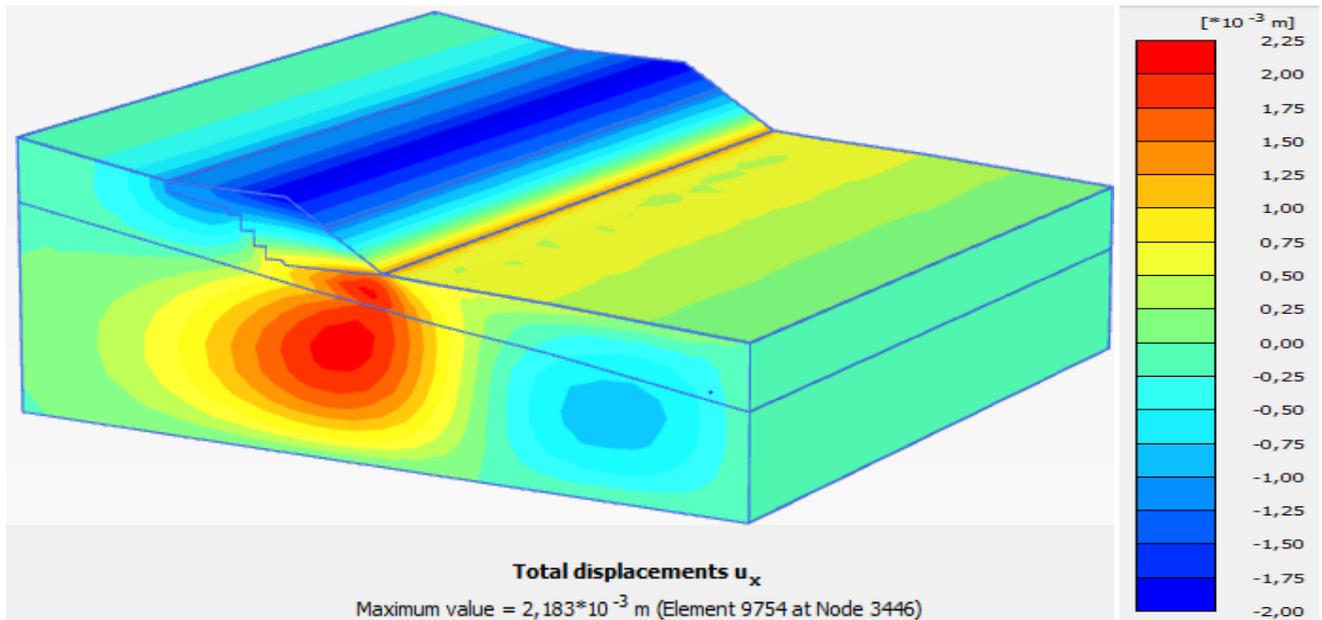


Figure IV. 18: Zone du risque et la valeur du déplacement selon l'axe X, cas de l'enrochement+ nappe phréatique horizontale.

Le talus conforté avec enrochement sera stable même dans le cas de présence d'une nappe phréatique horizontale comme le montre la figure ci-dessus, le déplacement $U_x = 2,5$ mm, cela signifie que la stabilité du talus n'est pas influencée par la nappe.

❖ **La nappe est inclinée:**

La nappe se situe à une profondeur de 3,5 m du sommet du talus, inclinée sur le long du profil jusqu'à atteindre la profondeur de 15 m en bas du talus.

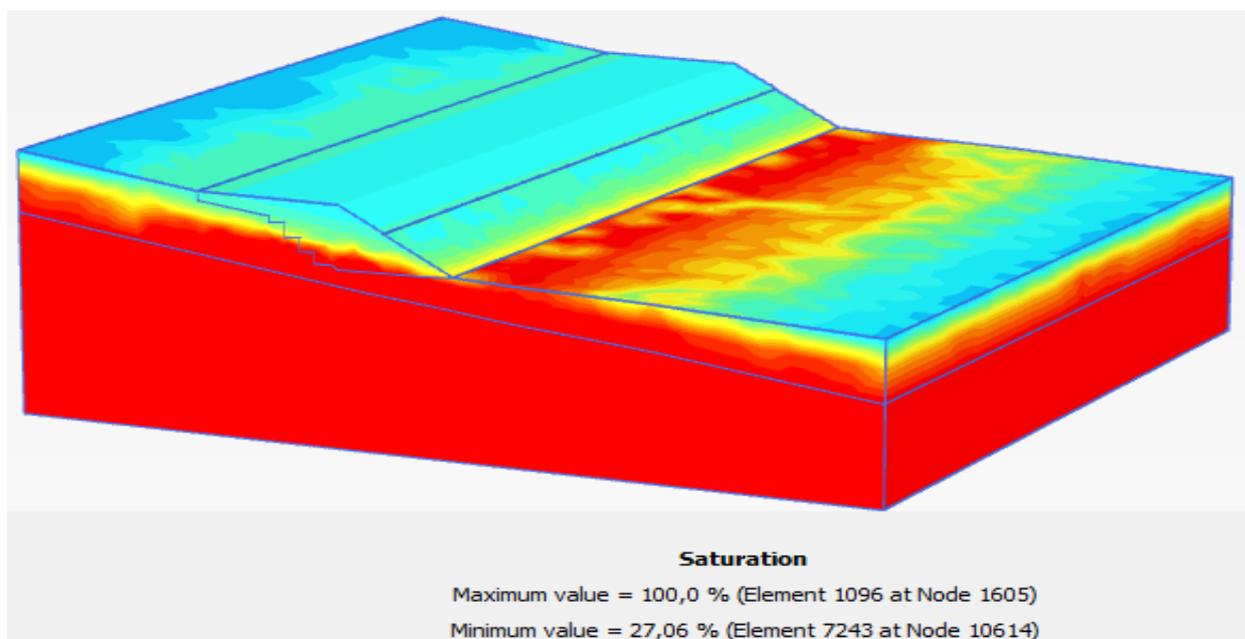


Figure IV. 19: Saturation du talus en présence d'une nappe inclinée.

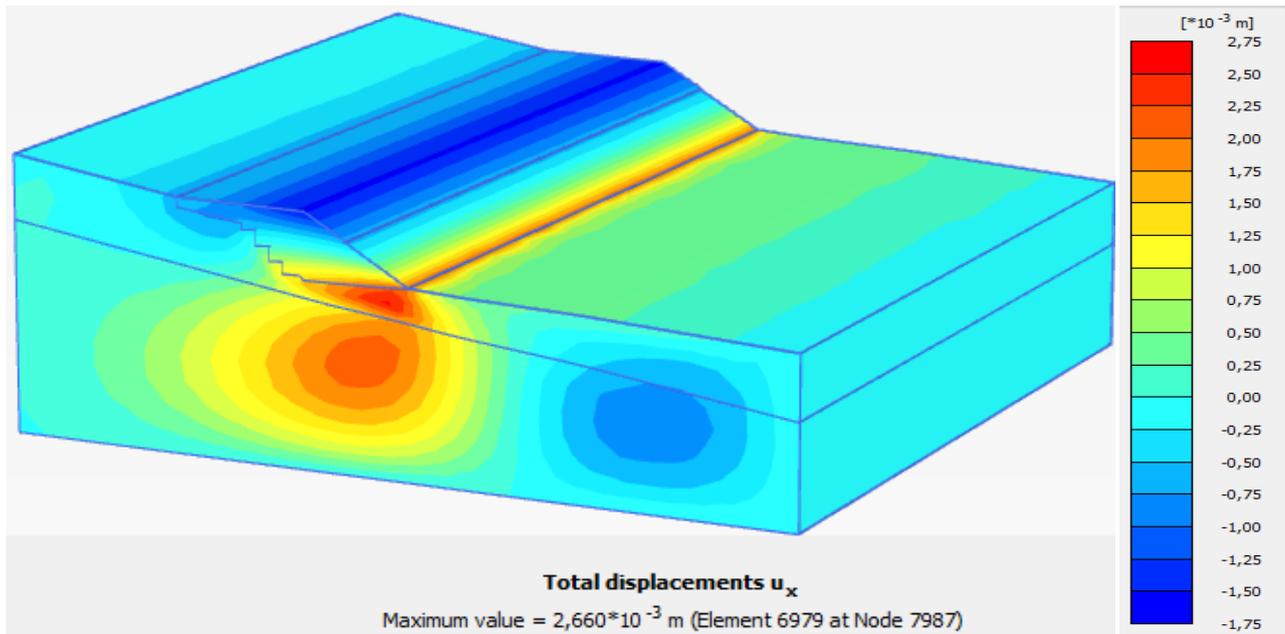


Figure IV. 20: Zone instable et valeur du déplacement U_x et U , dans le cas d'un enrochement+nappe inclinée.

En présence d'une nappe inclinée, dans ce cas, le risque est plus élevé par rapport à la nappe horizontale selon les résultats obtenus. Mais dans les deux cas, le talus reste stable.

On conclut que, en présence d'une nappe phréatique, le risque d'instabilité varie en fonction du type de sol, de la pente du talus et de la position de la nappe phréatique.

3.2.2.3 Modélisation du talus en présence d'un chargement:

dans le cas présent, et dans le but d'assurer la stabilité du talus en cas de présence d'un chargement, nous avons effectué quelques analyses numériques.

❖ Nous avons commencé par un chargement uniformément réparti de 5KN/m^2 , du sommet du talus jusqu'à l'extrémité de l'enrochement. Les résultats obtenus sont comme suit:

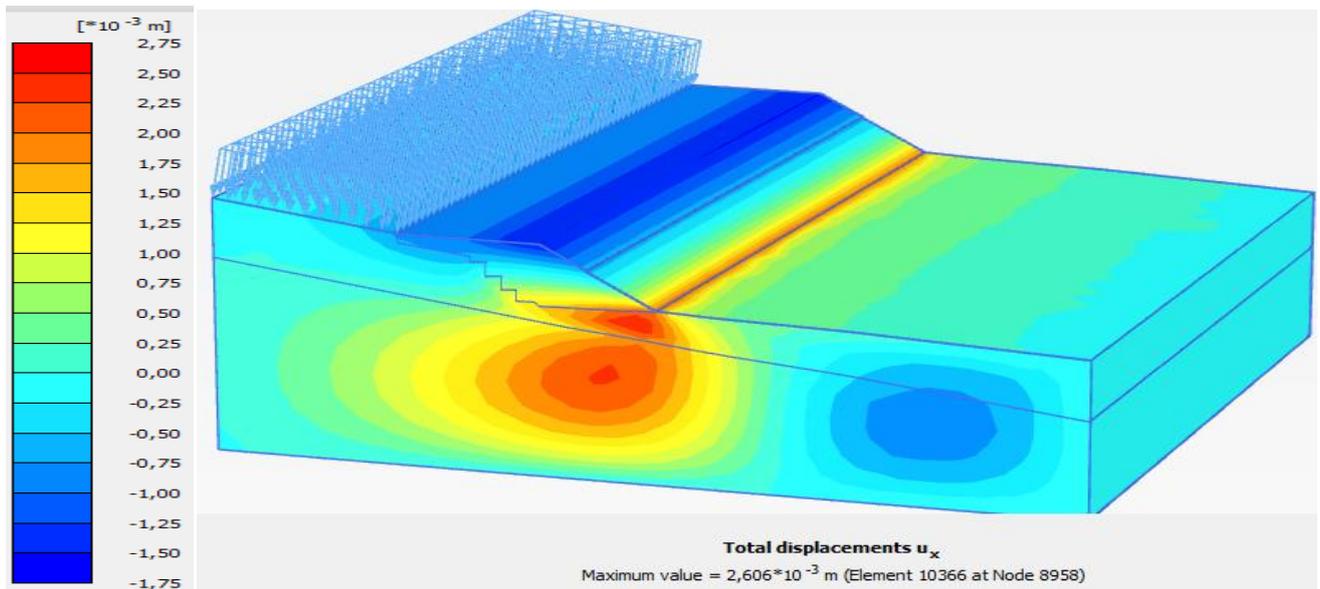


Figure IV. 21: Emplacement de la charge, zone instable et valeur du déplacement U_x , dans le cas d'un enrochement+chargement.

Comme le montre la figure précédente, et par rapport aux résultats obtenus lors de la modélisation du talus sous son poids propre, on constate que le talus est stable sous un chargement de 5 KN/m^2 .

- ❖ Par la suite, nous sommes passé a un chargement de 10 KN/m^2 , sauf que le calcul n'a pas été effectué. Cela implique que, le talus ne supporte pas un chargement de 10 KN/m^2 .

Le graphe ci-dessous, présente les taux de déplacements U_x obtenus des différents cas étudiés

Taux des déplacements U_x (cm)

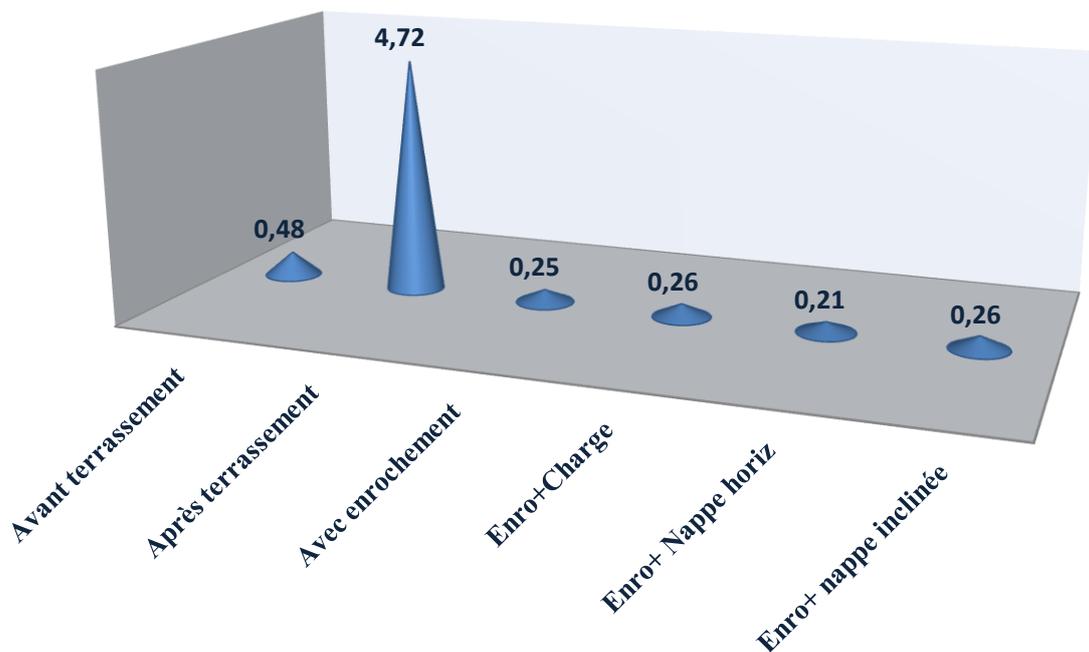


Figure IV. 22: Taux des déplacements obtenus pour chaque cas étudié.

On constate que les déplacements ont déminé lorsque l'enrochement est mis en place, ce qui permet de dire que le talus s'est stabilisé, de plus, la variation de ces déplacements est négligeable lorsque le talus est soumis à un chargement ou il est en présence d'eau.

3.2.2.4 Modélisation du talus sous chargement dynamique:

Comme il a été déjà cité en chapitre II, la région est classée dans la zone sismique II à sismicité moyenne et d'après les dégâts enregistrés après le séisme de 2003 à Boumerdès, une étude de la stabilité sous séisme s'avère nécessaire.

Cette partie contient l'analyse numérique du comportement du talus conforté par enrochement soumis à l'accélérogramme enregistré lors du séisme de Boumerdès, le 21 mai 2003.

Les résultats de l'analyse obtenus sont comme suit:

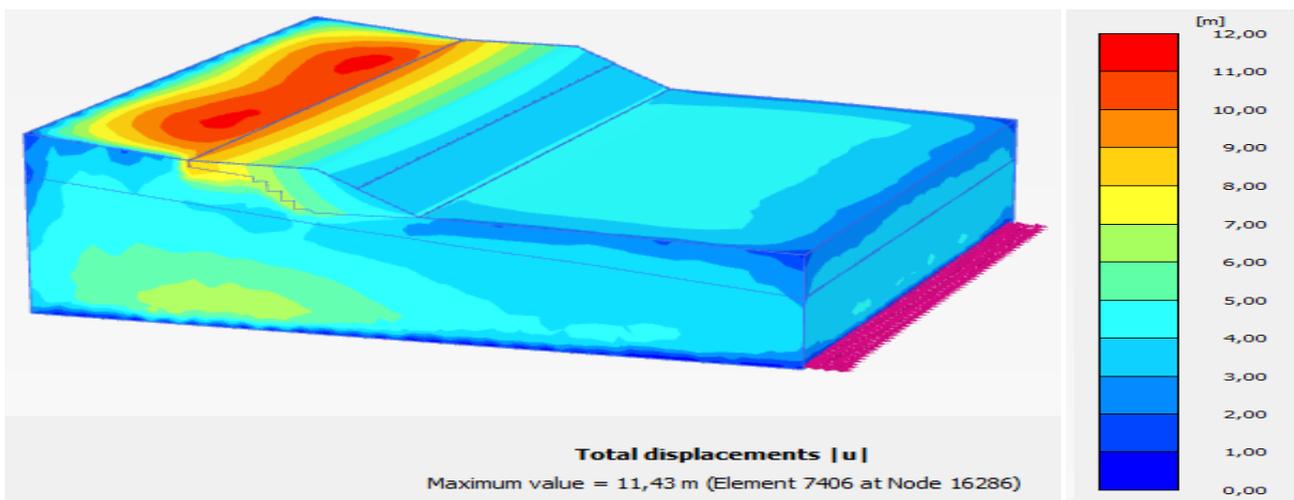


Figure IV. 23: Valeur du déplacement total U, cas du talus conforté par enrochement sous chargement dynamique.

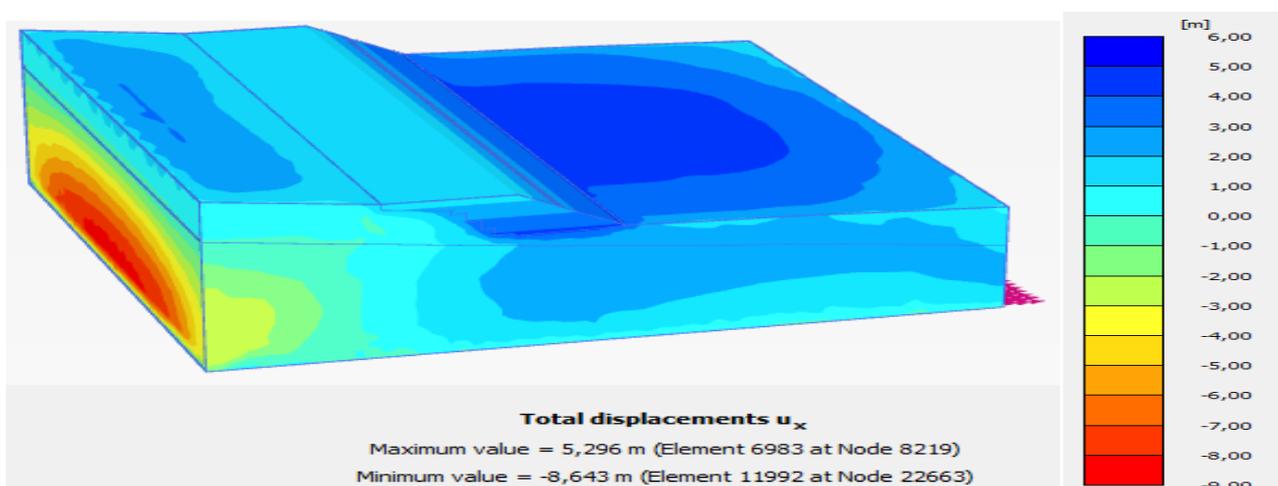


Figure IV. 24: Valeur du déplacement U_x , cas du talus conforté par enrochement sous chargement dynamique.

D'après les figures IV. 23 et IV. 24, une augmentation remarquable du déplacement est observée, ces déplacements atteignent les 8m selon l'axe des X et 11 m en déplacement total et cela explique l'éroulement du talus ainsi que les constructions avoisinantes dans le cas de l'enregistrement d'un séisme.

Comme nous l'avons cité dans les chapitres précédents, et parmi les nombreux avantages et points forts de PLAXIS, le calcul du coefficient de sécurité, qui à son tour, nous permet la connaissance de l'état de stabilité du talus en question.

Afin de vérifier la stabilité de notre talus nous avons calculé le coefficient de sécurité pour chacun des cas, comme le montre le graphe suivant.

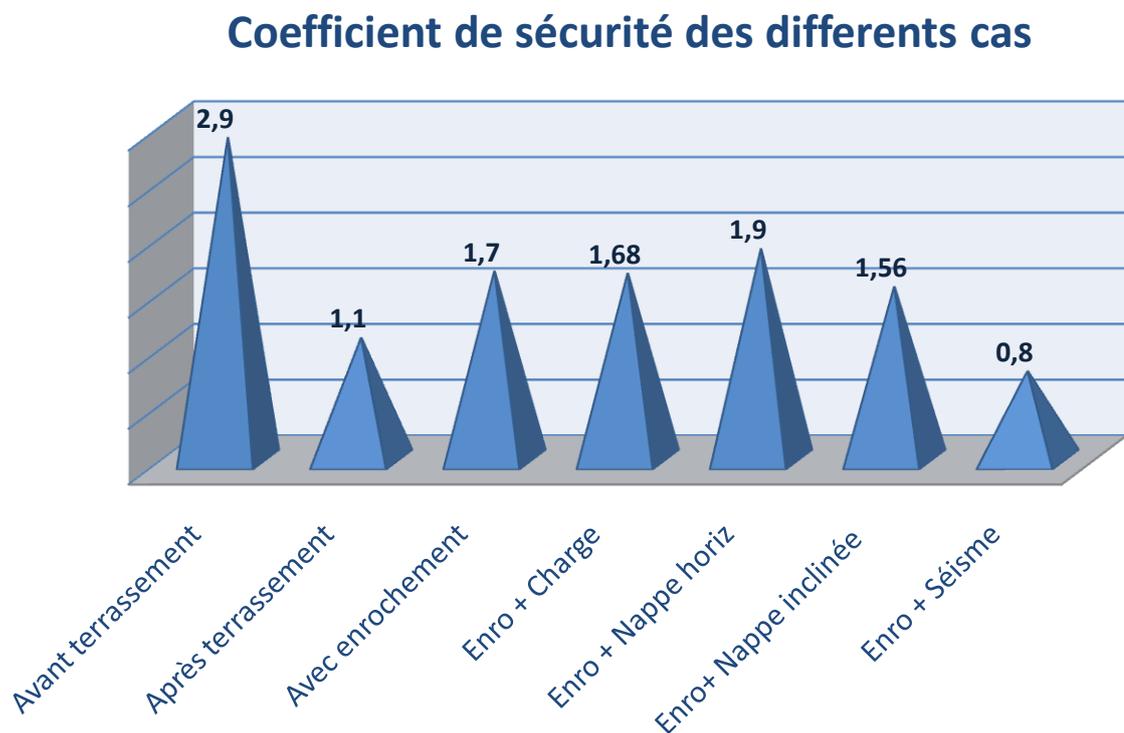


Figure IV. 25: Coefficient de sécurité F_s de chaque cas d'étude.

Les graphes donnés par les figures IV. 22 et IV. 25 montrent l'évolution des déplacements et du coefficient de sécurité en fonction des différents cas étudiés, où on constate que le talus sera stable au terme du déplacement et de coefficient de sécurité après confortement avec enrochement, ce qui n'est pas le cas après terrassement où le coefficient de sécurité est de l'ordre de 1,1. De plus, dans le cas où un séisme sera enregistré, le talus sera instable car les déplacements sont très importants qui atteignent les 8 m avec un F_s de $0,8 < 1,5$.

Chapitre 4: Modélisation du tronçon entre PK 1+200 et PK 1+300

Conformément aux études réalisées préalablement, et d'après les remarques et les conclusions tirées, on favorise comme technique de confortement l'enrochement, suite aux coefficients de sécurité obtenues qui sont supérieurs à 1,5 et aux déplacements minimaux qui ne dépassent pas les 0,48 cm.

4 Devis estimatif

Si la stabilité du talus est assurée, cela ne justifie pas l'adoption de la technique choisie, une étude d'estimation des prix est recommandée, c'est pourquoi nous avons mené une estimation approximative pour le coup de chaque type de confortement étudié.

4.1 Devis estimatif des pieux

Le suivant tableau résume les prix unitaires hors taxe ainsi que les quantités de chaque élément et matériau y compris les travaux nécessaires pour la mise en œuvre du confortement avec des pieux.

Désignations	Unité	Quantités	P. Unitaire H.T	Montant H.T
Forage des pieux	MI	190	18000,00	3420000,00
Béton + armature des pieux	M ³	149,15	60000,00	8949000,00
Chemisage des pieux	MI	190	3000,00	570000,00
Recépage des têtes de pieux	U	19,00	5 219,77	99175,63
Poutre de liaison	M ³			50000,00
			Total H.T	13088175,63
			TVA 17%	2224989,857
			Total TTC	15313165,49

Le coût total avec taxe de la technique des pieux est de quinze millions trois cent treize mille cent soixante cinq dinars et quarante neuf centimes.

4.2 Devis estimatif de l'enrochement

Le devis estimatif pour la méthode de l'enrochement est calculé et présenté dans la tableau ci-dessous en indiquant les prix unitaires ainsi que les quantités nécessaires.

Désignations	Unité	Quantités	P. Unitaire H.T	Montant H.T
Enrochement et mise en œuvre	M ³	1444	6774,72	9782695,68
Fourniture et Pose de Géotextile	M ²	480	1027,98	493430,4
			Total H.T	10276126,08
			TVA 17%	1746941,43
			Total TTC	12023067,51

Le coût total avec taxe de la méthode de l'enrochement est de douze millions vingt-trois mille soixante-sept dinars et cinquante et un centimes.

5 Recommandations

Une fois la technique de confortement est choisie, il ne nous reste qu'à prévoir les recommandations et techniques de réalisations afin de faciliter la mise en œuvre et d'assurer une meilleure stabilité à long terme. Parmi ces recommandations, l'importance de réaliser les excavations pour éviter tous problèmes de stabilité en phase de construction, ainsi que les systèmes de drainage comme les fossés de crêtes et les drains en arrête. Et aussi la pose d'un géotextile avant la pose du matériau de confortement est nécessaire où son rôle dans notre cas est de séparer les deux matériaux afin d'éliminer le risque de contamination des matériaux ou le risque de départ des fines par infiltration et d'assurer un meilleur drainage.



Figure IV. 26: Mise d'un géotextile avant la pose de l'enrochement.



Figure IV. 27: Réalisation des drains.

6 Conclusion

De l'étude précédente, on conclut que le type de confortement joue un rôle important sur la stabilité des pentes, cela nous permet de dire que chaque confortement réagit d'une manière spécifique vis-à-vis du talus, et tous les talus ne se stabilisent pas avec un même confortement.

D'après les facteurs de sécurité obtenus, et tenant compte des déplacements, on se prononce sur la méthode de confortement avec enrochement qui est la plus stabilisante du talus en question.

Il est très important de réaliser les excavations ainsi que les systèmes de drainage afin de ne pas rencontrer de nouveaux problèmes de stabilité en phase de construction et à l'avenir.

Chapitre 4: Modélisation du tronçon entre PK 1+200 et PK 1+300

Au terme de la modélisation dynamique, le logiciel a affiché des déplacements excessifs avec un coefficient de sécurité réduit, cela met en cause la stabilité du talus en cas d'enregistrement d'un séisme.

Conclusion générale

La wilaya de Tizi-Ouzou est une région montagneuse où les glissements de terrain sont répandus, notamment la section entre PK 1+200--1+300 provoqué par le terrassement du projet "réalisation de la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-ouest qui a fait l'objet de notre mémoire.

Afin de mieux positionner le contexte de ce travail, nous avons commencé par un aperçu sur les différents types de mouvements de terrain ainsi que les différentes méthodes classiques et courantes utilisées pour analyser ces instabilités et les multiples méthodes et techniques de confortement des talus. Un soupçon d'instabilité est toujours suivie d'une étude géologique-géotechnique qui a été faite dans notre cas par l'entreprise INZAMAC, qui a permis d'avoir un aperçu global sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement qui, à leur tour, nous permettent d'exécuter des analyses numériques sur lesquelles on se base pour proposer des solutions de confortement adéquates.

Avant de passer à la modélisation numérique de notre cas d'étude, nous avons mené une étude paramétrique d'un talus quelconque qui nous a permis d'avoir une vue générale concernant les déplacements sur le comportement d'un talus affronté à des paramètres déstabilisants, ensuite deux types de confortements ont été effectués sur le talus en question; pieux et enrochement.

Dans le cas du confortement avec des pieux, nous avons mené plusieurs essais, dans un premier lieu; où les dimensions de ces derniers diffèrent, une diminution des déplacements est constatée en augmentant le diamètre des pieux et une croissance des coefficients de sécurité a été enregistrée, qui n'est pas le cas en augmentant la hauteur du pieux, où le F_s se dégrade et les déplacements augmentent, ensuite nous avons mis un chargement puis une nappe phréatique.

En confortant avec de l'enrochement, nous avons enregistré des déplacements minimales avec un F_s qui atteint 1,7 sous son poids propre, en présence de l'eau ou de chargements, les déplacements augmentent et les coefficients de sécurité diminuent.

D'après la comparaison entre les deux techniques, on constate que la technique de l'enrochement est la plus stabilisante du point de vue mécanique et économique en plus de la facilité de la mise en œuvre.

Perspective

Une étude parasismique approfondie est recommandée à cause des résultats obtenus lors de la modélisation du talus conforté avec de l'enrochement sous chargement dynamique, où les déplacements étaient très importants.

Références bibliographiques

- ALLILI CHAFIKA**, caractérisation et genèse de quelques sols rouges de la grande Kabylie, mémoire magistère en science agronomique. Institut National Agronomique EL-Harrach, 2006.
- Alp'Géorisques** ; "Les mouvements de terrain" ; ministère de l'écologie et du développement durable ; Page (5);Septembre 2004 ; France.
- 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'Ossau et Vallée d'Aspe). Thèse Doctorat L'université Bordeaux 1.
- Cheddad S., (2009)**. Apport de l'étude hydrogéologique dans l'étude et le traitement des glissements de terrains. Cas du site de Bougaa, Algérie Nord orientale. Mémoire de Magister en Géologie, Université de Constantine.
- DAT- VU KHOA HUYNH** : «Modélisation des glissements de terrain, comme problème de Bifurcation » Institut National Polytechniques de Grenoble, thèse de doctorat, novembre 2005.
- DJAMEL EDDINE BENOUIS** ; "étude d'un glissement de terrain par différentes méthodes" ; Mémoire d'ingénieur ; ingénieure d'état en génie civil option construction civil et Industrielle 2010 ; université de Saida ; (Alger).
- DREAL Paca et BRGM, 2010**. Florence rivet. Classeur "Le risque mouvements de terrain en PROVENCE -ALPES-COTE d'Azur", coédition Région.
- DURVILLE J.L., SÈVE G., (1996)**, Stabilité des pentes-Glissements en terrain meuble, Techniques de l'ingénieur, n°254.
- FAURE R. M., (2000)**, L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes Partie I : Méthodes à la rupture. Revue Française de Géotechnique N°99 3e trimestre 2000.
- FAURE.R.M**; Méthodes de calcul en stabilité des pentes, ENTPE cours Mécanique des sols 2.
- Gouvernement du Québec, ministère des Affaires municipales et de l'Occupation du territoire**, Glissements de terrain dans les dépôts meubles Types et causes, 2017.
- GUIROUS Lydia**. Caractérisation et modélisation du glissement de terrain de Tizirt sous l'effet du signal sismique de Boumerdès, Thèse de Doctorat en géotechnique. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- Gutierrez T. (2013)** - Rapport d'expertise. Avis et recommandations sur les instabilités du secteur de Fitou à Fumel (Lot et Garonne). Rapport BRGM/RP-62251-FR.31p.,29 fig.
- Jean-Louis Durville**, Note sur les calculs de stabilité des talus avec surface de rupture polygonale, Geotech. 2016.

KAABECHE T., et MEBRAK A., (2010), contribution à l'étude des risques naturels (sismique et mouvement de terrain) dans la Wilaya de Sétif. Mémoire de master en géologie, université de Sétif.

KHEMISSA M. (2006), Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur - JNGG' 2006 Lyon (France).

Reiffsteck Ph ; LCPC div. MSRGI sec. CSOG ; '' Stabilité des pentes'' ; Mécanique des Sols Avancée ; France.

Règlement Parasismique Algérien : ''Classification des wilayas de l'Algérie après le séisme 21 mai 2003'' (version 2003) ; Algérie.

Stieltjes.L (2004)-Evaluation du risque mouvements de terrain - Etat de l'art sur l'aléa mouvements de terrain - Analyse du risque mouvements de terrain.

YAHIAOUI MOHAMMED. 2008. Contribution à l'analyse dynamique des terrains en pentes sous séisme par logiciel PLAXIS. Mémoire Magister. Université Abou BEKR BELKAID.

