

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté des Sciences de l'Ingénieur
Département de Génie Civil



MÉMOIRE

Présenté pour Obtenir le Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

THÈME

Analyse numérique de la Stabilisation d'un talus Avec les deux techniques pieux et clous.

Présenté par :

LYNDA LAMARI

Soutenue en janvier devant le jury composé de :

M^f. MELBOUCI - BACHIR

M^f. DEHMOUS - HOCINE

M^f. OUGHANEM - AMAR

M^{me}. BELHASSANI - OUARDA

M^{me}. BAIDI - FAWZIA

Président

Encadreur

Co-Encadreur

Examineur

Examineur

2019/ 2020

Introduction générale

Les instabilités du sol figurent parmi les risques géologiques les plus répandus sur la terre. Des milliers de morts et de blessés, d'énormes pertes économiques sont les évidences regrettables des instabilités de pentes partout dans le monde (FLAGEOLLET J. C., 1989).

Stabiliser un glissement de terrain est l'une des tâches majeures de la géotechnique. Ainsi une bonne connaissance de la méthodologie de l'étude est nécessaire.

Les méthodes d'étude traditionnelles reposent en majorité sur l'analyse de la résistance des ouvrages vis-à-vis de la rupture. L'analyse du confortement des systèmes de parade et celle de leurs impacts sur le talus, par ces méthodes, reste limitée et non dotée de bonnes précisions.

Actuellement, l'utilisation de la réalité virtuelle pour la simulation des problèmes en ingénierie est plus avantageuse. L'usage des méthodes d'analyse numérique permet la vérification de la stabilisation, de contrôler les valeurs de déplacements admissibles, l'efficacité des systèmes de renforcement, voire gain de sécurité apporté (Samir Bedr, CGS).

Depuis son indépendance, l'Algérie a connu une forte croissance démographique, nécessitant davantage de développement des grandes infrastructures de base, surtout de transport, pour répondre aux besoins exprimés par la population (Mezrag et Ziane, 2014).

L'amélioration de réseau routier rentre dans le cadre du développement social et économique du pays, c'est pour cela le Ministère des travaux publics a schématisé des pénétrantes qui relient la grande wilaya du nord du pays avec l'autoroute Est-Ouest, dont l'objectif est de moderniser le réseau routier de l'Algérie. Dans ce sens la pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou qui est en cours de réalisation peut contribuer à l'amélioration de communication de la région avec le reste du pays (ANA, 2016).

La pénétrante autoroutière reliant la ville de TIZI-OUZOU à l'autoroute EST-OUEST au niveau de l'échangeur DJEBAHIA sur 48 km, présente plusieurs cas de glissements. Notre attention a été attirée par celui de PK1+04.

Dans ce contexte, on propose de traiter ce cas de glissement par simulation numérique, de cerner sa cinématique et d'estimer l'impact du renforcement sur sa stabilisation en utilisant un code de calcul basé sur la méthode des éléments finis. On cherchera donc à quantifier l'apport du renforcement par pieux d'une part, et celui d'un mur clou, d'autre part.

Pour cela, dans le premier chapitre, il nous a paru avant tout nécessaire de présenter une brève synthèse, des connaissances relatives, sur la stabilité des talus, leurs études, ainsi leurs méthodes de stabilisation.

Dans le second chapitre, nous présentons la description de l'outil numérique PLAXIS, un logiciel spécialement destiné à l'analyse, en trois dimensions.

Par la suite, le troisième chapitre est consacré à l'étude qualitative du cas de glissement de terrain, qui a été cité ci-dessus.

Le quatrième chapitre met en relief des résultats obtenus, suite à l'analyse quantitative de la stabilité du modèle sujet d'étude.

Ensuite, nous proposons et appliquons, deux méthodes de renforcement pour la stabilisation du cas étudié et une étude comparative technico-économique afin de justifier la méthode la plus efficace.

Enfin, une conclusion générale et des perspectives viendront clôturer notre travail.

CHAPITRE 1
GÉNÉRALITÉS SUR LA
STABILITÉ DES TALUS

1. Introduction

Les mouvements de terrain sont considérés comme dangers naturels permanents rencontrés dans le monde entier, les sols qui nous entourent peuvent paraître immuables, mais cette stabilité est illusoire.

L'histoire géologique montre en effet que l'équilibre naturel lentement façonné, peut soudainement subir des ruptures, des déformations et d'autres phénomènes d'érosion nuisibles pour l'homme.

C'est pour cela, il faut compte tenu de ces phénomènes et de leurs dangers, et prendre les précautions convenables pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleures solutions de protections ou de traitements.

2. Définition du mouvement de terrain

Lorsqu'on entend mouvement de terrain cette expression induit une grande variété des phénomènes naturels, très différents les uns des autres. Ce sont tous des déplacements, sous l'effet de la pesanteur, de masses de terrains déstabilisés par des sollicitations naturelles ou artificielles.¹

3. Types de mouvement de terrain

On distingue deux grandes familles de mouvements de terrains :

3.1. Les mouvements rapides, quasi instantanés et discontinus

Ils sont particulièrement meurtriers en raison de leur soudaineté. Il s'agit d'effondrements, de chutes de pierres et de blocs, des écroulements (ou éboulements), coulées boueuses et érosion littorale.²

3.1.1. Les effondrements de cavités souterraines

Les effondrements résultent de la rupture des appuis ou de la partie supérieure d'une cavité souterraine. Cette rupture se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale créant un fontis, (excavation grossièrement cylindrique), dont le diamètre est généralement

¹DESODT – Julien LAUNAY Les glissements de terrain, modélisation et prévision HORSIN MOLINARO Clément Hélène Edité le 02/05/2017.

²FLAGEOLLET J. C., 1989, Les mouvements de terrains et leur prévention, Edition Masson, Série Géographie, Paris, 224 p.

Inférieur à une dizaine de mètres. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de la taille et de la profondeur de la cavité et du mode de rupture.

Dans quelques rares cas, l'effondrement en chaîne des appuis d'une cavité entraîne une déformation de la surface sur plusieurs hectares. Il s'agit des phénomènes d'effondrement généralisé.³

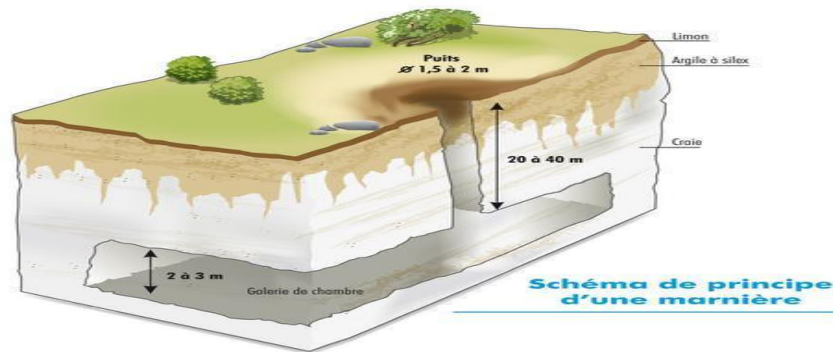


Figure n°1.1 : Schéma explicatif du phénomène d'effondrement des cavités souterraines

Source : www.brgm.fr.



Figure n°1.2 (A) : Effondrement de terrain
Survenu sur Une Voie de l'autoroute à El
Achour Ben -Aknoun (ALGERIE).

Figure n°1.2 (B) : Effondrement d'un
Immeuble Zéralda
16/10/2016 (ALGERIE).

³FLAGEOLLET J. C., 1989, Les mouvements de terrains et leur prévention, Edition Masson, Série Géographie, Paris, 224 p.

3.1.2 L'éboulement, chutes de blocs et de pierre

L'évolution des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres, de blocs ou des écroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs millions de m³).⁴

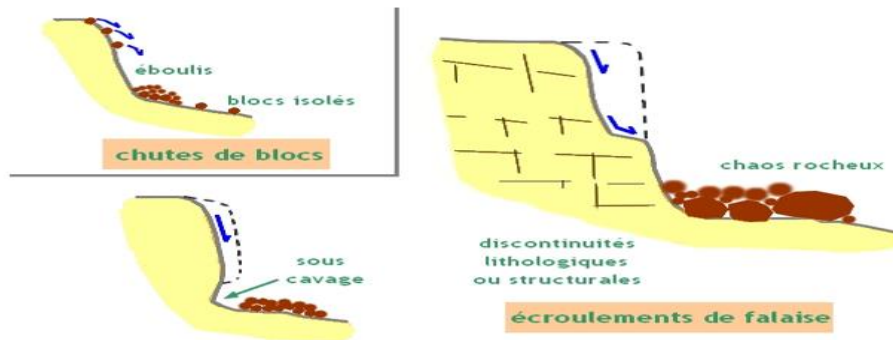


Figure n°1.3: Schéma explicatif des phénomènes les éboulements, chutes de blocs et de pierres Source: www.brgm.fr.



Figure n°1.4 : Eboulement spectaculaire de terrain à (a) AOKAS (Bejaïa), Mercredi 25 février 2015, (b) mai 2007, RN 11, DAMOUS, ALGERIE

⁴FLAGEOLLET J. C., 1989, Les mouvements de terrains et leur prévention, Edition Masson, Série Géographie, Paris, 224 p.

3.1.2. Les coulées boueuses

Il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain.⁵

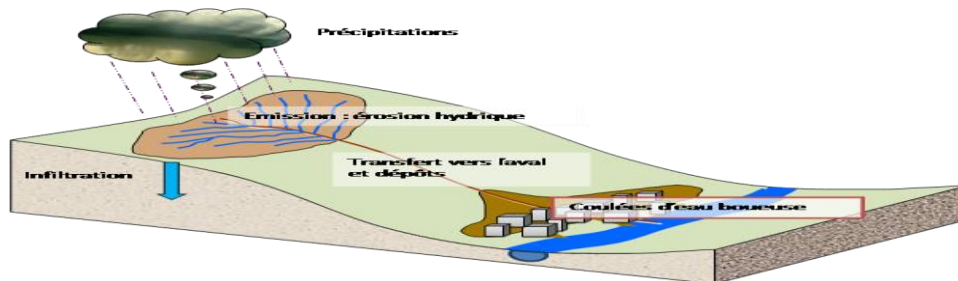


Figure n°1.5: Schéma illustrant une coulée de boue Source: www.brgm.fr.



Figure n°1.6 : Coulée boueuse (JANVIER 2008, RN 11, CHERCHELL, ALGERIE).

3.1.3. Erosion littorale

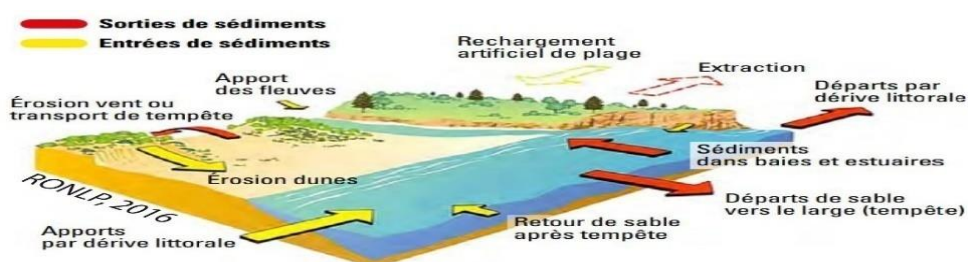


Figure n°1.7 : Schéma explicatif des phénomènes de l'érosion littorale

⁵ALAA,Koudery.(2005). « Stabilité des pentes ».cours réalisé avec le soutien de l'Agence universitaire de la Francophonie Université d'Alep, Syrie.

Les zones littorales sont soumises à un recul quasi généralisé glissement ou effondrements dans le cas de côtes à falaises, érosions dans le cas de côtes basses sableuses. ⁶



Figure n°1.8 : Érosion côtière à l'est de la baie d'Alger(ALGERIE).

3.2. Les mouvements lents et continus

Dans ce cas la déformation des terrains n'est pas accompagnée de rupture et aucune accélération brutale ne doit être redoutée. Leurs effets sont plus ou moins contrôlables, ils n'induisent généralement aucun risque humain mais peuvent occasionner des pertes économiques importantes.

Cette famille regroupe ; les glissements, affaissements, tassements, le fluage, la solifluxion et le phénomène de retrait- gonflement.

3.2.1. L'affaissement

Les affaissements sont des dépressions topographiques en forme de cuvette dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture. ⁷



Figure n°1.9 : Schéma affaissement progressif. Source : www.brgm.fr.

⁶Ibid

⁷LATELTIN O. 1997. Prise en compte des dangers dus aux mouvements de terrain dans le cadre des activités de l'aménagement du territoire. BERNE : OCFIM, 1997. 310.023 f.



Figure n°1.10 : Affaissement d'un tronçon de route à Azazga Mercredi 16 janvier 2019 (ALGERIE).

3.2.2. Le retrait-gonflement

Le retrait-gonflement se manifeste dans les sols argileux, il est lié aux variations d'eau dans le sol. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface (retrait). A l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène dégonflement.⁸

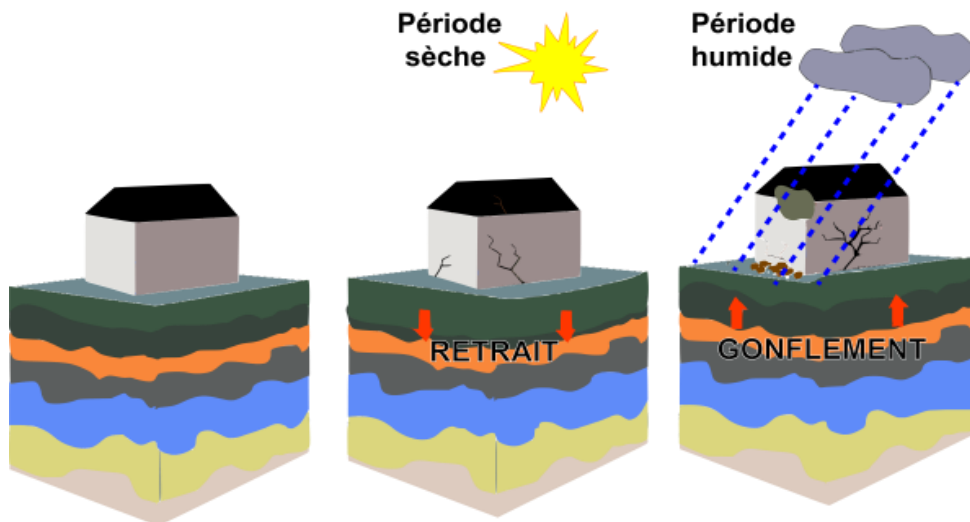


Figure n°1.11 : Schéma Explicatif de phénomène Retrait –Gonflement.

Source : www.brgm.fr.

⁸FLEUREAU J.M., KHEIRBEK-SAOUD S., 2004, Retrait et gonflement des sols soumis à un cycle de drainage humidification, Ecole Centrale de Paris, France.



Figure n°1.12 : Pathologie des maçonneries due aux variations volumiques du sol de fondation. M'SILA (ALGERIE).

3.2.3. Le fluage

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements), en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut, soit se stabiliser, ou bien évoluer vers une rupture.⁹

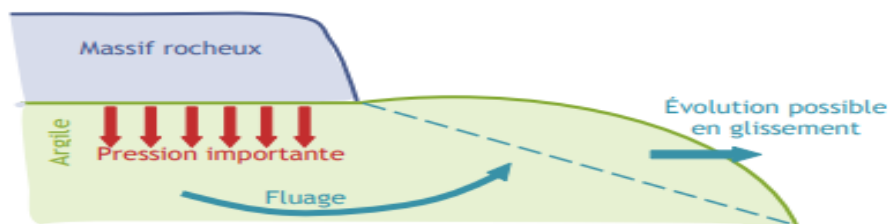


Figure n°1.13: Schéma explicatif du phénomène de fluage. Source : www.brgm.fr.



Figure n°1.14 : Fluage (JANVIER 2008, RN 11, CHERLCHELL, ALGERIE).

⁹BENAISSA A. 2003. Glissement de terrain, calcul de stabilité. ALGER : Office des publications universitaires 2003.

3.2.4. La solifluxion

La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles. Elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut alors fluier dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau.¹⁰

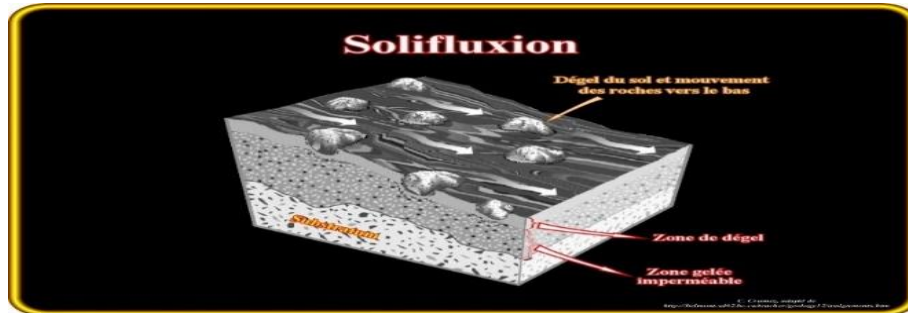


Figure n°1.15 : Schéma explicatif du phénomène de la Solifluxion. Source: www.brgm.fr.



Figure n°1.16 : Mouvements de masse par solifluxion sur l'île de Banks Canada (1985).

3.2.5. Le glissement de terrain

Un glissement de terrain est un phénomène d'origine sismique, géologique et géophysique où une masse de terre descend sur une pente, autrement dit un plan de glissement plus ou moins continu, plus ou moins plan ou incurvé. Après la mise en mouvement la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie.¹¹

En se basant sur la surface de rupture, Robitaille et Tremblay (1997) distinguent trois principaux types de glissements.

¹⁰Mouvements-Terrain.pdf www.irmagrenoble.com/PDF/risques_majeurs2007/07

¹¹DURVILLE J.L et SAVE G. 1991. Stabilité des pentes. Glissement en terrain meuble. PARIS : Techniques de l'ingénieur, 1991. C254.

a. Le glissement plan

Le glissement plan est un mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique). Il se produit surtout en milieu rocheux feuilletés (schistes). Les ruptures selon des plans de cisaillement rectiligne peuvent adopter différentes positions. Il peut y avoir glissement à flanc de talus ou au pied de talus (figure 1.17).¹²



Figure n°1.17: Schéma explicatif du glissement plan. Source: www.brgm.fr.

b. Le glissement circulaire ou rotationnel

Dans ce cas de mouvement de la surface de glissement est plus ou moins circulaire. Le mouvement est caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué, le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles et dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées (figure 1.18).¹³

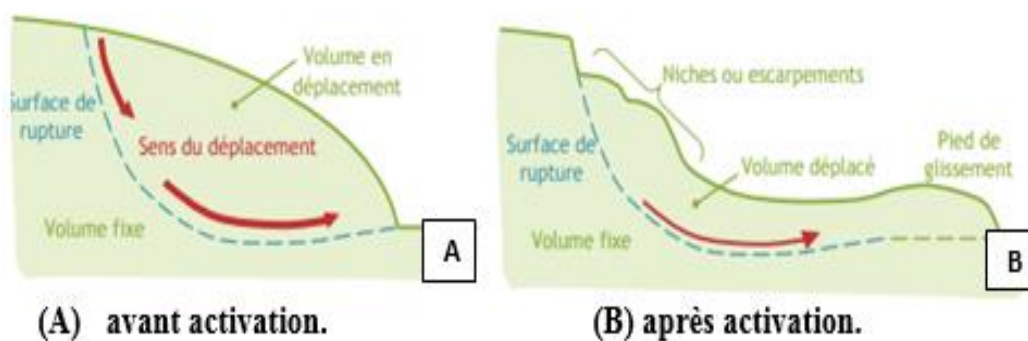


Figure n°1.18: Schématisation du phénomène de glissement circulaire.

Source: www.brgm.fr.

¹² Ibid.

¹³ DURVILLE J.L et SAVE G. 1991. Stabilité des pentes. Glissement en terrain meuble. PARIS : Techniques de l'ingénieur, 1991. C254.



(a) Rotationnel (JANVIER 2008, RN 11, DAMOUS,



(b) Plans (MAI 2007, RN 11, TENES, ALGERIE)

c. Le glissement quelconque (aléatoire)

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents ¹⁴

4. La classification des glissements des terrains :

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement. ¹⁵

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

Tableau n°1.1 : La classification d’après la profondeur de la surface de glissement.

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

Tableau n°1.2 : La classification selon l’activité. ¹⁶

¹⁴ibid.

¹⁵Le bloc-diagramme d'une loupe superficielle de glissement montre en effet différentes parties appelées tête, corps, pied et front

¹⁶Alfonsi P (1997) Relation entre les paramètres hydrologiques et la vitesse dans les glissements de terrains. Revue française de géotechnique, (79), 3-12.

5. Les causes (directes ou indirectes) et facteurs favorisant

En règle générale, les glissements sont dus à des modifications soit dans les moments résistants, soit dans les moments moteurs. Il y a rupture lorsque les moments moteurs sont supérieurs ou égale aux moments résistants, d'origine naturelle ou anthropique. Donc, pour connaître les causes de glissement de terrain, il est important de connaître les paramètres qui influent sur les moments moteurs et les moments résistants.¹⁷

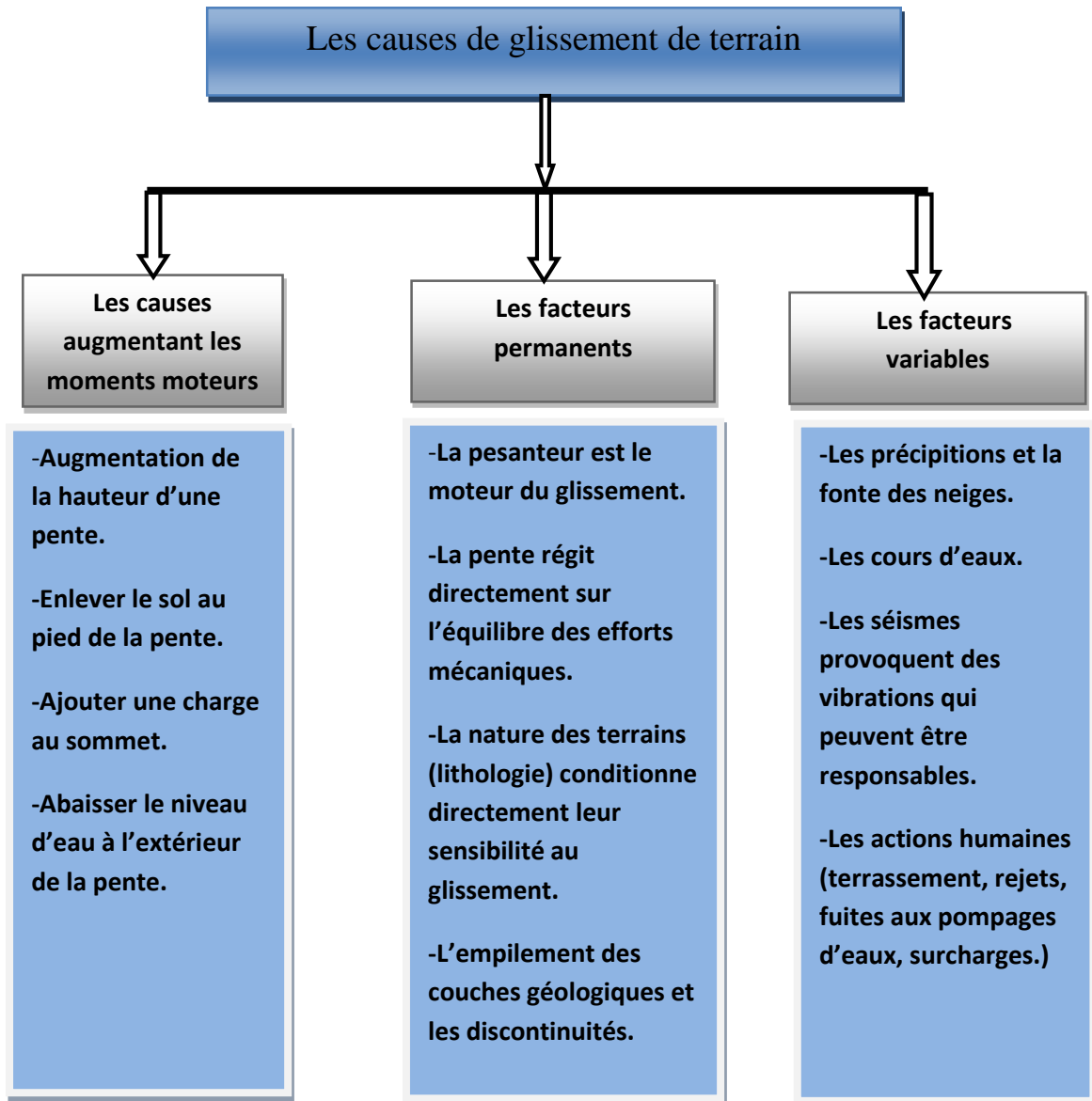


Figure n°1.19 : Les différentes causes d'un glissement de terrain.

¹⁷Billard A, Muxart T, Derbyshire E, Egels Y, Kasser M & Wang J(1992) Glissements de terrain induits par les pluies dans les loëss de la Province de Gansou, Chine. In Annales de Géographie (p. 520-540). Armand Colin, sept 1992.

6. Processus d'étude d'un glissement de terrain

L'étude d'un talus comporte l'identification du phénomène, la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de la quelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité, puis choisir le moyen le plus adéquat pour résoudre le problème posé.

L'étude d'un glissement de terrain est composée généralement de trois phases qui sont reliées l'une par rapport à l'autre, le tableau ci-dessous montre les différentes phases de l'étude.¹⁸

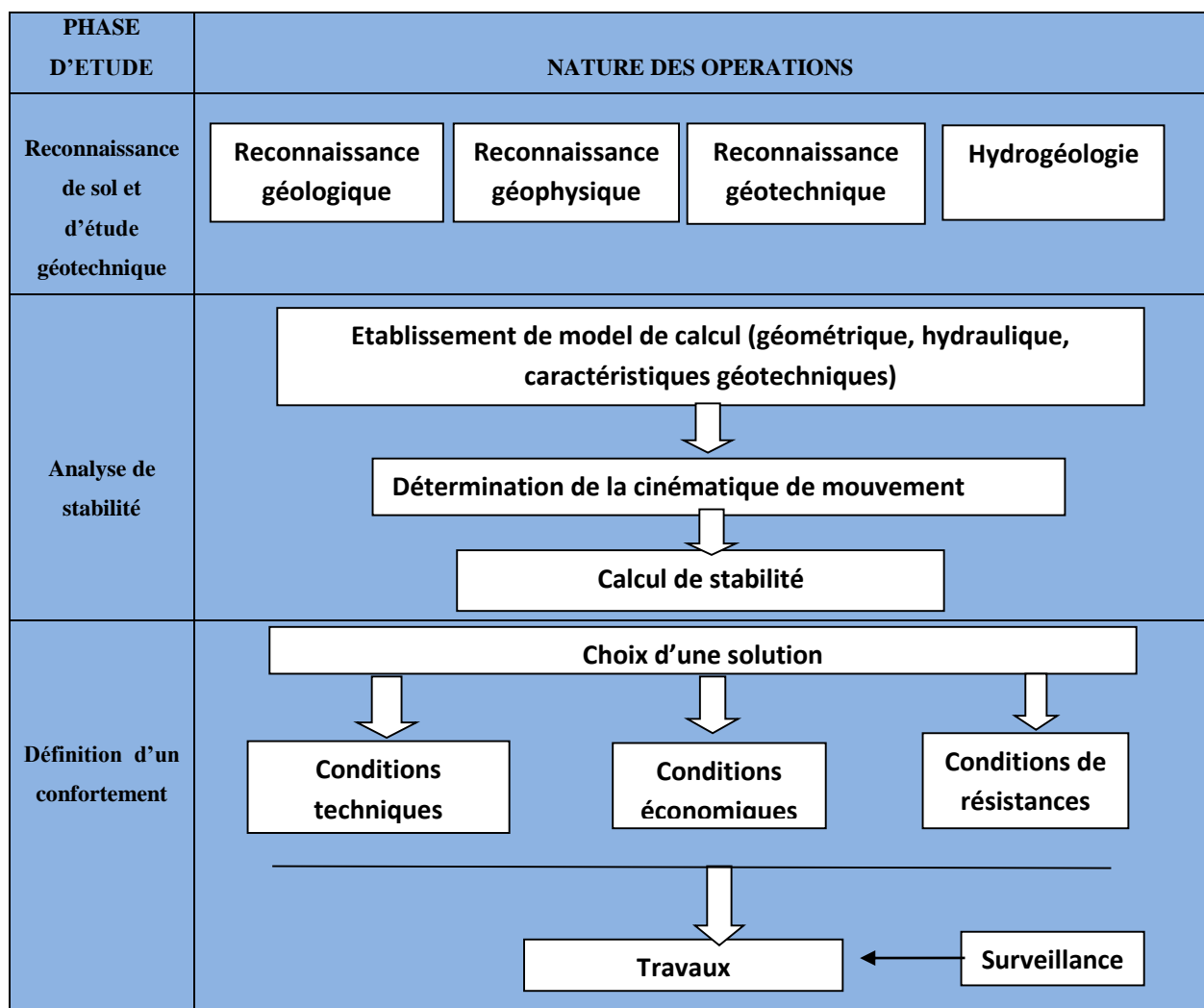


Figure n°1.20 : Méthodologie de l'étude d'un glissement de terrain.

¹⁸KHEMISSA M., AYADAT T., RAHMOUNI Z. (2002). Méthodologie d'étude et techniques de confortement des versants instables. Rapport de recherche CNEPRU.

6.1. Reconnaissance du site

Il y a sommairement, deux catégories de moyens de reconnaissances qui complètent les investigations géologiques de surface :

- Les méthodes d’observation du terrain, soit en place, soit à l’aide d’échantillons (prolongement en profondeur de la géologie de surface) : puits, tranchées, sondages...
- Les méthodes de mesure in-situ basées sur la mesure d’une propriété physique du terrain, dont font partie les essais géophysiques.¹⁹

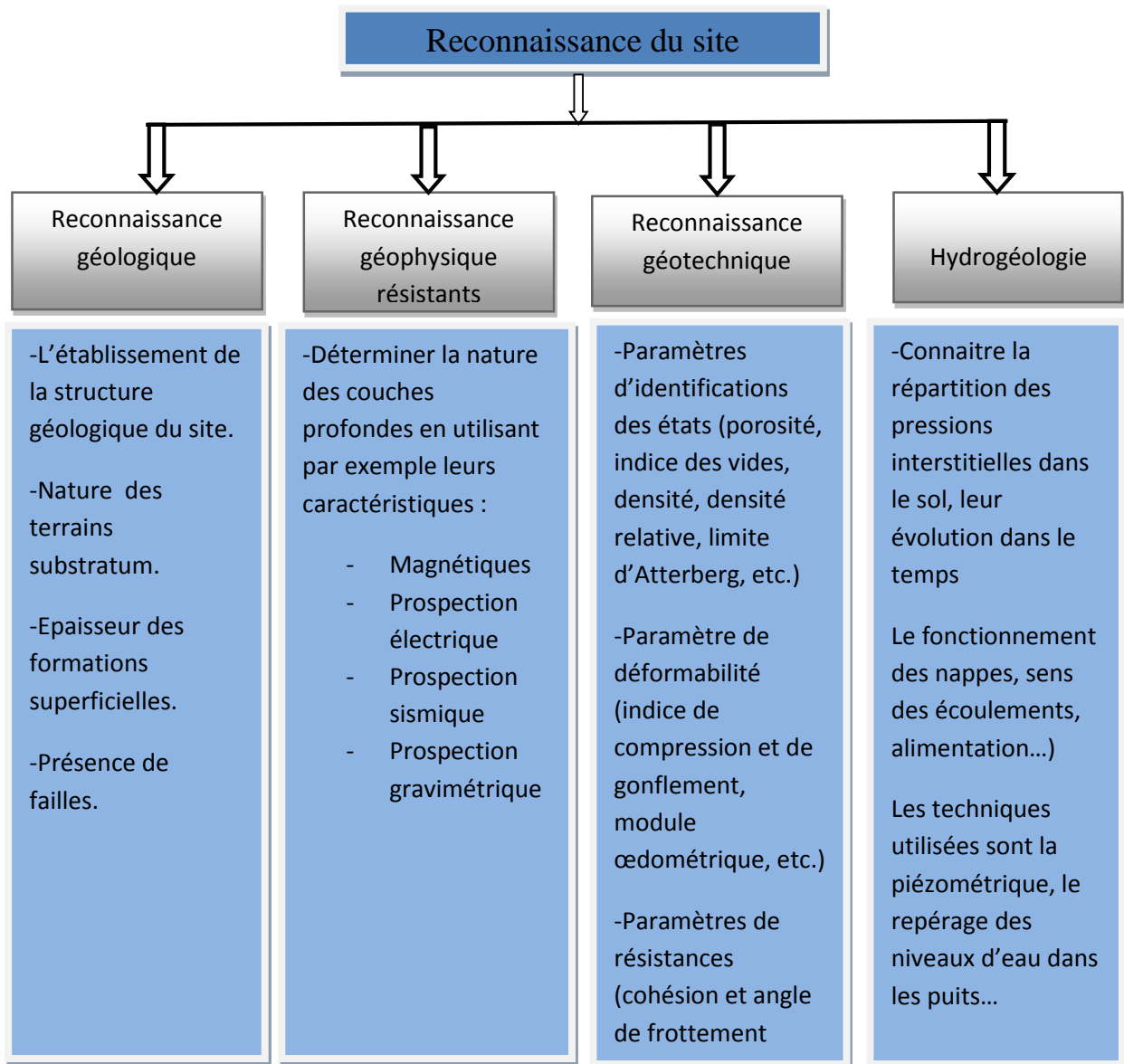


Figure n°1.21 : Les facteurs de reconnaissance de site.

¹⁹ LEROUEIL S, LAROCHELLE P et TAVENAS F. 1988. Système expert en stabilité des pentes. LAUSANNE, 1988.

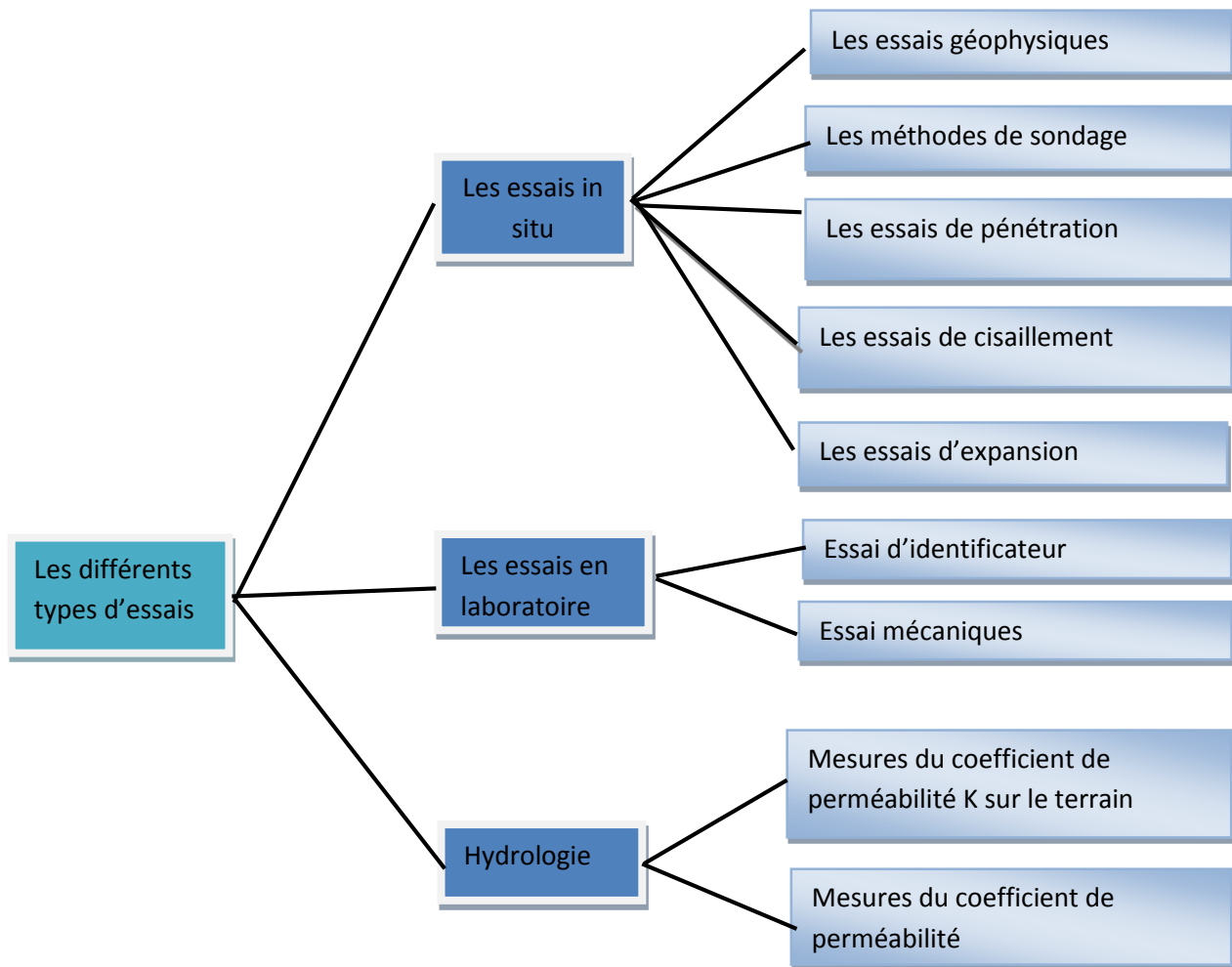


Figure n°1.22 : Les différents types d’essais.

6.2. Analyse de stabilité

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l’aide d’une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité FS.

Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité FS est le plus faible.²⁰

$$F_s = \frac{\sum \text{Moment des forces résistant au mouvement}}{\sum \text{Moment des forces provoquant le mouvement}}$$

²⁰Khemissa Mohamed. Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Mémoire de Magistère. Université de M'SILA,

6.2.1. Les méthodes d'analyse de stabilité des talus

Une fois la résistance au cisaillement, la pression d'eau dans les pores, la géométrie de la pente et d'autres propriétés du sol sont établis, les calculs de la stabilité des talus doivent être effectués pour s'assurer que les forces résistant sont suffisamment supérieure à la force qui tend à provoquer le glissement.

Méthodes classique

- ❖ Méthode ordinaire (ou conventionnelle) de (Fellenius, 1936): Qui est la plus utilisée dans la catégorie des méthodes des tranches. Dans sa forme originelle, elle se base sur l'hypothèse d'une ligne de glissement circulaire choisie arbitrairement,
- ❖ Méthode simplifiée de (Bishop, 1955) : Qui néglige les forces tangentielles entre tranches. Les forces normales aux bases des tranches sont obtenues par l'équation d'équilibre vertical,
- ❖ Méthode de (Morgenstern et Price, 1965) : Qui est typiquement une méthode de post-analyse. Elle permet à un expert d'expliquer pourquoi une rupture du talus s'est produite. Elle est basée sur l'hypothèse que la direction des forces inter-tranches peut être décrite par une fonction mathématique arbitraire,
- ❖ Méthode de (Spencer, 1967) : Qui suppose qu'il y a un rapport constant entre les composantes verticales et horizontales des forces inter tranche.
- ❖ Méthode complète de (Janbu, 1968) : Qui suppose que le point d'application de chaque force inter tranche peut être défini par sa position sur une ligne de poussée.²¹

➤ Méthodes Numériques

L'étude de la stabilité est une tâche difficile à réaliser manuellement. Les méthodes numériques par utilisation des logiciels ont pour but de gagner du temps et donner une précision dans les résultats obtenus. Pour cela, elles sont très utilisées dans la pratique. Dans le cas de géométrie réelle et de terrains naturel ce comportement peut être approché par des calculs numériques.²²

²¹méthodeshttps://www.memoireonline.com/09/10/3867/m_Etude-dun-glissement-de-terrain-par-differentes-methodes0.html

²²Modélisation numérique des glissements de terrain par la méthode des éléments finis en prenant en compte d'un critère d'instabilité matériellehttp://dSPACE.univ-msila.dz:8080

- Eléments finis, différences finies.
- Eléments frontières (boundary éléments).
- Eléments distincts (si le massif comporte des discontinuités).

Note :

Le choix de la méthode de calcul 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.

7. Techniques de confortement

La stabilité des talus peut être améliorée avec différentes manières aplatissements du talus en modifiant la géométrie extérieure du sol (terrain), en effectuant un drainage extérieur, en utilisant des techniques d'amélioration du sol ou en installant des structures de soutènement telles que les murs de soutènement ou des pieux. La première solution mène à la réduction des forces qui provoquent le glissement ; les autres solutions, mènent en général à l'augmentation des forces de résistance.²³

▪ Évaluation qualitative de la stabilité

Par observation, sur la base d'expériences acquises par les ingénieurs, une évaluation qualitative de la stabilité peut être faite. Il peut en être déduit que le talus est stable, instable ou peut être instable. Dans ce dernier cas, il faut procéder à une investigation géotechnique, si cela n'a pas déjà été fait, préciser le régime hydrologique par mesure et la détermination du réseau d'écoulement.

▪ Évaluation quantitative de la stabilité

L'analyse quantitative est faite, afin de donner dans tous les cas marginaux, une réponse d'ingénieur chiffrée en termes de coefficient de sécurité, de contraintes et de déformations. La valeur du coefficient de sécurité adoptée est fonction des situations.

²³ibid.

7.1. Classification des méthodes de confortement (Systèmes de parade)

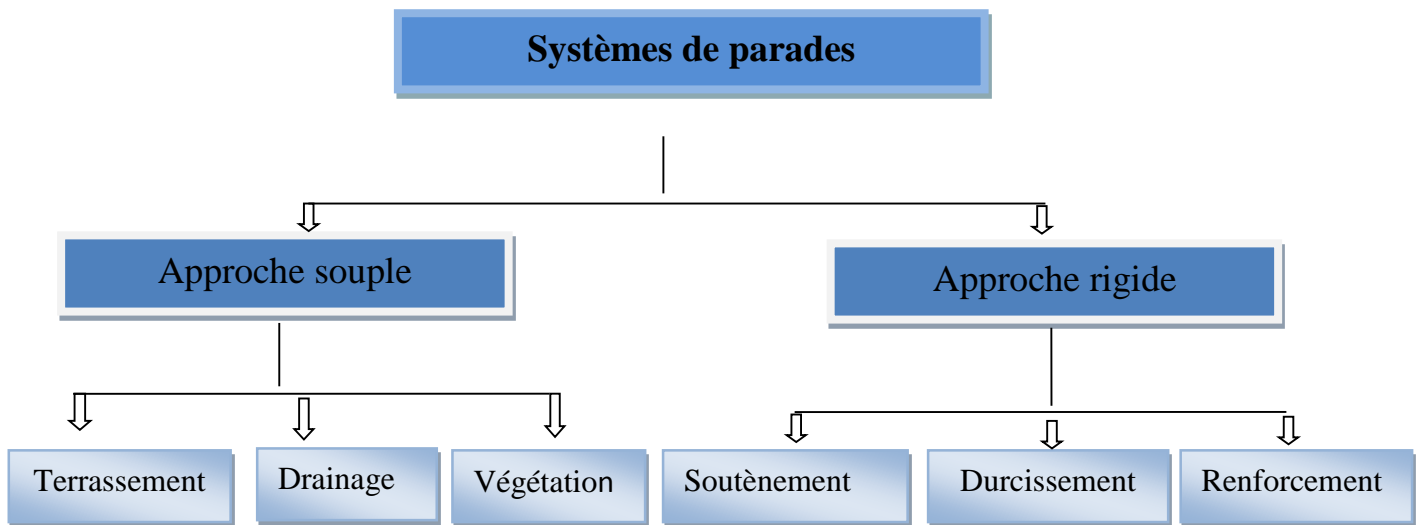


Figure n°1.23 : Organigramme montrant les types d'approche des systèmes de parade.

7.1.1. Approche souple (douce) :

Une approche douce se définit par l'utilisation de méthodes naturelles, esthétiques, qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont représentés sur la (figure 1.23).²⁴

a) Terrassement

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement²⁵:

- les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied
- les actions sur la géométrie de la pente : purge et profilage
- les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

²⁴Samir Bedr Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique CGS
<https://www.researchgate.net/publication/331383137>

²⁵DURVILLE J.L et SAVE G. 1991. Stabilité des pentes. Glissement en terrain meuble. PARIS : Technique de l'ingénieur, 1991. C254.

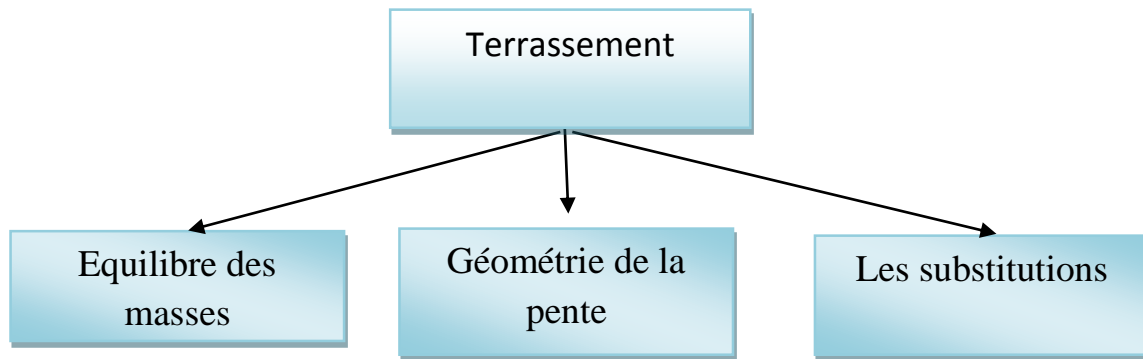


Figure n°1.24 : Processus de terrassement.

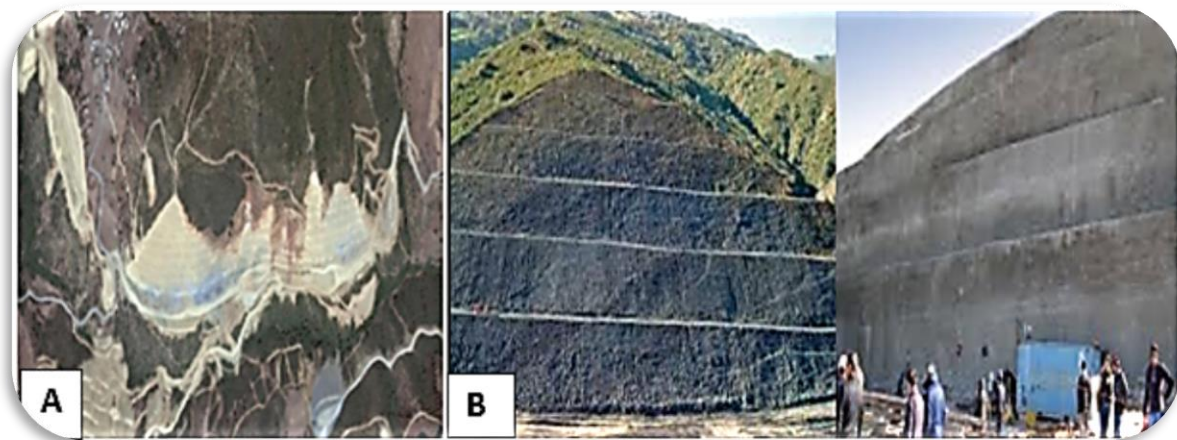


Figure n°1.25 (A) Terrassement du sol, au niveau de Draa El Mizan (Images satellitaire).

Figure n°1.25 (B) Travaux du Tunnel de Draa El Mizan.

b) Drainage

L'eau joue un rôle très important dans les sols, en particulier dans les sols fins cohérents. En effet, la présence de l'eau dans le sol crée des pressions interstitielles au sein de ce dernier et diminue sa cohésion. Comme il est à rappeler aussi que le poids des terres augmente avec la présence de l'eau. Et pour cela on fait recours aux techniques de drainage qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles dans les masses de sol jugés critiques. Pour ce faire, deux dispositifs de drainage sont généralement employés, le drainage superficiel et le drainage profond, la figure qui suit illustre les deux dispositifs employés.²⁶

²⁶Christian Chapeau et Jean-Louis Durville, « l'eau et les risques de glissements de terrain », géosciences, septembre 2005

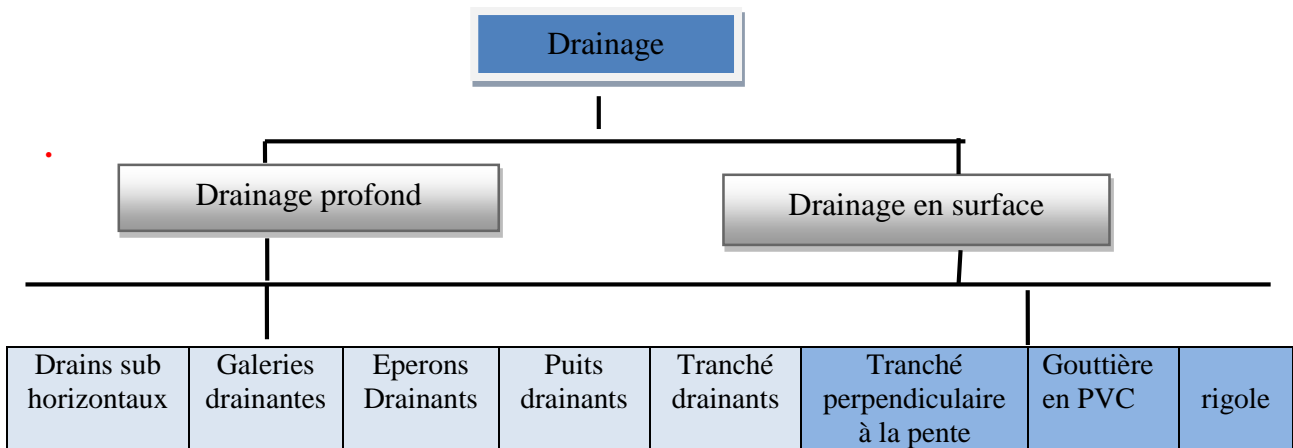


Figure n°1.26 : Schéma montrant les dispositifs de drainages (Fahsi M., 2013).



Figure n°1.27: Système de drainage des eaux (caniveaux et dalots) Travaux sur l'autoroute est ouest de tizi ousou (oued fali 2017).

b) Végétation

La végétation possède un rôle stabilisateur mécanique par enracinement dans le sol. C'est une méthode écologique et économique qui consiste à stabiliser le sol avec des plantations appropriées au terrain et à l'environnement. ²⁷

²⁷« Les mouvements de terrain », prévention des risques naturels, mai 2011 [22] Seve : Stabilisation des glissements de terrain - guide technique janvier 1998 138 pages. Génie géotechnique Applications de la mécanique des sols et des roches 1997 Nombre de pages : 222



Figure n°1.28 : Végétation d'une surface à la Pénétrante Autoroutière reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest (oued fal) 2017.

7.1.2. Approche rigide (dure) :

Cette technique ne s'attaque pas à la cause des mouvements mais vise à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans le cas où l'approche douce ne peut pas être mise en œuvre. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont :

7.1.2.1. Le renforcement

Le renforcement est un domaine récent et particulier. Il recouvre toute technique permettant d'améliorer le comportement géotechnique d'un massif de sol. En général, on renforce un massif de sol pour deux raisons principales :

- Soit pour limiter ses déformations à chargement fixé.
- Soit pour augmenter la capacité du sol à supporter des déformations élevées.

Parmi les différents procédés décrits dans la norme (NF P 94-210 qui est spécifique aux méthodes de renforcement des sols) on peut retenir quelques techniques valables au confortement des talus.

A) Le renforcement par géo synthétiques

➤ Géotextiles

Les géotextiles sont des nappes continues de fibres ou filaments tissés, non-tissés, tricotés ou thermo-soudés. Les nappes sont souples et perméables et ressemblent en général à des textiles.

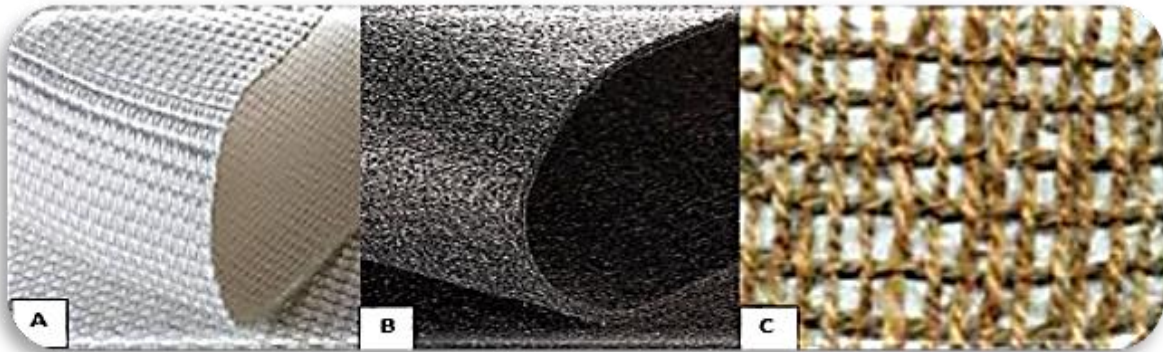


Figure n°1.29 : (A) Géotextile tissés, (B) géotextile non tissé, (C) Géotextile tricoté.

Les géotextiles sont utilisés pour des applications en séparation, Filtration, drainage, renforcement et contrôle de l'érosion.²⁸

➤ Géogrilles

Les géogrilles sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols Peu cohérents avec un squelette de granulométrie élevée.

Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction telle que la grandeur des mailles varie généralement de 1 et 10 cm pour permettre la pénétration des gros éléments du sol. On distingue des géogrilles mono-axiales et bi-axiales.²⁹

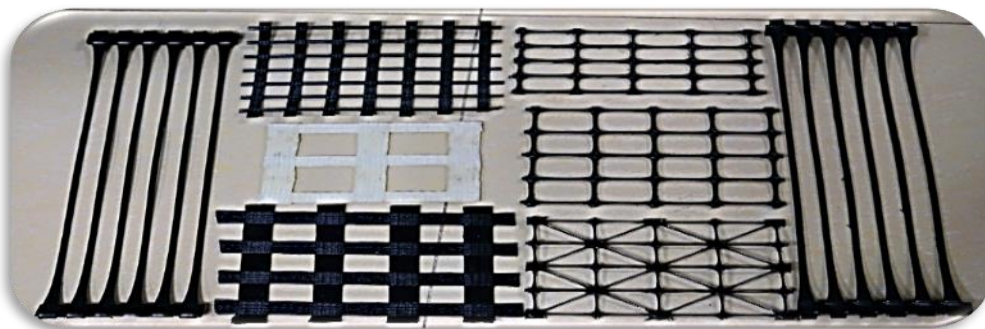


Figure n°1.30: Géogrilles mono-axiales et bi-axiales.

^{28]} CHAFI Samir, CONTRIBUTION A L'ETUDE DU RENFORCEMENT DESTALUS INSTABLES PAR LES GEOSYNTHETIQUES Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master en Infrastructure de Base et Géotechnique Tlemcen, juillet 2012

^{29]} CHAFI Samir, CONTRIBUTION A L'ETUDE DU RENFORCEMENT DESTALUS INSTABLES PAR LES GEOSYNTHETIQUES Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master en Infrastructure de Base et Géotechnique Tlemcen, juillet 2012

➤ *Géocomposites*

Un Géocomposites est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géosynthétiques, par exemple une géogrille complexée avec un géotextile non-tissé.³⁰



Figure n°1.31 : Géocomposites une géogrille complexée avec un géotextile Non-tissé.



Figure n°1.32 : Le renforcement d'un massif par géosynthétiques sur l'Autoroute Est-Ouest 2009/2010 (Algérie).

B) La technique pneu sol

Cette technique est assurée par des niveaux pneumatiques usagés de véhicules légers reliés entre eux par sangles polyester ou attaches métalliques et dont les flancs sont entièrement découpés.³¹ Comme le montre la (figure 1.33).

³⁰ Ibid.

³¹ GUIDELCPC. 2001. Parades contre les instabilités rocheuses. PARIS : Collection environnement les risques naturels, 2001. 59023103.



Figure n°1.33 : Renforcement d'un talus avec la technique pneu sol à la ville de BOUSMAIL (2005) (Algérie).

C) Renforcement d'un talus par ancrages

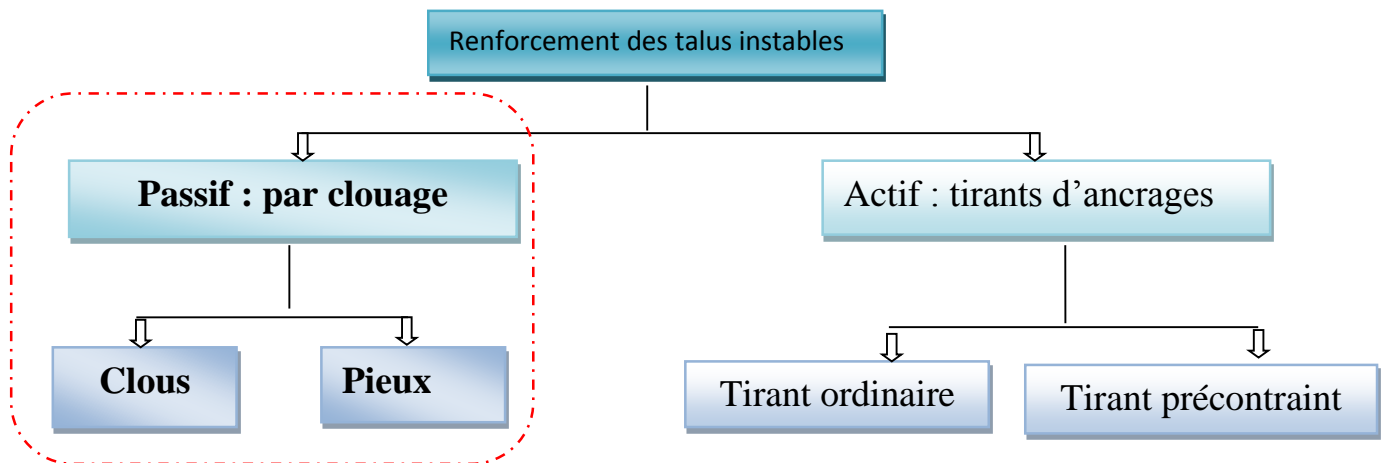


Figure n°1.34 : Processus de renforcement d'un talus par ancrages.

Renforcement des talus par clouage : qualifié de passifs, car les éléments utilisés ne sont pas mis en tension lors de leur installation.

Renforcement des talus par tirants d'ancrage : qualifiées d'actifs, car les éléments utilisés sont mis en tension lors de leur installation.

✦ *Clous*

Le clouage est une technique de renforcement des sols en place, destinée à améliorer la stabilité de pentes naturelles ou artificielles, ils consistent à introduire dans le terrain des inclusions (appelées aussi clous, barres ou armatures), rigides et passives, de petit diamètre (20 à 40 mm)

Et qui, par suite de leur faible inertie, sont mis en place obliquement, (figure 1.35) Ou verticalement, avec une forte densité (Environ un clou pour 4 m²).³²

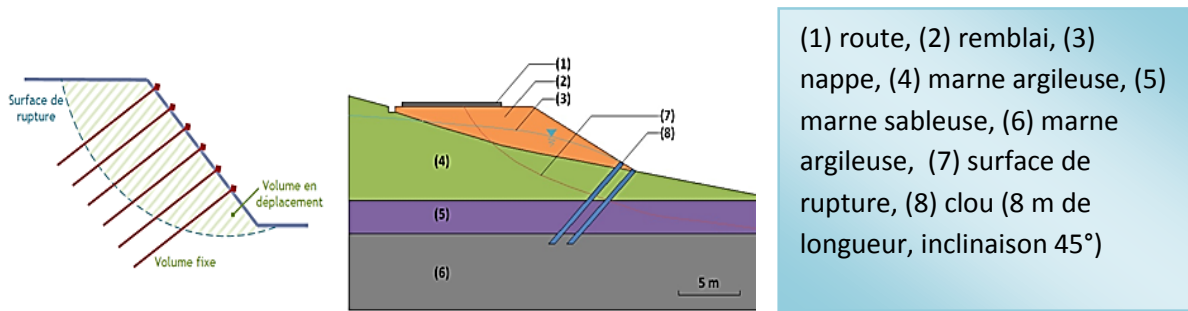


Figure n°1.35 : Clouage d'un talus instable (SCHLOSSER, et al. 1991).

✦ Pieux et barrettes

Ce sont des éléments de grande rigidité (section allant de 0.5 à 3.0 m), placés verticalement, sur une ou plusieurs files, peuvent être retenus en tête dans certains cas par une poutre de liaison et des tirants.

La stabilisation d'un talus par des pieux ou des barrettes procède du même principe que le précédent. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central du talus instable.³³

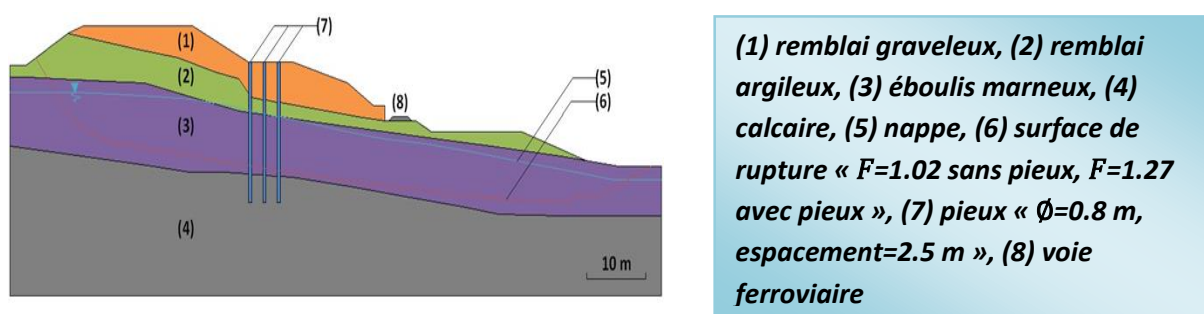


Figure n°1.36 : Exemple de stabilisation d'un talus SNCF par clouage

(Ligne PARIS-LYON, km 23).

³²SCHLOSSER F et UNTERREINER P. 1991. Renforcement des sols par inclusions. PARIS : Techniques de l'ingénieur, 1991. C 245.

³³SCHLOSSER F. 1991. Murs de soutènement. PARIS : Techniques de l'ingénieur, 1991. C 244.

▪ Classification des pieux selon le mode d'introduction dans le sol

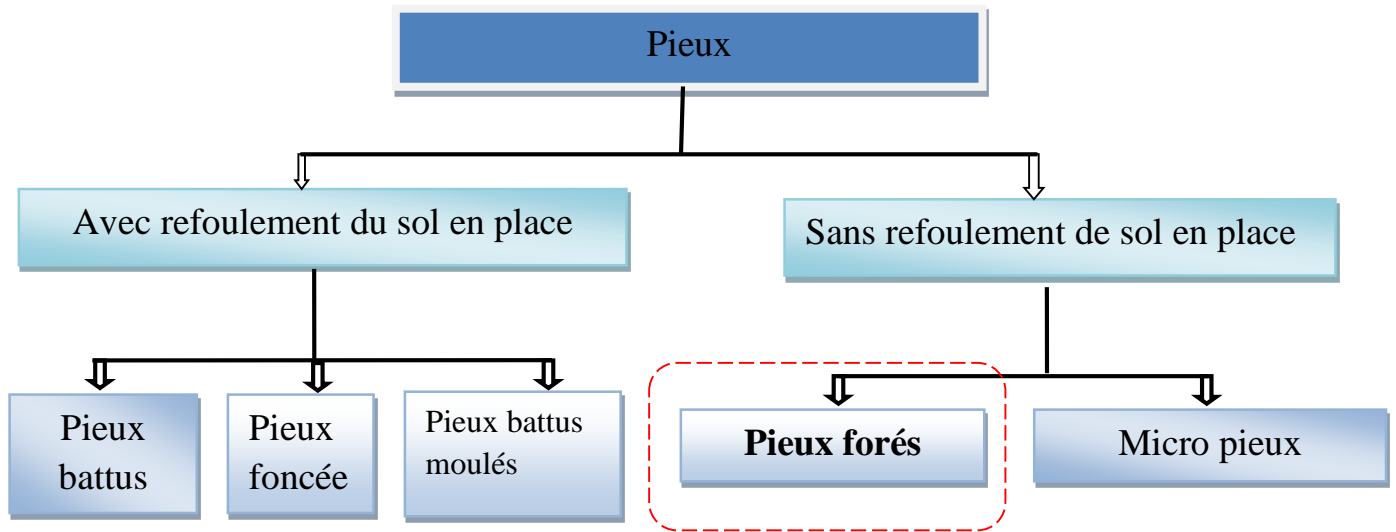


Figure n°1.37 : Classification des pieux selon le mode d'introduction dans le sol.



Figure n°1.38 : Mise en place de la cage d'armatures, coulage du béton d'un pieu (Autoroute TANGER/OUED RMEL REMBLAI 46) (Algérie).

✦ Tirants d'ancrage

Renforcement des talus par tirants d'ancrage qualifiés d'actifs, car les éléments utilisés sont mis en tension lors de leur installation. Le principe des tirants d'ancrages, consiste à réduire les forces actives du glissement, et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture, grâce à des forces de traction appliquées en surface. Ces efforts peuvent être répartis sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques (figure 1.39), sous forme de parois

moulées, ou exécutées par la méthode berlinoise. Les tirants d'ancrages s'appliquent, aussi bien, pour la stabilisation des talus en sol meubles qu'aux talus rocheux.

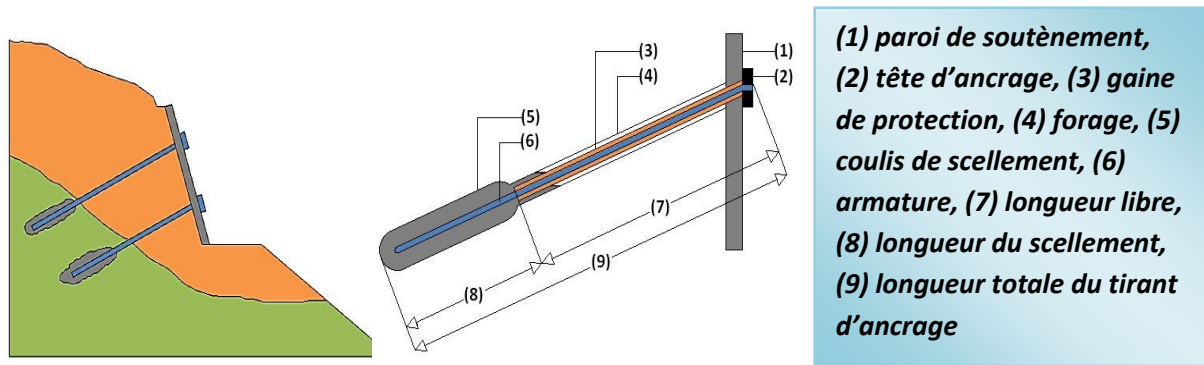


Figure n°1.39 : Principe de la stabilisation des talus par tirants et ces composants d'ancrage SNCF PARIS-LYONPARIS-LYON, km 23.

Les tirants d'ancrages peuvent aussi être réalisés en présence d'eau dans le terrain. En cas de fouille descendues en dessous du niveau de la nappe phréatique, les ouvrages destinés aux sous pressions doivent souvent être ancrés à l'aide de tirants afin d'équilibrer les efforts de soulèvement.³⁴



Figure n°1.40 : Renforcement d'un tunnel routier entre Bejaïa et Jijel Par ancrage.

^{34]} HABIB P, et al. 1996. Recommandations tirants d'ancrage. PARIS : Eyrolles, 1996. 2-212-01813-4.

7.1.2.2. Le durcissement

Le durcissement consiste à modifier les propriétés physico-chimiques du talus. L'utilisation de cette dernière est très pratique, et cela dans certaines situations qui peuvent être difficiles pour l'utilisation des autres systèmes de parades, ou bien comme technique de stabilisation à court terme, le temps de réaliser un autre système de parade.

Parmi ces techniques on cite, la congélation et les techniques d'injection. La chaux est très utilisée pour l'amélioration de la qualité des argiles, elle peut modifier chimiquement les propriétés d'une particule durant une journée ou une semaine, cette réaction chimique réduit la plasticité du sol. La chaux peut aussi être utilisée avec les sols humides pour accélérer le processus de séchage.³⁵



Figure n°1.41 : Traitements du sol avec la chaux et ciment www.atlas.nrcan.

7.1.2.3. Soutènements

Les ouvrages de soutènement comprenant tous les types de murs et de systèmes d'appui dans lesquels des éléments de structure subissent des forces imposées par le matériau soutenu on peut les classer comme suite.³⁶

➤ **Ouvrage à structure apparente**

- Murs poids en maçonnerie de pierres sèches.
- Murs poids en maçonnerie jointoyée.
- Murs poids en béton.
- Murs poids en gabions.
- Murs poids en éléments préfabriqués en béton empilés.

³⁵COLLIN Alexandre, Recherches expérimentales sur les glissements spontanés des terrains argileux, Carilian-Goeury et Dalmont édit., Paris, 1984.

³⁶CHELGHOUM N. 2006. Les ouvrages de soutènement en mécanique des sols. ANNABA : Université M. BADJI, 2006.

➤ **Ouvrage à structure enterré**

- Rideaux de palplanches métalliques.
- Parois moulées ou préfabriquées.
- Parois composites.
- Terre armée.
- Murs en remblai renforcé par des éléments géosynthétiques.
- Voiles ou poutres ancrés.

8. Choix des systèmes des parades

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte des conditions techniques et les contraintes comme il est montré dans la (figure 1.43).

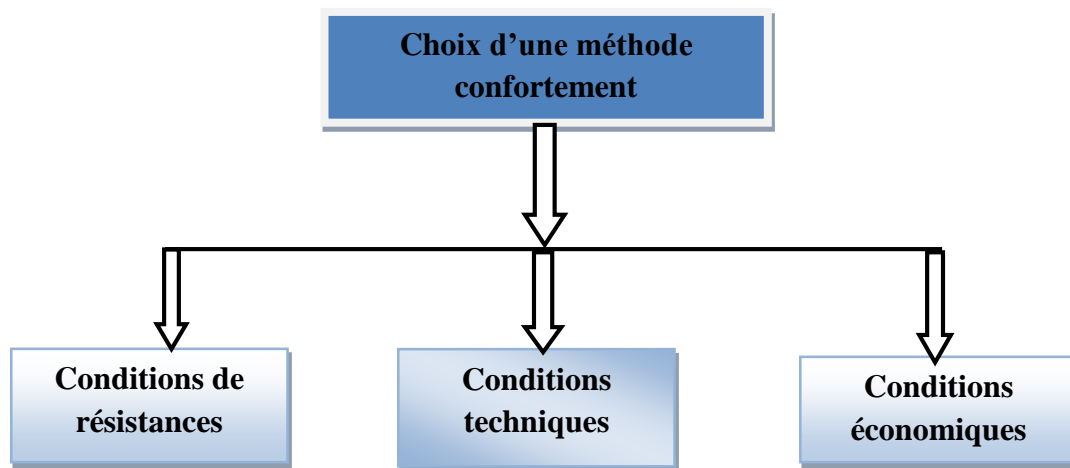


Figure n°1.43: Les critères de choix de la méthode de confortement.

- ❖ **Coté résistance** : la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteurs de notre talus.
- ❖ **Coté économique** : le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché, car il y a des modes de renforcement qui nécessitent une importation, en règle générale on utilise ce qui est disponible (locale) et moins coûteux.
- ❖ **Coté technologique (ouvrabilité et maniabilité)** : la méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort ainsi qu'on peut la réaliser facilement. ³⁷

³⁷AISSA MAMOUNE S.M. (2013). « Les glissements des terrains ». Cours géotechnique, centre universitaire d'Ain-Temouchent HADJ BOUCHAIB, Algérie.

9. Techniques de surveillance

L'objectif principal du système de surveillance est de fournir des informations sur l'évolution du phénomène de façon à pouvoir prendre les mesures nécessaires : on redoute soit l'accélération plus ou moins brutale du phénomène (la rupture), pouvant mettre en danger des vies humaines, soit le dépassement du seuil de déformation admissible sur un ouvrage.

Les dispositions incluses dans une surveillance comprennent donc essentiellement un contrôle (visuel ou par des instruments de mesure) de l'évolution, auquel succèdent un dépouillement et une interprétation qui amènent éventuellement à prendre des dispositions de sécurité.³⁸

³⁸AISSA MAMOUNE S.M. (2013). « Les glissements des terrains ». Cours géotechnique, centre universitaire d'Ain-Temouchent HADJ BOUCHAIB, Algérie.

CONCLUSION

Les ruptures des talus sont de plus en plus fréquentes, ce problème devient dangereux pour la population, afin d'y remédier, on a défini plusieurs types de confortement possibles en fonction des contraintes des sites étudiés et de la faisabilité des travaux de confortement.

Les résultats obtenus pourront orienter l'ingénieur pour faire le choix le plus judicieux, soit en attaquant directement les facteurs (Approche douce), soit par le changement des caractéristiques du sol dans le cas où la première approche n'est pas efficace (Approche dure).

Actuellement dans le domaine de géotechnique, la science et la technologie mettent à la disposition de l'ingénieur des moyens de calcul très développés pour l'analyse de la stabilité afin de trouver une solution confortative dans le cas d'études présenté dans le chapitre suivant.

CHAPITRE 2
PRÉSENTATION DU
CODE DE CALCUL
PLAXIS

1. Introduction

PLAXIS est un logiciel aux éléments finis spécialement destiné à l'analyse en deux dimensions des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques.

Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols, non linéaire, dépendant du temps et de l'anisotropie. Bien que la modélisation du sol, lui-même, soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol. PLAXIS est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné dans ce chapitre.

2. Aperçu sur la méthode des éléments finis (MEF)

En mécanique de l'ingénieur, on distingue trois domaines : la mécanique expérimentale, la mécanique appliquée et la mécanique numérique. Cette dernière développe des méthodes approchées (différences finis, éléments finis, etc.) pour la résolution des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie.

La méthode des différences finies résout directement la forme différentielle du problème en recherchant la valeur numérique des inconnus en un certain nombre de points formant une grille usuellement régulière. Pour les autres méthodes (éléments finis et éléments de frontière), il faut transformer la forme différentielle en une forme intégrale mathématiquement équivalente et diviser le domaine et la frontière en un maillage d'éléments de forme géométrique simple. On recherche alors la valeur numérique des inconnus en un certain nombre de points du maillage situés dans le domaine et sur sa frontière pour la méthode des éléments finis, ou sur la frontière pour la méthode des éléments de frontières (figure n°2.1).

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure.

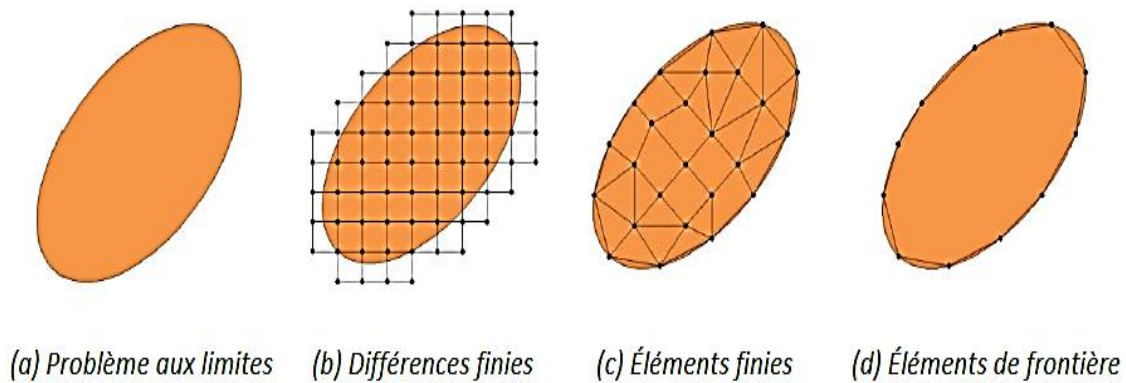


Figure n° 2.1 : Maillage pour la résolution des problèmes aux limites par différentes Méthodes de discrétisation.

3. Présentation de PLAXIS 3D

PLAXIS est un logiciel d'éléments finis utilisé pour la modélisation des ouvrages géotechniques. Ce logiciel est spécialement conçu pour analyser les déformations et la stabilité des ouvrages géotechniques, il permet d'analyser les problèmes élastiques, élasto-plastiques et élasto-viscoplastiques en 3D. La modélisation 3D a donné une nouvelle manière de concevoir les différents types de problèmes de la géotechnique, cette approche à plusieurs avantages :

- Approche en vue de dessus,
- Définition des sols par l'intermédiaire de sondages,
- Définition de "plans de travail" pour activer par exemple des planchers (éléments de structure) ou des surcharges,
- Possibilité de définir des poutres (Beams) et pieux Embeddedpiles....etc.

4. Définition des données

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre programmes :

- ✚ **Le programme d'entrée de données (INPUT) :** ce sous-programme contient des options nécessaires à la création et à la modification d'un modèle géométrique, à la génération du Maillage des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.

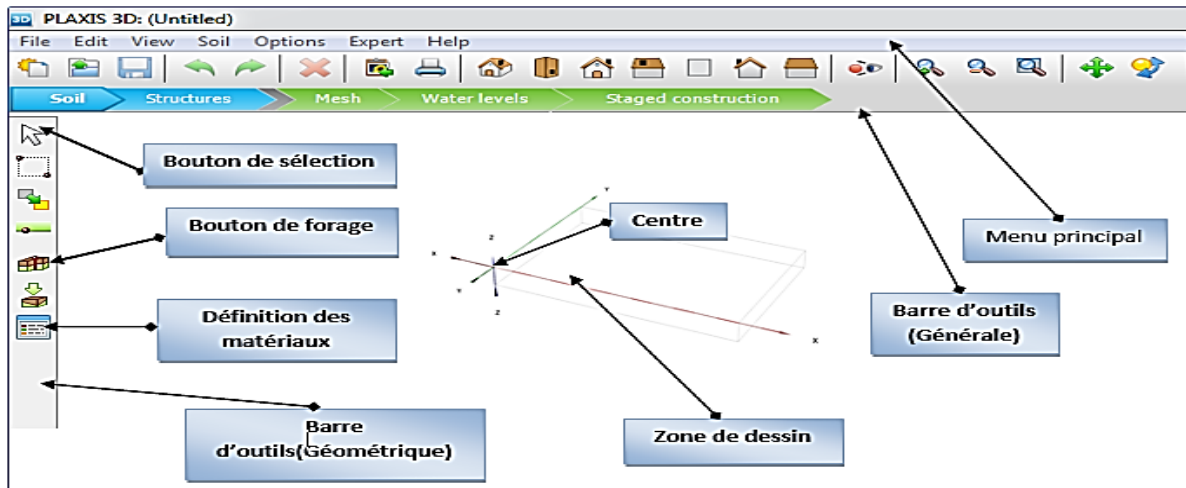


Figure n° 2.2 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input).

Le programme de calcul (calculations)

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, des calculs peuvent être effectués à l'aide du sous-programme (CALCULATIONS). Il est nécessaire de définir le type des calculs à réaliser ainsi que le cas de chargement ou les étapes de construction.

Le programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations, et permet de réaliser un calcul plastique (plastic calculations), une analyse de consolidation (consolidation analysis), un calcul de coefficient de sécurité (ϕ/c Réduction) ou un calcul dynamique (Dynamic calculation)

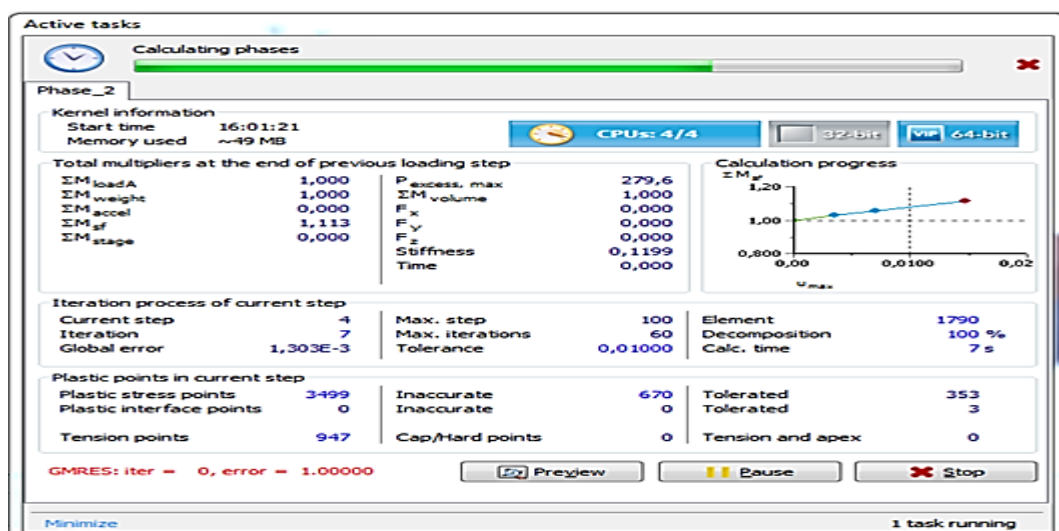


Figure n° 2.3 : Fenêtre de calcul.

Le programme des résultats (Output)

Ce programme est pour la visualisation des résultats de la phase de calcul (les déplacements, les contraintes, déformation des maillages...etc.).

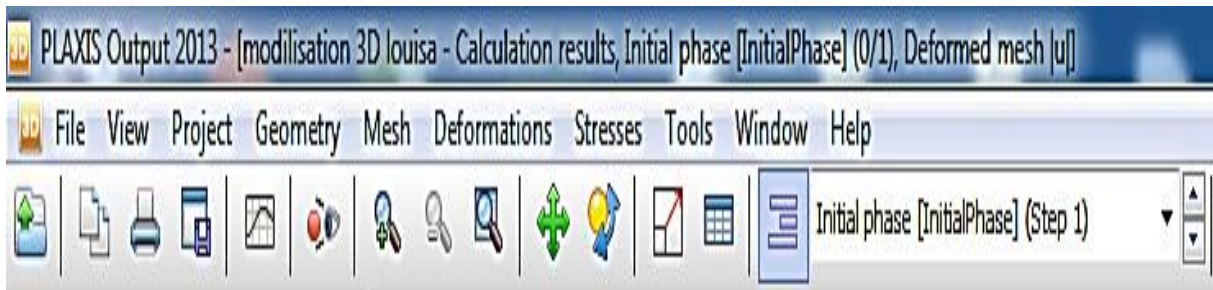


Figure n° 2.4 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output.

✓ Les contraintes

Le programme présente les différentes options pour voir l'état de contrainte d'un modèle d'éléments finis

- Les contraintes effectives sont développées dans la géométrie relative aux calculs en cours, elles sont affichées sur une présentation de la géométrie non déformée.
- Les contraintes totales sont les contraintes effectives auxquelles on ajoute les pressions interstitielles.

✓ Les déformations

Pour ce qui concerne les déformations, plusieurs options peuvent être présentées :

- Le maillage déformé : C'est la présentation du maillage d'éléments finis dans leurs formes déformées, superposé à une représentation de la géométrie non déformée.
- Les déplacements totaux sont les déplacements au niveau de tous les nœuds à la fin de calcul. Il est possible aussi de voir séparément les déplacements verticaux (tassements) et les déplacements horizontaux.
- Les déformations totales : Ce sont des déformations obtenues à la fin du calcul, elles sont affichées sur une représentation non déformée de la géométrie.

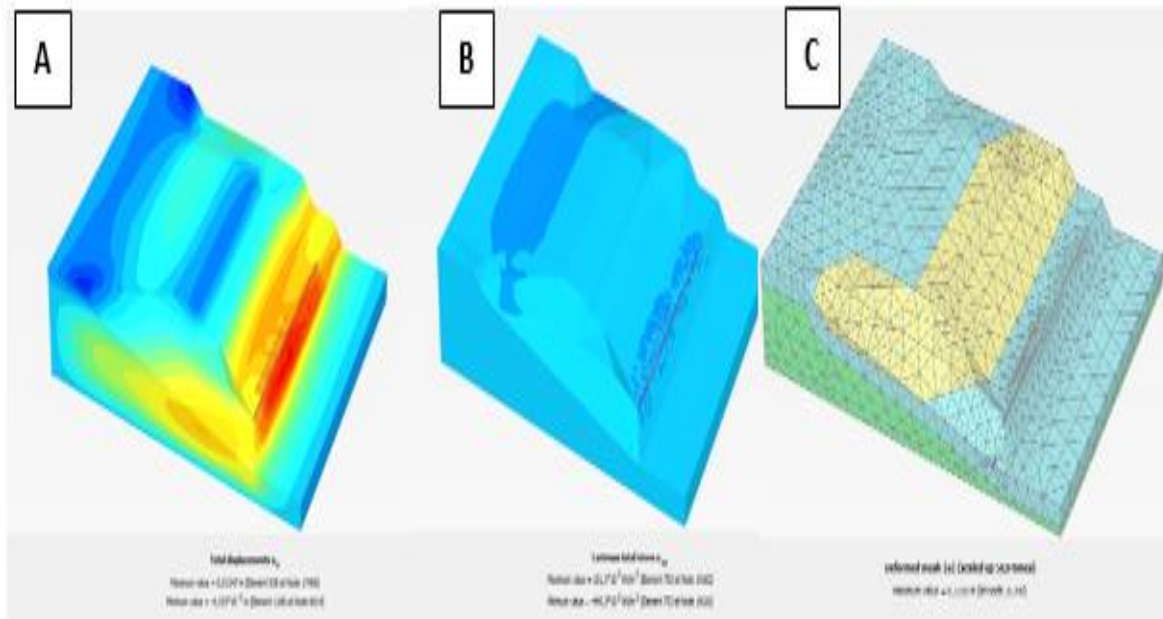


Figure n° 2.5 : Exemple de visualisation des résultats [A] Déformations, [B] Contraintes, [C] Maillage .

Le programme courbe (curves) :

Permet de présenter les résultats sous forme des courbes, par exemple : des courbes contraintes-déformations, charges-déplacements, ...etc.

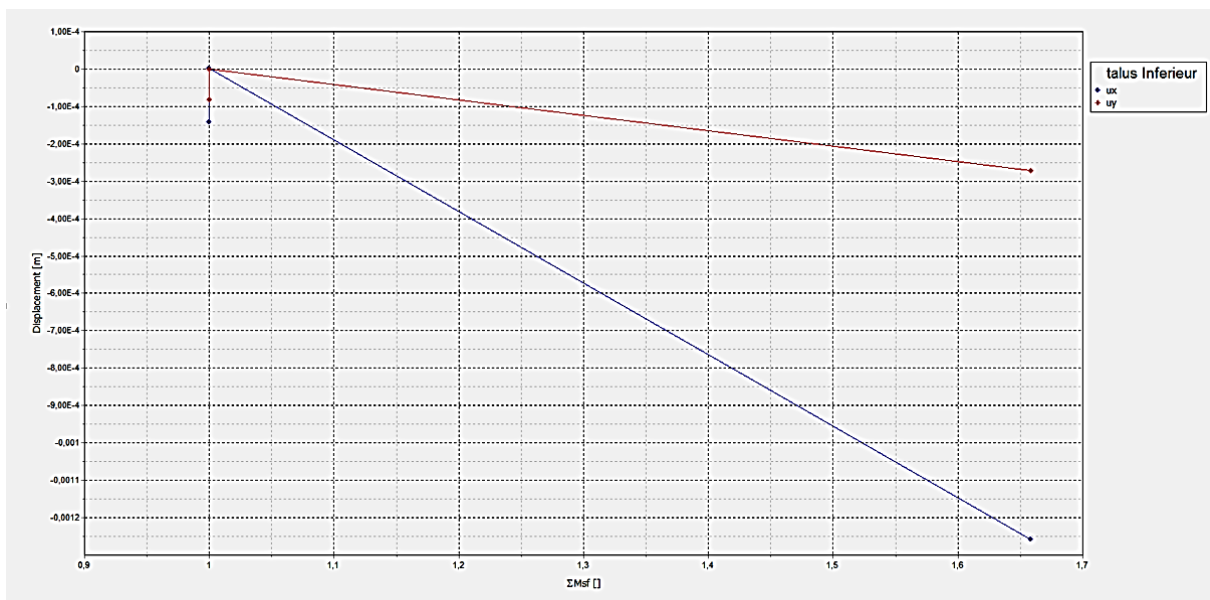


Figure n°2.6 : Exemple de l'interface graphique Curves.

5. Modèles de comportement utilisés

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Un commentaire général sur ces modèles est donné ci-dessous :

a. Modèle de MOHR-COULOMB :

Les sols et les roches se comportent d'une manière non linéaire sous l'effet du chargement. Ce comportement en contraintes-déformations peut être modélisé suivant plusieurs modèles. Le modèle de MOHR-COULOMB est une approximation du premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle élastique parfaitement plastique nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module de YOUNG E , le coefficient de POISSON ν , la cohésion c , l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ . Afin de comprendre la signification de ces paramètres, considérons des courbes contraintes-déformations obtenues à partir d'essais triaxiaux drainés (a) (figure n°2.7).

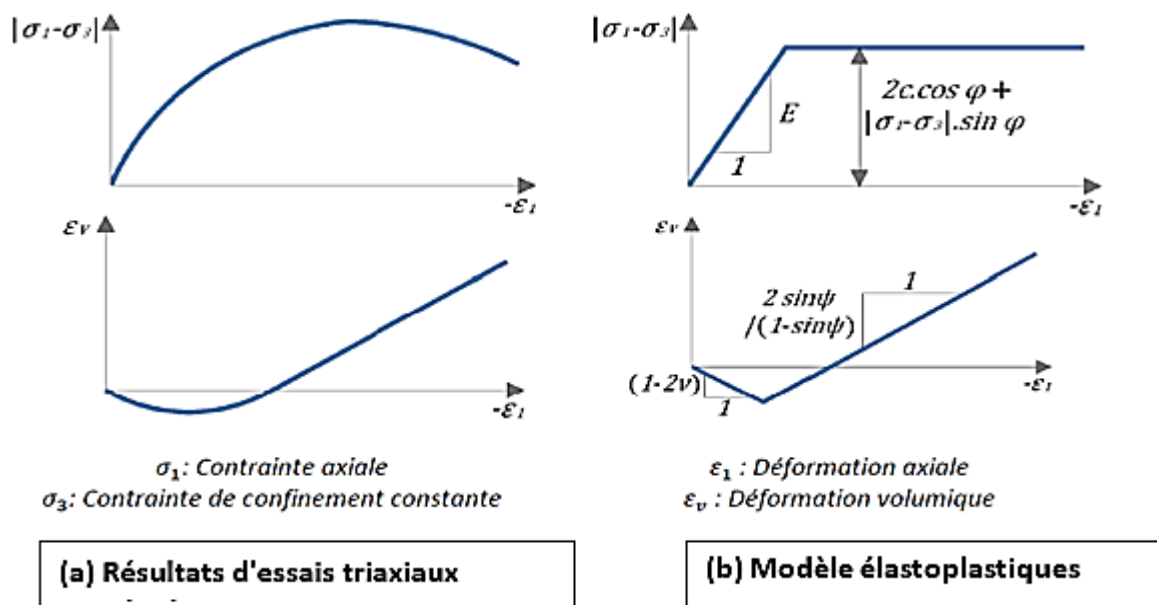


Figure n°2.7 : Procédure itérative pour le contrôle des calculs.

Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres et qu'ils disposent rarement d'autres données, ce modèle classique de comportement est le plus utilisé. C'est le cas pour la suite de nos études. Les propriétés et les paramètres associés à ce modèle sont présentés ci-dessous.

• **Module de YOUNG et coefficient de POISSON**

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 , et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} (figure n°5.8). Pour des argiles sur consolidées et quelques roches élastiques, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} ³⁹Cohésion, angle de frottement et angle de dilatance.

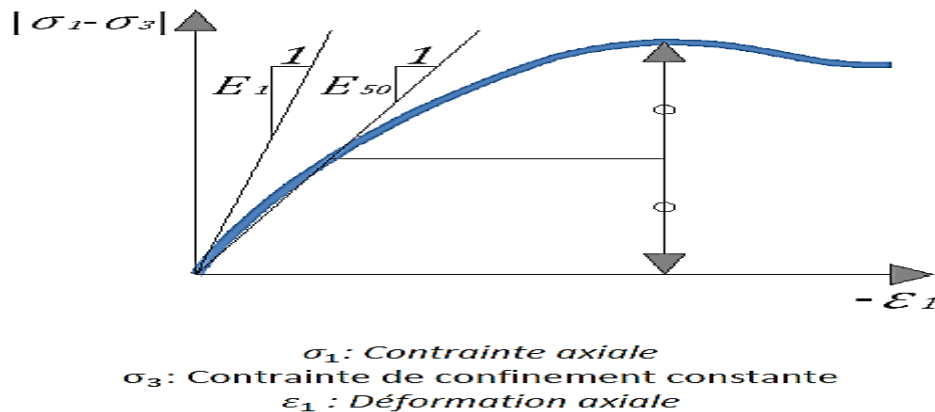


Figure n°2.8 : Définition de E_0 et de E_{50} .

Pour le coefficient de POISSON, il est conseillé d'utiliser une valeur entre 0.2 et 0.4. (BRINKGREVE, 2003).

D'autres modules de raideur, tels que le module de cisaillement et le module œdométrique, peuvent être définis. Ces modules sont en relation avec le module de YOUNG selon la loi de l'élasticité isotrope de HOOKE, ce qui implique l'utilisation du coefficient de POISSON ν .

$$G = \frac{E}{2.(1+\nu)} \quad \text{et} \quad E_{\text{œd}} = \frac{(1-\nu).E}{(1-2\nu).(1+\nu)}$$

• **Cohésion, angle de frottement et angle de dilatance**

PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c=0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter des complications, il est conseillé d'entrer au moins une valeur de 0.2 kPa.

³⁹(BRINKGREVE, 2003).

Les angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Dans la plupart des cas, les remblais d'argile ont des paramètres de $c=4.8 \text{ kN/m}^2$ et $\varphi=0^\circ$, et les remblais de sable de $c=0 \text{ kN/m}^2$ et $\varphi=30^\circ$ (Pour les couches sur consolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ($\psi = 0$). Pour des sables siliceux, l'ordre de grandeur est de $\psi=\varphi-30^\circ$.⁴⁰

- **Poids volumique**

Le poids volumique non saturé γ_{unsat} s'applique à tous les matériaux au-dessus de la nappe phréatique. Le poids volumique saturé γ_{sat} à tous les matériaux situés sous la nappe.

- b. Modèle élastique linéaire :**

Ce modèle représente la loi de HOOKE, pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module de YOUNG E , et le coefficient de POISSON ν ; ce modèle est utilisé principalement pour des structures placées dans le sol.

- c. Modèles avancés de sol :**

PLAXIS offre d'autres modèles de comportement de sol :

- **Hardening soil model** : c'est un modèle hyperbolique en élastoplasticité pour les sols raides comme les argiles sur consolidées et les sables ;
- **Soft soilcreep model** : c'est un modèle de type CAM-CLAY pour l'analyse du comportement des sols compressibles normalement consolidés ;
- **Jointed Rock model** : c'est un modèle pour l'analyse des roches en comportement anisotropique.
- **Modèle défini par l'utilisateur « user defined model »** : Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standard de PLAXIS. Pour une description plus détaillée de cette option, veuillez-vous reporter au manuel des modèles de matériaux.

⁴⁰KIRBY, et al 2000

Conclusion

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

L'utilisation de PLAXIS dans l'analyse de la stabilité des talus, nécessite la prise en compte des recommandations suivantes :

Les coefficients de sécurité sont surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds.

L'utilisation de la procédure k_0 pour la génération des contraintes initiales a beaucoup d'inconvénients, elle est déconseillée au profit du chargement gravitaire.

Les pieux sont des structures peuvent être modélisés avec les éléments Embedded piles. Les géogrilles peuvent être utilisées en combinaison avec des éléments nœud à nœud pour simuler un clou ; dans ce cas, le géogrille est utilisé pour modéliser le scellement, et l'élément nœud à nœud pour modéliser l'ancrage du clou.

Ce chapitre nous a permis de présenter un outil de modélisation dédié à la géotechnique, qui va être utilisé pour l'analyse de la stabilité et le renforcement du modèle sujet d'étude présenté dans le chapitre suivant.

CHAPITRE 3
PRÉSENTATION D'UN
MODÈLE SUJET D'ÉTUDE

1. Introduction

L'étude de la stabilité d'une pente ainsi que son confortement en cas de besoin, nécessite la connaissance parfaite du site de point de vue topographique, géologique et géotechnique, ce qui impose la collecte des données à partir des rapports de sol effectuée par les organismes spécialisés, puis l'analyse et l'interprétation de ces données afin d'extraire celles utiles à l'étude envisagée.

Ce chapitre, présente sommairement le projet étudié ;sa situation, sa topographie, Géologie, Lithologie et stratigraphie, Sismicité et l'étude géotechnique, Pour recueillir les données nécessaires à l'analyse et l'étude du glissement de terrain survenu à la pénétrante autoroutière reliant la ville de TIZI-OUZOU à l'autoroute EST-OUEST au niveau de l'échangeur DJEBAHIA sur 48km à la wilaya de BOUIRA.

Dans cette partie, on va se baser sur le rapport d'expertise géologique établi par le groupement *ONE*, les visites effectuées sur site et les témoignages des ingénieurs qui ont suivi le projet.

Les résultats de l'étude seront utilisés pour le choix de la meilleure solution adaptée à ce type de glissement. Elle est conduite par l'utilisation de logiciel de calcul de stabilité des talus.

2. Présentation du projet :

2.1. Localisation du tracé :

La pénétrante autoroutière (Djabahia - Tizi Ouzou), commence à la proximité de la Commune de Draa Ben Khedda à la wilaya de Tizi Ouzou (PK 00+000), elle est en parallèle avec la route CW 128 jusqu'à (PK 10+.000). Après ce point, elle continue parallèlement à la route nationale RN 25, cette dernière se termine au niveau de l'échangeur de Djabahia à la wilaya de Bouira (PK 48).

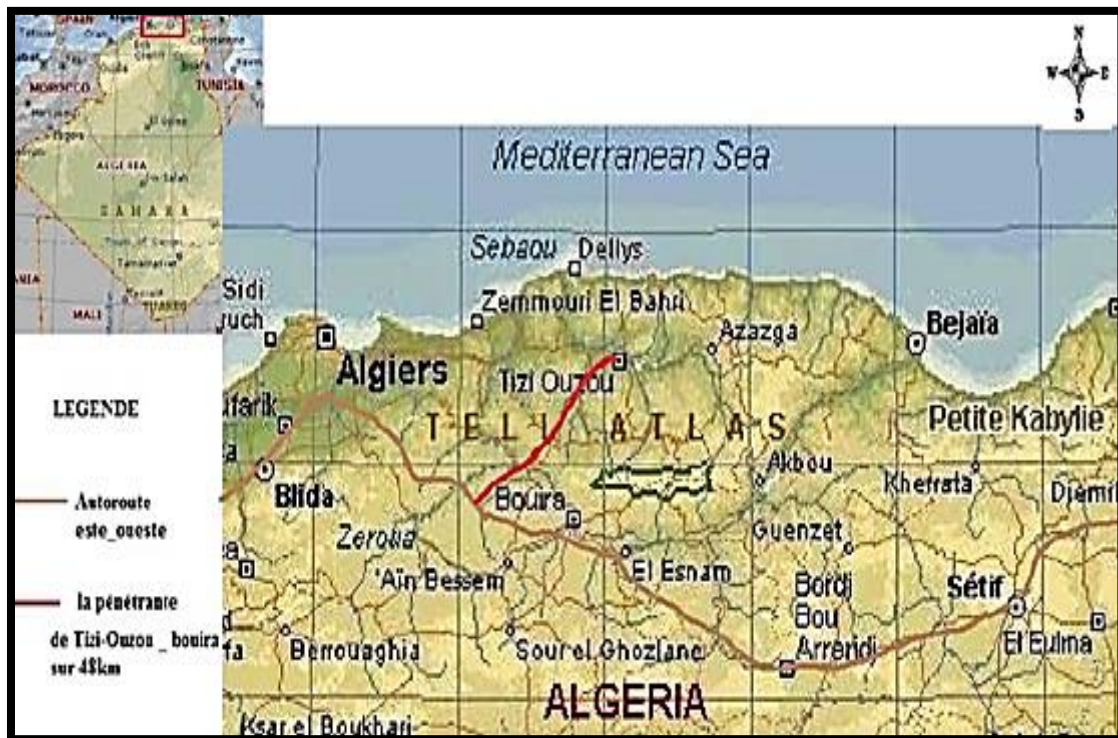


Figure n°3.1: Localisation du tracé.

2.2. Description du tracé :

Le tracé de la pénétrante de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest est scindé en trois sections:

- ✚ Section 1 de PK 00+000 à PK 18+000.
- ✚ Section 2 de PK 18+000 à PK 36+000.
- ✚ Section 3 de PK 36+000 à PK 48

Section 01 débute au raccordement avec la route nationale RN 12 dans la commune de Draa Ben Khedda dans la Wilaya de Tizi Ouzou (PK 00+000), et se termine à la limite de la commune d'Ait Yahia Moussa (PK 18+000). La section 02 débute et se termine dans la commune de Draa El Mizan au (PK 36+000). La section 03, elle prend naissance à la limite de la commune de Draa El Mizan jusqu'au raccordement avec l'autoroute Est-Ouest dans l'échangeur de Djabahia dans la wilaya de Bouira (PK 48). La longueur totale de ce tracé est d'environ 48 Km.

Les zones concernées par le tracé, se trouvant dans les régions ; Aomar, Draa el Mizan, Ait Yahia Moussa, Tademaït, Tirmatine et Draa Ben Khedda.

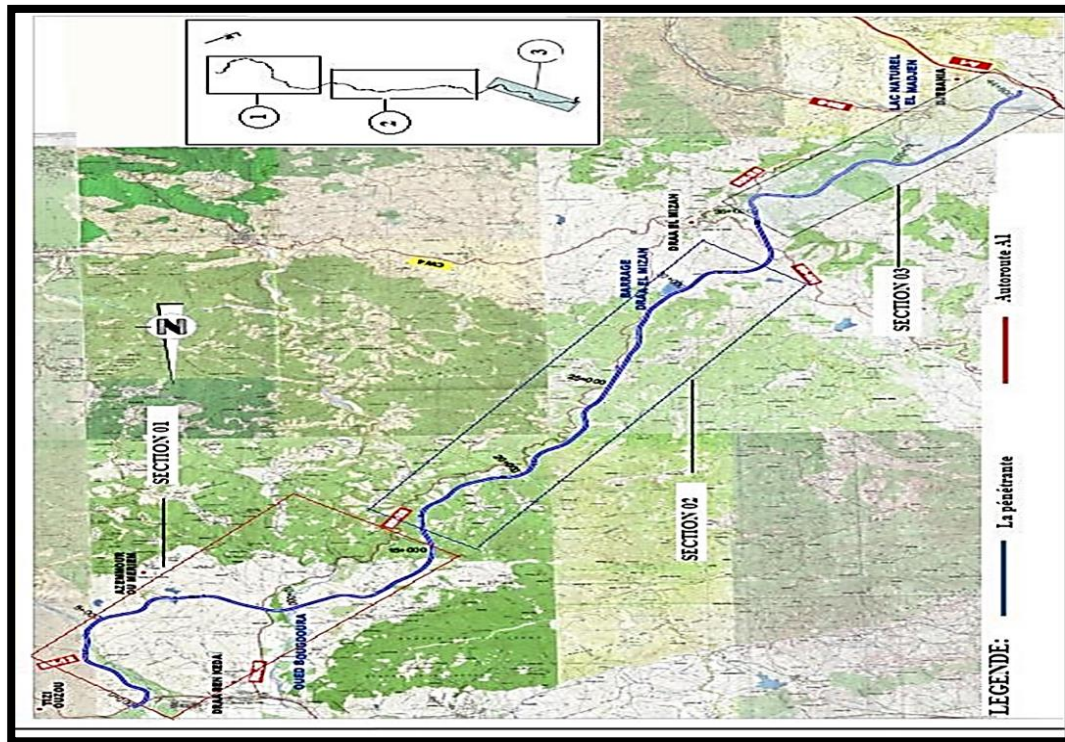


Figure n° 3.2: Carte du tracé en plan.

Toutefois ce tracé a été optimisé sur plusieurs points (tronçon), afin de rendre le projet conforme aux instructions des normes nationales et internationales, sur les conditions techniques de construction des autoroutes.

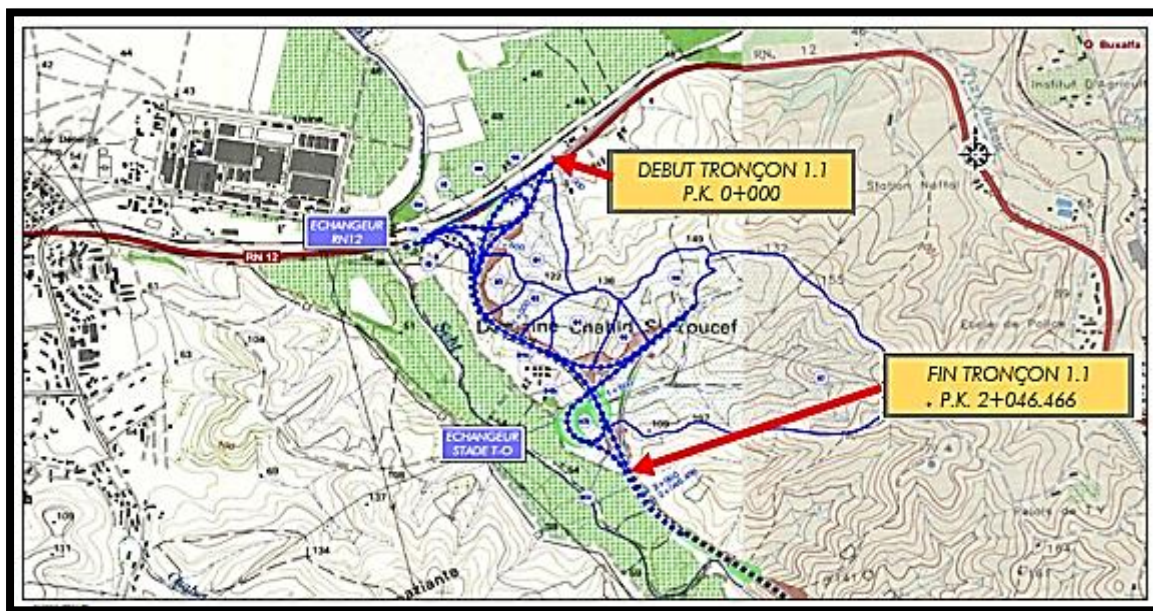


Figure n° 3.3 : Délimitation de la zone d'étude tronçon 1.1.

2.3. Délimitation de la zone d'étude

La présente étude concerne l'étude du glissement survenu au niveau du PK 1+040 du tronçon 1.1 du projet, entre le PK 0+950 au PK 01+142 sur une longueur approximative de 192m. Les talus touchés par le glissement sont situés dans le sens décroissant des PK, côté gauche de la pénétrante. (Figure 3.5)

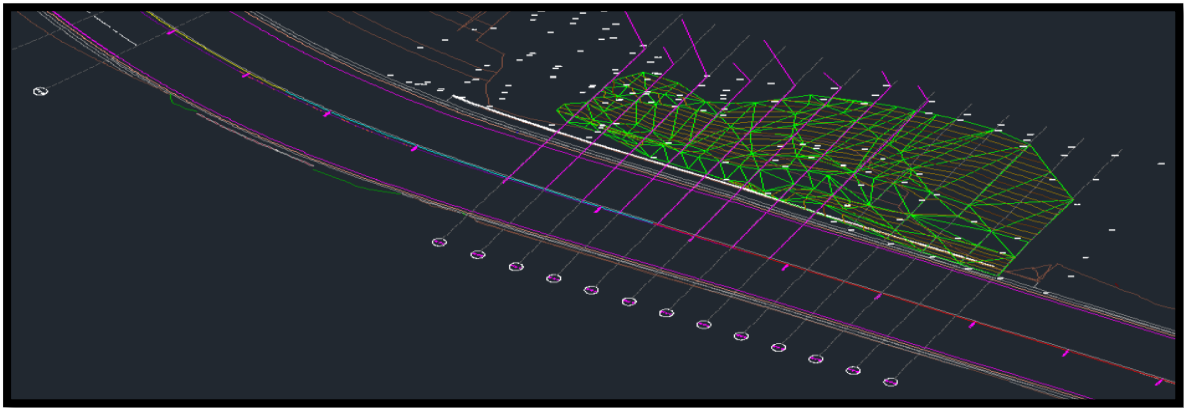


Figure n° 3.4: delimitation du talus touchés par le glissement .



Figure n° 3.5 :La description du talus touché par le glissement PK 1+04.

3. Géologie et lithologie de la zone d'étude

3.1. Géologie

La zone où le mur est envisagé correspond à un substrat marneux appartenant à la dépression Mio-plioquaternaire de Draa Ben Khedda, localisée au Nord du massif Montagneux de la « Grande Kabylie ». Sur le substrat Miocène signalé, de différentes formations superficielles (entre lesquelles les alluviales sont prédominants) sont développées.

En ce qui concerne à la géomorphologie, il s'agit d'une zone avec des reliefs tendres avec petites collines. Quant à la hydrogéologie, le substrat marneux est imperméable et les matériaux du Quaternaire ont des caractéristiques plus ou moins perméables.

3.2. Lithologie

Les résultats de reconnaissance géologique, l'affleurement des marnes grises sont mis en évidence sur des surfaces importantes. Les formations géologiques rencontrées lors de la campagne de reconnaissance sont les suivants :

a) Argile brunâtre :

Ce sont des sols de couleur brunâtres de consistance faible, Cette formation présente des problèmes d'instabilité dû à la nature argileuse de celle-ci et à la susceptibilité à l'entrée des eaux qui favorise les glissements et les sols rampants même avec une très faible pente. L'épaisseur de cette couche est variable mais généralement est de l'ordre de 5 m.

b) Marne altérée :

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

c) Marnes saine :

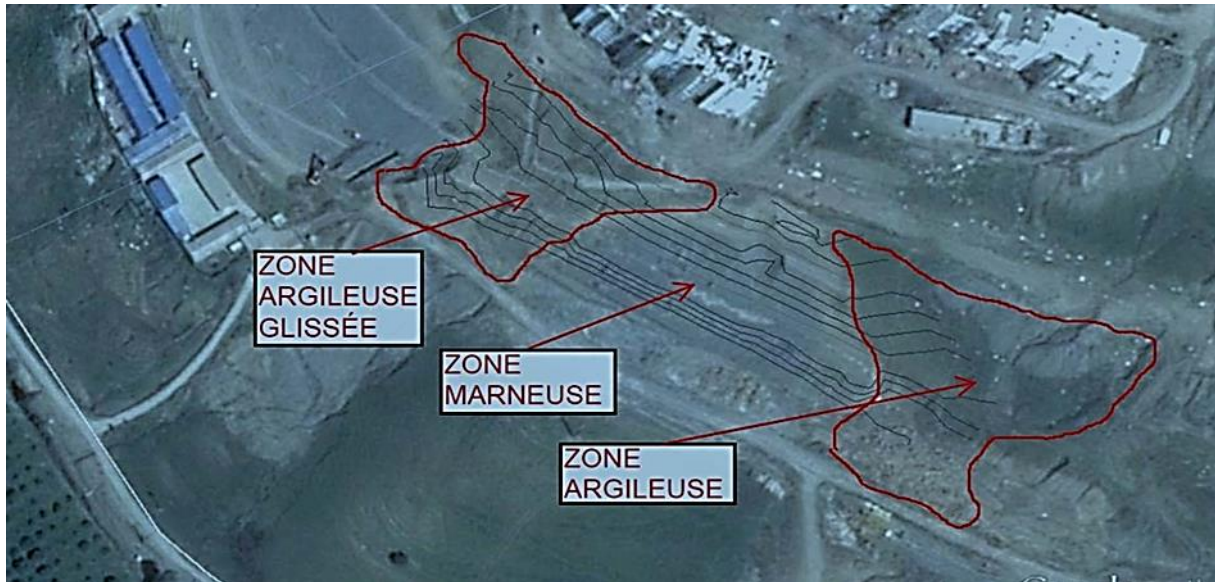
Le sol est de nature gris clair, les sols est de consistance relativement dur sur des épaisseurs qui peuvent dépasser les 30 m.

Aussi, dans certaines zones, un niveau transitionnel entre marnes altérées et marnes saines a été distingué. Ce niveau a des caractéristiques intermédiaires de consistance entre les deux types antérieurement mentionnés, dont la couleur est grisâtre. Aussi il a été possible d'observer des plans de stratification ou fracture à l'intérieur de la marne saine. Ces plans travaillent comme lignes de faiblesse et à partir de celles-ci l'eau peut entrer et commencer le procès d'altération à l'intérieur de cette dernière.

d) Marne très saine :

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

Parmi les matériaux quaternaires existants dans la zone (alluviales, fonds de vallée, colluvial), dans l'environnement de la zone d'étude apparaît uniquement les éluviaux (sols d'altération superficielle des matériaux sous-jacent).



**Figure n° 3.6 : Vue aérienne de la zone où le confortement sera réalisé entre
PK 0+950 et 1+142.**

4. Hydrogéologie local

En ce qui concerne l'hydrogéologie, 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 et l'accumulation favorisée par éventuelles niveaux sableuses intercalés.
- Les sols alluviaux ou les terrasses ont une composition principalement granulaire, peuvent être classés comme perméables. Dans les zones occupées pour ces sols la circulation des eaux souterraines sera prédominant sur la superficielle.

5. Tectonique Sismicité

La sismicité du Nord algérien est la conséquence des mouvements tectoniques complexes, issus du rapprochement de la plaque africaine au Sud et la plaque eurasienne au Nord et donnant lieu à la formation de glissements de terrain et de failles. Elle se manifeste par des séismes d'intensité plus ou moins violents selon les zones d'impact. La sismicité de la zone de projet doit être déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art. Les ponts qui franchissent ou longent d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation sont classés comme ponts importants, dedans le groupe 2 fait partie de la catégorie des territoires à risque sismique, mais d'intensité moyenne.⁴¹

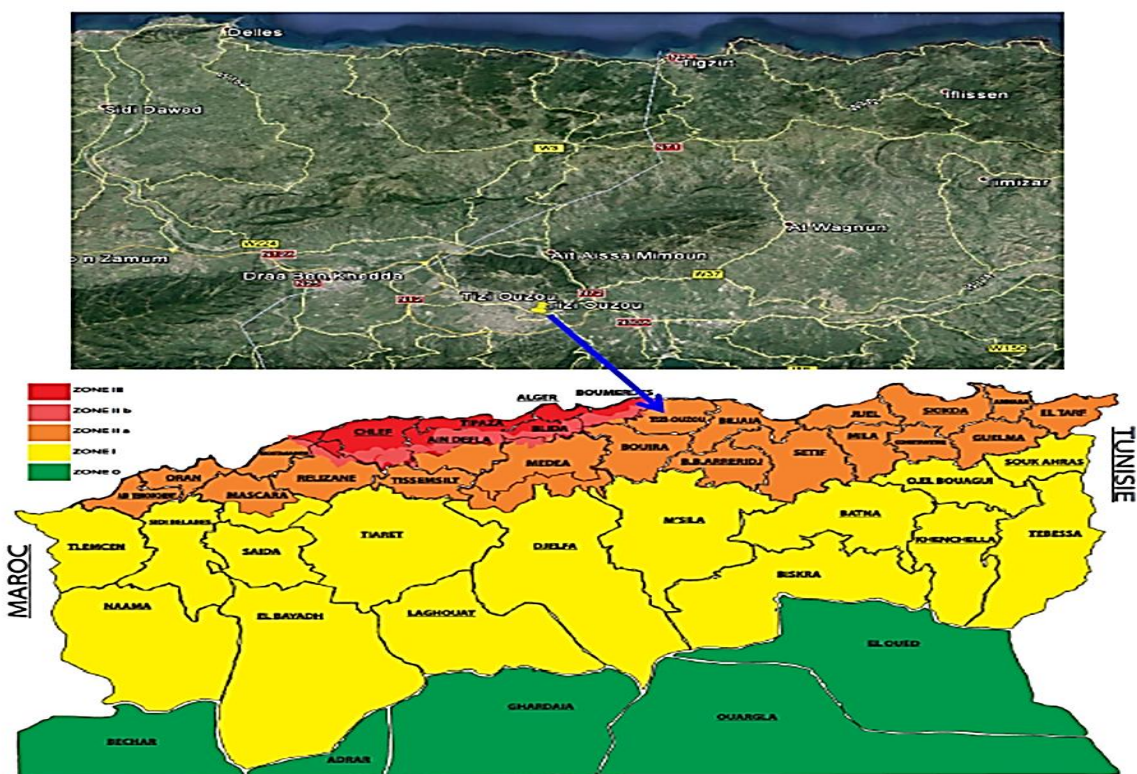


Figure n° 3.7 : Carte de sismicité du nord de l'Algérie. (DPAT.b, 2011).

⁴¹Règlement parasismique algérienne (RPA-99 Version 2003) (RPOA 2008). Selon la norme citée.

6. Climatologie

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

- Des précipitations moyennes varient selon l'altitude entre 600 mm/an à 900 mm/an.
- Des températures froides en hiver et chaudes en été.
- Une longue période de sécheresse s'étale de juin à septembre.⁴²

7. Pluviométrie :

Les précipitations sont considérées comme un élément très important dans les études d'impacts, puisqu'elles peuvent avoir une action directe sur la diminution de la concentration et même le transport des polluants. Le niveau pluviométrique annuel de la région de Tizi-Ouzou, dépasse (855 mm/an) durant la période (2005-2015) et les variations pluviométriques sont très élevées, et peuvent atteindre 116.1mm pour le mois de janvier.⁴²

8. Reconnaissance géotechnique

Dans cette étape l'ingénieur géotechnicien prépare un programme des essais in situ et au laboratoire qui répond au besoin de calcul ou analyse du problème. L'analyse et le calcul de la stabilité d'un versant naturel nécessitent la détermination de la géométrie du versant, la nature de terrain (les essais d'identifications), et les paramètres de résistance mécanique, généralement la cohésion et l'angle de frottement interne.

8.1. Cartographie géologique

Il a été réalisé une cartographie géologique-géotechnique où sont représentées les principales données lithologiques, structurales, géomorphologiques et hydrogéologiques de la zone d'étude.

⁴² Données climatique de la région de Tizi Ouzou pour la période (2005-2015). Source ONM, 2017.

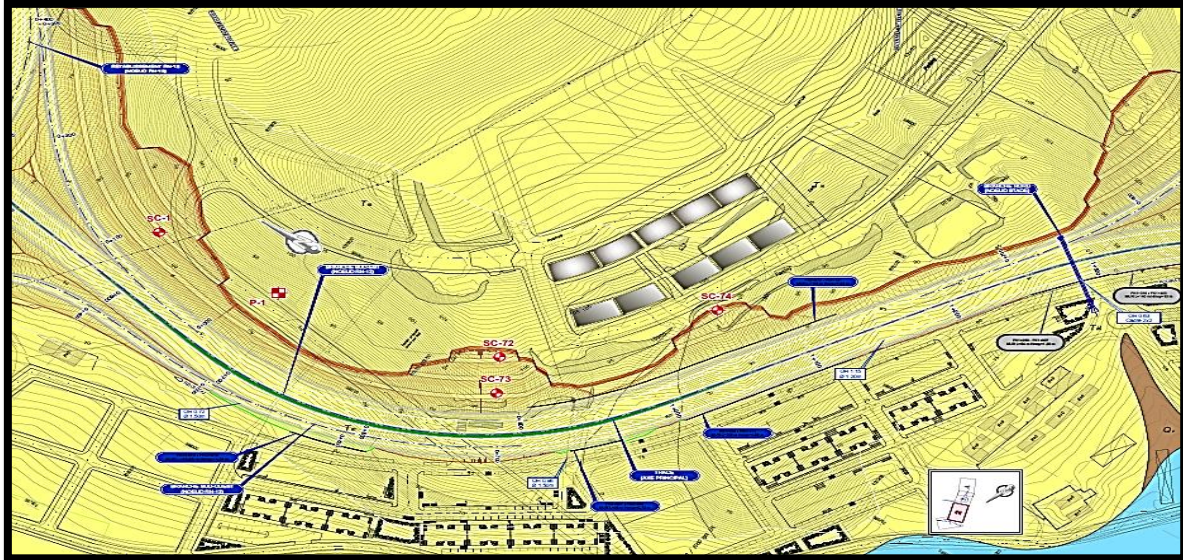


Figure n° 3.8: Cartographie géologique de la zone d'étude.

9. Les essais et moyens de reconnaissance in-situ :

9.1. Sondages carottés

Les sondages ont été effectués par l'entreprise **INZAMAC**, Le système de perforation a été rotation avec une récupération continue des noyaux, les échantillons obtenus des sondages ont été envoyés pour tester au laboratoire d'INZAMAC à Alger.

La nomenclature utilisée pour nommer les sondages ont été les lettres **SC** (indicatif de sondage carotté) suivie d'un numéro d'ordre.



Figure n° 3.9 : Sondage au point d'essais SC-74.

Note :

Il est à souligner que les résultats des sondages (SC-72, SC-73 et SC-74) feront l'objet de l'étude approfondie pour notre cas. Les échantillons de sol prélevés du sondage SC 74 situé sur le couronnement du talus, ont fait l'objet des essais au laboratoire.

On présente ci-dessous un tableau récapitulatif des sondages réalisés avec le nom de chacun d'eux et leur profondeur.

SONDAGE	PROF	COORDONNÉES		
	(m)	X	Y	Z
SC 72	30	588 176	4065671	103.0
SC 73	27	588127	4065623	97.5
SC 74	35,2	588301	4065585	119

Tableau n°3.1 : Récapitulatif des sondages réalisés.

L'image ci-dessous illustre la position des sondages sur la zone concernée par les désordres.

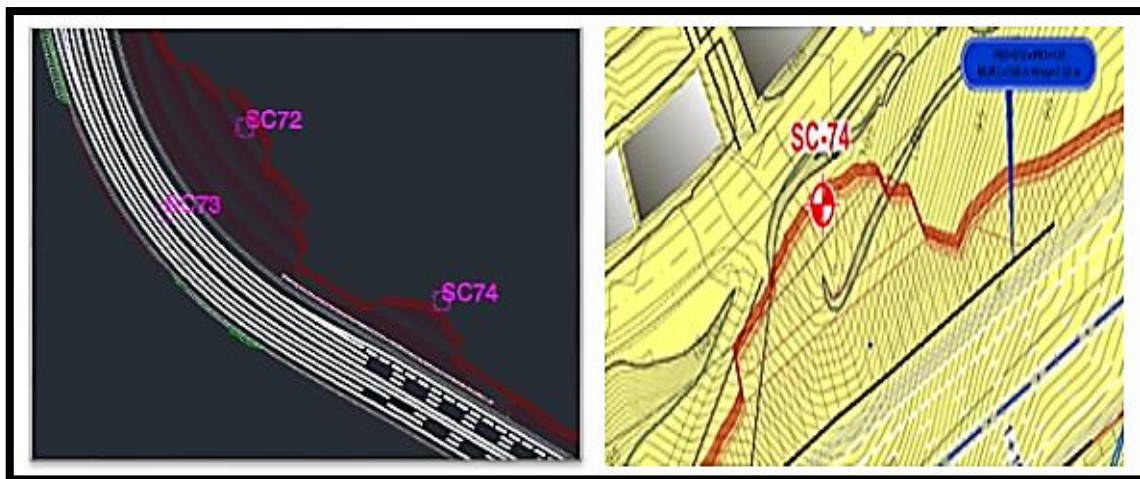


Figure n°3.10 : La position des sondages sur la zone d'étude.

D'après les coupes lithologiques fournies par les sondages carottés, ils révèlent l'existence de deux couches de sol principales. La première est une couche de marnes altérées qui superpose une seconde couche formée principalement par une couche de marnes saines (figure n°3.12). Les résultats des sondages sont présentés en détail en {annexe A}.



Figure n°3.11 : Contact entre les marnes altérées et les marnes saines.

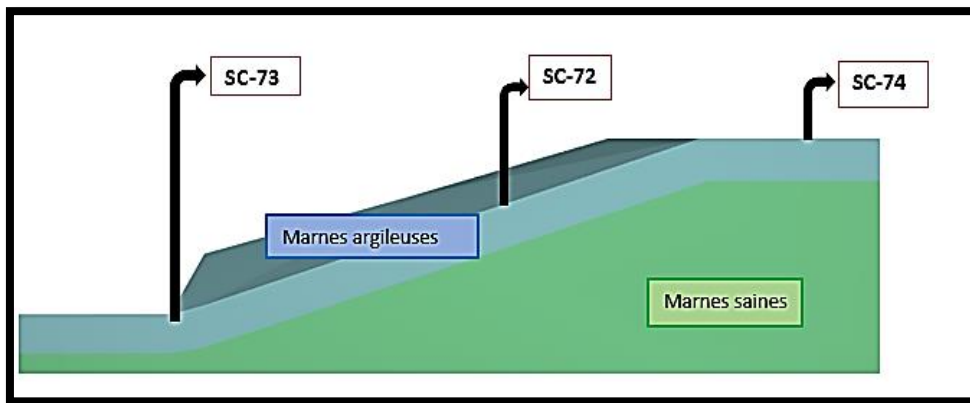


Figure n°3.12 : Coupe lithologique modélisé avec Plaxis 3D

(Reconnaissance par sondages).

9.2. Essai piézométrique

Ci-dessous sont présentées les mesures de nappes phréatiques réalisées dans les piézomètres des sondages SC-72, SC-73, SC-74 et leur évolution.

Date et levé piézométrique														
SOND	27/	03/	10/	17/	24/	30/	08/	15/	22/	29/	05/	12/	29/	08/1
AGE	03/	04/	04/	04/	04/	04/	05/	05/	05/	05/	06/	06/	09/	2/14
	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	
SC-72	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SC-73	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SC-74	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tableau N° 3.2 : Les mesures de nappes phréatiques.

D'après les résultats illustrés dans le tableau, on peut remarquer qu'aucune nappe phréatique a été détecté, dans les trois sondages. Possiblement il y a un niveau phréatique mais plus profond que les profondeurs de ces sondages. En plus, dans les talus de déblais réalisés récemment aux alentours on peut observer qu'il n'y a pas d'eau, comme le montre la photographie suivante.



Figure n° 3.13: Excavation du talus au p.k. 1+060 à l'hiver.

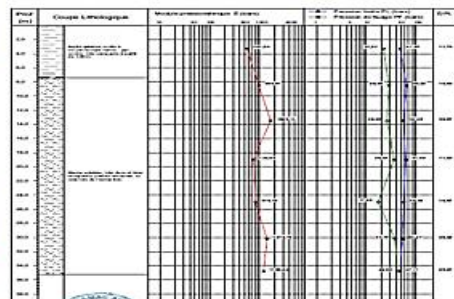
9.3. Sondages préssiométrique SCP

L'essai préssiométrique est un essai in situ lequel consiste en introduire une sonde cylindrique gonflable dans un trou de forage soigneusement calibré. On mesure ensuite la variation du volume du sol (à la profondeur voulue) en fonction de la pression appliquée. Les principales caractéristiques déduites de l'essai préssiométrique sont:

- Le module préssiométrique « **E** » qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- La pression de fluage « **Pf** » qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et la phase plastique.
- La pression limite « **PL** » qui définit la résistance du sol à la rupture selon la norme **NFP 94110-1** sont:



L'appareil préssiométrique au cours réalisation



Résultats de l'essai préssiométrique SCP-74

Figure n°3.14 : Sondages préssiométrique SCP .

Les résultats et l'interprétation des essais préssiométrique effectués sur le sondage **SCP-74** sont résumée dans le tableau ci-dessous.celle-ci a été basée sur le fascicule 62 qui propose une classification des différents sols à partir des fourchettes indicatives de la pression limite sous forme des tableaux joint en **{Annexe B}**.

profondeur (m)	Pression limite (PL) (bars)	Pression de fluage (PF) (bars)	Module préssiométrique (E) (bars)	E/PL	Nature lithologique	Consistance ou compacité
3,3	47,83	21,91	561,64	11.74	Marne argileuse	Très raides
8,5	64,23	28 ,49	959,61	14.94	Roches altérées ^[1]	Très raides
13,5	55,38	26,03	1665,13	30.07	Roches altérées ^[1]	Très raides
19	61,90	36,03	736,64	11.90	Roches altérées ^[1]	Très raides
25	56,38	17,26	815,75	14.47	Roches fragmentées ^[1]	Très raides
30,2	53,27	37,70	1410,76	26.48	Roches fragmentées ^[1]	Très raides
34 ,8	57,11	42,96	1199,94	25.47	Roches fragmentées ^[1]	Très raides

Tableau n°3 .3 : Récapitulatif du sondage préssiométrique SC-74.

^[1] l'appellation de roches altères ou fragmentées peut regrouper des matériaux maro-calcaires, schisteux ou d'origine granitique. On réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.⁴³

Les résultats des essais préssiométrique résumés dans le tableau ci-dessous ont révélé que les différents faciés identifiés au niveau du site se caractérisent par ;

- Un sol de nature marnes argileuse, et de consistance très raides dans première couche.
- Un état de consistance assez compacte ,tres raide au sein de la roches fragmentées de la seconde couche .

⁴³AFNOR. MENARD (2000) essai préssiométrique, norme française XP P 94-090- 1.

9.4. Essais de laboratoire

En vue d'identifier les paramètres physico-mécaniques des formations qui constituent le site étudié, un programme d'essais en laboratoire a été exécuté. Les essais d'identification portent sur l'analyse granulométrique, les teneurs en eau naturelle, les densités humides γ_h et sèches γ_d , les limites d'ATTERBERG, l'essai de bleu de méthylène VBS, des analyses chimiques, et en fin les essais de cisaillement direct. Les résultats obtenus sont consignés sous tableaux récapitulatifs ci-dessous.

Sondage	Unité	Lithologie	Paramètres physiques			Poids spécifique	Valeur au bleu	Limites d'Atterberg	
			W (%)	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	G sec (t/m ³)	VBS	WL (%)	IP (%)
3,85-4,20	Tm alt.	Argile	16,24	1,74	2,02	2,47	2,67	38,95	15
12,10-12,55	Tm	Marne	9,75	2,12	2,3	2,41	-	34,56	14
16,04-16,40	Tm	Marne	9,86	2,12	2,3	-	-	29,06	8
20,40-21,00	Tm	Marne	7,97	2,22	2,1	-	-	35,49	16
27,70-28,10	Tm	Marne	8,12	2,16	2,3	-	-	34,69	16

sondage	Profondeur (m)	Unité	Lithologie	Analyse granulométrique			Analyses chimique des sols			Cisaillement	Compr. simple	
				<2mm (%)	<80 μ m (%)	<2 μ m (%)	Carbonate (%)	MO (%)	Sulfate (%)	Cu (bars)	Φ (°)	Rc (bars)
SC-74	3,85-4,20	Tm alt.	Argile	100	100	48,04	16,26	8,8	0,46144	0,20	20	/
	12,10-12,55	Tm	Marne	100	100	40,63	18,92	/	0,51088	0,35	26	14,45
	16,04-16,40	Tm	Marne	58,75	11,60	/	/	/	/	/	/	15,44
	20,40-21,00	Tm	Marne	39,38	9,01	/	/	/	/	/	/	23,54
	27,70-28,10	Tm	Marne	82,82	44,49	/	18,04	/	0,309	/	/	30,85

Tableau n°3.4 : Résultats des essais de laboratoire réalisés sur les marnes du sondage (SC-74).

10. Interprétation des résultats

Paramètres naturels :

Nature du sol	γ_h (KN/m ³)	γ_d (KN/m ³)
Sable	17 à 20 KN/m ³	14 à 18 KN/m ³
Argile	16 à 22 KN/m ³	10 à 20 KN/m ³
Tourbe	13 à 17 KN/m ³	0.3 à 10 KN/m ³

Tableau n°3.5 : Classification des sols selon γ_h et γ_d .

Densité sèche : $10 < \gamma_d \leq 20$ KN/m³

Densité humide: $16 < \gamma_h \leq 22$ KN/m³

Teneur en eau %	Etat
0.1 - 25 %	Légèrement humide
20 - 50 %	Humide
50 - 75 %	Mouillé
75 - 90 %	Détrempé
100 %	Saturé

Tableau n°3.6 : Etat hydrique des sols selon leur teneur en eau.

Teneur en eau : $01\% < W = 10\% \leq 25\%$

Les densités sèches enregistrées sont moyennes, ce qui indique que le terrain est dans un état moyennement consistant. Celles-ci sont associées à des teneurs en eau faible.

a) Classification LPC.

- **L'analyse granulométrique selon la norme NFP 94 - 056 et NFP 94 - 057**

Le contenu moyen des fins est de 99,8%, dont la teneur en argiles ($< 0,002\mu$) est de 44.33%, et les passants $< 80\mu$ (%) = 53,02%⁴⁴.

⁴⁴Propriétés Mécaniques et Physiques des Sols [http://tice.inpl-nancy.fr/modules/sciences techniques/Proprietes-Meca-Sols/chap9/comparaison.html](http://tice.inpl-nancy.fr/modules/sciences_techniques/Proprietes-Meca-Sols/chap9/comparaison.html)

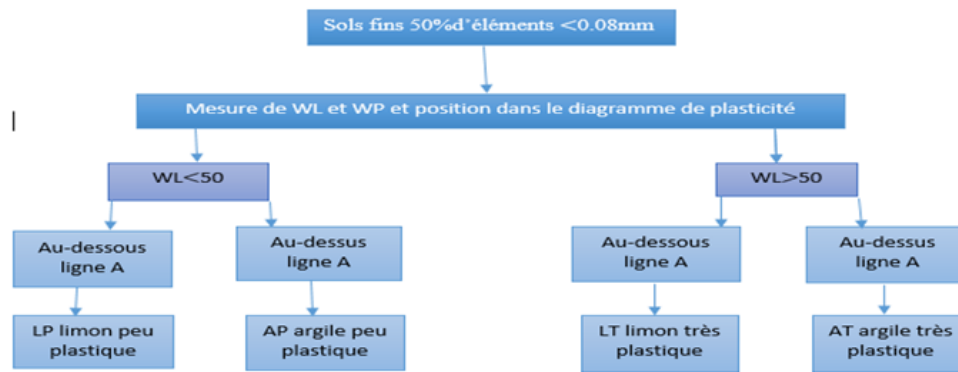


Figure n°3.15 : Classification LCPC.

Selon le système de classification des sols (L.C.P.C) indique que notre sol est un Sol fin.

▪ **Les caractéristiques de plasticité de la fraction fine (Atterberg)**

Degré de plasticité des sols selon IP				
Indice de plasticité	0-5%	5-15%	15-40%	>40%
Degré de plasticité	Non plastique	Peu plastique	Plastique	Très plastique

Tableau n°3.7: Degré de plasticité des sols selon IP.

D'après les résultats obtenues $5\% < I_P = 13,8\% < 15$ Cela implique que le sol est peu plastique.

▪ **Teneur en matière organique :**

Pour les sols organiques, on détermine la teneur en matières organiques CMO qui détermine 3 classes⁴⁵ :

- ✓ $3\% < CMO < 10\%$: sols faiblement organiques (FO) ;
- ✓ $10 < CMO < 30\%$: sols moyennement organique (MO) ;
- ✓ $CMO \geq 30\%$: sols très organique (TO).

⁴⁵Propriétés Mécaniques et Physiques des Sols [http://tice.inpl-nancy.fr/modules/sciences techniques/Proprietes-Meca-Sols/chap9/comparaison.html](http://tice.inpl-nancy.fr/modules/sciences_techniques/Proprietes-Meca-Sols/chap9/comparaison.html)

Dans notre cas, la teneur en matières organique CMO = 8,8% ce qui fait que notre sol est faiblement organique (FO).

▪ **Agressivité du sol selon la norme (NF P18-011,1992)**

		Calcium Ca ²⁺ (mg/l)	Magnésium Mg ²⁺ (mg/l)	Sulfates SO ²⁻ (mg/l)	pH	CO ₂ (mg/l)	Ammonium NH ⁺ (mg/l)
A1	Milieu chimique faiblement agressif	100-300		250 - 600	6,5 - 5,5	15-30	15 -30
A2	Milieu chimique moyennement agressif	300-1500		600 – 1500	5,5 - 4,5	30-60	30-60
A3	Milieu chimique fortement agressif	1500-3000		1500 -6000	4,5 - 4,0	60-100	60-100
A4	Milieu chimique très fortement agressif	>3000		>6000	<4	>100	>100

Tableau n°3.8 : Classification du sol selon l'agressivité (NF P18-011,1992).

Les essais chimiques réalisés dans les marnes révèlent les suivants résultats :

La teneur moyenne des carbonates est de 17.74% et le contenu moyen de matière organique est de 8.8 %. Les résultats des essais de contenu des gypses et sels solubles sont de 1 % et 0,3 % respectivement. En ce qui concerne aux sulfates, les résultats des essais montrent pour les formations marneuses valeurs qui varient entre 0,2 à 1,33 %.

Selon la norme (NF P18-011,1992), la catégorie en respect à l'agressivité des sulfates est A2, Milieu chimique moyennement agressif

À la lumière de ce qui précède, en se basant sur la classification LCPC, notre sol est faiblement organiques argileux peu plastique FO-AP.

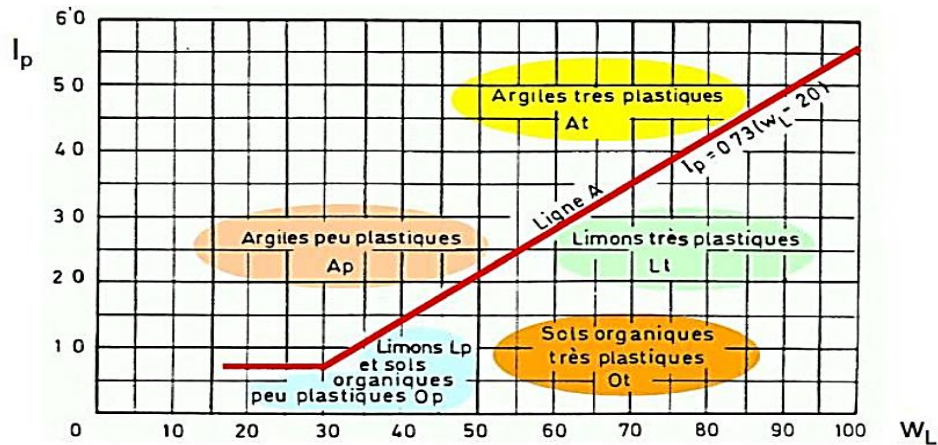


Figure n°3.16 : Classification des sols fins. Diagramme de plasticité

L.C.P.C. NF EN-206-1.

b) Classification des sols selon GTR (norme NF P 11 300)

- Essai au bleu VBS : $2.5 < VBS = 2.67 < 6$
- Les passants $< 80\mu\text{m}$ (%) = 53,02%.

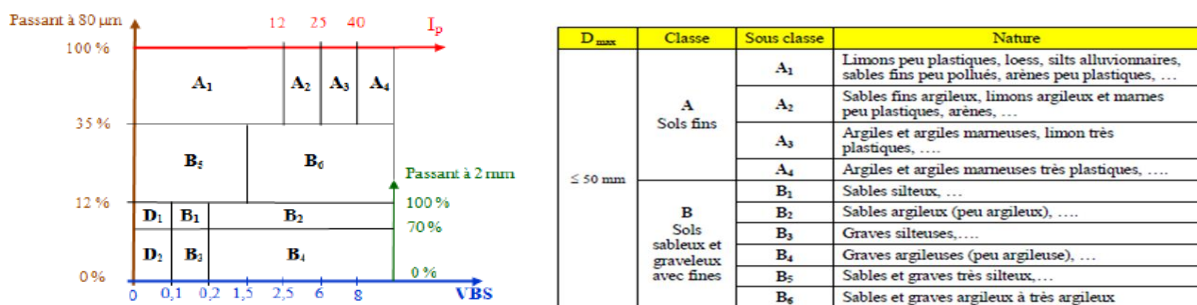


Figure n°3.17 : Classification des sols selon GTR.

D’après la classification GTR le sol de la zone d’étude est un sable fin argileux, limon argileux et marne peu plastique A2. Ces sols sont caractérisés par une faible teneur en eau, du coup leurs utilisations imposent un compactage intense. Il faut au moins éviter de réduire encore leur teneur en eau et pour des remblais de grande hauteur un changement de leur état hydrique est nécessaire.⁴⁶

⁴⁶GTR .Guide des terrassements routiers 070515002018 Fascicule I Réalisation des remblais et des couches de forme.

c) Essai œdométrique

L'œdomètre est un appareil de laboratoire utilisé en géotechnique. Cet appareil permet de mesurer le tassement d'un échantillon de sol (intact de préférence) sous un effort donné, et son gonflement au cours du déchargement des efforts soumis auparavant. L'opération de chargement et déchargement s'effectue par paliers et elle est chronométrée, afin d'en déterminer les propriétés mécaniques lors de calculs de mécanique des sols. ⁴⁷

Les résultats œdométriques sont présentés dans le tableau suivant.

Sondage	Profondeur	Unité	Lithologie	Essai Œdométrique			
				Pp (bars)	Cc (%)	Cg (%)	Cv (cm ² /s)
SC-74	3,85-4,20	Tm alt.	Argile	1,81	19,3%	3,16%	2,1E-4

Tableau n°3.9 : Récapitulatif de l'Essai Œdométrique.

- **Classification du sol donnée selon leur indice de compressibilité Cc.**

Indice de compressibilité Cc	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

Tableau n°3.10: Classification du sol selon CC (sanglerat Guy, 1981).

$10\% < C_c = 19,3\% < 20\%$; Le sol en question est un sol moyennement compressible.

⁴⁷. AFNOR. (1997). Essais œdométrique, norme française XP P 94-090-1.

- **Classification selon le coefficient de gonflement C_g :**

Coefficient de gonflement	$C_g < 2,5\%$	$2,5\% < C_g < 3,5\%$	$3,5\% < C_g < 5,5$	$3,5\% < C_g < 5,5$
Susceptibilité	Faible	Moyenne	Forte	Très forte

Tableau n°3.11: Classification du sol selon C_g (SANGLERAT GUY, 1981).

Dans notre cas, $2,5\% < C_g=3,16\% < 3,5\%$. Le sol est moyennement gonflant.

e) Résistance à la compression simple R_c

Consistance	R_c (bar)	Identification sur le terrain
Très molle	0.25	Se déforme facilement entre les doigts
molle	0.25-0.5	//
Moyennement raide	0.5-1	Se déforme sous une pression ferme du pouce
Raide	1-2	//
Très raide	2-4	Se raye à l'ongle
dur	4	Difficilement rayable à l'ongle

Tableau n°3.12 : Classification du sol selon R_c TAREZAGHI.

TAREZAGHI donne le tableau suivant qui évalue la consistance des argiles en fonction de R_c ⁴⁸ l'interprétation des résultats ils sont présentés dans le tableau ci –dessous.

	Profondeur (m)	R_c (bars)	Consistance	Identification sur terrain
sondage	12,10-12,55	14,45	Dur	Difficilement rayable à l'ongle
	16,04-16,40	15,44	Dur	//
	20,40-21,00	23,54	Dur	//
	27,70-28,10	30,85	Dur	//

Tableau n°3.13 : Classification du sol selon R_c .

⁴⁸LUC SIBILLE géotechnique pour la technique IUT génie civile construction durable module MXG5.

11. Description de l'état des lieux et du désordre

Le glissement du terrain survenu au PK 01+04 a pour conséquence la déstabilisation du talus sur deux niveaux.

Le talus inférieur de nature, marne grise altérée a subi un décrochement localisé. Le décrochement s'est fait sous forme d'amas de blocs de plusieurs centimètres.

Des traces d'oxydations, à travers les fractures sont visibles sur les faces de ces marnes. L'oxydation est signe de ruissellements des eaux.

Des lignes de séparation préjudiciable de rupture sont relevées entre la marne grise altérée supérieure et la marne grise saine.

Le glissement s'étendu au talus supérieur, présentant également des signes de glissements en forme. Les dimensions du désordre sont représentées sur la Figure n°3.18.



Figure n°3.18 : Vu global de désordre.

12. Cause des désordres

Les premières analyses nous ont permis, de comprendre les raisons ayant conduit aux désordres des talus situés au PK 1+040.

La conséquence directe du décrochement du talus inférieur a été provoqué, par perte de buté de ce dernier, ce qui a conduit au désordre du talus supérieur (Figure n°3.19).

Par ailleurs, les marnes grises supérieures sont légèrement altérées, présentant des délitements, en raison de leurs expositions à l'atmosphère.

Le décrochement s'est produit au niveau de la zone critique ou vulnérable du talus inférieur de marne grise, ayant déjà auparavant subi des venues d'eau, d'où les traces d'oxydations. (Figure n°3.20).

D'autres parts, des stagnations des eaux sont encore visibles sur le terrain suite au diversement ou de collecte des eaux par l'entreprise en charge de la réalisation des bâtiments depuis l'entame des travaux. (Figure n°3.21).

Un éventrement de la marne altérée surplombant la marne grise est constatée au niveau du deuxième talus, un contournement bien visible, celle-ci est dans un état préjudiciable d'instabilité. (Figure n°3.22).



Figure n°3.19 : Décrochement du deuxième talus.



Figure n°3.20: Décrochement du premier talus (présence des traces d'oxydations).



Figure n°3.21: Stagnation des eaux.

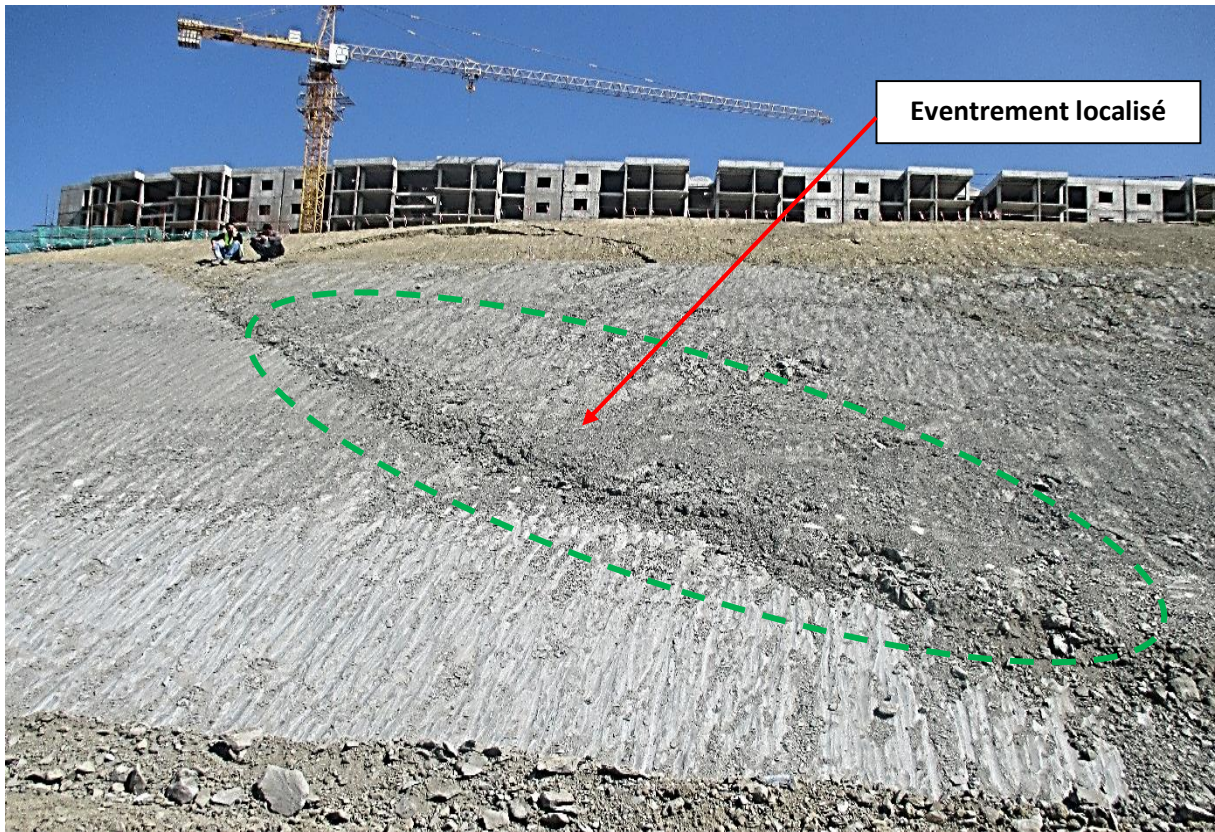


Figure n°3.22: Eventrement de talus supérieur.

Conclusion

La partie à dessus nous a permis de présenter le site, objet de notre étude, ainsi que sa vulnérabilité conséquence des problèmes complexes d'instabilité géomécaniques. Notre analyse qualitative a été faite en se basant sur des rapports techniques, et les témoignages recueillis auprès des ingénieurs.

L'ensemble des sites étudiés se caractérisent essentiellement par des formations hétérogène, à dominance argileuse de type argileuse de type argilo-marneuses.

Le désordre survenu a touché deux talus successifs au niveau du PK01+040. Le premier concerne un décrochement de marne sous forme de blocs et le deuxième talus a été déstabilisé, en créant des lignes de ruptures visibles, menaçant l'équilibre global des talus.

Les immeubles en premières ligne en cours de constructions sont proches de talus et la vulnérabilité des sols en place rendent la situation préjudiciable.

L'ensemble de ces signes montrant la vulnérabilité du site, exige des mesures de confortement à la hauteur de la situation critique, au vu de la nature du sol de surface et de la proximité d'immeubles.

Afin d'essayer de comprendre l'évolution cinématique du site, il a été jugé intéressant d'analyser le problème en utilisant le logiciel de calculs en tridimensionnel PLAXIS.

CHAPITRE 4
ANALYSE DU MODÈLE
SUJET D'ÉTUDE

1. Introduction

Cette partie est la plus importante dans notre projet dont le but final est de trouver les solutions les plus favorables techniquement et économiquement afin de stabiliser le glissement.

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

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

Dans ce chapitre, nous allons effectuer une analyse quantitative du cas de glissement, présenté précédemment, avec le code de calcul PLAXIS 3D. A travers cela, nous souhaitons quantifier la stabilité en termes de coefficient de sécurité, et de comprendre la cinématique du problème.

2. Analyse de la stabilité du glissement

Au vu de la particularité du glissement situé au PK 1+040, des bâtiments sont positionnés au-dessus du talus, et l'autoroute en dessous ce qui nous impose de tenir compte et d'assurer la stabilité de l'ensemble à long terme.

2.1. Caractéristiques géométriques

La coupe choisie pour l'analyse du modèle, est représentée sur la (figure n°4.1). Les coordonnées des points surfaciques de la coupe (hauteur et la distance entre les points) ont été déterminées suite à la superposition du levé topographique (réalisé par le bureau d'études) **{Voir annexe C}**.

La nature et les profondeurs des couches de sol sont définies en se basant sur les résultats du sondage **SC-74**, sont résumées dans le tableau suivant :

Caractéristiques Géotechniques du terrain	Profondeur (m)
Marne argileuse	7.5
Marne saine	>7.5

Tableau n°4.1:Les différentes couches géologique du terrain.

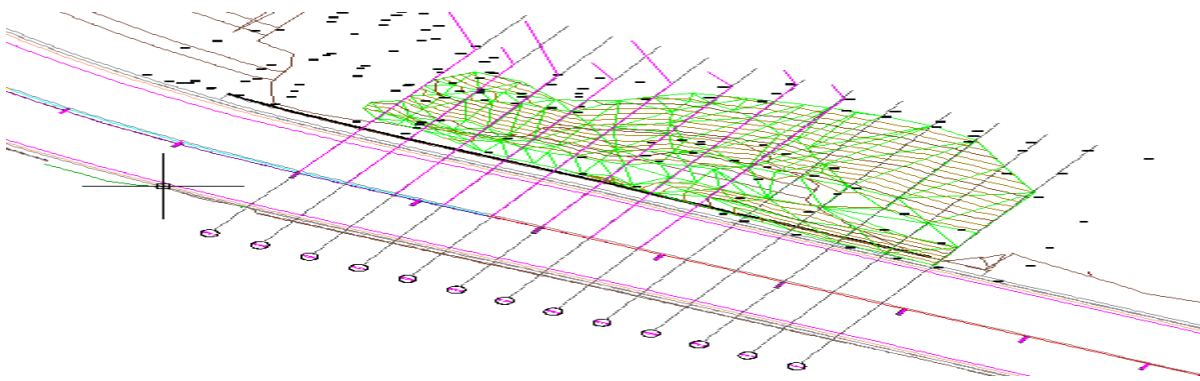


Figure n°4.1: Localisation du glissement sur le levé topographique pour l'analyse de la stabilité.

2.2. Propriétés des couches de sols

Les propriétés des couches de sols, leurs types et modèles de comportement, sont présentés dans le tableau suivant.

Paramètres	Remblai	Marne Argileuse	Marne grise
Modèle type	MOHR-COULOMB	MOHR-COULOMB	MOHR-COULOMB
Type de matériau	drainé	Non drainé	Non drainé
Poids volumique sec [KN /m ³]	18.3	20	21
Poids volumique humide <i>γ_{sat}</i> [KN /m ³]	21.4	22.3	21.5
Module de YOUNG <i>E</i> [kPa]	4,16.10 ⁴	5,61.10 ⁴	7,36.10 ⁴
Coefficient de POISSON <i>ν</i>	0.33	0.3	0.3
Cohésion <i>c</i> [kPa]	34	20	35
Angle de frottement <i>φ</i> [°]	22	20	26
Angle de dilatation <i>ψ</i> [°]	0	0	0

Tableau n°4.2: Caractéristiques physico-mécaniques des sols.

Note :

Les données à introduire dans notre étude sont les résultats des essais géotechniques réalisés. Les données qui nous manquent sont prises de la bibliographie ⁴⁹

⁴⁹SEVE et al. (1996)). base de données PLAXIS

2.3. Les caractéristiques du modèle numérique

Modèle	Type de maillage	Nombre d'éléments	Nombre de nœuds	Limite du modèle (m)			Chargement (KN/m ²)
				X	Y	Z	
Plaxis 3D	Medium	665	4181	X	Y	Z	-10
				152	117	-40	

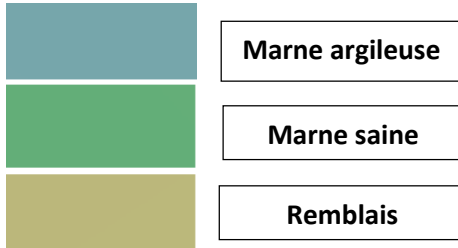


Tableau n°4.3: Récapitulatif des caractéristiques du modèle numérique.

Les coefficients de stabilité au glissement minimum sont:

- $F_s > 1.5$ à long terme en période de service.
- $F_s > 1.2$ pour la combinaison accidentelle (sismique).

3. Discrétisation du modèle

1.1 Cas pente naturelle

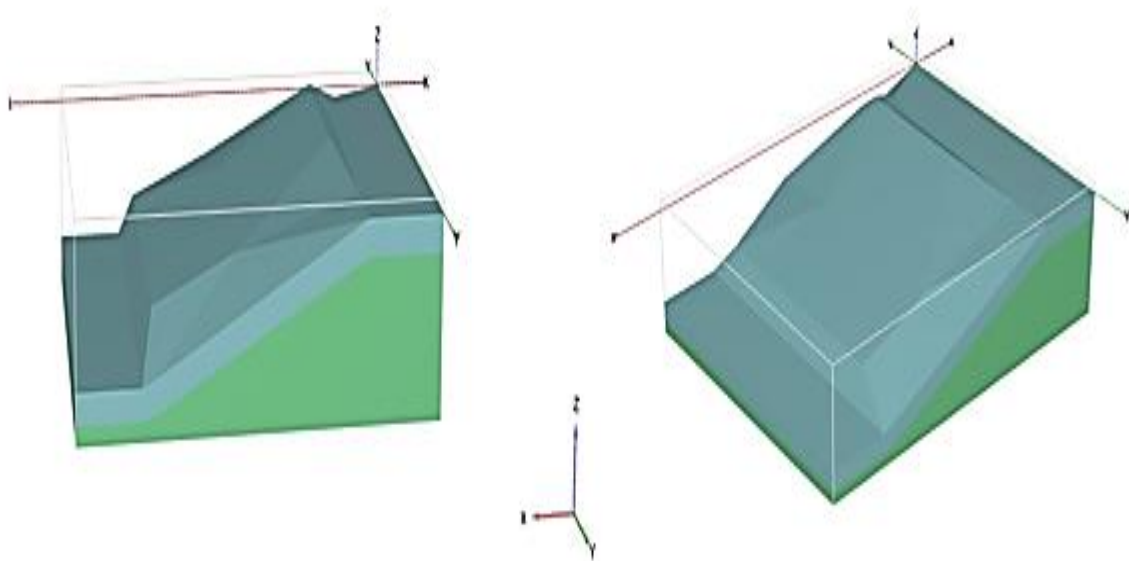


Figure n°4.2: Géométrie du modèle pk 1+04.

1.2 Principaux résultats

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour chacune des phases avec le programme *Output*.

- **Déformation du maillage**

On peut visualiser la déformation du maillage avec une valeur maximale de **0.32 m** dans la figure suivante.

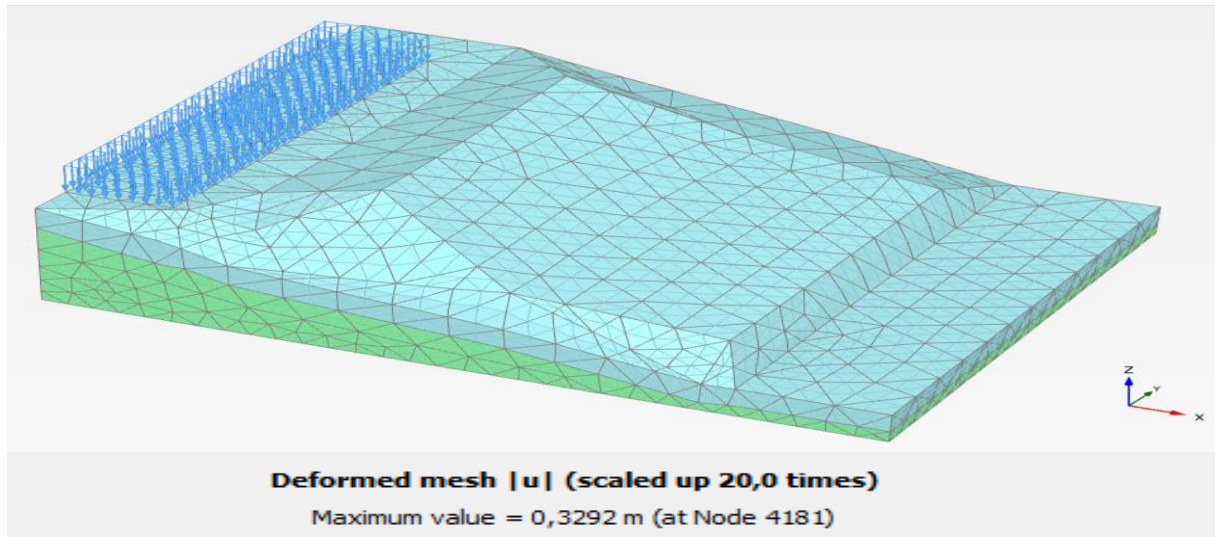


Figure n°4.3: Schéma représentatif de la déformée du maillage.

- **Les déplacements**

Le résultat de la modélisation relative à l'état des déplacements totaux est représenté dans la (figure n°4.4)

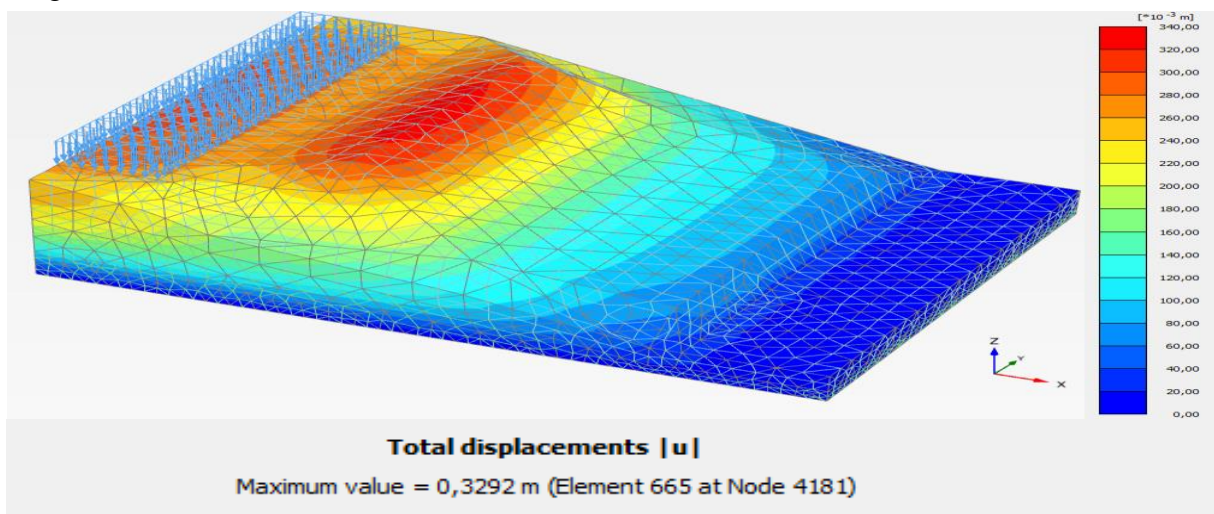


Figure n°4.4: Schéma représentatif des déplacements totaux [U].

Les résultats graphiques des modélisations relatives à l'état des déplacements horizontaux [A], latéraux [B], sont représentés dans les figures suivantes.

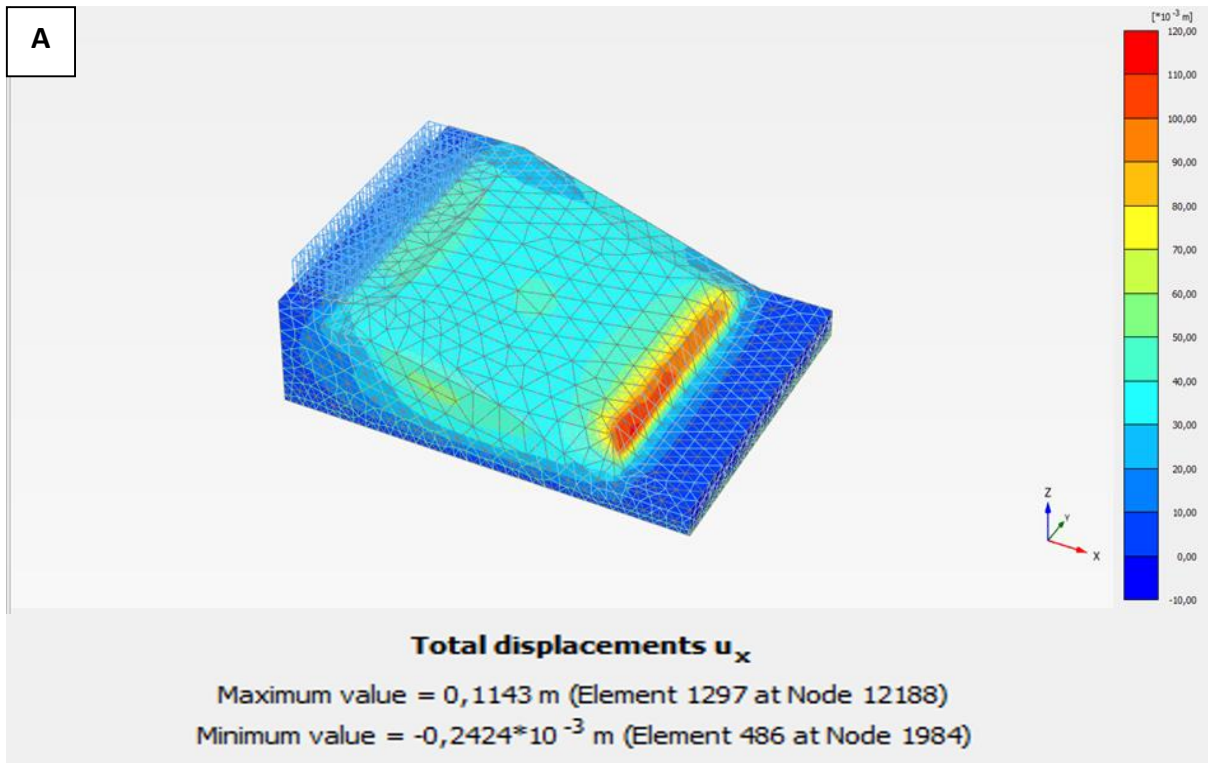


Figure n°4.5: Schéma représentatif des déplacements [U_x].

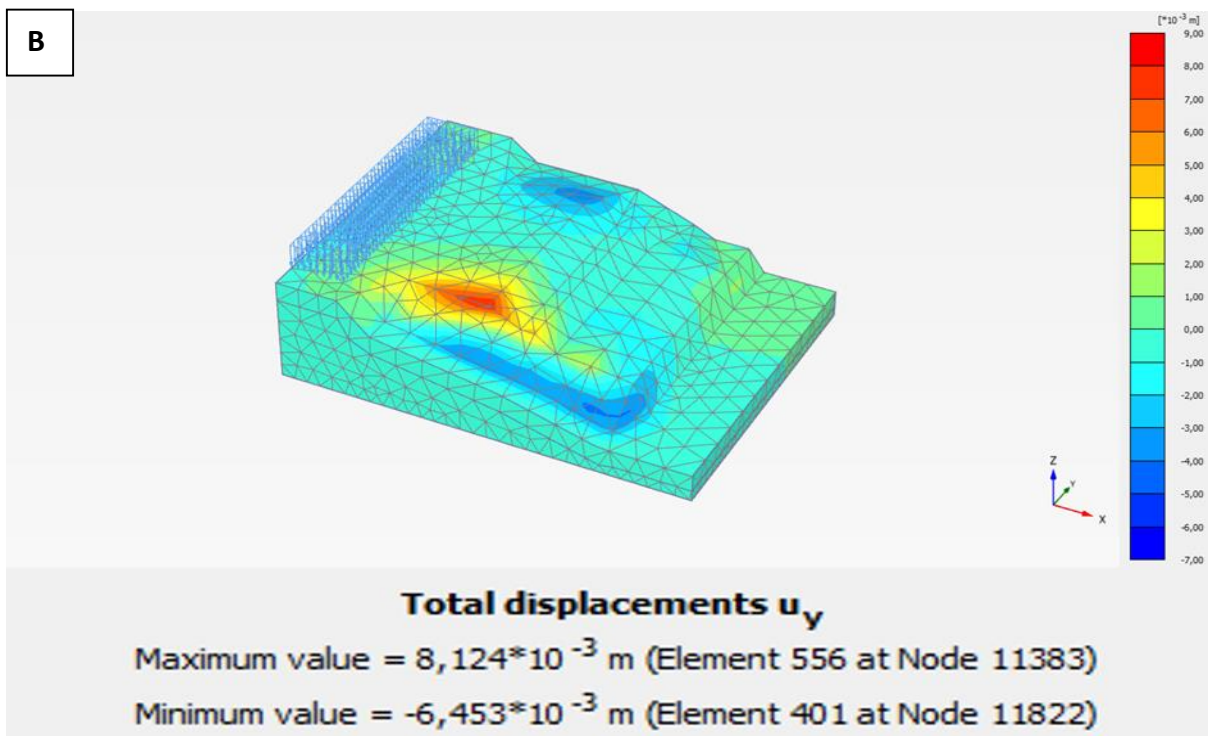


Figure n°4.6: Schéma représentatif des déplacements [U_y].

▪ coefficient de sécurité

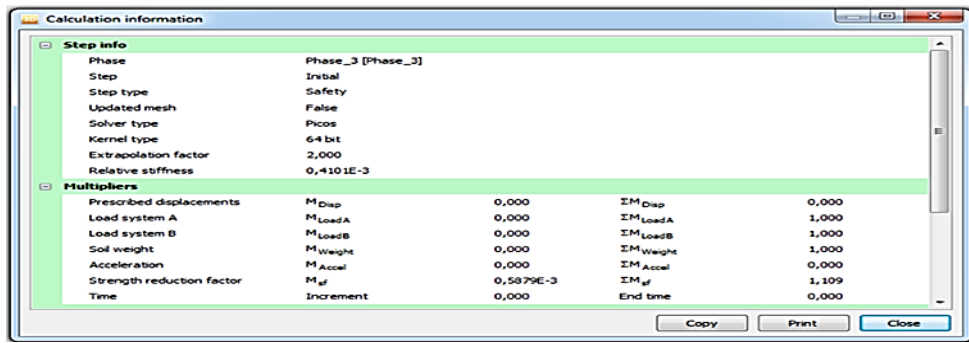


Figure n°4.7: Affichage par défaut du coefficient de sécurité (1.10).

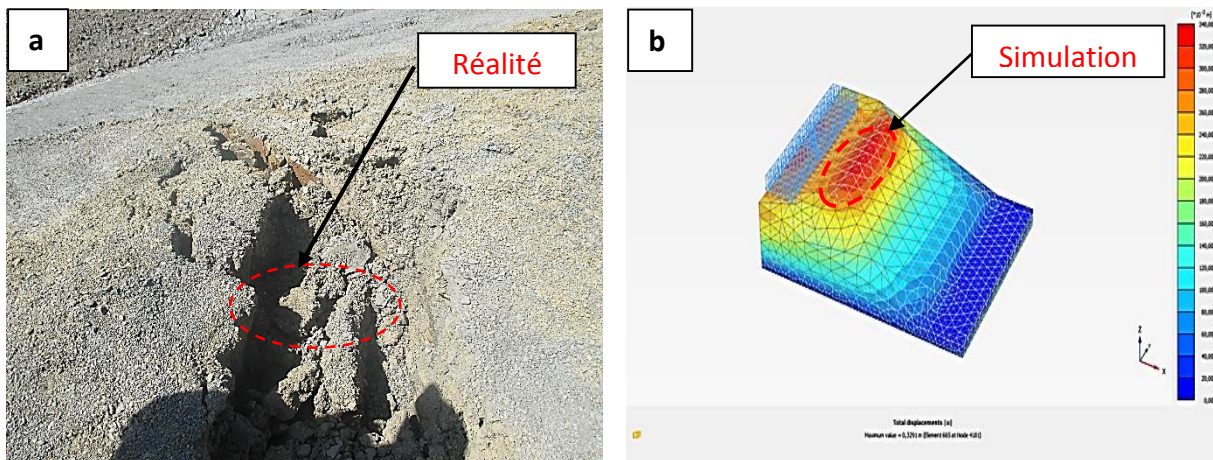
1.3 Interprétations des résultats :

L'ensemble des résultats sont résumé dans le tableau n°4.4. L'analyse quantitative réalisée avec le code de calcul Plaxis 3D, nous a permis de donner une réponse chiffrée en termes de coefficient de sécurité sur l'instabilité du talus.

Les déplacements apparut sur la plateforme du versant naturel, dont l'ouverture a pu atteindre 32 cm de largeur présentaient une similitude avec les déplacements calculés par la simulation numérique (figure n°4.8).

$U(m)$	$U_x(m)$	$U_y(m)$	F_s
0.32	0.11	$8,12 \cdot 10^{-3}$	1.10

Tableau n°4.4: Récapitulatifs des résultats pente naturelle.



(a) Déplacement réel du talus

(b) Déplacement par simulation numérique U=32cm

Figure n°4.8: Comparaison entre les résultats numériques et réels du talus ($F_s=1.10$).

4. Stabilisation du modèle par terrassement

En premier lieu on a proposé de stabiliser la partie centrale ayant touché le désordre par l'utilisation d'une méthode naturelle, qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités (pente). On a réalisé une excavation minimale afin d'éliminer le sol remanié et d'éviter la déstabilisation de talus supérieur comme le montre la figure n°4.9.

4.1. Discrétisation du modèle après terrassement

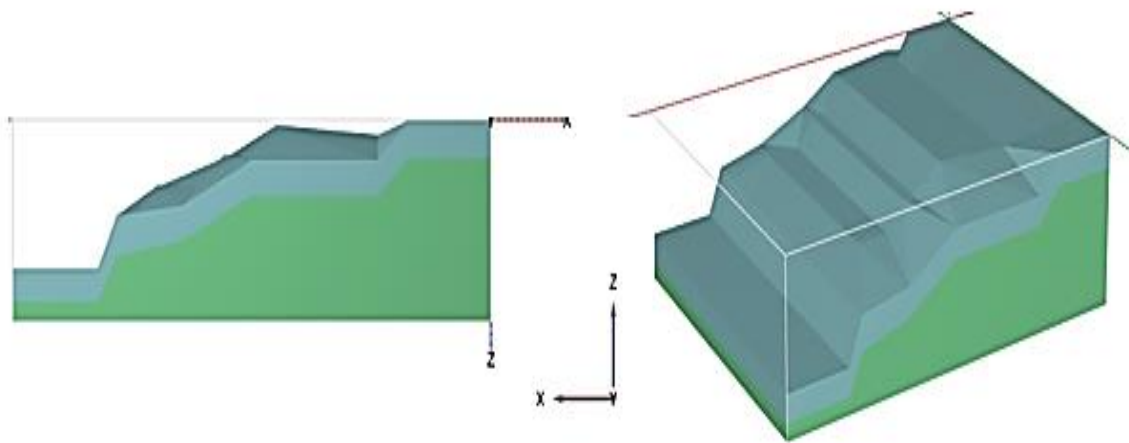


Figure n°4.9: Géométrie du modèle pk 1+04 après terrassement.

4.2. Principaux résultats

▪ Génération du maillage :

On peut visualiser la déformation du maillage dans la figure suivante avec une valeur maximale de **0.39 m**.

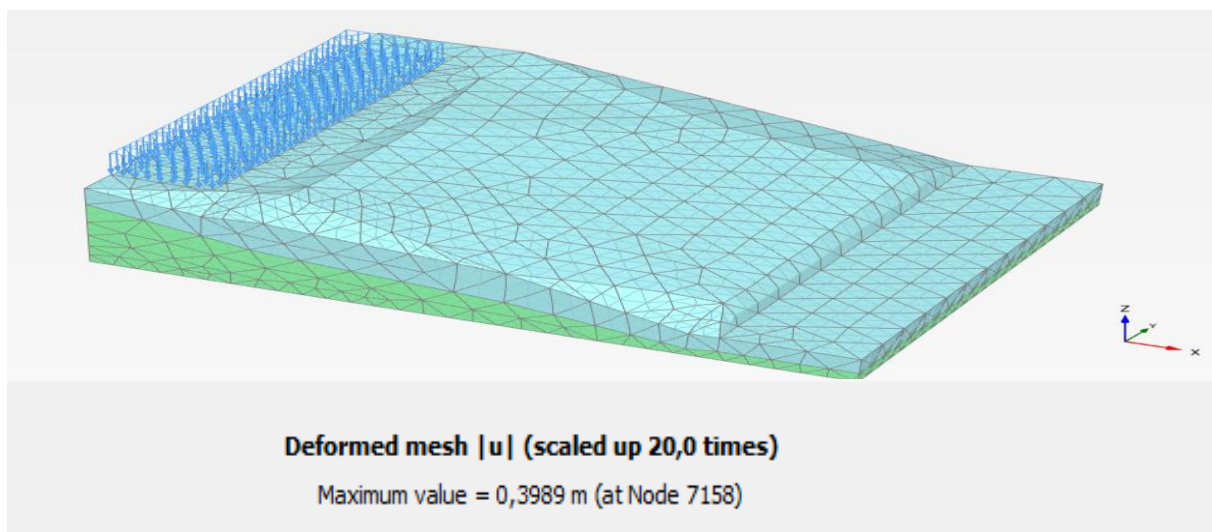


Figure n°4.10: Schéma représentatif de la déformée du maillage.

▪ Déplacements

Le résultat graphique de la modélisation relative à l'état des déplacements totaux est représenté dans la figure n°4.11.

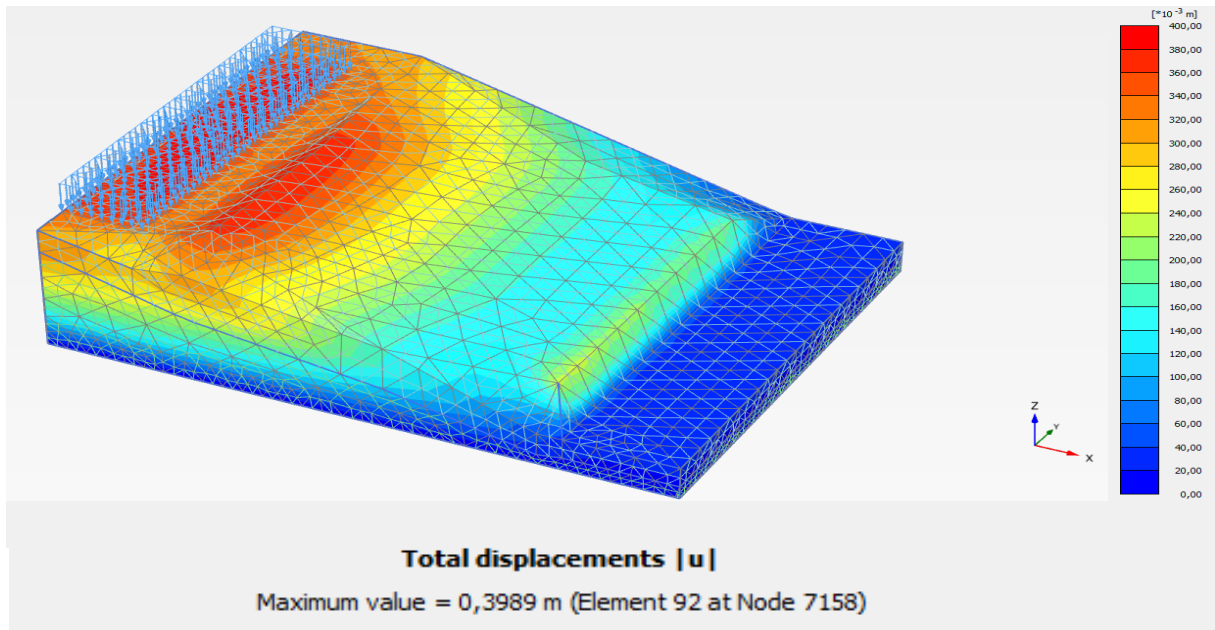


Figure n°4.11: Schéma représentatif des déplacements totaux [U].

Les résultats de la modélisation relative à l'état des déplacements horizontaux [A], latéraux [B] sont représentés dans la figure n°4.12.

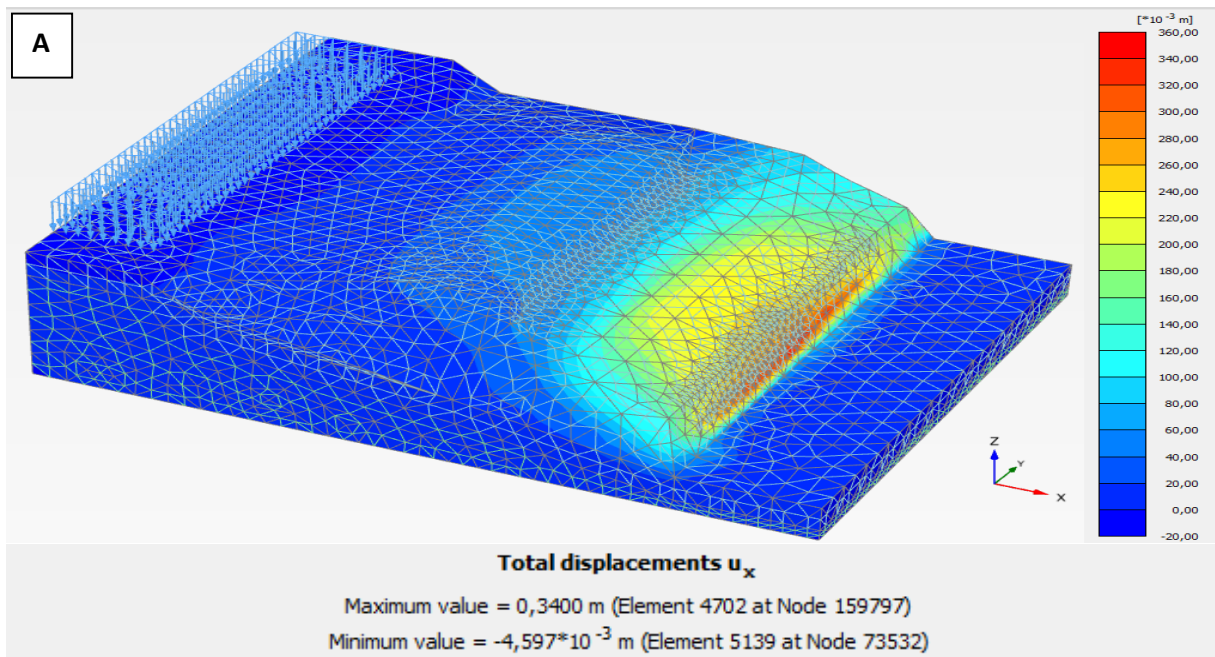


Figure n°4.12: Schéma représentatif des déplacements [U_x].

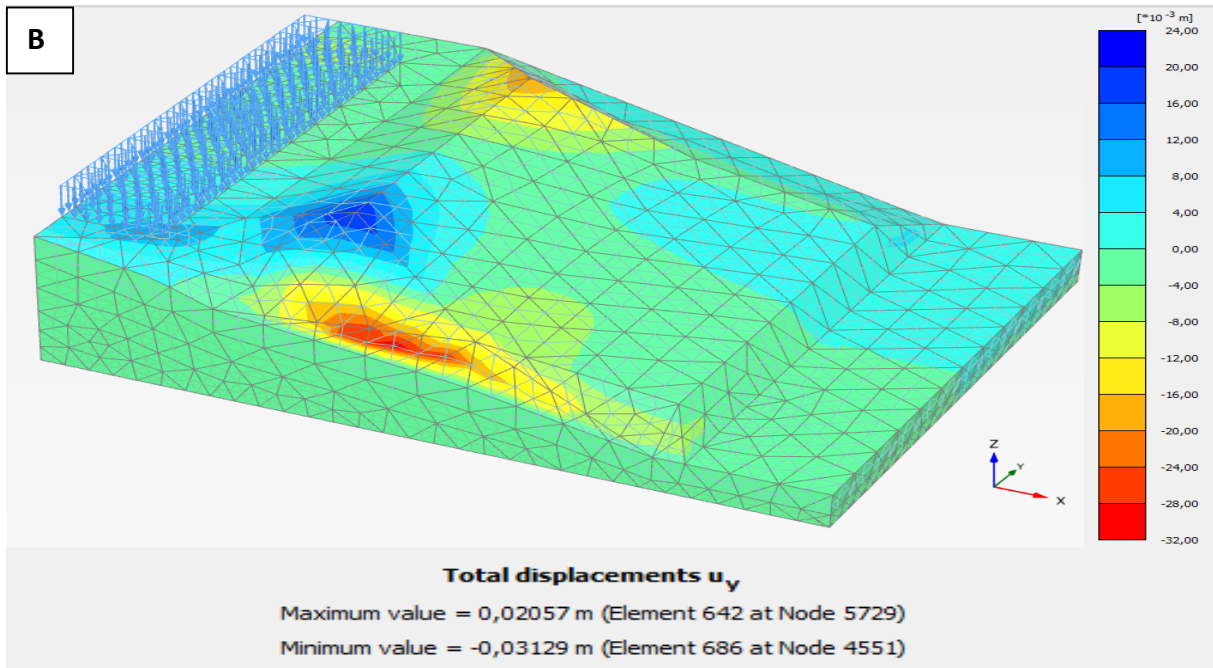


Figure n°4.12: Schéma représentatif des déplacements [U_y].

▪ Coefficient de sécurité

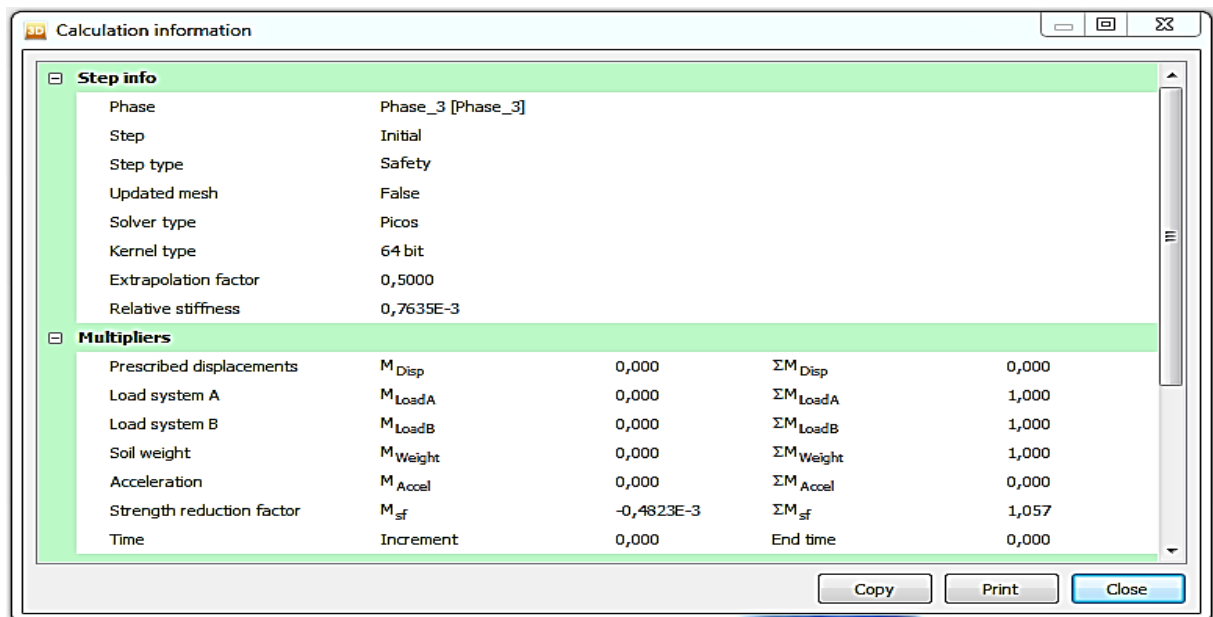


Figure n°4.13 : Affichage par défaut du coefficient de sécurité ($F_s=1.057$).

Commentaire :

Le coefficient de sécurité 1.05 est inférieur à 1,5. Dans ce cas le talus se trouve dans un état de glissement précaire.

Conclusion

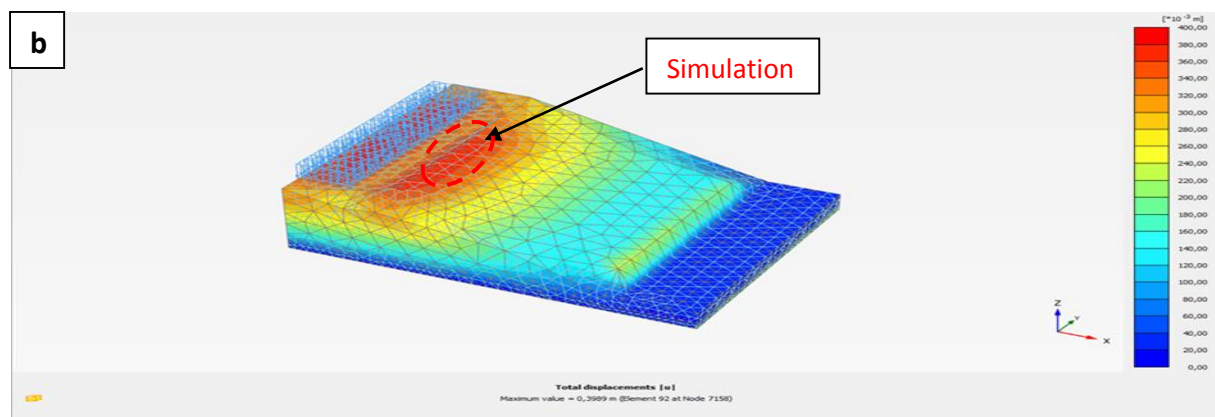
L'interprétation de l'ensemble des résultats est résumée dans le tableau n°4.5. On y constate que la solution de stabilisation par terrassement présente des signes d'instabilité, se sont manifestés par le développement des fissures qui ont été élargis lors des terrassements comparativement au cas du talus à son état initial (pente naturelle). Ceci est démontré par l'augmentation de la valeur des déplacements enregistrés, ainsi par la diminution du coefficient de sécurité trouvé (1.05), ce qui signifie que le système de confortement choisi n'est pas efficace pour garantir la stabilité du talus.

Cas statique	U (m)	U _X (m)	U _Y (m)	FS
Pente naturelle	0.32	0.11	$8,12 \cdot 10^{-3}$	1.10
Après terrassement	0.39	0.34	0.03	1.05

Tableau n°4.5: Récapitulatifs des résultats après terrassement du talus.



(a) Déplacement réel du talus



(b) Déplacement par simulation numérique U=39cm

Figure n°4.14: Comparaison entre les résultats numériques et réels du talus (Fs=1.05).

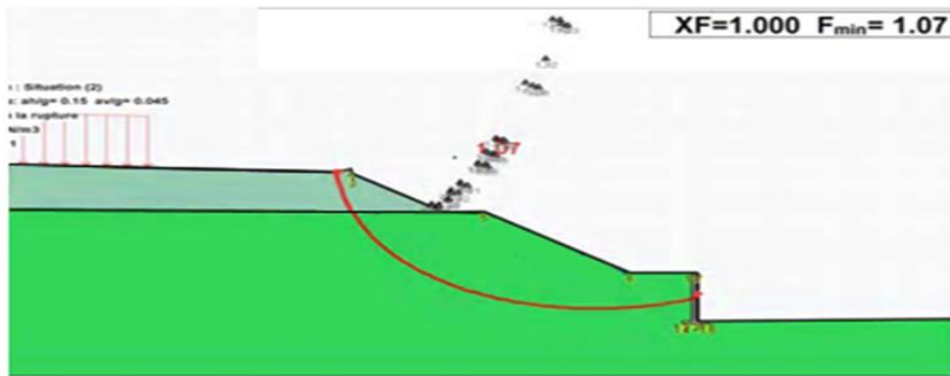


Figure n°4.15: Analyse du modèle sujet d'étude avec TALREN 4 ($F_s=1.07$).

Cette même analyse a été effectuée à l'aide du logiciel TALREN 4, un autre code de calcul basé sur la méthode des différences finies, donne une valeur du coefficient de sécurité relativement proche de celle trouvée par PLAXIS 3D.

5. stabilisation du modèle par renforcement

Les résultats obtenus dans la partie précédente révèlent que le talus est instable, ainsi dans toutes les sections étudiées {voir annexe C}, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement sur toute la longueur du talus.

5.1. Clouage par pieux

5.1.1. Talus inférieur

Compte tenu de l'ampleur des désordres de la profondeur du glissement qui dépasse les **39 cm**, et qui affectent l'ensemble du versant et que le site montre des signes de glissements encore très actifs (talus supérieur), chose qui restreint les solutions envisageables pour le confortement.

Nous avons pensé alors au confortement du versant par inclusions rigides du type pieux en béton armé (BA) forés simples, au centre du talus inférieur. Les parties limitrophes seront renforcées par des murs conventionnels. {Voir annexe D}.

Tandis que les talus exposés aux immeubles (talus supérieur), seront confortés par un chargement (remblais).edcfcgfbgvff cfcddddsssssssfgybhdfcfrcfdsfcgvcfvcfcvv v 0020

C'est donc la stabilisation par pieux en BA, ancrés verticalement suffisamment dans la couche de marne saine qui se présente ici comme une première solution adéquate. Qu'on a jugé efficace pour ce type de situation, étant donné qu'ils peuvent être mis en place sans aggraver l'équilibre précaire du site, ainsi les constructions avoisinantes.

Il est à noter que la géométrie du pied du talus est favorable pour implanter ce type de confortement vu l'existence d'une berme.

✚ Typologies du mur final :

- PK 0+958 – PK 0+968 – Mur conventionnel sur un linéaire 10m (mur type 1).
- PK 0+968 – PK 0+980 – Rideau de pieu à 1 file sur un linéaire de 10m (mur type 2.1).
- PK 0+980 – PK 1+020 – Chevalet de pieu sur un linéaire de 39.40m (mur type 3)
- PK 1+020 – PK 1+055 – Rideau de pieu à 1 file sur un linéaire de 34.47m (mur type 2.2).
- PK 1+055 – PK 1+075 – Mur conventionnel sur un linéaire de 20m (mur type 1).

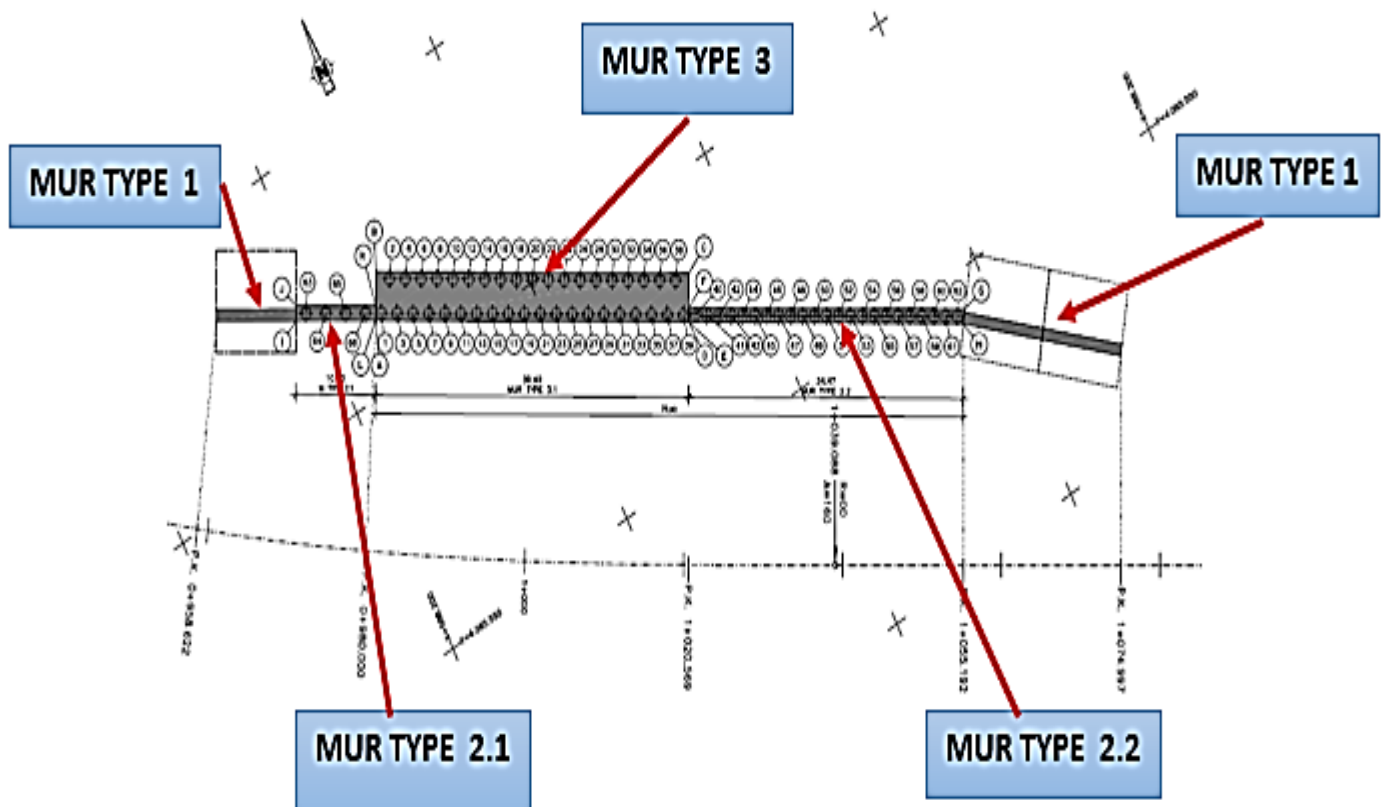


Figure n°4.16: Vue en plan de mur pieux échelle 1 :250.

5.1.1.1. Définition des données

○ Talus inférieur

Sur la même coupe étudiée dans la partie précédente, on propose l'installation dans la partie centrale, un rideau de pieux circulaires de 1 m de diamètre, à 20 m de profondeur, qu'on a estimée suffisante pour que les pieux soient ancrés dans la marne saine qu'on a jugée résistante. **{Voir annexe D}**.

- Espacés de 2 m et 1.50 m entre axe respectivement pour les deux murs pieux type 3 et 2.2, et de 2.50 m pour le mur pieux type 2.1 ;
- Un espacement régulier de 3.20 m entre les deux files de mur pieux type 3 ;
- Dans la partie supérieure du rideau des pieux en place une poutre de liaison avec une hauteur de 1.20 m et une largeur de 4.60 m pour le mur pieux type 3 et 1.40 pour les deux murs pieux 2.1 et 2.2.

A la fin une jonction entre les pieux doit être assurée par une nappe de treillis à soude et un béton projeté afin de garantir leur stabilité. **{Voir annexe D}**.

Selon les données géotechniques disponibles, les pieux seront ancrés dans la couche de marne argileuse (T_{malt}) et de la marne saine (T_m).

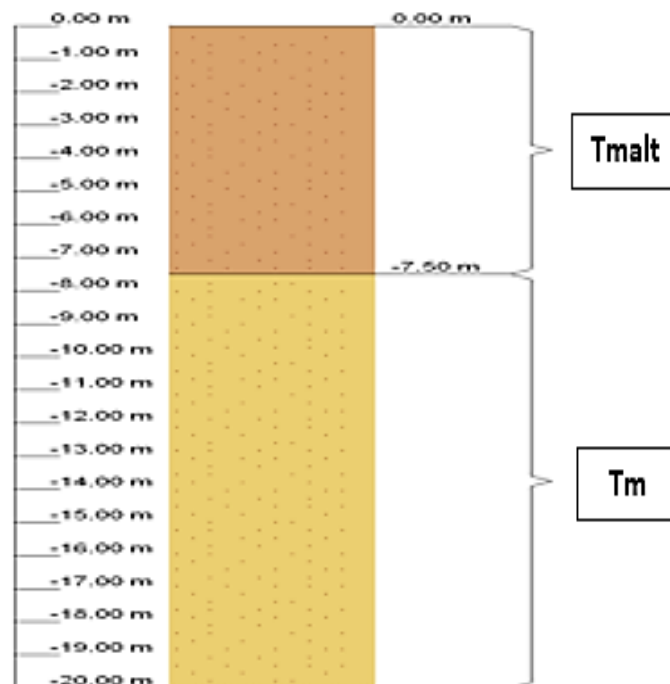


Figure n°4.17: Section verticale du terrain.

○ Talus supérieur

Pour le talus supérieur on a proposé de purger (substitution partielle) l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, en réalisant des gradins afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport (remblais). Et les remplacer par un matériau de meilleure qualité d'une hauteur de 12 m. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

A la fin un système de drainage prévu pour minimiser l'effet de l'eau et protéger le remblai et le mur pieux contre l'érosion des eaux pluviales {voir annexe E}

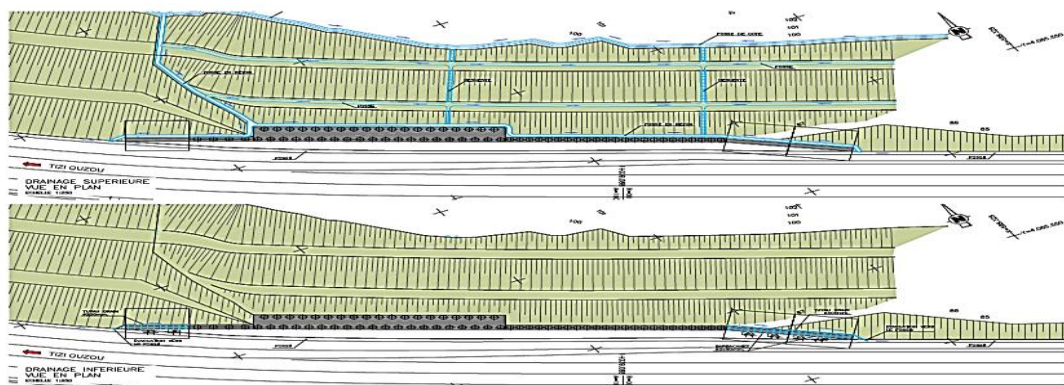


Figure n°4.18: Système de drainage au niveau du mur PK 1+04.



Figure n°4.19: Système de drainage (photos novembre 2019).

Recommandation :

Compte tenu de l'équilibre précaire du site, nous insistons sur le fait que la réalisation des remblais ne doit commencer qu'après réalisation des pieux, afin d'assurer et préserver la sécurité de l'ouvrage. Car le remblai risque d'aggraver l'instabilité du lieu et l'atténuer surtout s'il est mal exécuté.

5.1.1.2. Modélisation du modèle avec renforcement

Le tableau suivant regroupe les données qui seront injectés dans la modélisation :

N°	Identification	Type de modélisation	Type de comportement	Rigidité normale [KN/m ²]	Poids volumique [KN /m/m]
1	Pieux	Embedded piles	Élastique	$3,2 \cdot 10^7$	25
2	Mur conventionnel	Plates	Élastique	$3,2 \cdot 10^7$	25
3	Semelle	Plates	Élastique	$3,2 \cdot 10^7$	25
4	Poutre de liaison	Beams	Élastique	$3,2 \cdot 10^7$	25

Tableau n°4.6: Paramètres utilisés pour les éléments de confortement.

5.1.1.2.1. Présentation des résultats de la modélisation

- modélisation du rideau des pieux

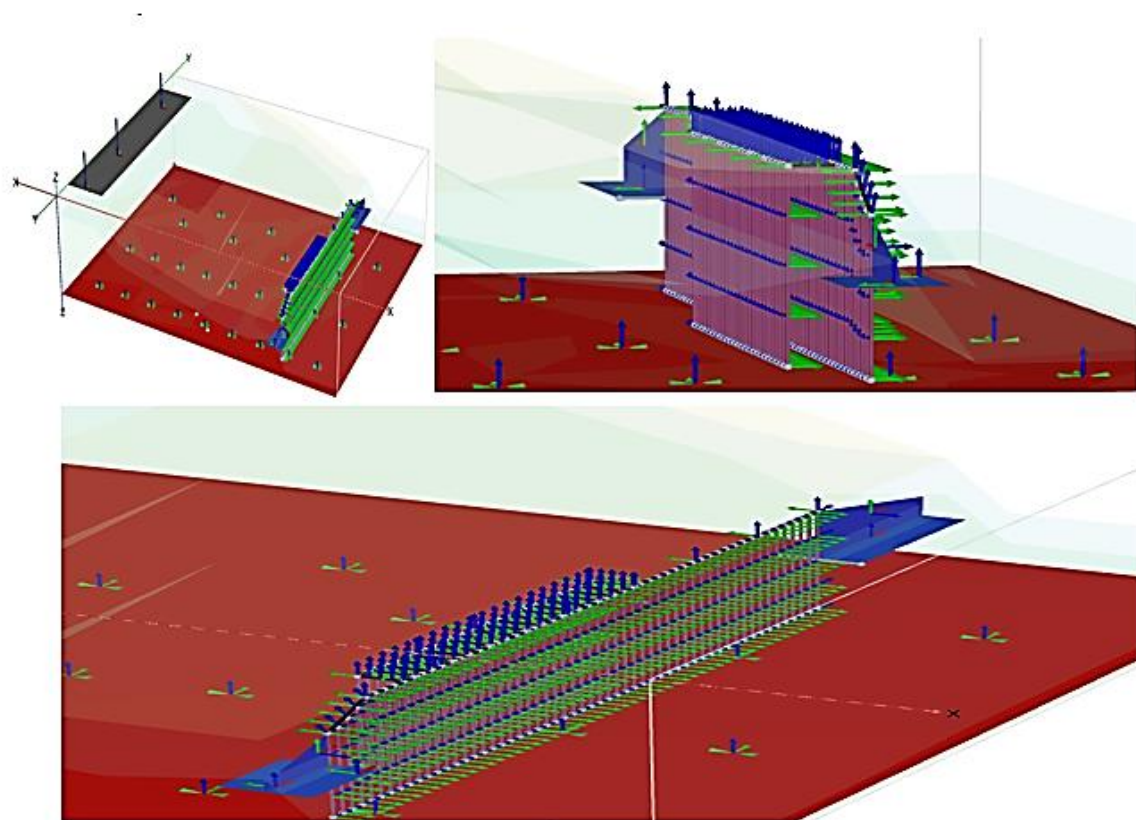


Figure n°4.20: Modélisation du rideau de pieux par le code de calcul Plaxis 3D.

- Modélisation de la Poutre de couronnement

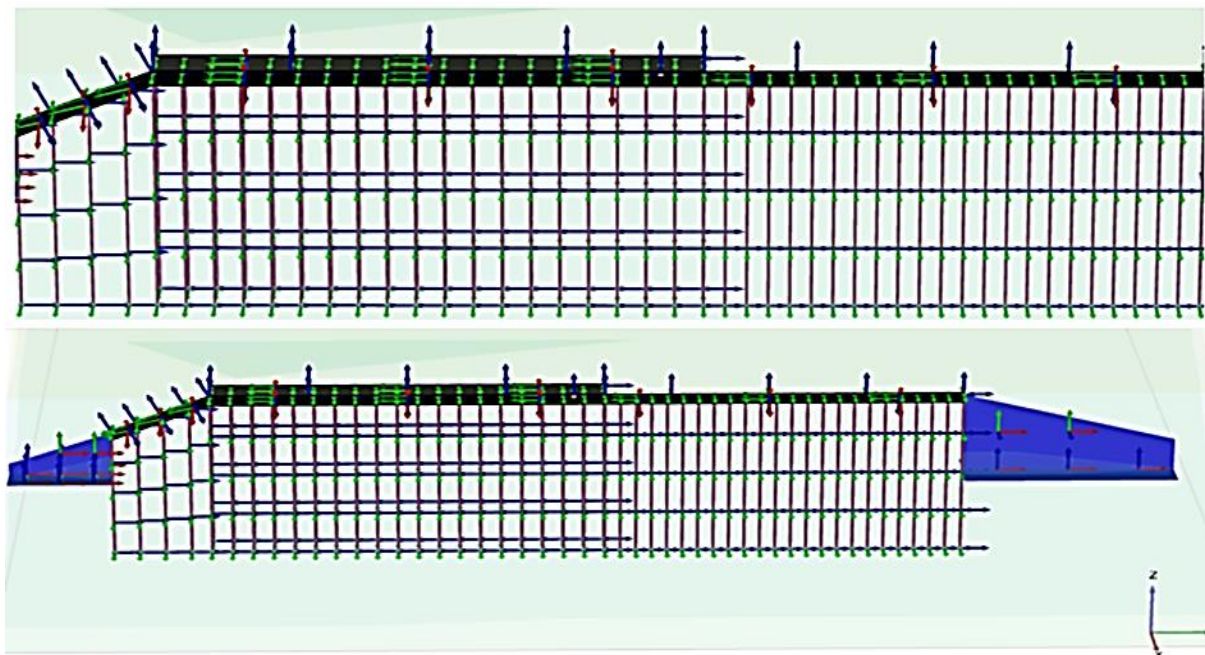


Figure n°4.21: Modélisation de la Poutre de couronnement par le code de calcul Plaxis 3D.

- Modélisation des Murs conventionnels

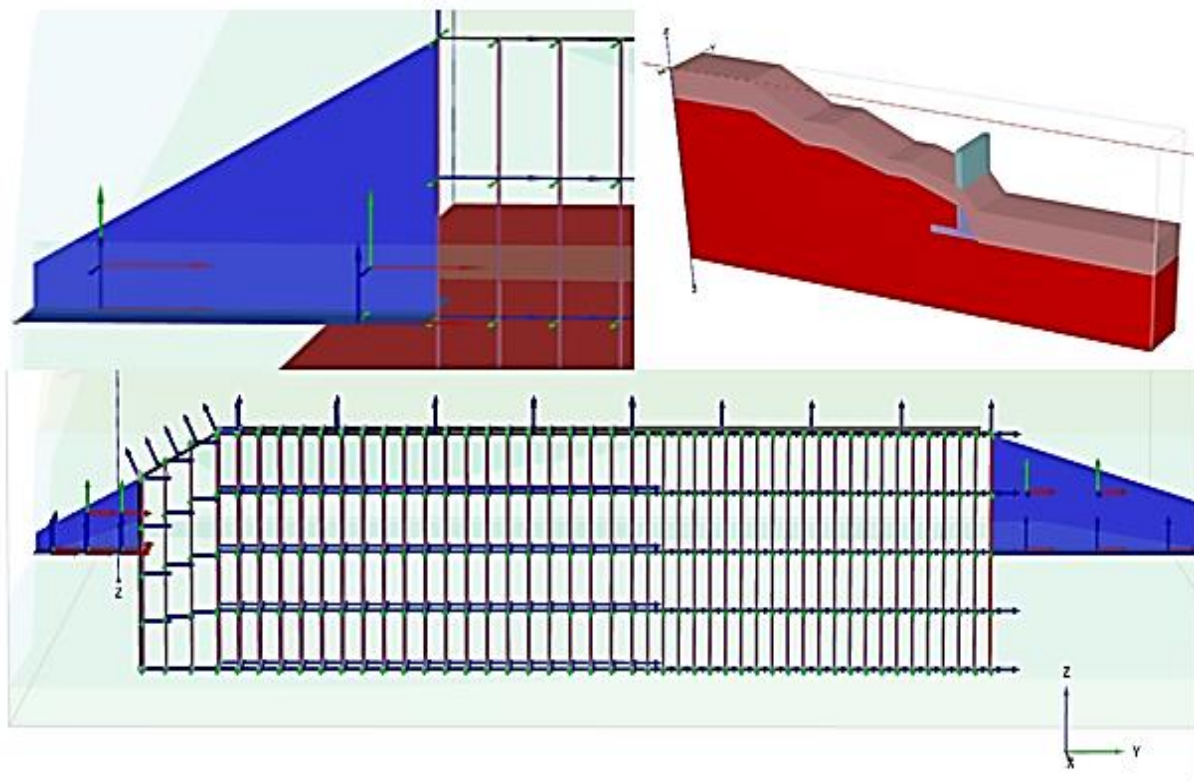


Figure n°4.22: Modélisation des murs conventionnels par le code de calcul Plaxis 3D.

- **Modélisation des remblais**

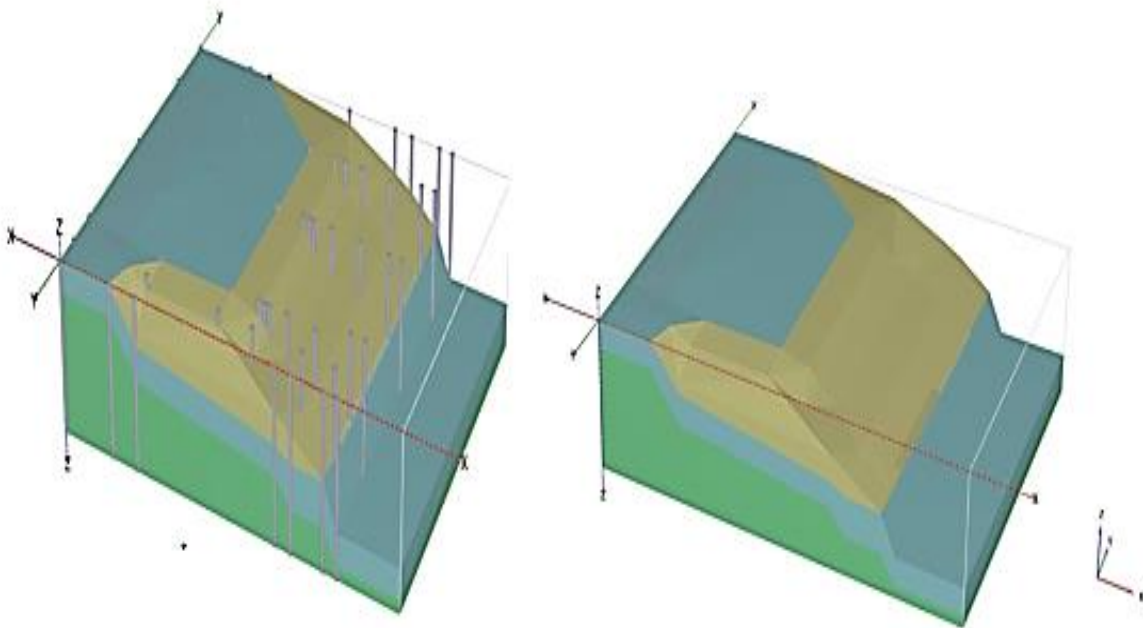


Figure n°4.23: Modélisation des remblais par le code de calcul Plaxis 3D.

5.1.1.2.2. Principaux résultats

- **Génération du maillage :**

On peut visualiser la déformation du maillage dans la figure suivante avec une valeur maximale de **0.14 m**.

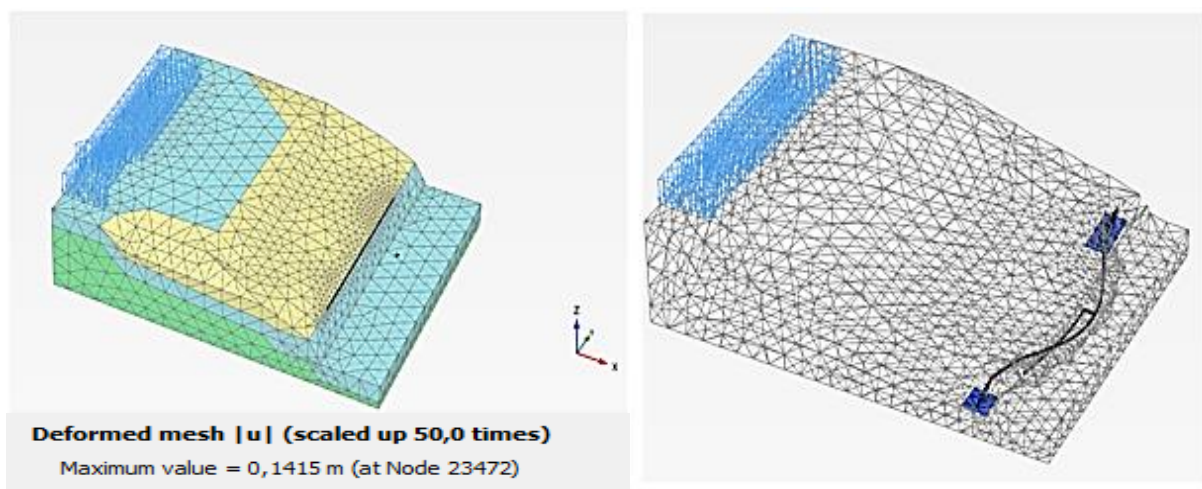


Figure n°4.24: Schéma représentatif de la déformée du maillage.

Le résultat graphique de la modélisation relative à l'état des déplacements totaux est représenté dans la figure n°4.25.

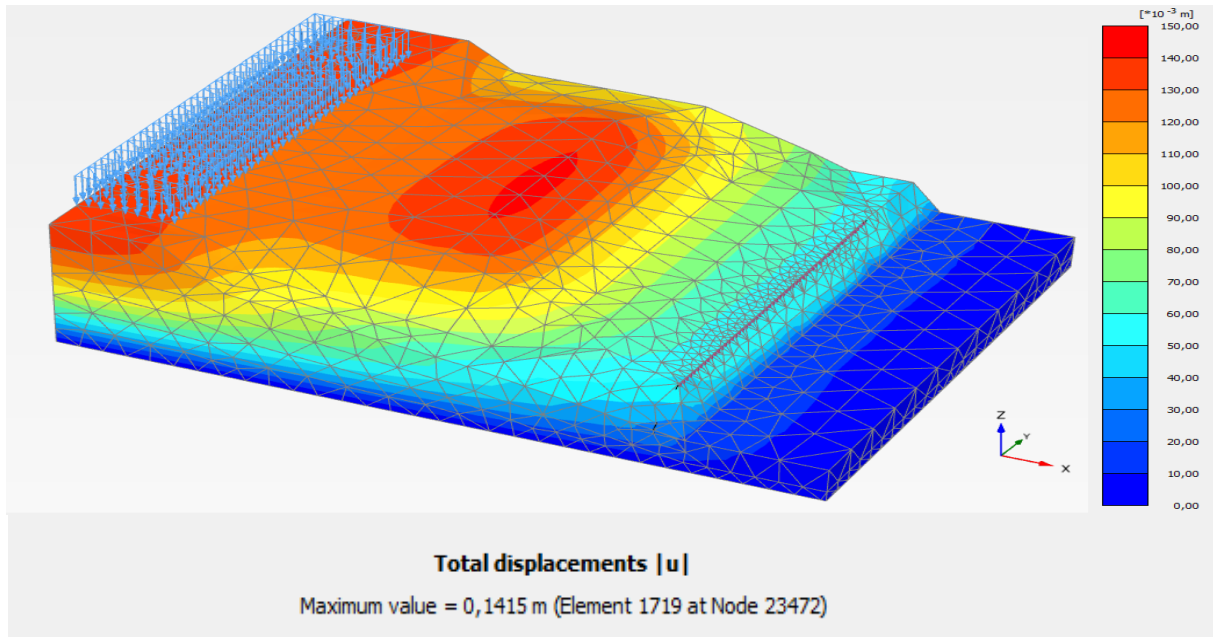


Figure n°4.25: Schéma représentatif des déplacements totaux [U].

- **Déplacements**

Les résultats graphiques de la modélisation relative à l'état des déplacements horizontaux [A], latéraux [B], sont représentés dans les figures suivantes.

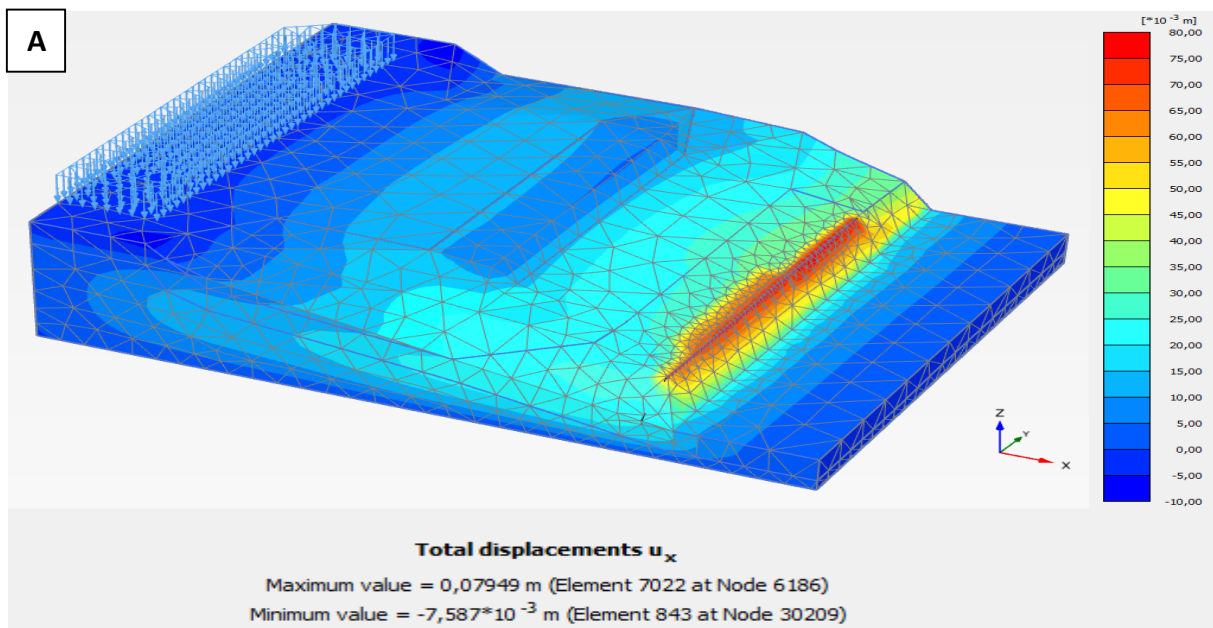


Figure n°4.26: Schéma représentatif des déplacements [U_x].

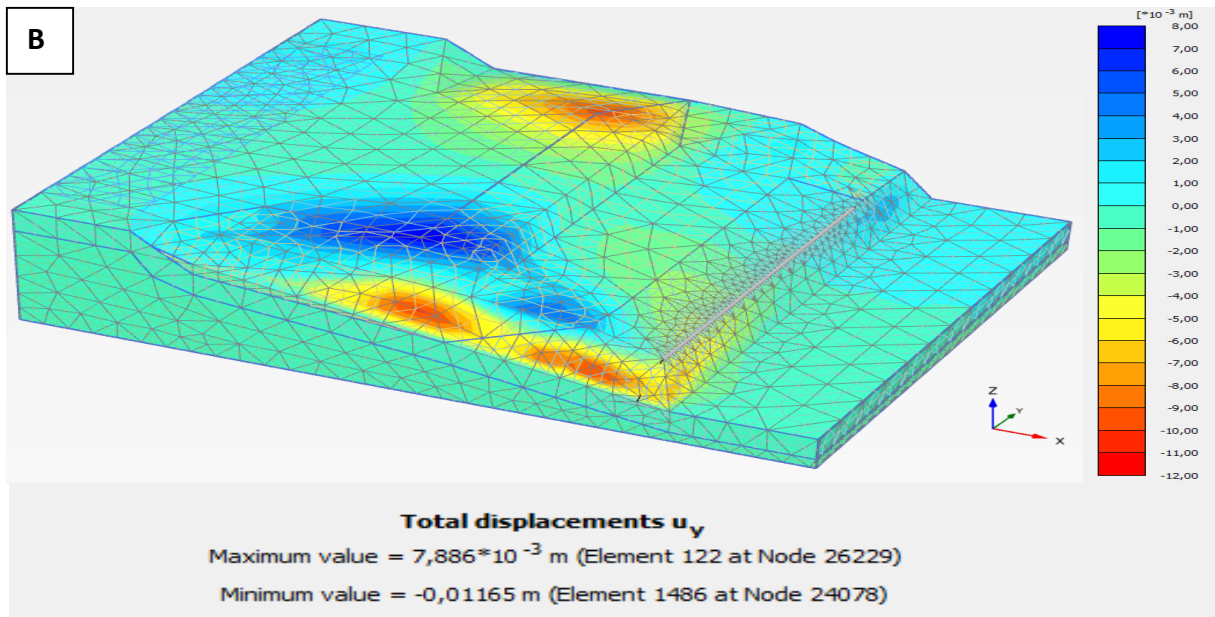


Figure n°4.27: Schéma représentatif des déplacements [UY].

- Coefficient de sécurité :

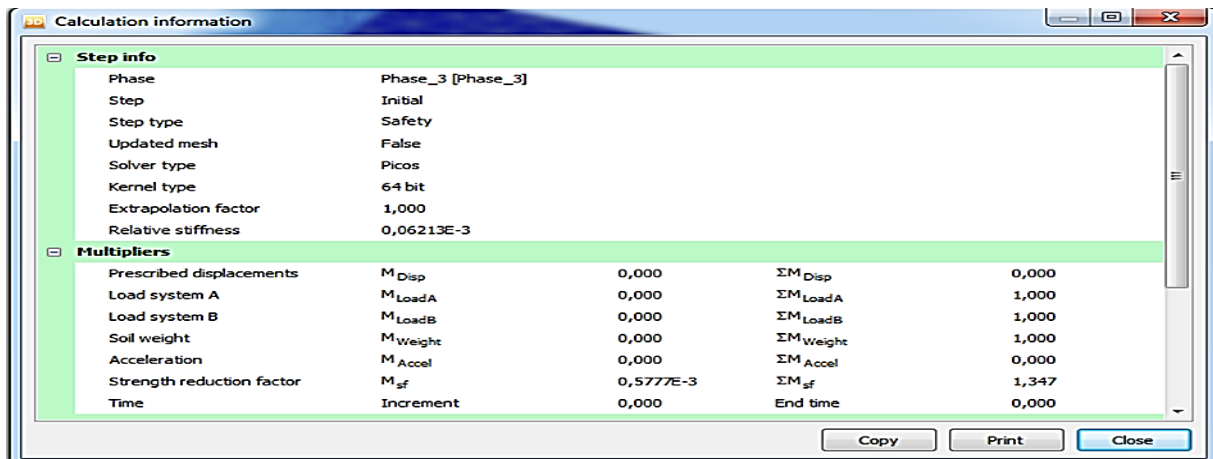


Figure n°4.28: Affichage par défaut du coefficient de sécurité ($F_s=1.34$).

Interprétation des résultats :

L'ensemble des résultats sont résumé dans le tableau n°4.7.

U (m)	U_x (m)	U_y (m)	F_s
0.14	0.07	0.01	1.34

Tableau n°4.7: Récapitulatifs des résultats 1^{re} solution.

On remarque après la mise en place des pieux une diminution importante des déplacements $[U_x]$, $[U_y]$. Cette variation se manifeste par une augmentation remarquable du coefficient de sécurité = 1.347, mais il reste toujours inférieur 1.5.

On constate que les pieux avec 1 m de diamètre ont un effet stabilisant faible sur le talus, ce qui nous a ramenés à une autre solution.

5.1.2. Deuxième solution

Pour la suite de notre étude, on garde la configuration précédente (1^{re} solution). En second, on souhaite réduire les déplacements d'une manière à assurer et même garantir la stabilité de notre talus .Du coup, on a proposé de redimensionner les pieux en augmentant leurs diamètres de 1 m à 1.20 m, et éliminer la deuxième file de pieux dans le mur type 3 (traçant PK 0+980 à PK1+020). Cela offre un gain économique intéressant en termes de volume de béton armé à utiliser, sans pour autant trop influencer sur la stabilité de l'ensemble (Figure n°4.29).

Il est à noter que les murs type et 2.1, 2.2, et 3 gardent les mêmes espacements entre axes que la solution précédente.

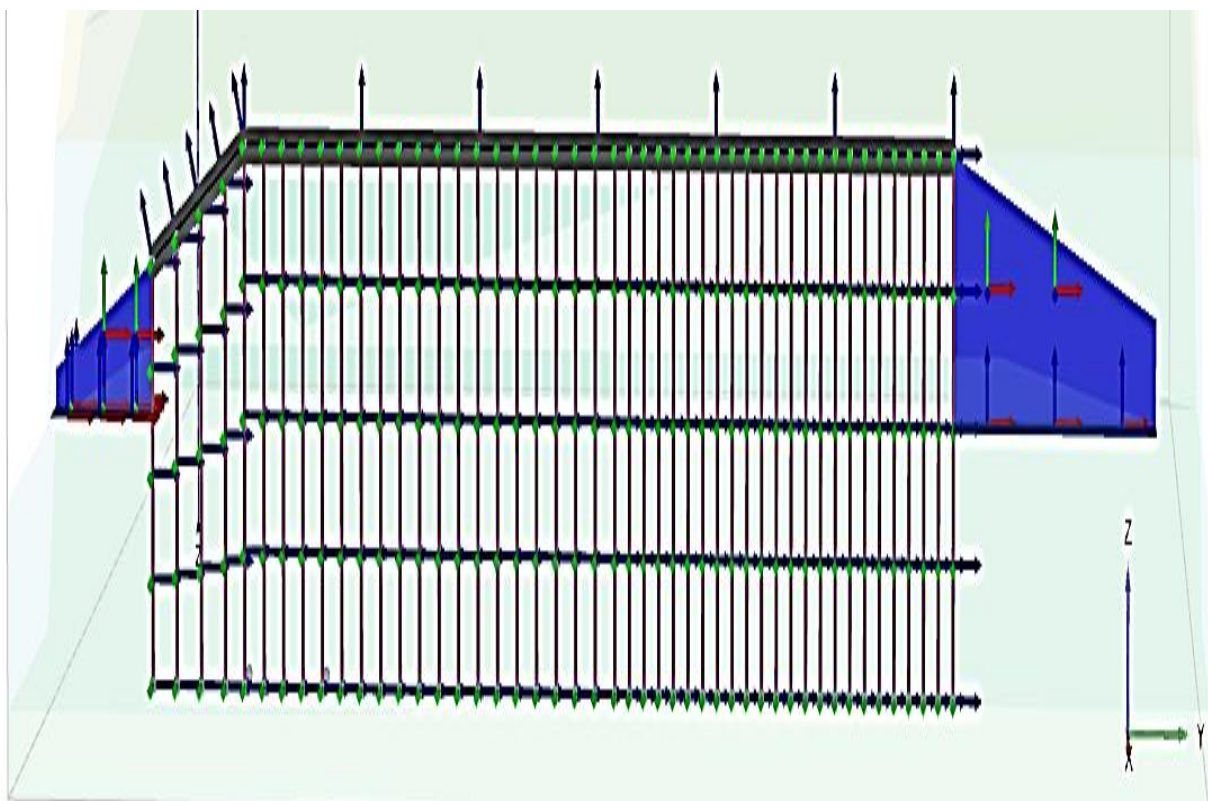


Figure n°4.29: Modélisation du mur PK1+04 2 par le code de calcul Plaxis 3D.

5.1.2.1. Principaux résultats

- **Génération du maillage :**

On peut admirer la déformation du maillage dans la figure suivante avec une valeur maximale de **0.031 m**.

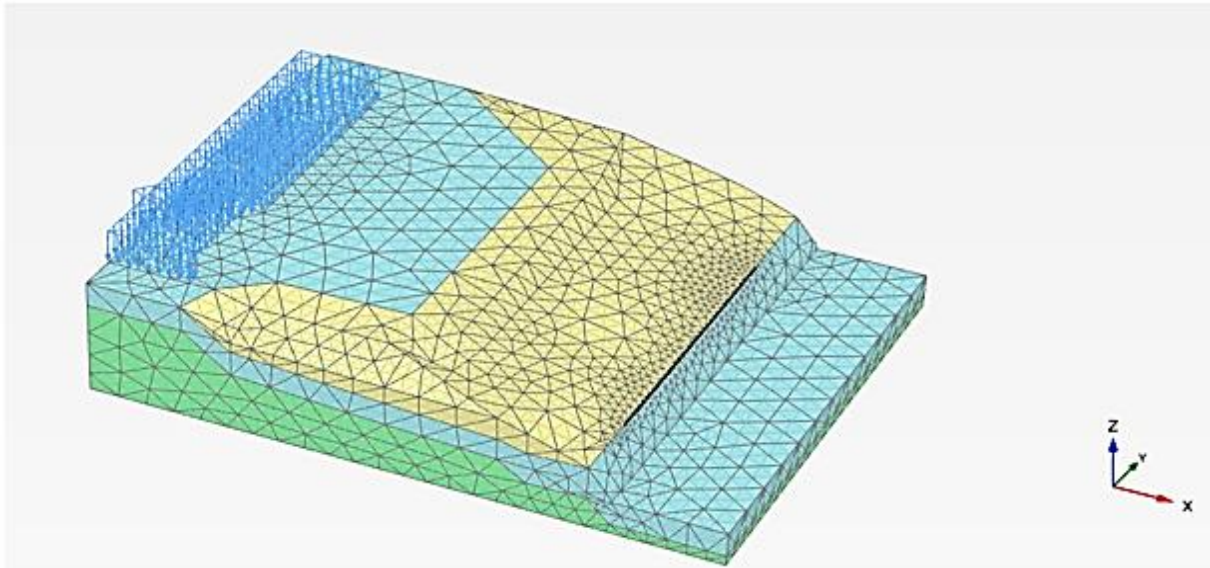


Figure n°4.30: Schéma représentatif de la déformée du maillage.

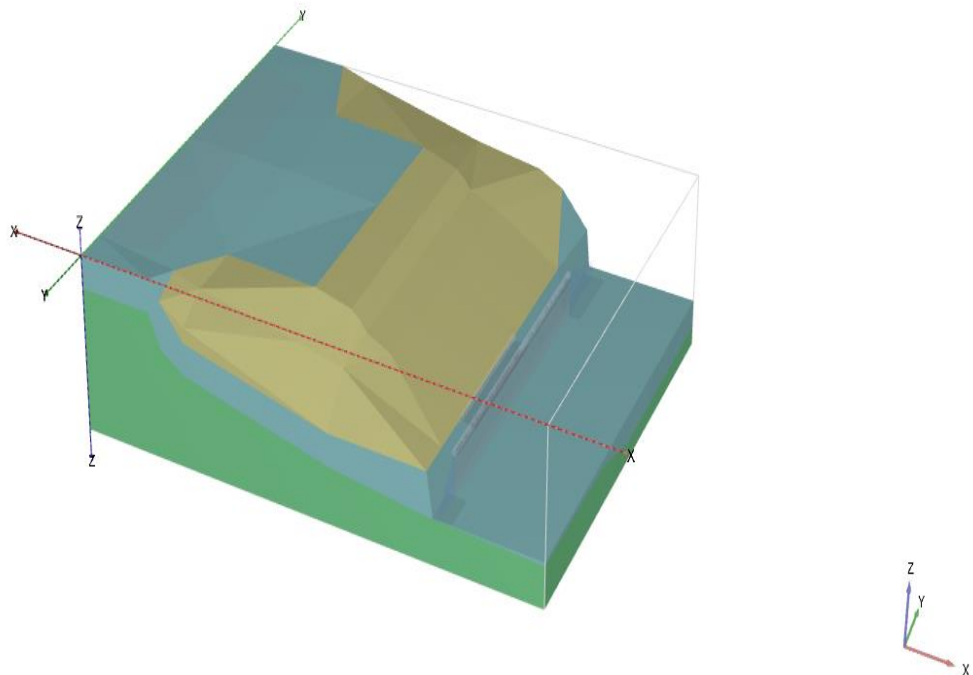


Figure n°4.31: Excavation de la partie extérieure du rideau de pieux.

Le résultat graphique de la modélisation relative à l'état des déplacements totaux est représenté dans la figure n°4.32.

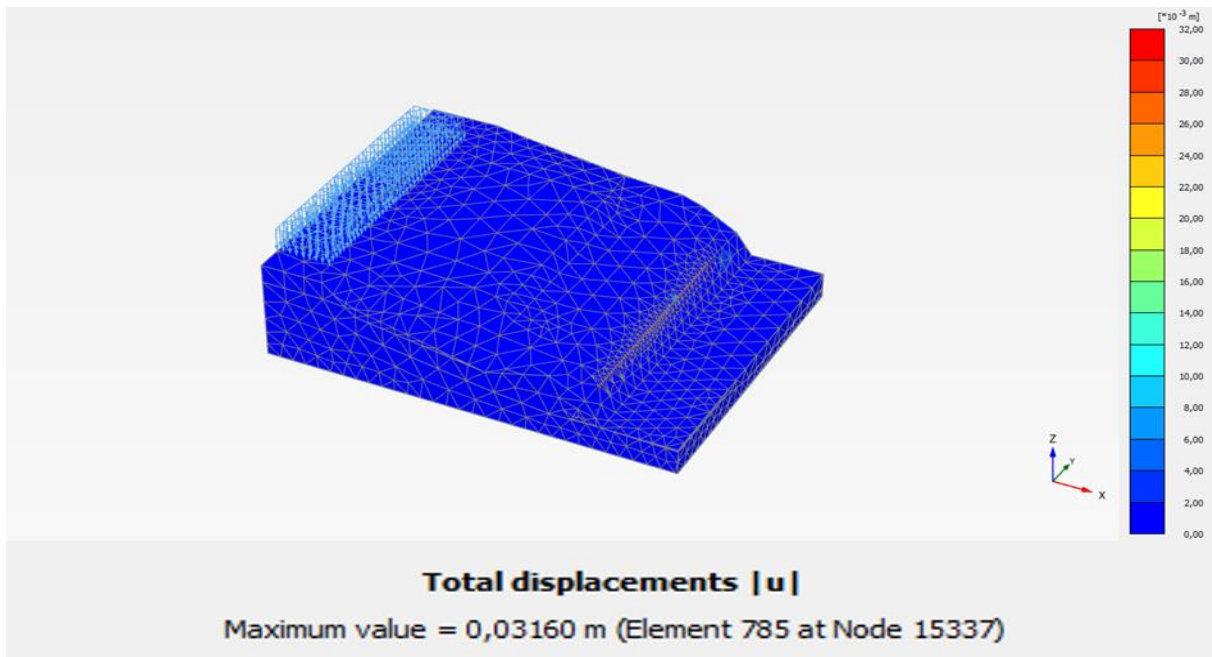


Figure n°4.32: Schéma représentatif des déplacements totaux [U].

- **Déplacements**

Les résultats graphiques de la modélisation relative à l'état des déplacements horizontaux [A], latéraux [B], sont représentés dans les figures suivantes.

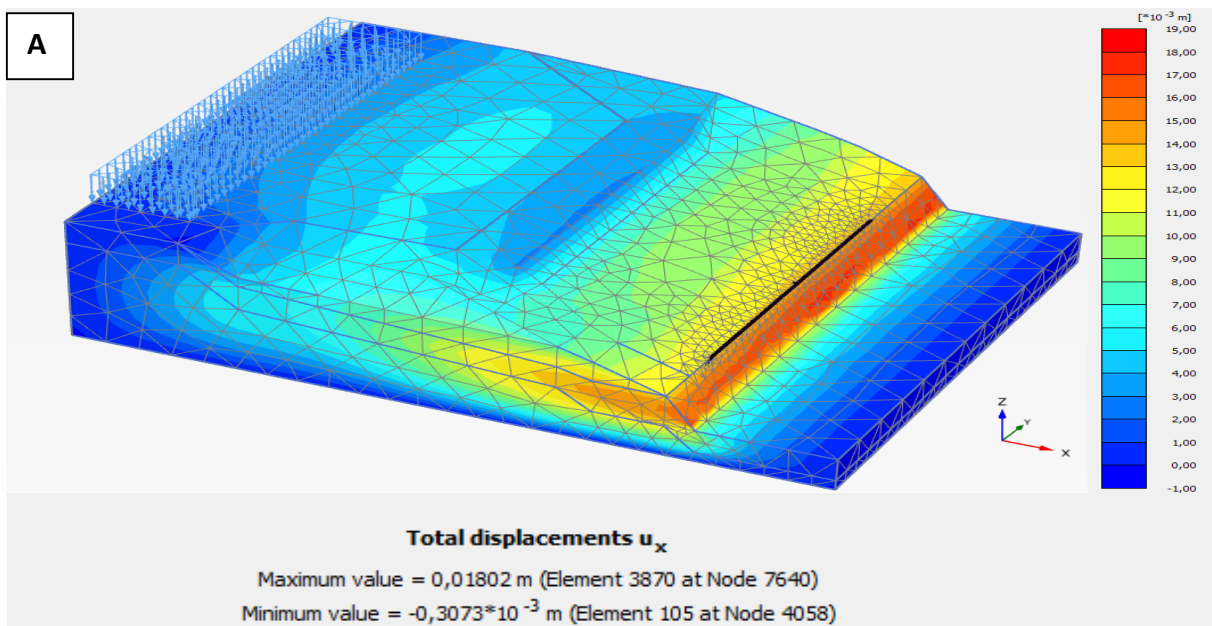


Figure n°4.33: Schéma représentatif des déplacements [UX].

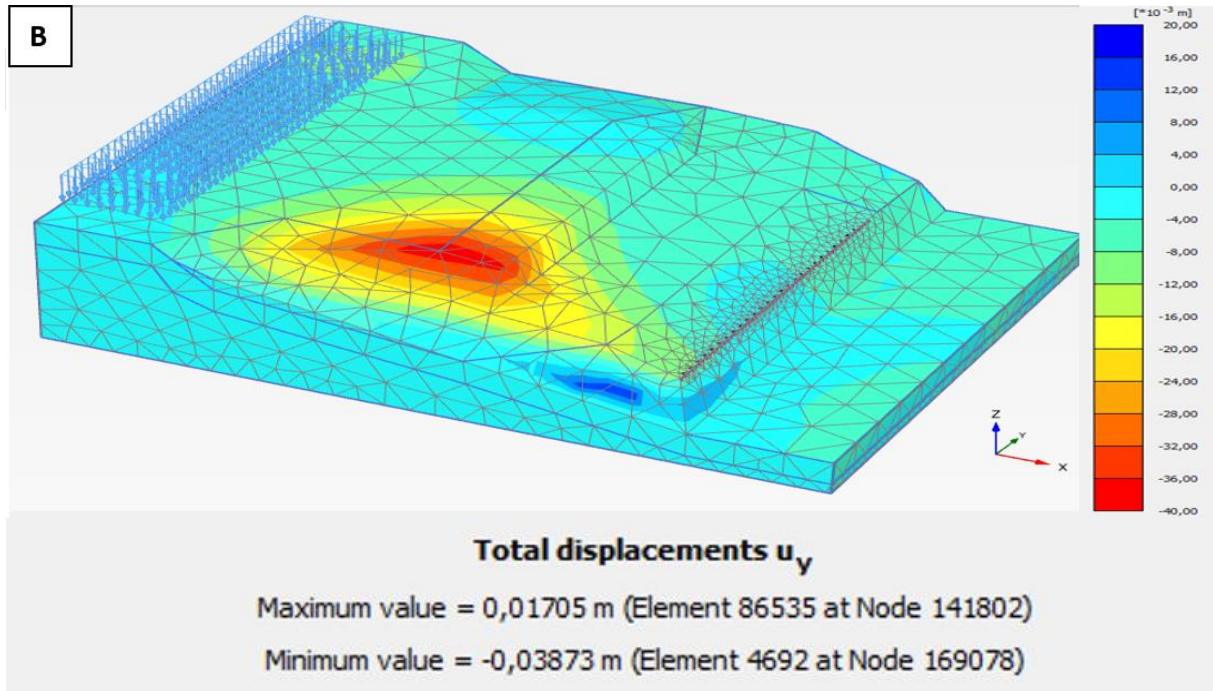


Figure n°4.34: Schéma représentatif des déplacements $[U_y]$.

- Coefficient de sécurité :

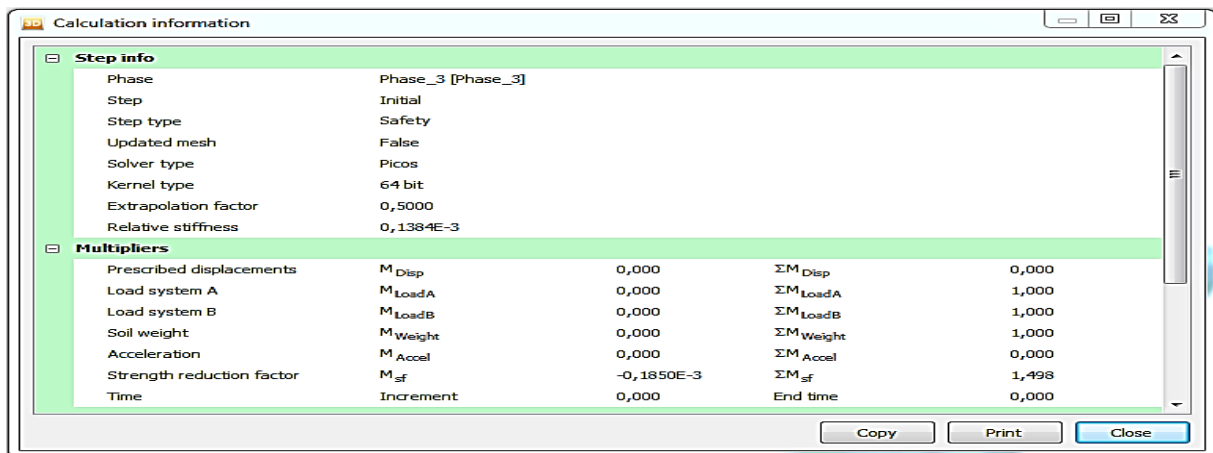


Figure n°4.35: Affichage par défaut du coefficient de sécurité ($F_s=1.49$).

5.1.2.2. Interprétation des résultats :

L'ensemble des résultats sont résumé dans le tableau n°4.8.

$U(m)$	$U_x(m)$	$U_y(m)$	F_s
0.031	0.018	0.038	1.49

Tableau n°4.8 : Récapitulatifs des résultats (2^e solution).

Les résultats montrent que le terrain doit être stable, mais avec une marge du risque. On constate d'une part que les pieux avec 1.20 m de diamètre influe sur les déplacements des pieux, son augmentation se traduit par l'amélioration de la rigidité axiale EI , ainsi ils auront une meilleure résistance à la flexion, ce qui diminue leurs déplacements et augmente les efforts résistants. D'autre part l'augmentation de la rigidité axiale induite à une différence significative du coefficient de sécurité (1.49) mais il reste toujours inférieur à 1,5.

Cependant une augmentation des déplacements verticaux est remarquée, qui revient probablement à l'élimination de la deuxième file de pieux.

Pour remédier à cela on a trouvé nécessaire de prévoir un système de renforcement plus résistant pour réduire, voire éliminer ce risque. Ce sera l'objet de la partie suivante.

5.1.3. Troisième solution étude statique

Au vu de la particularité du talus PK 01+040, des bâtiments sont positionnés au-dessus du talus et l'autoroute en dessous, on a trouvé nécessaire et judicieux d'ajouter la deuxième file de pieux et les faire disposer en alternance. Afin d'assurer et garantir la stabilité de l'ensemble **{Voir annexe D}**.

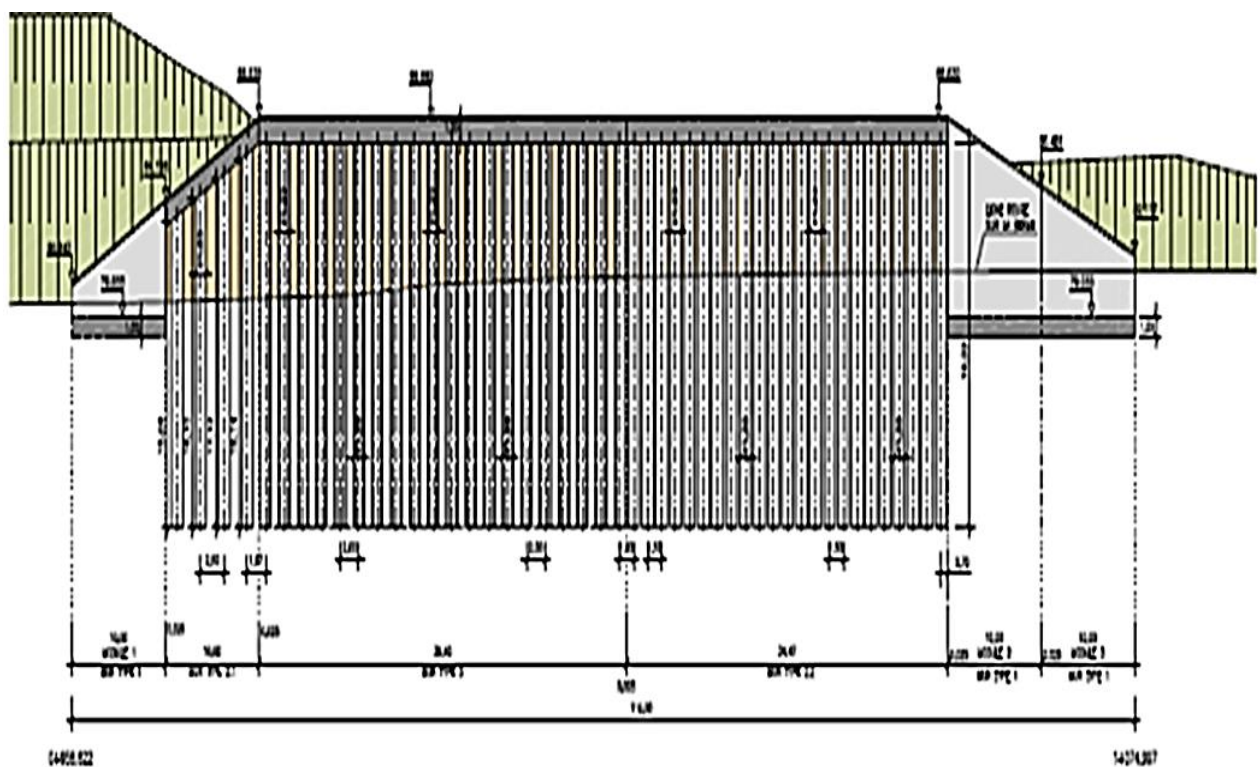


Figure n°4.36: Vue en élévation du mur PK1+04 (échelle 1 :200).

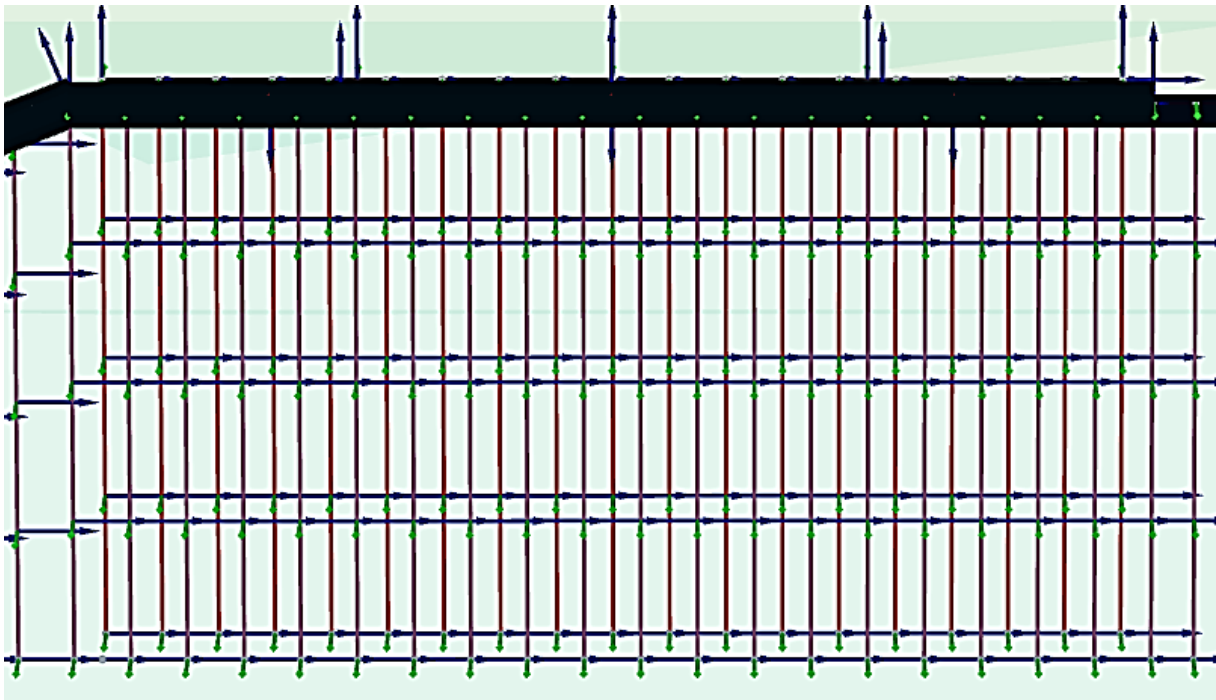


Figure n°4.37: Vue en 3D de groupes de pieux disposés en alternance (Mur type 3).

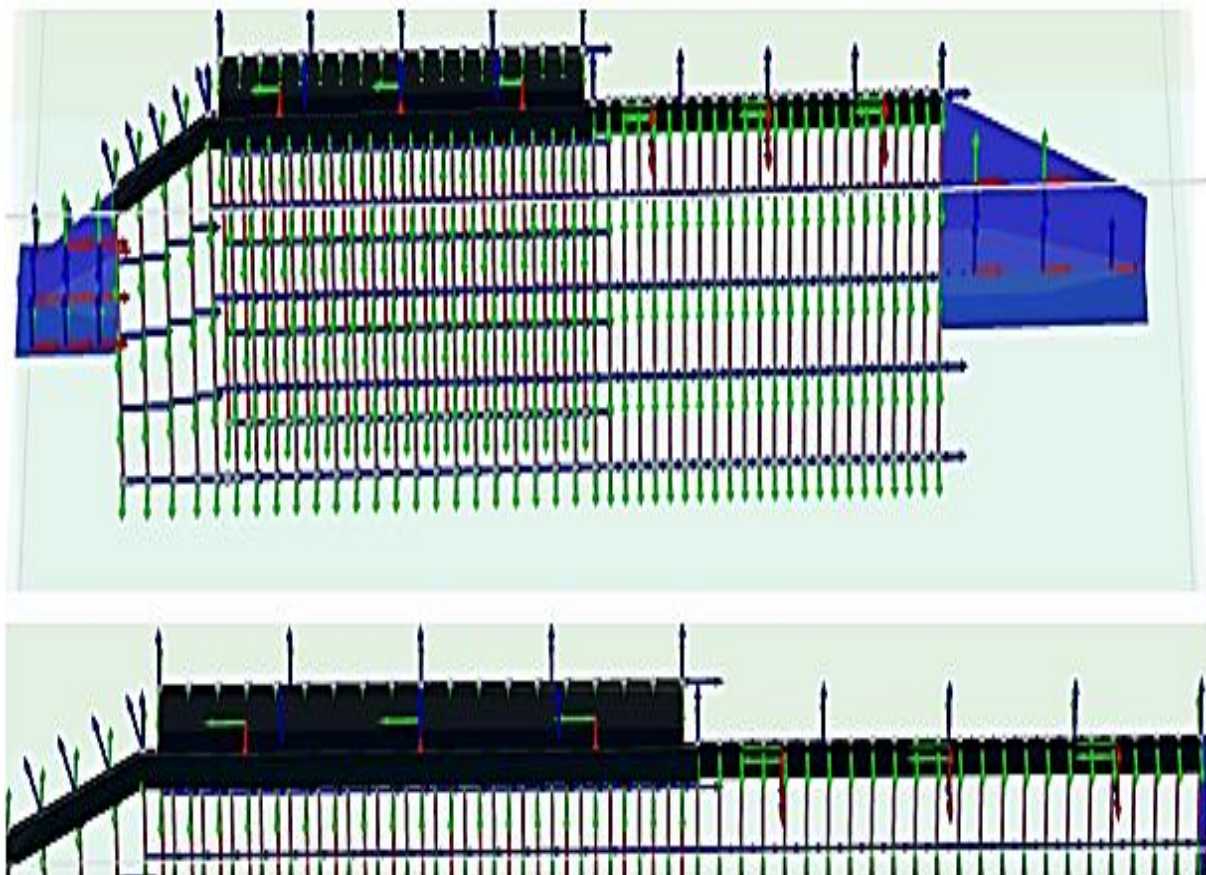


Figure n°4.38: Modélisation de mur PK1+04 par le code de calcul Plaxis 3D.

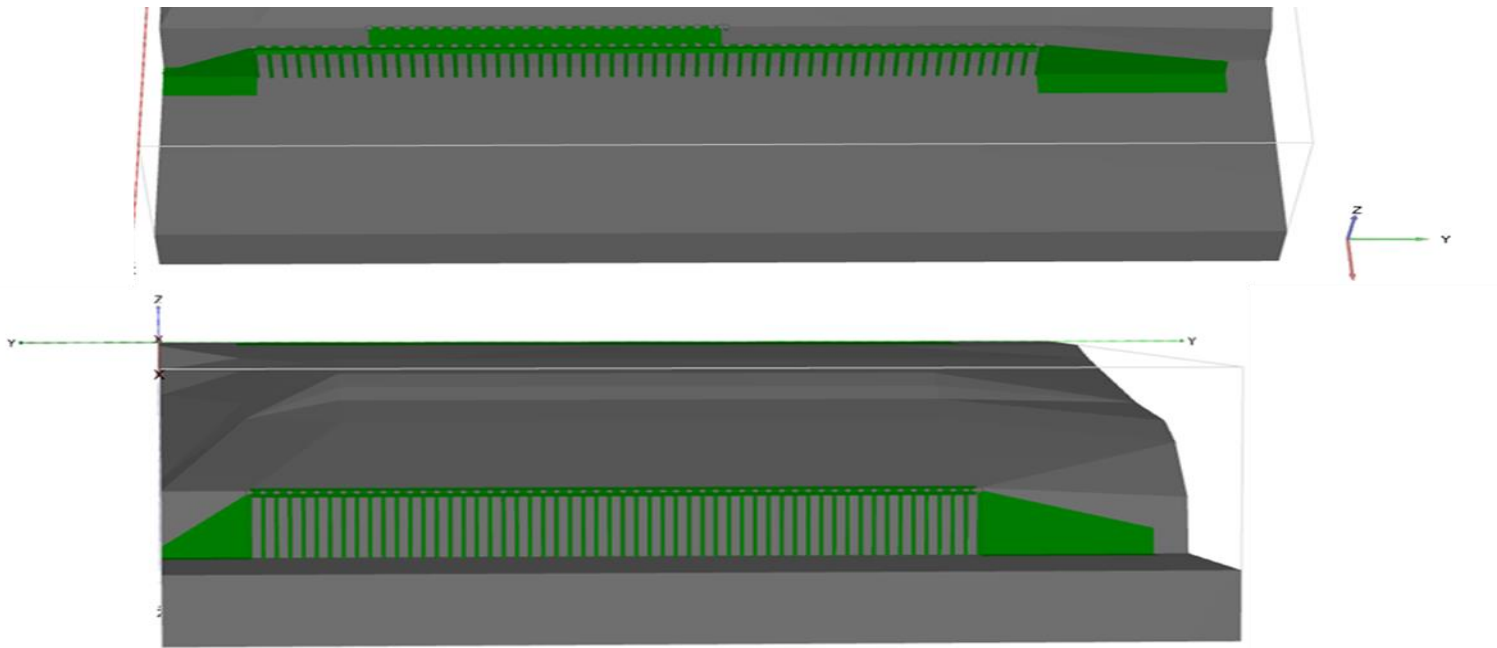


Figure n°4.39 : Excavation de la partie extérieure du rideau de pieux.

5.1.3.1. Principaux résultats

- Génération du maillage :

On peut visualiser la déformation du maillage dans la figure suivante avec une valeur maximale de $4,82 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

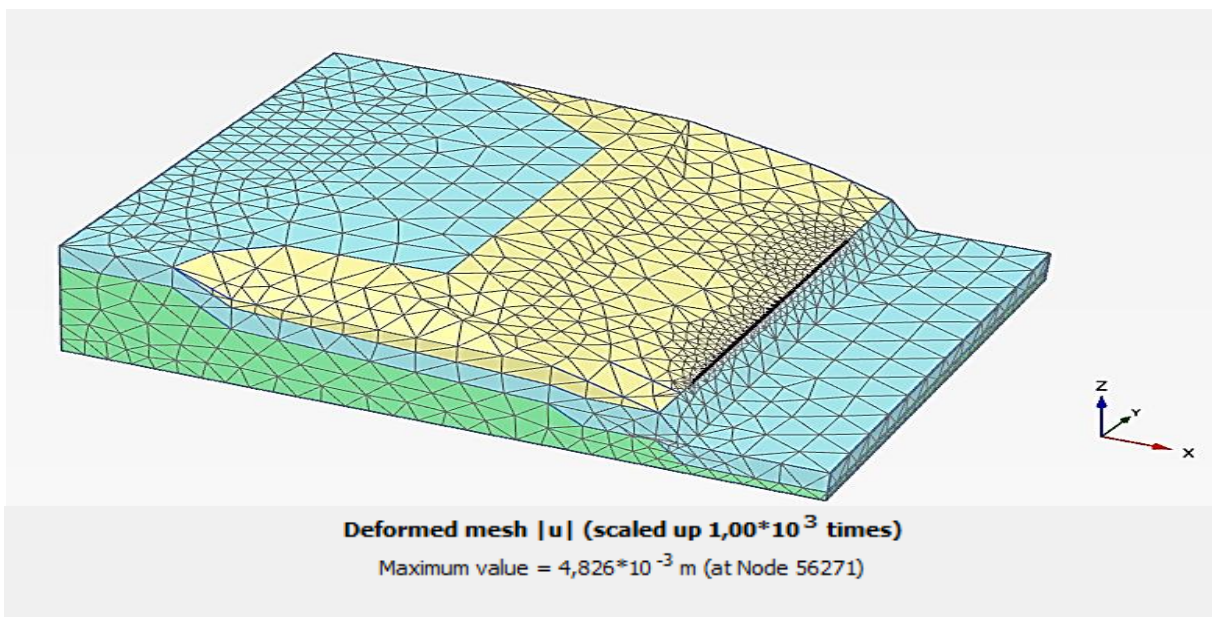
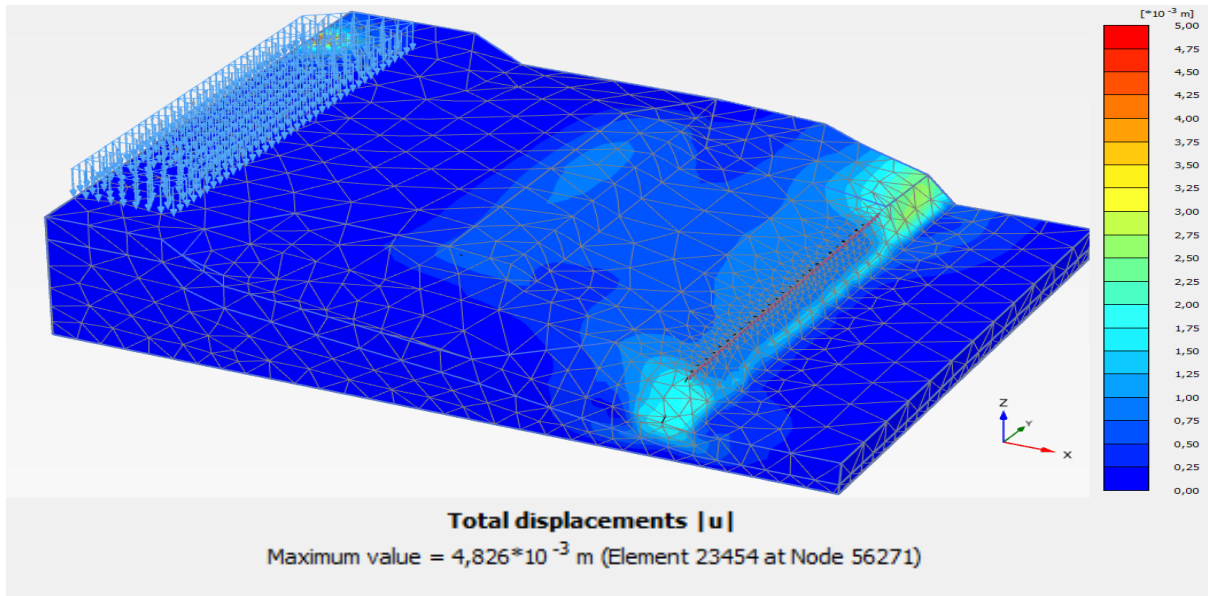


Figure n°4.340: Schéma représentatif de la déformée du maillage.

- Les déplacements

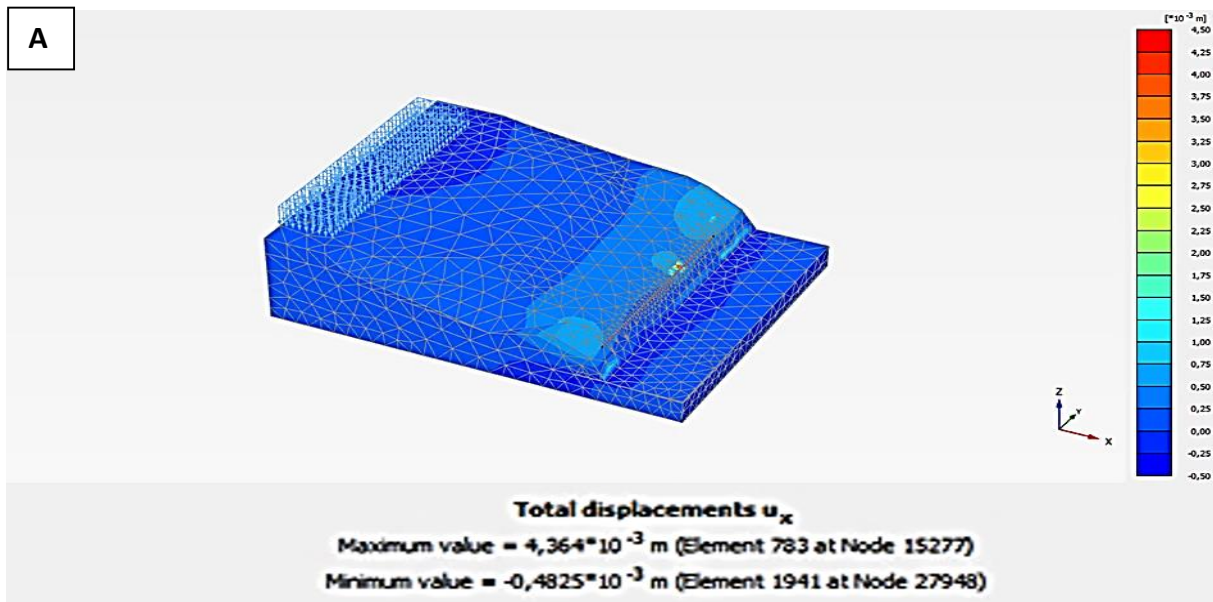
Le résultat graphique de la modélisation relative à l'état des déplacements totaux, est représenté dans la figure n°4.41.



$U = 4,82 \cdot 10^{-3}$ m

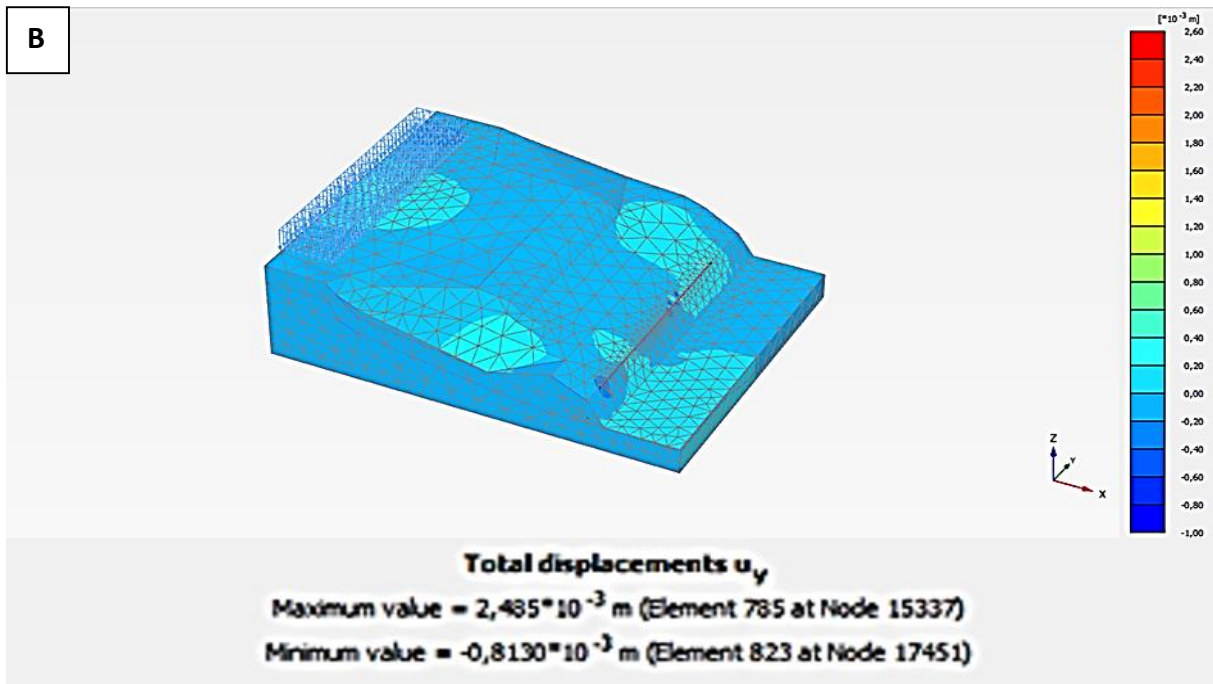
Figure n°4.41: Schéma représentatif des déplacements totaux [U].

Les résultats graphiques de la modélisation relative à l'état des déplacements horizontaux [A], latéraux [B], sont représentés dans les figures suivantes.



$U_x = 4,36 \cdot 10^{-3}$ m

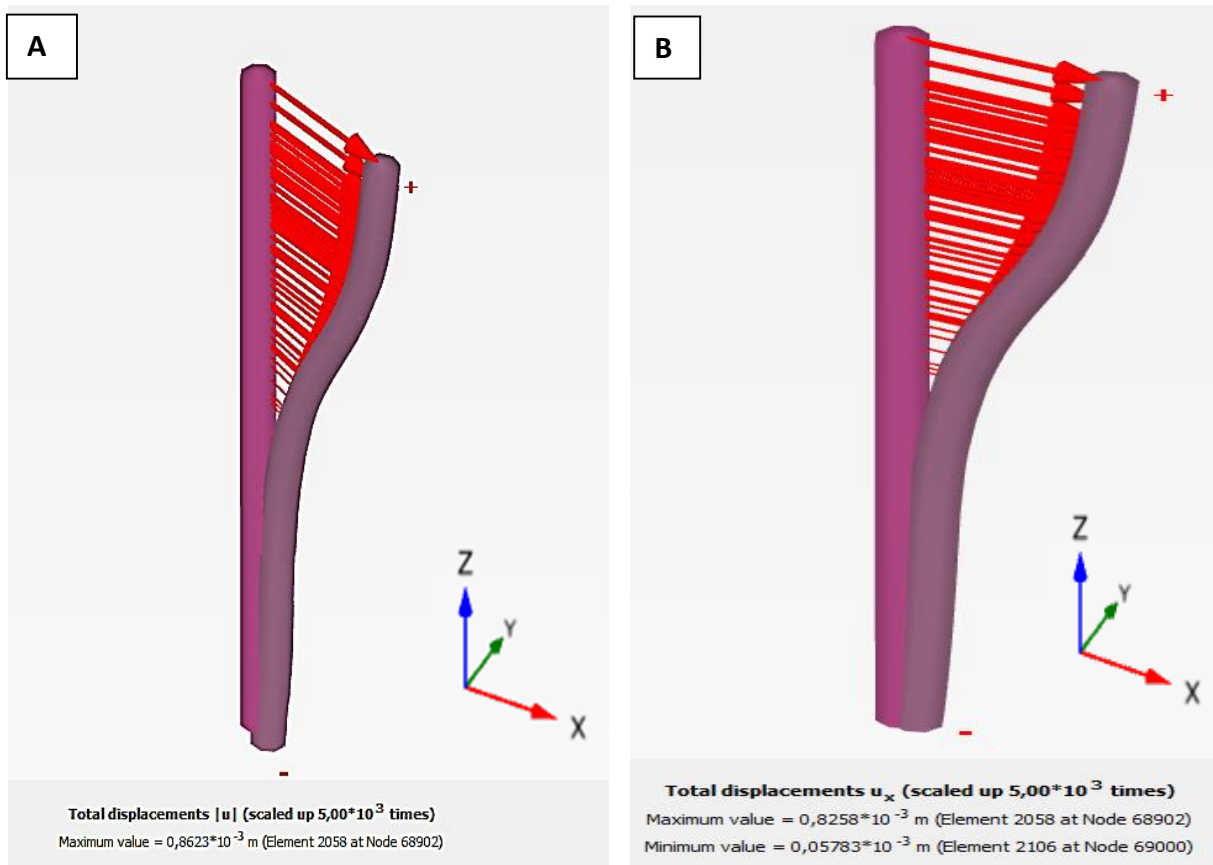
Figure n°4.42: Schéma représentatif des déplacements [Ux].



$U_Y = 2,48 \cdot 10^{-3}$ m

Figure n°4.43:Schéma représentatif des déplacements $[U_Y]$.

Les résultats de la modélisation relative à l'état des déplacements totaux [A], horizontaux [B], latéraux [C] et verticaux [D] d'un pieu isolé sont représentés dans la figure n°4.44.



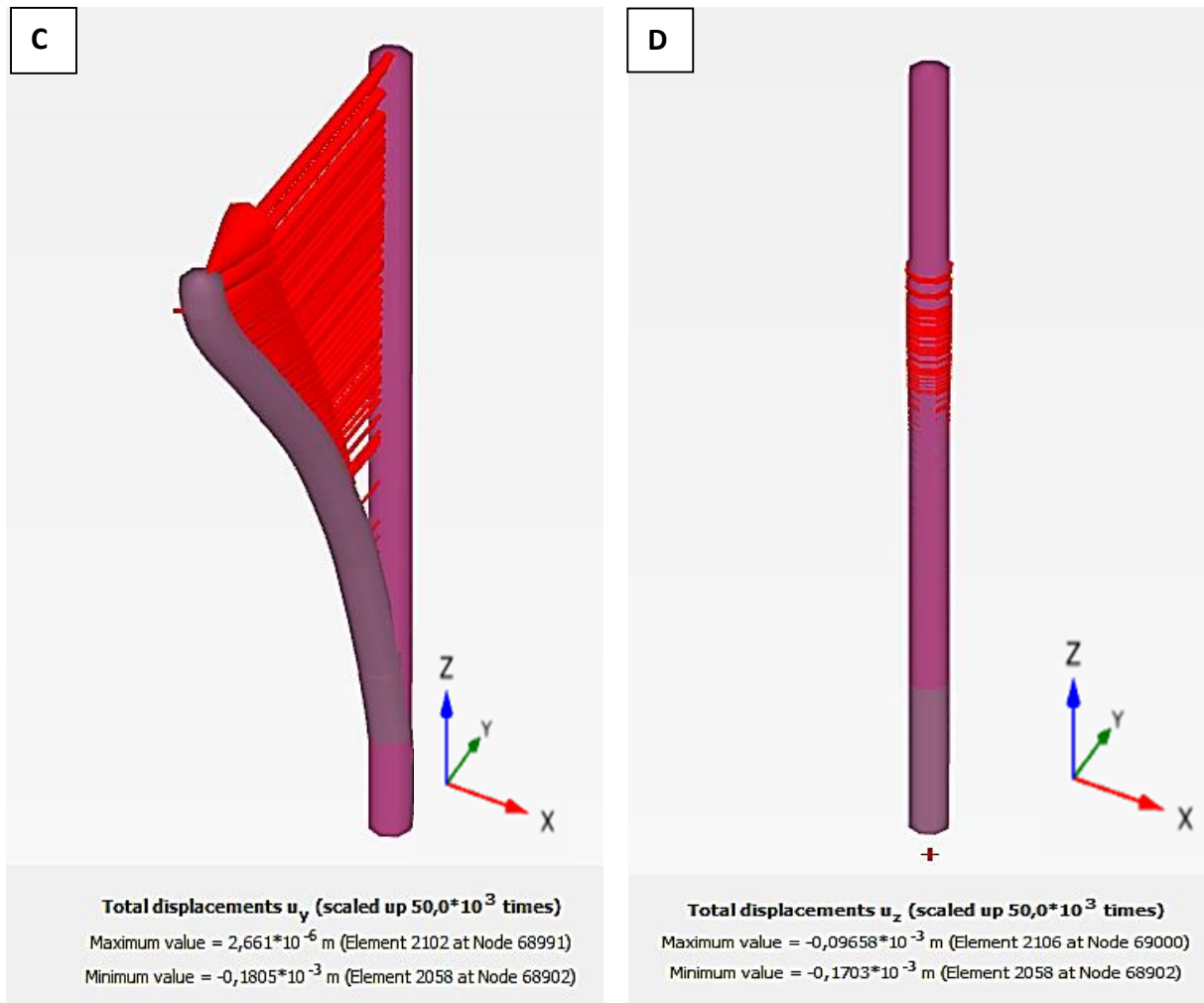


Figure n°4.44: Représentation des déplacements [U], [U_x], [U_y], [U_z] d'un pieu isolé par le code de calcul Plaxis 3D.

Les résultats de la modélisation relative à l'état de déplacements totaux [A], horizontaux [B], et verticaux [C] de la poutre de couronnement sont représentés dans la figure n°4.45.

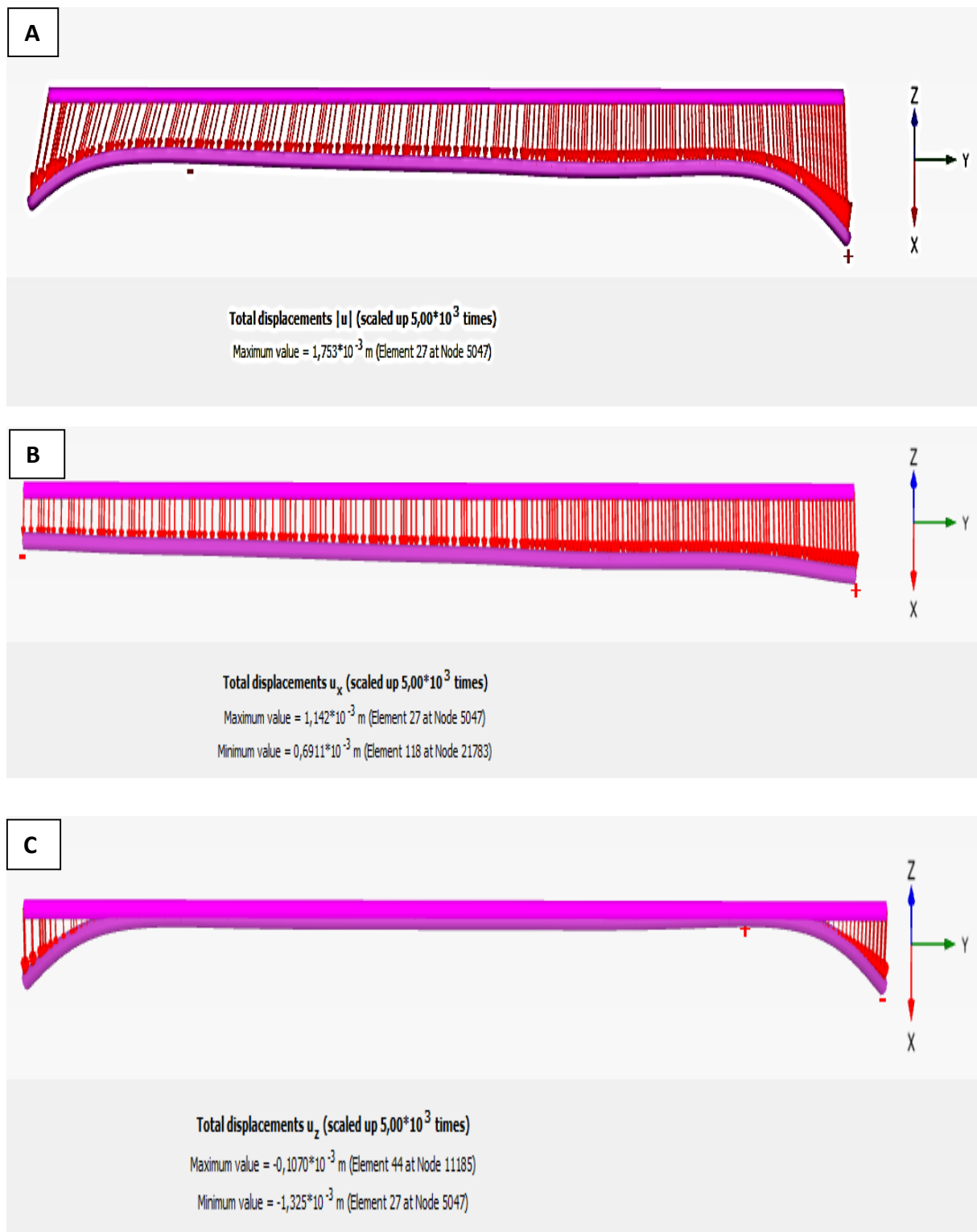


Figure n°4.45: Représentation des déplacements U , U_x , U_z , de la poutre de liaison par le code de calcul Plaxis 3D.

Les résultats de la modélisation relative à l'état des déplacements totaux [A], horizontaux [B], et verticaux [C] de murs conventionnels (type 1) à gauche sont représentés dans la figure n°4.46.

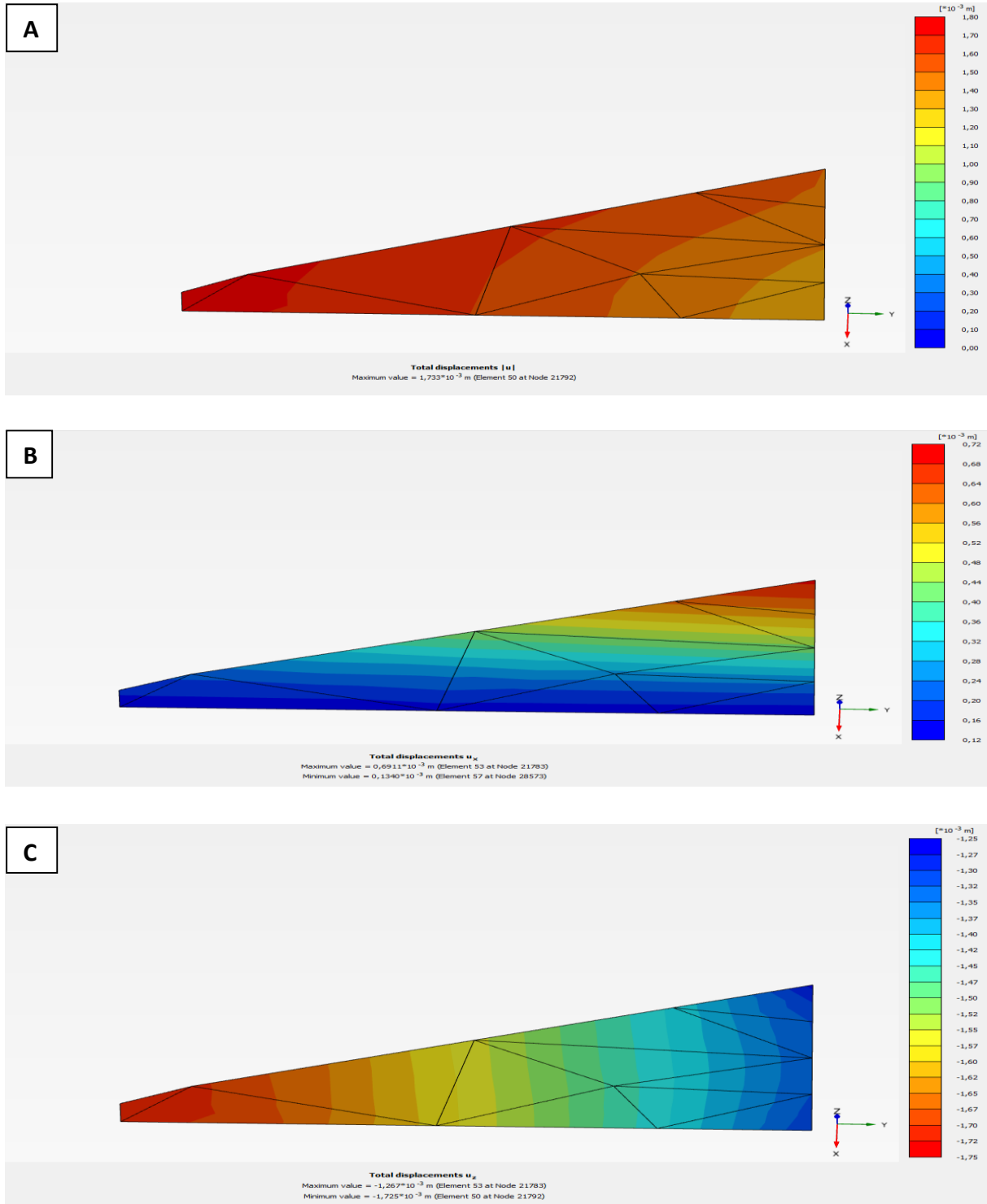


Figure n°4.46: Représentation des déplacements U, U_x , U_z , de murs conventionnels (Type 1) à gauche par le code de calcul Plaxis 3D.

[C] de murs conventionnels (type 1) à droite sont représentés dans la figure n°4.47. Les résultats de la modélisation relative à l'état des déplacements totaux [A], horizontaux [B], et verticaux

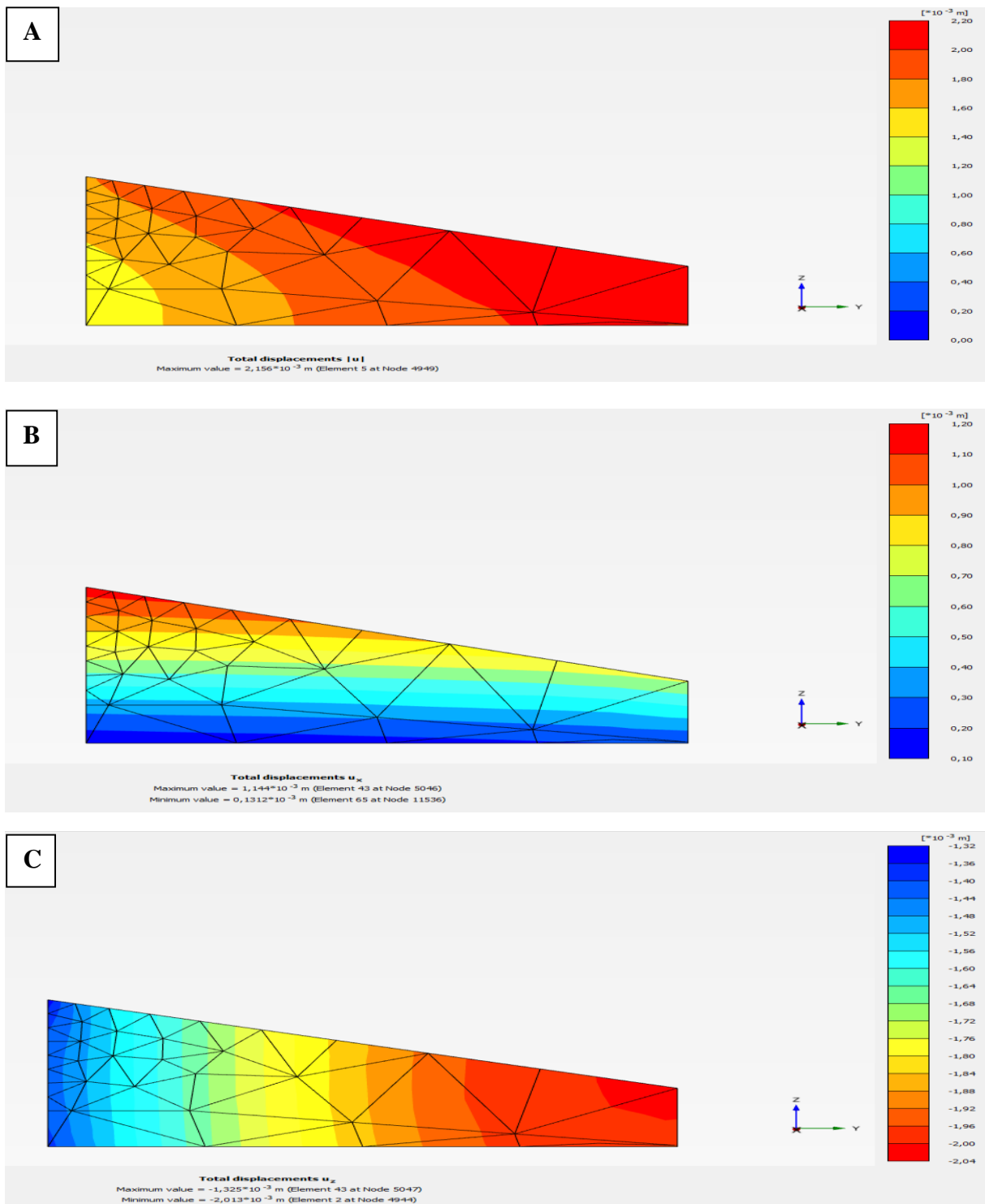


Figure n°4.47: Représentation des déplacements U , U_x , U_z , de murs conventionnels (Type 1) à droite par le code de calcul Plaxis 3D.

- Coefficient de sécurité

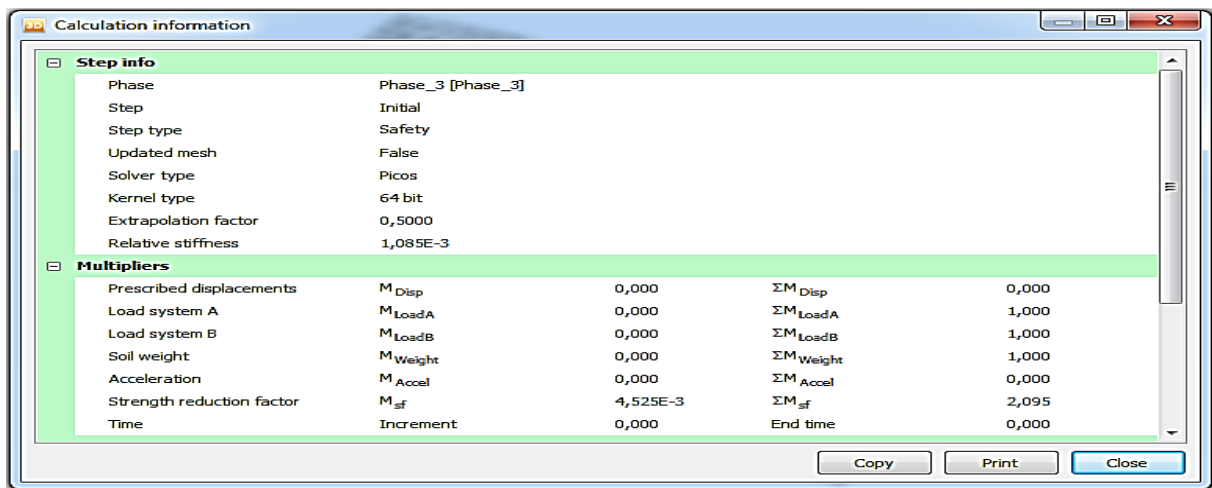


Figure n°4.48: Affichage par défaut du coefficient de sécurité ($F_s=2.095$).

Commentaire :

Après renforcement du modèle étudié, la valeur du coefficient de sécurité a suffisamment augmenté (de 1.49 à 2.09), ce qui confirme la nécessité de ce type de renforcement pour assurer la stabilité.

5.1.3.2. Analyse du comportement dynamique du talus sous sollicitation sismique

L'analyse dynamique se fait par l'utilisation d'un accélérogramme d'un mouvement sismique de Boumerdès 2003. La figure ci-dessous montre les caractéristiques du séisme dans lequel on suppose que le talus est sous sollicitation.

	ETH	NEIC	CSEM	RENASS	CGS	CRAAG
Latitude (Nord)	37.04	36.893	36.99	36.94	36.81	36.91
Longitude (Est)	3.74	3.78	3.66	3.75	3.53	3.58
Profondeur	10	9	10	10		
Magnitude	6.78	6.7	6.6	6.7	7	6.8
Moment sismique N.M	1,8 10 ¹⁹	1,3 10 ¹⁹	/	/	/	/

Tableau n°4.9 : Caractéristiques du séisme du 21 mai 2003 données par différentes agences.

2003 NORTHERN ALGERIA Earthquake

Moment = 0.2376×10^{20} (Nm), $M_w = 6.9$
 (Strike, Dip, Slip) = (54.0, 47.0, 85.6)

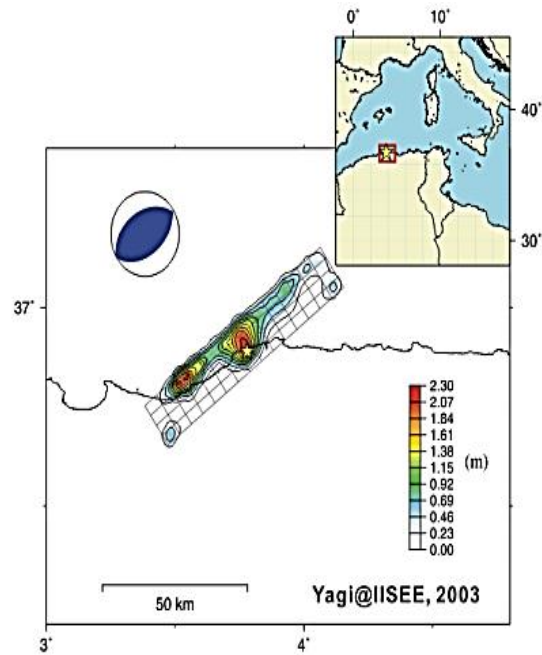
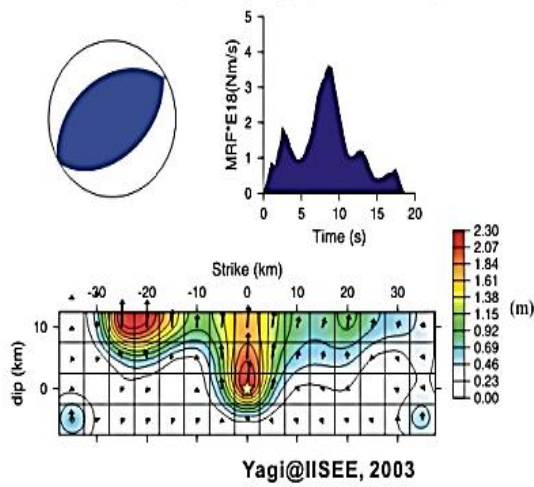


Figure n°4.49: Modélisation de la faille par inversion de données téléseismiques, Yagi, 2003.

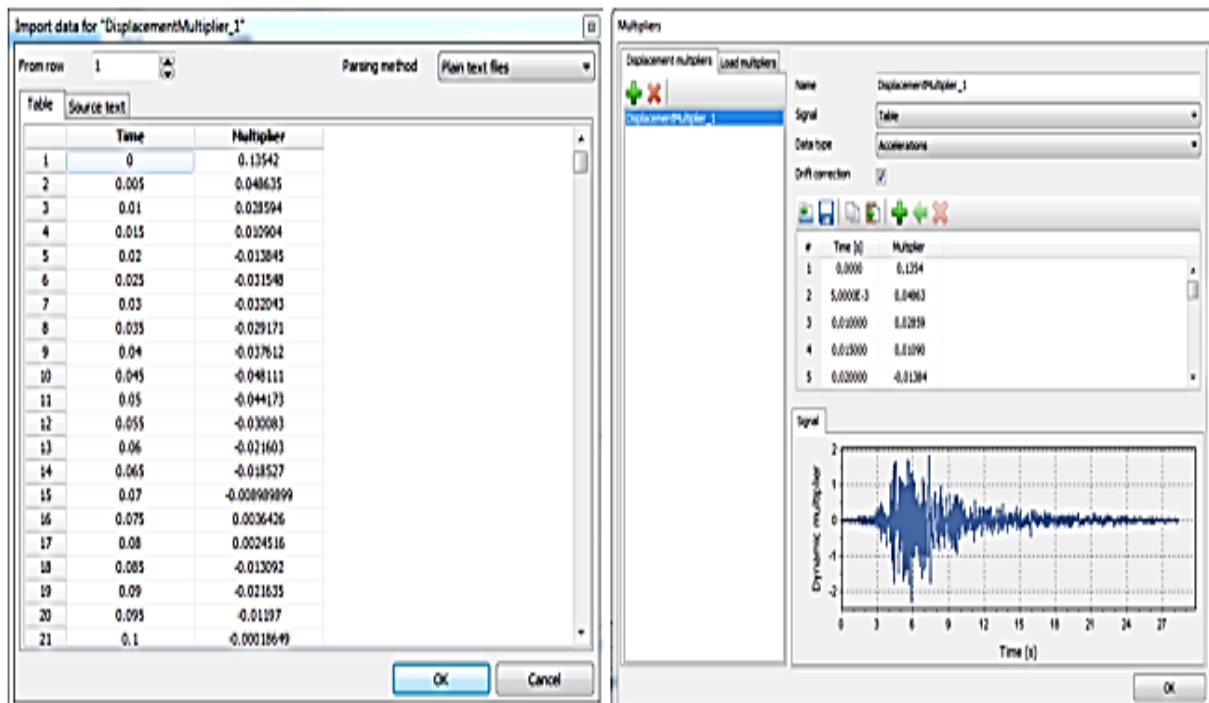


Figure n°4.50: Accélérogramme type utilisé dans les calculs Plaxis 3D.

5.1.3.2.1. Principaux résultats

- Coefficient de sécurité :

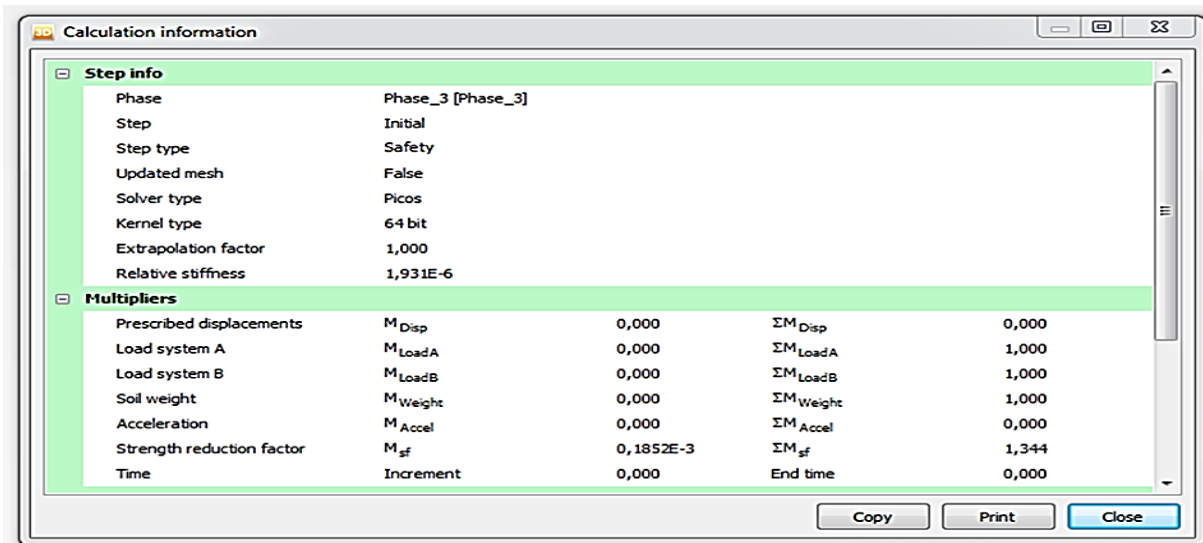


Figure n°4.51: Affichage par défaut du coefficient de sécurité ($F_s=1.34$).

Commentaire

A partir de ces résultats, nous déduisons que la stabilité est vérifiée, avec un coefficient de sécurité égale à **1.34** qui est supérieure à **1.20**.

5.1.3.2.2. Interprétation des résultats :

Les principaux résultats de la stabilisation du talus avec la troisième solution sont représentés dans le tableau suivant :

Déplacements	U	U _X	U _Y	U _Z	F _s	
	m (10 ⁻³)	m (10 ⁻³)	m (10 ⁻³)	m (10 ⁻³)	Statique	Dynamique
Sol	4.82	4.36	2.48	/	2.09	1.34
Pieu	0.86	0.82	0.18	0.17		
Poutre de liaison	1.75	1.14	/	1.32		
Murs conventionnels à gauche	1.73	0.69	/	1.72		
Murs conventionnels à droite	2.15	1.14	/	2.01		

Tableaux n°4.10: Récapitulatifs des résultats de confortement par un mur pieux (3^e solution).

Ce travail montre que la troisième solution de renforcement présente plus de stabilité comparativement aux solutions étudiées précédemment. Ceci est démontré par la valeur maximale des déplacements enregistrés qui sont très faibles de l'ordre 10^{-3} m et aussi par le coefficient de sécurité qui a suffisamment augmenté (2.097). D'où la stabilité du talus est compromise



Figure n°4.52: Vue du mur PK 1+040 après réalisation.

5.1.4. Exploitations des résultats

5.1.4.1. Comparaison entre les valeurs de coefficient de sécurité étude statique

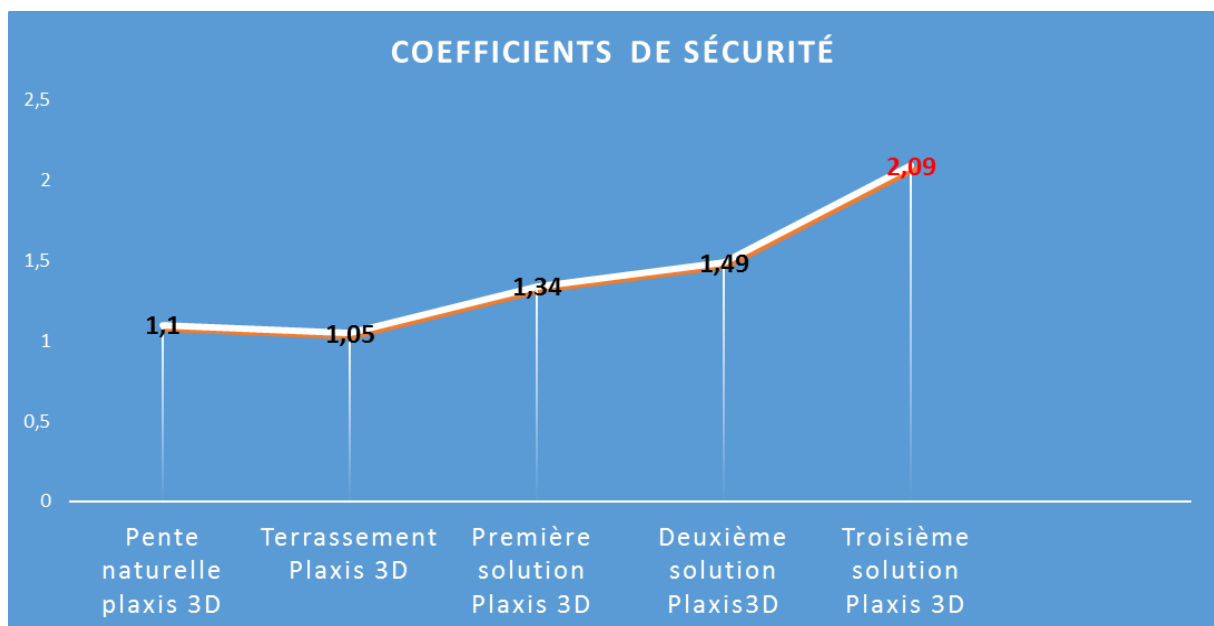


Figure n°4.53: Comparaison des coefficients de sécurités cas statique.

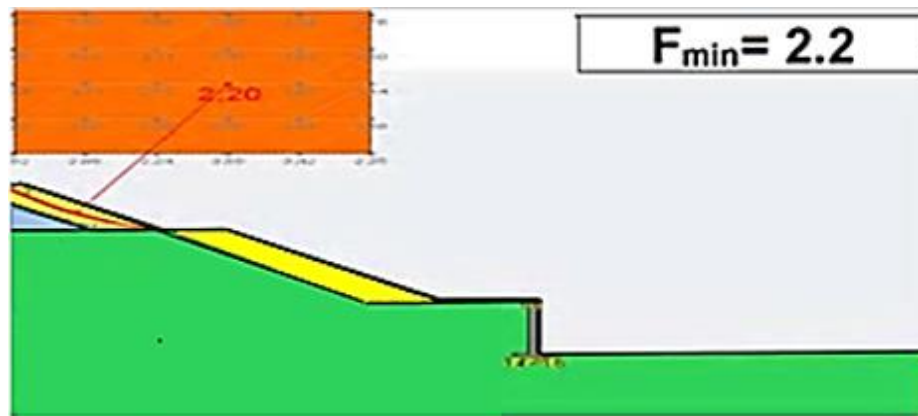


Figure n°4.54: Analyse du modèle sujet d'étude avec TALREN 4 ($F_s=2.2$).

La valeur du coefficient de sécurité obtenu 2.095, est relativement proche à celle trouvée par le logiciel TALREN 4.

5.1.4.2. Comparaison entre les valeurs de coefficient de sécurité étude dynamique

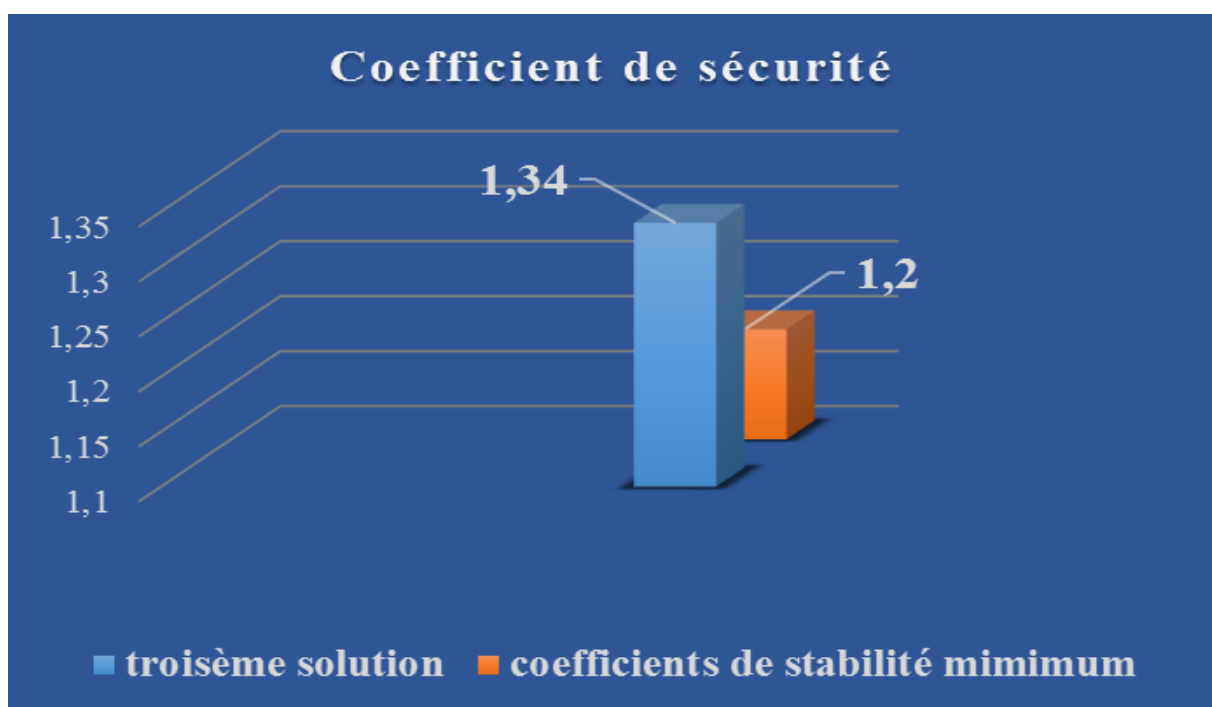
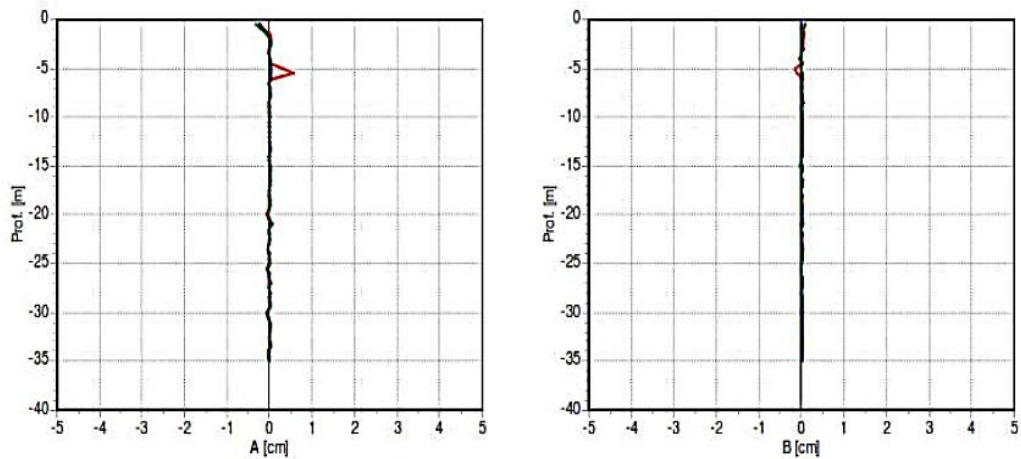


Figure n°4.55: Comparaison des coefficients de sécurités cas dynamique .

Les résultats de calculs montrent que la stabilité globale du massif est vérifiée dans les deux cas, ce qui conforte la solution technique adoptée pour la stabilisation de ce glissement.

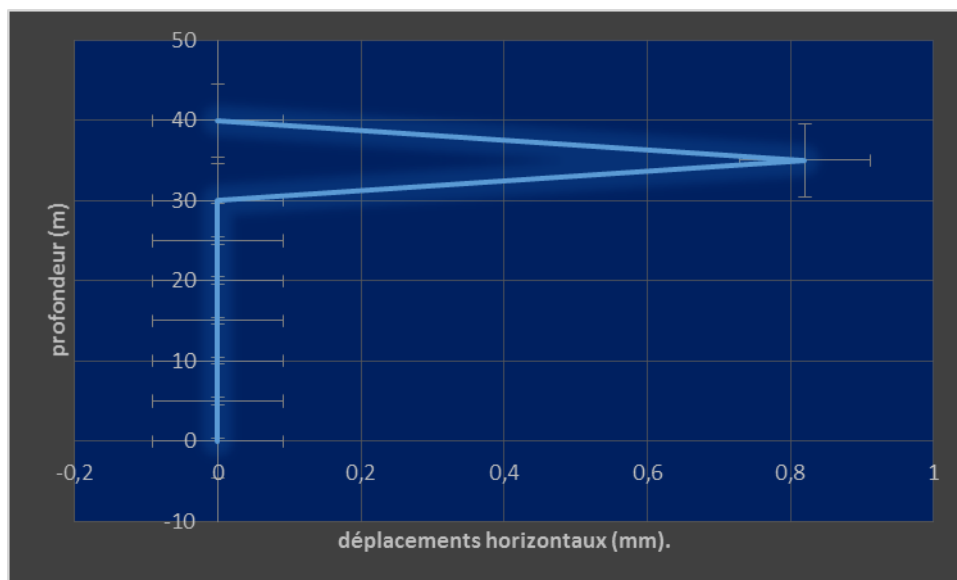
5.1.4.3. Comparaison entre les déplacements calculés aux déplacements mesurés expérimentalement

Pour que le modèle de référence soit raisonnable et plus proche de la réalité, on a comparé les déplacements horizontaux du mur pieux dans le modèle étudié (figure n°4.57), aux déplacements mesuré expérimentalement par des mesures inclinométriques (Figure n°4.56) en fonction de la profondeur.



$U_x = 0,018\text{mm}$

Figure n°4.56: Suivi inclinométriques du mur PK1+04



$U_x = 0.82 \text{ mm}$

Figure n°4.57: Déplacement horizontaux de sol mur pk 1+04.

Les déplacements enregistrés sont insignifiants, ainsi la déformation cumulée est d'ordre de sensibilité en 270 jours, le sondage est intact. Ce qui confirme les déplacements trouvés à partir de l'étude numérique (Plaxis 3D).

Conclusion

D'après les résultats de calcul on constate que notre ouvrage subit des déformations minimales de l'ordre de 10^{-3} m, après mise en place des pieux.

La comparaison entre les déplacements mesurés expérimentalement et calculés, montre que notre modèle de référence constitue effectivement une approximation raisonnable du comportement réel du sol.

La valeur du coefficient de sécurité a suffisamment augmenté (statique = 2.097 et dynamique = 1.344), ce qui confirme la nécessité de ce type de renforcement pour assurer la stabilité des immeubles et l'autoroute.

Si on ajoute à cela les avantages que présente cette solution par rapport aux autres solutions, notamment dans la facilité de mise en œuvre et le délai de la réalisation, le choix s'impose de lui-même.

Après l'étude et l'analyse statique et dynamique effectuées sur le talus PK 1+04, on peut conclure que la technique de stabilisation par pieux peut résoudre d'une façon permanente le problème du glissement.



Figure n°4.58 : Vue du mur 1+040 (Photo novembre 2019).

5.2. Clouage par clous (barres)

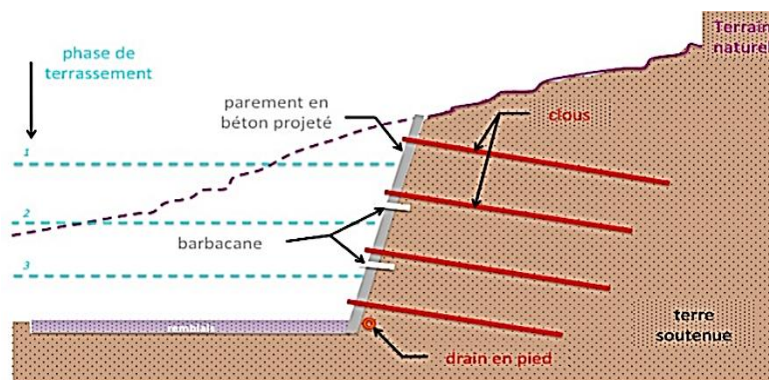
5.2.1. Définition de renforcement

Sur la même coupe étudiée dans la partie précédente, on propose l'installation dans la partie centrale du talus un mur clou, de 5 files dans le talus inférieur et 3 files pour le supérieur sur une longueur respectivement de 75 m et 40 m.

5.2.2. Caractéristiques du clouage envisagé ⁵⁰

- Hauteur de clouage 7.50 m et 4.5 m respectivement pour le talus inférieur et supérieur ;
- Soutènement par clouage disposés en maillage carré 1.5 m horizontal et vertical ;
- Forage de mise en œuvre $\varnothing=10$ cm de diamètre avec une inclinaison de 10° par rapport à l'horizontale ;
- Clous (barres) HA25 mm de 12 m de longueur avec scellement total, Une couches de protection en matière synthétique entourant la barre ;
- Plaques de support fabriqué à partir d'acier doux, de 200 mm x 200 mm x 20 mm d'épaisseur ;
- Béton projeté : épaisseur 25 cm ;
- Renforcement par treillis soude;

En plus de dispositions du système d'évacuation d'évacuations des eaux de drainage citées plus haut, des barbacanes de 70 cm de profondeur et de 100 mm de diamètre seront également prévues tous les 3m², pour dissiper les eaux interstitielles.



⁵⁰Balay J. (1984) : Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction. Note d'information technique. Ministère de l'urbanisme et des transports. LCPC

Figure n°4.59: Schéma représentatif de la méthode de renforcement par murs clous.

Note :

L'exécution de cette méthode nécessite de l'intervention d'une entreprise spécialisée, en suivant soigneusement les procédures d'exécution. Le choix entre ces variantes s'effectue d'après les possibilités de l'entreprise, et la nature du sol⁵¹

5.2.3. Modélisation du modèle avec renforcement (murs clou) cas statique

Le tableau suivant regroupe les données qui seront injectées dans la modélisation :

N°	Identification	Type de comportement	Type de modélisation	Rigidité normale [KN/m]
1	Clou	Élastique	éléments fixed-end-Anchor	$6.87 \cdot 10^4$
2	Scellements	Élastique	géogrids	$2.028 \cdot 10^5$
2	Béton projeté	Élastique	Plates	$5.4 \cdot 10^6$

Tableau n°4.11: Paramètres utilisés pour les éléments de confortement.

⁵¹RECOMMANDATIONS CLOUTERRE(1991), Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées. Projet national Clouterre

- Modélisation des files de clous

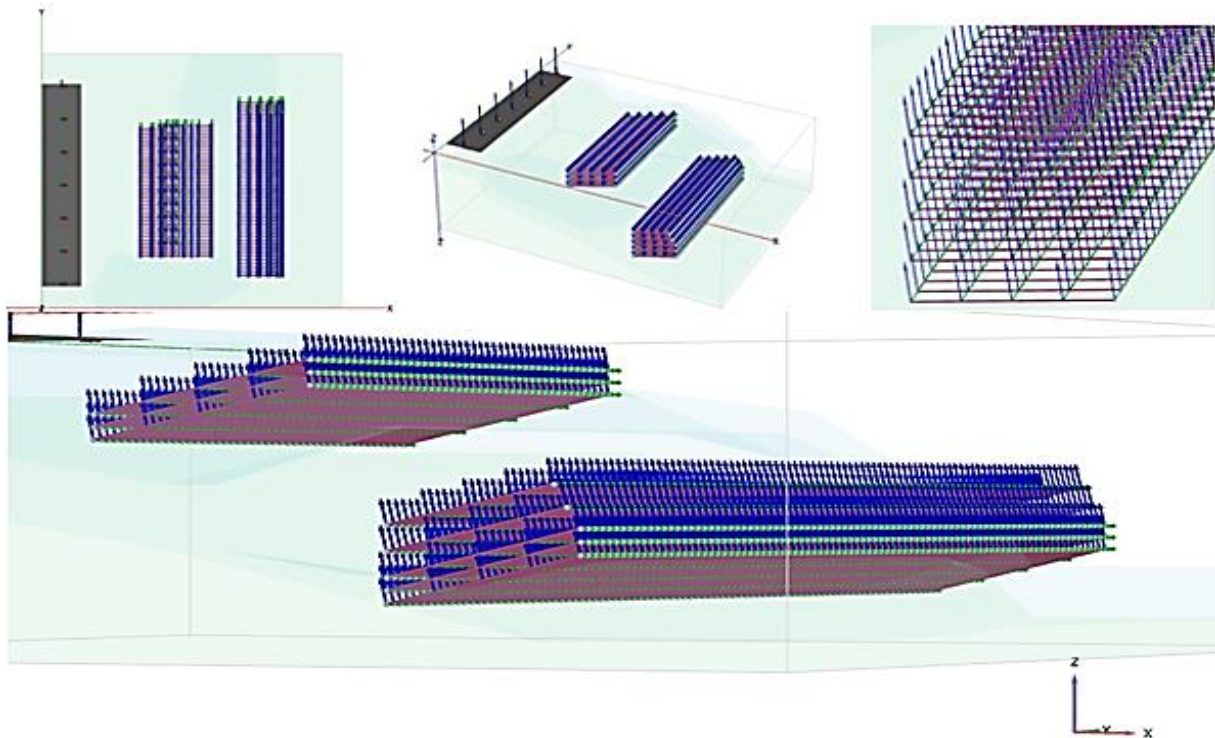


Figure n°4.60: Modélisation des files de clous dans les deux talus.

- Modélisation du système de parement (béton projeté)

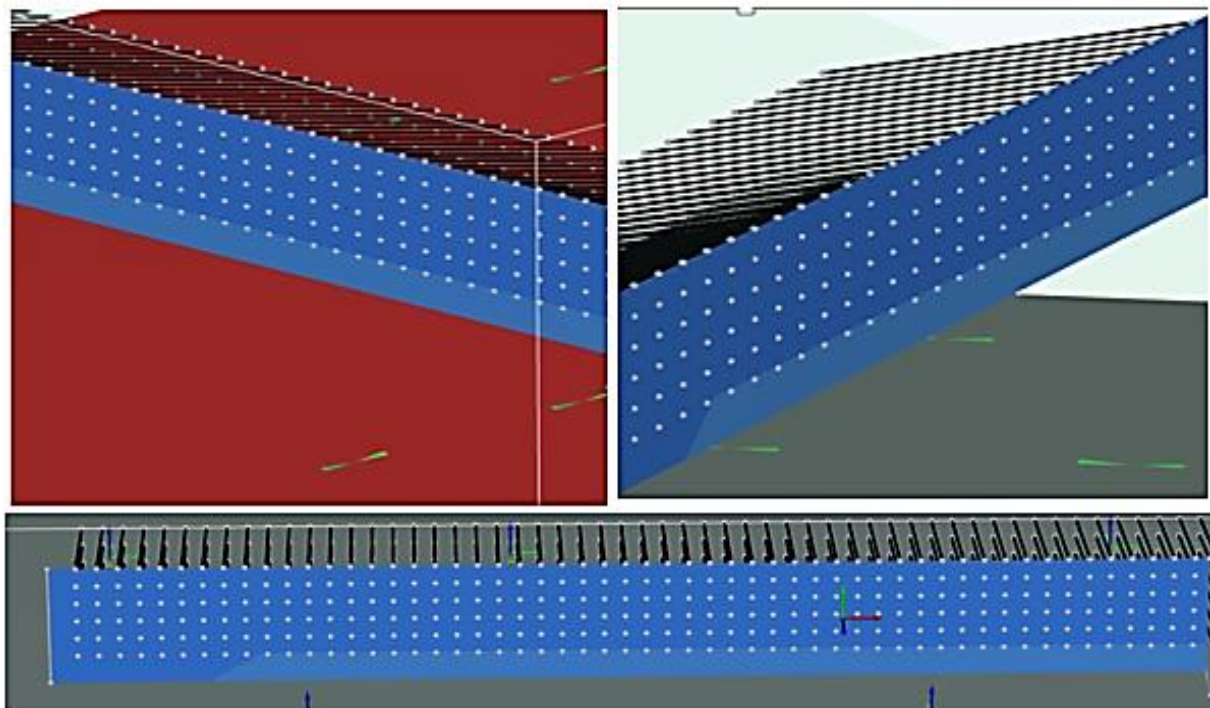


Figure n°4.61: Modélisation du système de parement.

- Géométrie du modèle pk 1+04 après renforcement avec les clous

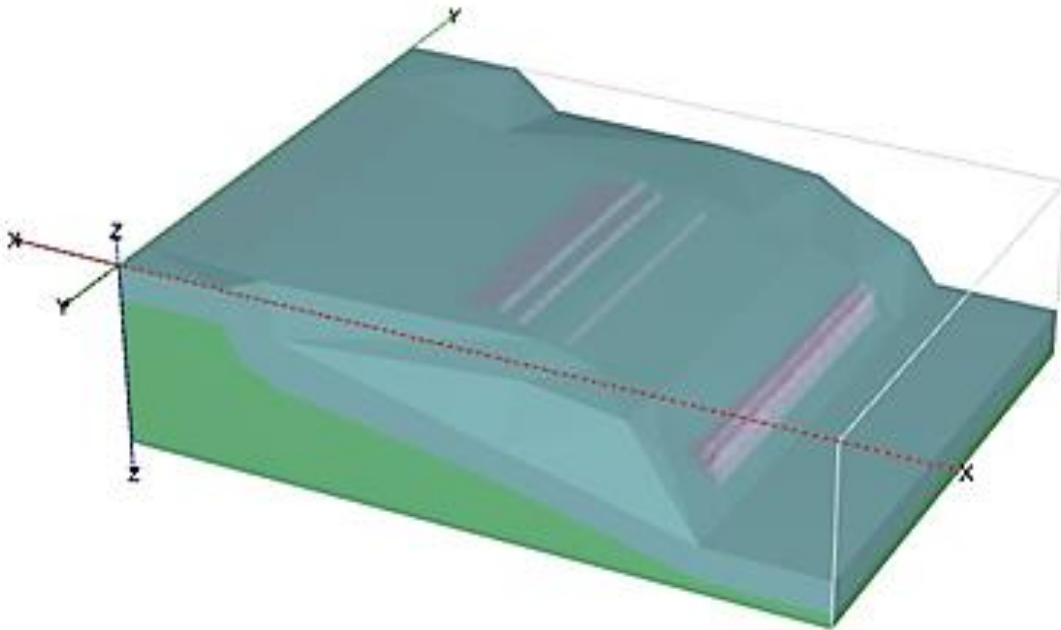


Figure n°4.62: Géométrie du modèle pk 1+04 après renforcement.

5.2.4. Les principaux résultats :

- Maillage du modèle

On peut visualiser la déformation du maillage dans la figure suivante avec une valeur maximale de 72.10^{-3} m

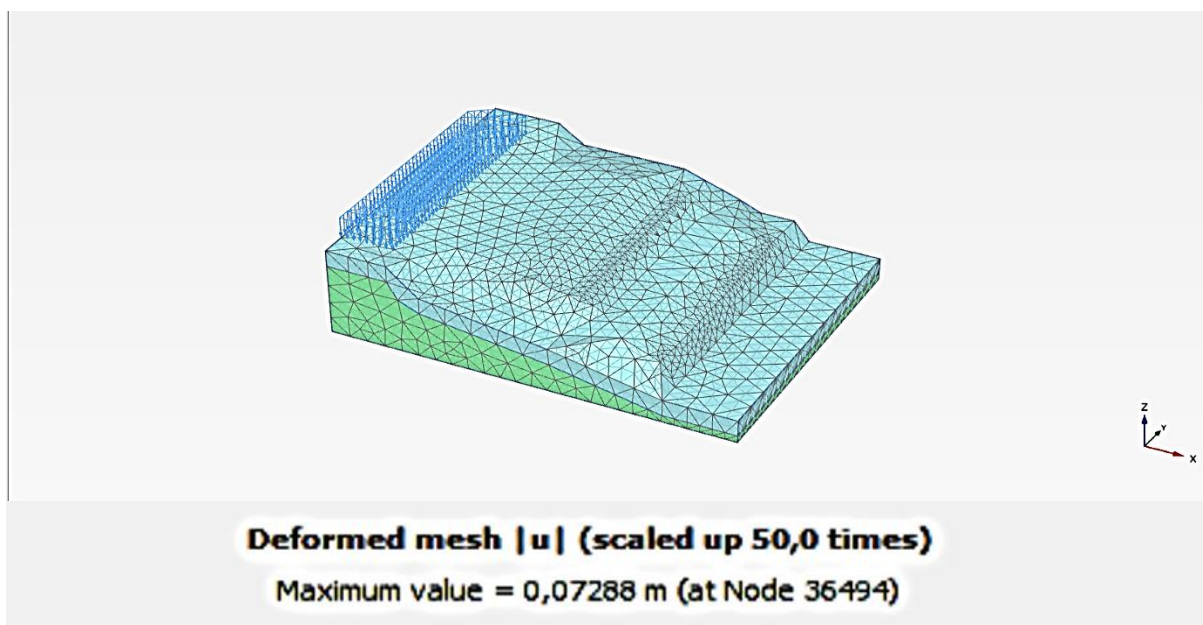


Figure n°4.63: Schéma représentatif de la déformée du maillage.

Le résultat graphique de la modélisation relative à l'état des déplacements totaux est représenté dans la figure n°4.64.

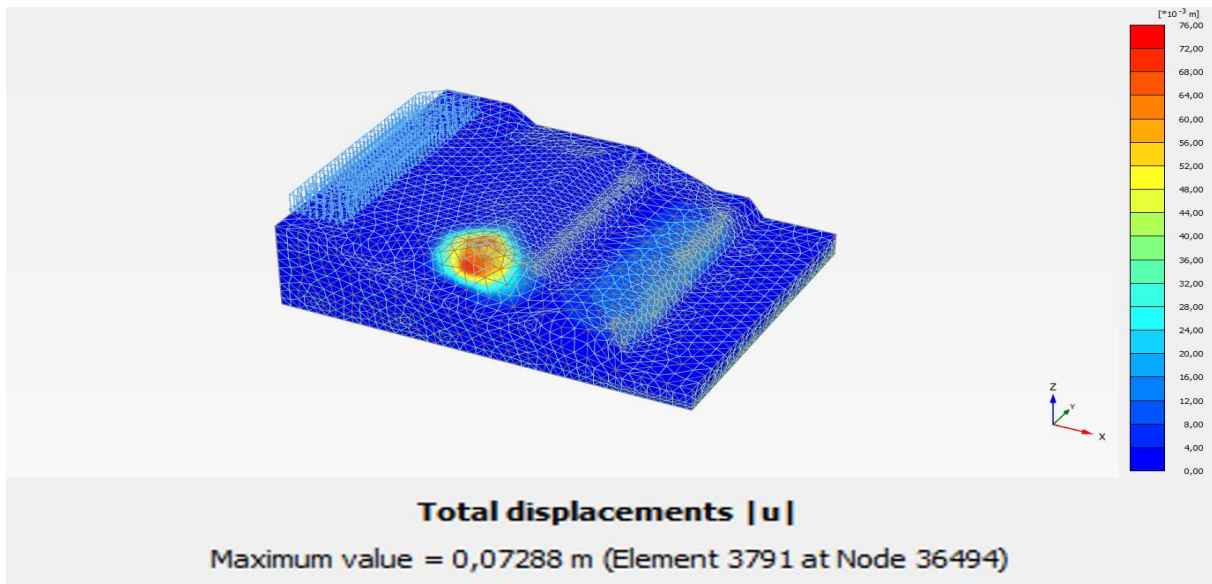


Figure n°4.64: Schéma représentatif des déplacements totaux [U].

- **Les déplacements**

Les résultats graphiques de la modélisation relative à l'état de déplacements horizontaux [A], latéraux [B] sont représentés dans les figures suivantes.

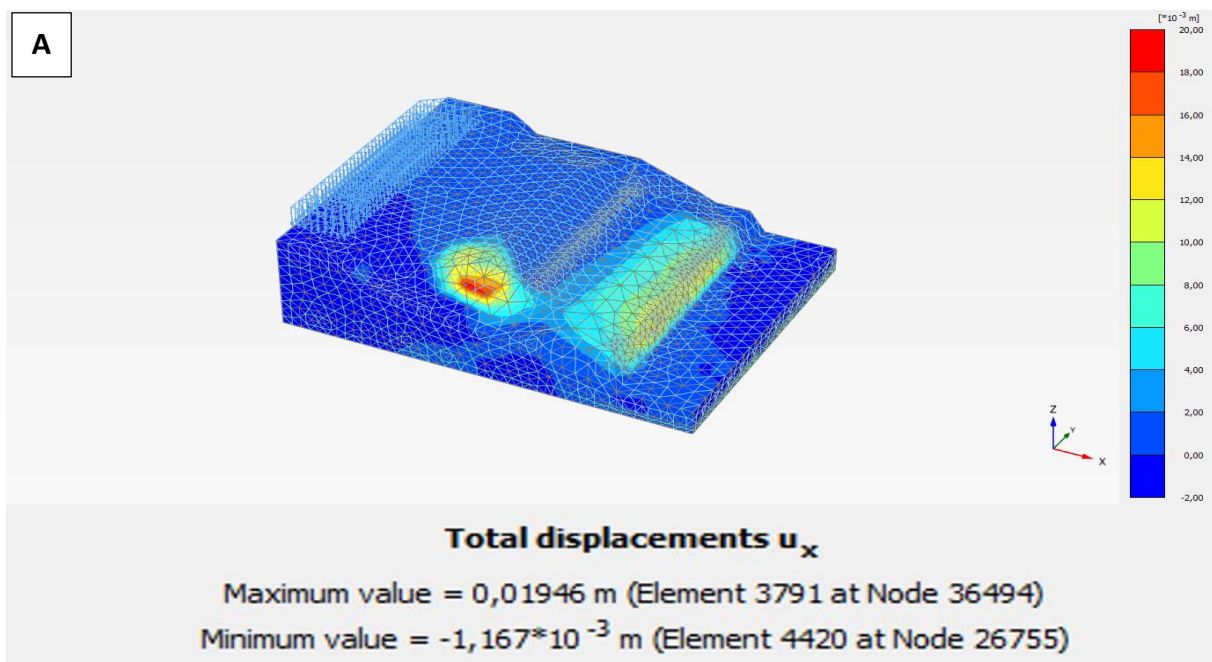


Figure n°4.65: Schéma représentatif des déplacements [UX].

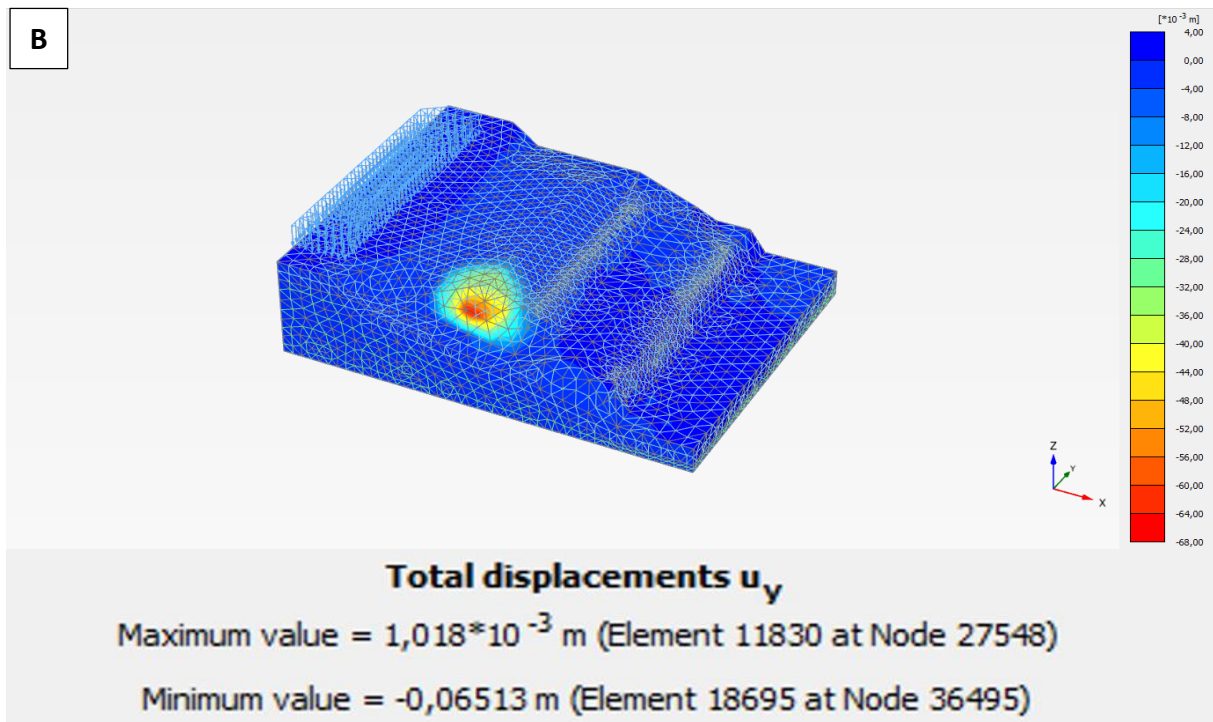
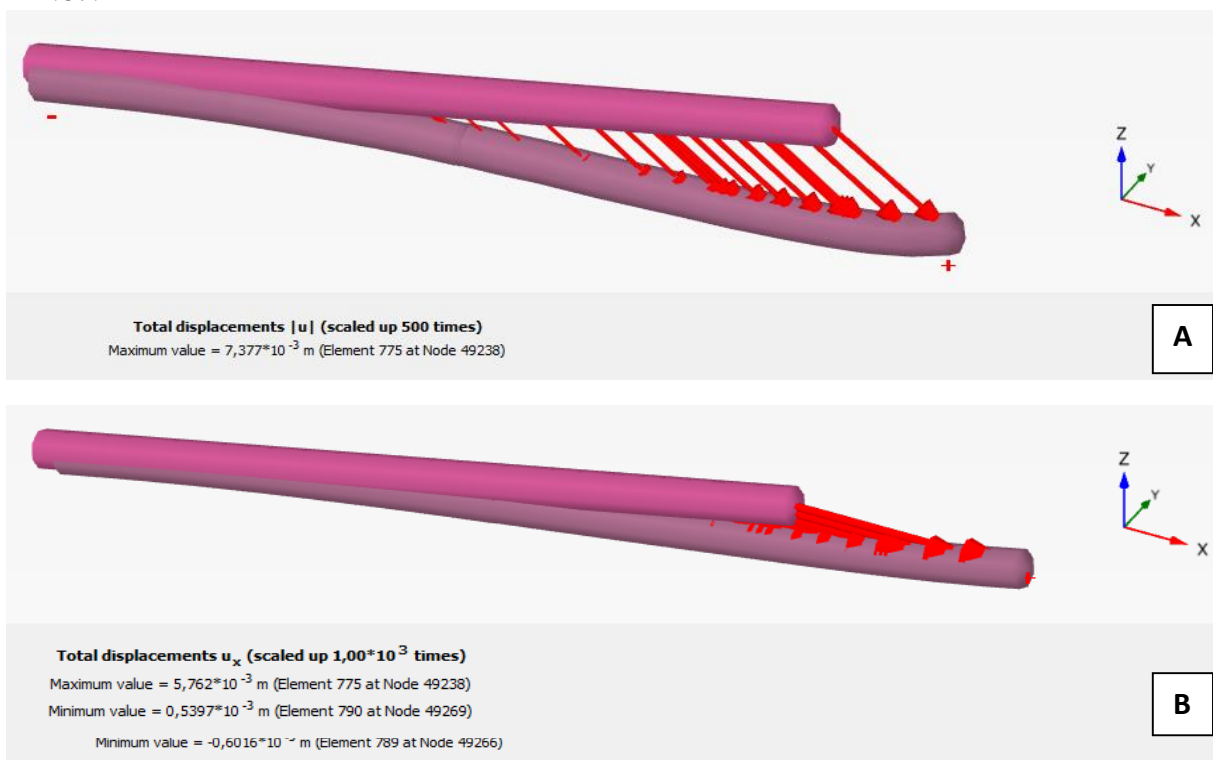


Figure n°4.66: Schéma représentatif des déplacements [Uy].

Les résultats graphiques de la modélisation relative à l'état de déplacement totaux [A], horizontaux [B], latéraux [C] et verticaux [D] d'une barre isolée sont représentés dans la figure n°4.67.



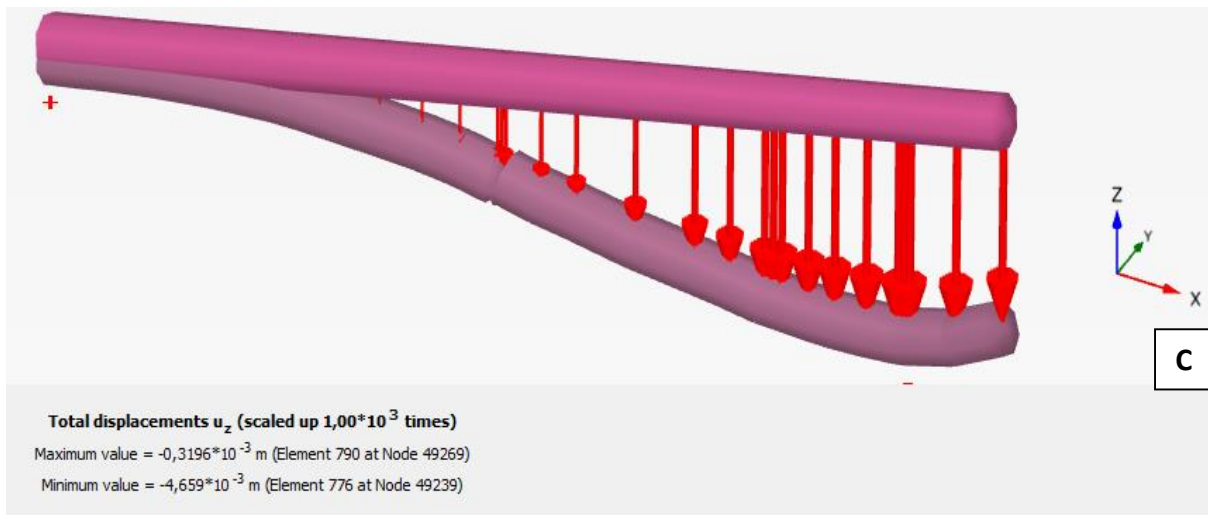


Figure n°4.67: Représentation des déplacements [U], [UX], [UY], [UZ], d'une barre isolée par le code de calcul Plaxis 3D.

- Coefficient de sécurité

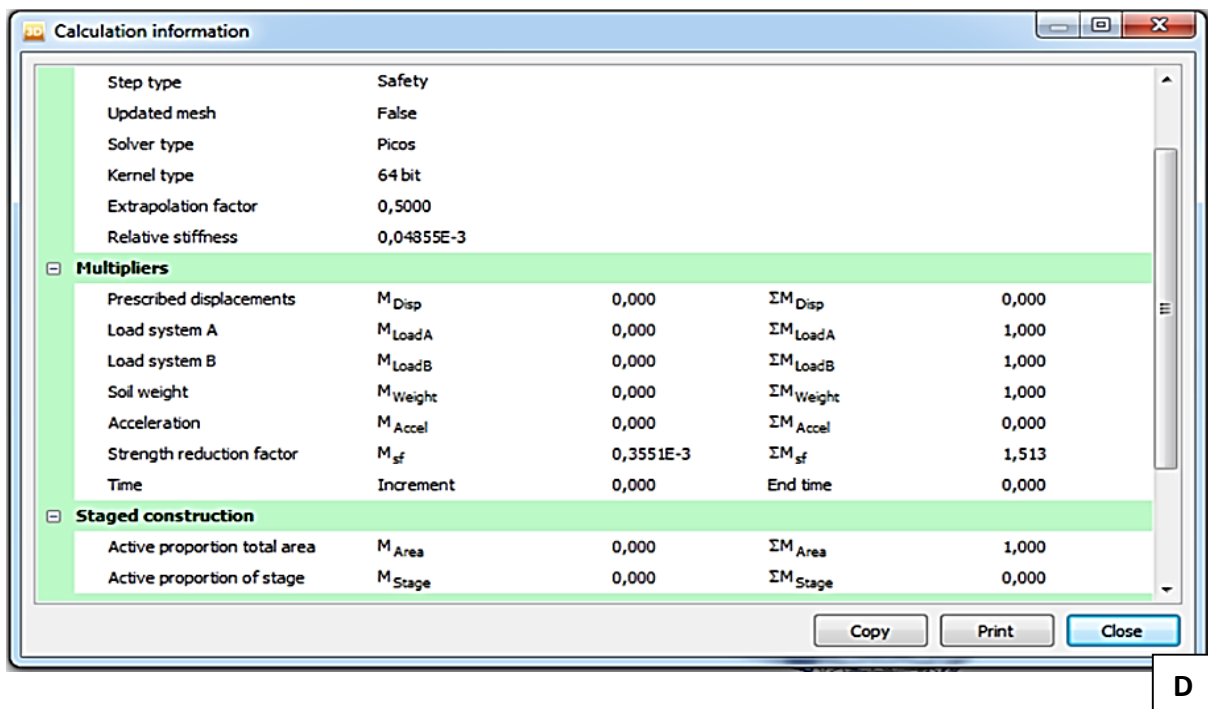


Figure n°4.68: Affichage par défaut du coefficient de sécurité ($Fs=1.513$).

Commentaire

A partir de ces résultats, nous déduisons que la stabilité est vérifiée après la mise en place de murs clous.

5.2.5. Analyse du comportement dynamique du talus sous sollicitation sismique

Coefficient de sécurité

En suivant les mêmes étapes de calcul similaire à la première méthode de clouage (mur pieux) nous déduisons que la stabilité du talus est vérifiée pour le cas dynamique avec un coefficient de sécurité égale à **1.284** qui est supérieure à **1.20**.

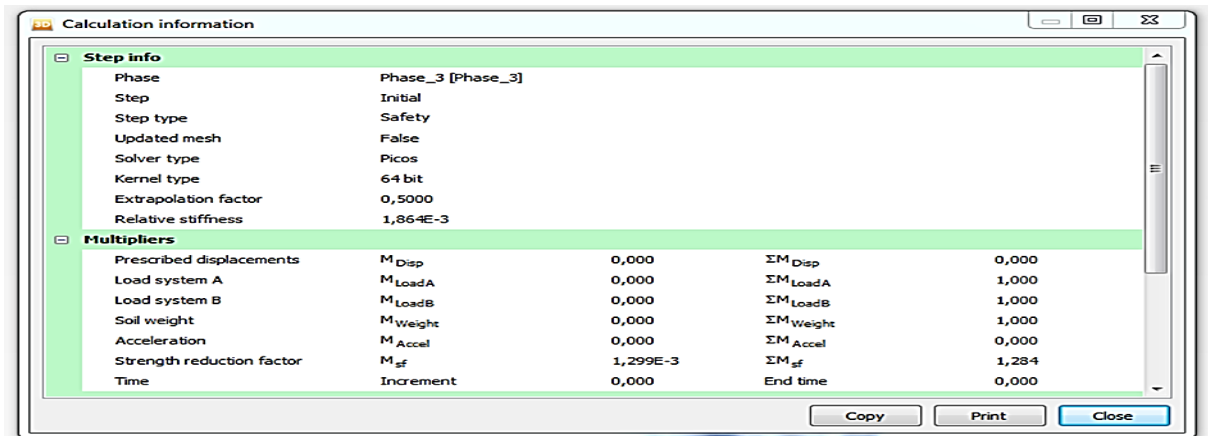


Figure n°4.69 : Affichage par défaut du coefficient de sécurité ($F_s=1.284$).

5.2.6. Interprétation des résultats :

Les principaux résultats de la stabilisation du talus sont représentés dans le tableau ci-dessous.

Déplacements	U	U _X	U _Y	U _Z	F _s	
	m (10 ⁻³)	m (10 ⁻³)	m (10 ⁻³)	m (10 ⁻³)	Statique	Dynamique
sol	72	19	65	/	1.513	1.284
barre	7.37	5.76	0.60	4.65		

Tableau n°4.12:Récapitulatif des résultats murs clous.

Les résultats de cette simulation montrent, d'une part que les déplacements maximaux enregistrés soit dans le sol ou bien dans les barres sont très faibles de l'ordre 10⁻³m. D'autre part nous constatant que la stabilité est vérifiée pour les deux cas d'étude (statique, dynamique).

Ce qui signifie que le système de confortement choisi est efficace pour assurer la stabilité du talus au glissement.

Par ailleurs, les travaux d'excavation (Volume de terrassement important) ont une influence importante sur l'état des contraintes du terrain avoisinant, la modification de ces contraintes engendra des mouvements pouvant provoquer des désordres majeurs dans les ouvrages voisins.



Figure n°4.70: Exemple de stabilisation de talus par clouage.

6. Devis quantitatif estimatif

6.1. Cout de la première solution (Murs pieux)

N°Prix	Désignations	Unité	Quantités	P. Unitaire H.T	Montant H.T
01-10.4.1	Forage des pieux	MI	1 254,00	16 746,79	21 000 474,66
01-10.4.2	Béton RN27 des pieux	M ³	1 789,56	15 513,14	27 761 694,82
01-10.4.3	Armature des pieux	T	304,89	106 366,35	32 430 036,45
01 -10.4.5	Tubes d'auscultation sonique Ø 50/60	MI	3 698,34	1 086,20	4 017 136,91
01 -10.4.6	Tests d'auscultation sonique	U	66,00	20 000,00	1 320 000,00
01 - 5.10.4	Recépage des têtes de pieux	U	66,00	5 219,77	344 504,82
01-6.2	Béton de propreté dosé à 150 KG/M3	M ³	67,22	8 198,03	551 071,58
01-6.1	Béton RN27 y compris terrassment	M ³	766,78	10 459,40	8020058,73
01-6.3	Aciers FeF40	T	75,37	106 366,35	8 016 619,07
01 - 5.1.7	Coffrage pour les bétons non armés	M ²	838,14	2 058,19	1 725 051,37
01-6.8	Barbacanes Diam 100 mm pour Mur de Soutènement	MI	152,00	1 118,74	170 048,48
01 - 5.1.5	Badigeonnage des parties enterrées	M ²	548,64	573,64	314 721,85
01 - 5.17.2	Fourniture et pose de géotextile Type 2	M ²	162,40	1 027,98	166 943,95
01 - 5.13.1	Tuyaux Perforé en PVC	MI	33,45	949,04	31 745,39
01 - 5.14	Remblais par des Matériaux Sélectionnés pour drains	M ³	7,31	3 935,95	28 771,79
Total H.T					105898879,86
TVA 17%					18 002 809,58
Total TTC					123901689,44

Tableau n°4.13: Avant métré estimatif (Main d'œuvre comprise).

Le prix total de confortement avec murs pieux est de ; *Cent vingt-trois millions neuf cent un mille six cent quatre-vingt-neuf.*

6.2. Cout de la deuxième solution (murs clous)

N°Prix	Désignations	Unité	Quantités	P. Unitaire H.T	Montant H.T	
01-10.4.1	Barre d'ancrage	U	131	51670,44	8078827.64	
01-10.4.2	Barbacanes Diam 100 mm pour le Mur clous	ML	103	1 118,74	115230.22	
01-6.1	Béton RN27 y compris terrassement	M ³	140.625	10 459,40	1470853.15	
					Total H.T	9664910.95
					TVA 17%	1643034.87
					Total TTC	11307945.5

Tableau n°4.14: Avant métré estimatif (Main d'œuvre comprise).

Le prix total de confortement avec mur clou est de ; *Onze millions trois cent sept mille neuf cent quarante-cinq.*

7. Comparaison technico-économique des deux méthodes étudiées

L'histogramme ci-dessous regroupe les coefficients de sécurité obtenus pour les deux confortements.

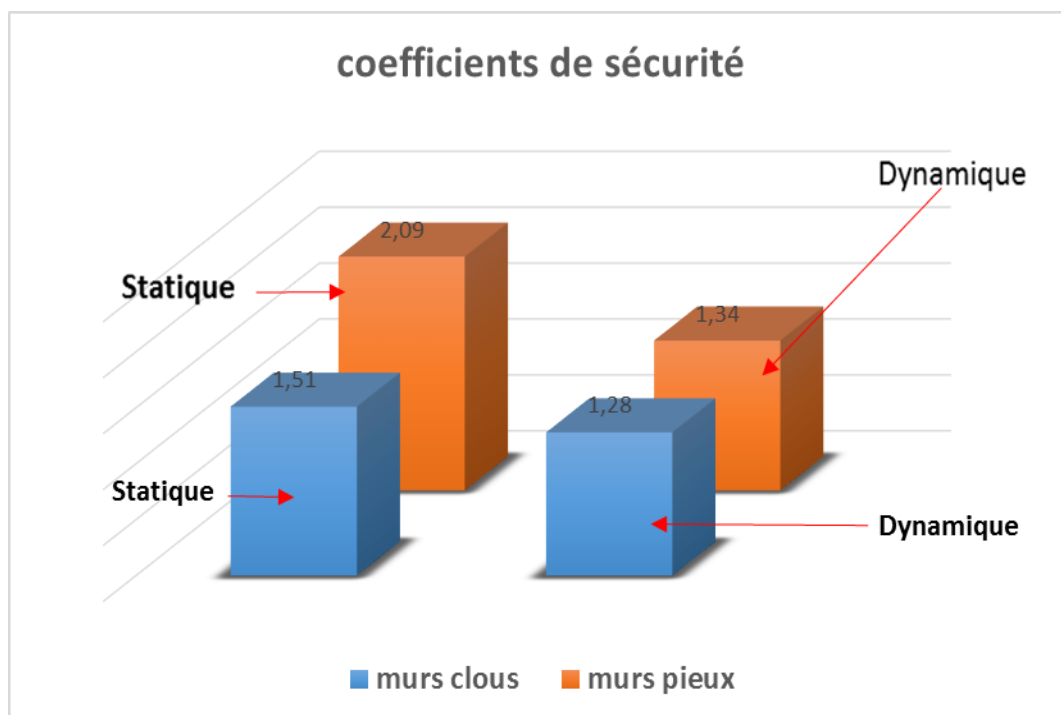


Figure n°4.71 : Comparaison des coefficients de sécurités.

Ces résultats montrent que la première variante (murs pieux) est nettement préférable comme solution du point de vue résistance et efficacité.

L'histogramme ci-dessous regroupe le prix total obtenu pour les deux confortements.

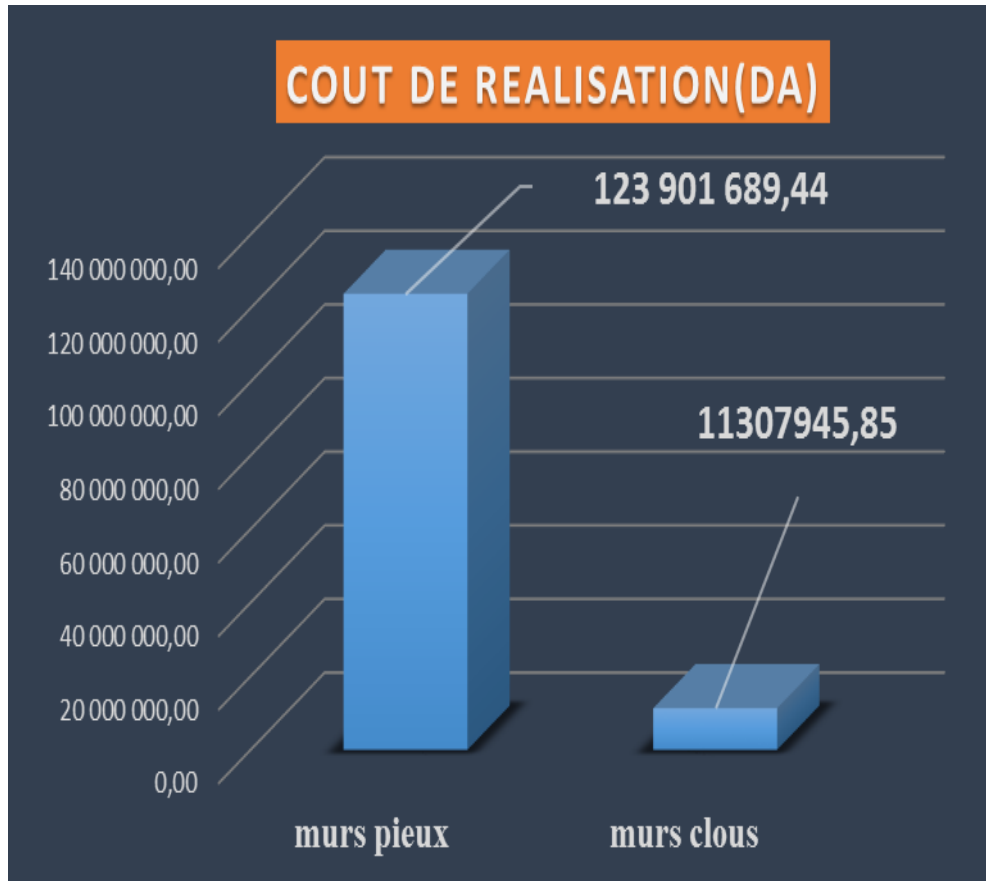


Figure n°4.72 : Comparaison des coûts de réalisation.

A l'issue de cette comparaison nous déduisant que la deuxième variante (murs clous) est plus économique.

Conclusion

Le calcul de la stabilité a été effectué par deux méthodes de renforcement. Pour arriver à une analyse comparative entre les résultats ainsi de savoir l'influence de chaque méthode sur le processus de glissement.

Nous avons remarqué, d'après les résultats obtenus, que les deux systèmes de confortement ont permis un gain appréciable en ce qui concerne la valeur du coefficient de sécurité. Néanmoins, le confortement par réseau des pieux reste la méthode la plus efficace si on se réfère à la valeur du coefficient de sécurité calculé. Il est à noter que le choix définitif d'une méthode de confortement ne repose pas seulement sur la valeur intrinsèque du coefficient de sécurité mais dépend aussi de plusieurs autres paramètres en particulier la facilité d'exécution et le coût de réalisation.

De ce fait, notre choix de la méthode de stabilisation s'oriente, plutôt vers un confortement par murs clous. Mais pour une stabilisation efficace le meilleur choix est motivée d'une série de pieux qui permet une sécurité optimale.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

La stabilité des talus et leur potentiel de rupture deviennent un souci lorsque les mouvements engendrés menacent dangereusement une population, ou auraient un effet sur la rentabilité et la valeur du secteur instable. Afin de remédier à ce type de problème, beaucoup de méthodes de calcul permettent de vérifier la stabilité en suivant une procédure générale proposée dans la première partie de ce mémoire, qui peut être utilisée comme guide méthodologique, et reste ouvert à toute amélioration et développement. Dans la plupart des cas, la recherche d'un système de parade reste indispensable.

La pénétrante autoroutière reliant la ville de TIZI-OUZOU à l'autoroute EST-OUEST, présente plusieurs cas de glissements. Notre attention a été attirée par un cas, parmi eux, qui nous apparut le plus intéressant à étudier est celui de PK1+04, car il présente des problèmes complexes d'instabilité géo-mécanique et préoccupe les autorités par son importance et sa position.

Afin d'essayer de comprendre l'évolution cinématique du mouvement, on a jugé intéressant d'analyser le problème en utilisant la simulation numérique (réalité virtuelle). Pour cela, on a utilisé PLAXIS, un programme d'éléments finis en trois dimensions.

Plaxis 3D offre plus de précisions et de facilités pour la modélisation, notamment lors de la construction du modèle et de l'introduction des données et cela grâce à son interface graphique. Ce qui permet de bénéficier d'un gain de temps important surtout pour des modèles présentant des géométries complexes comme c'est le cas.

L'analyse quantitative réalisée avec ce code de calcul nous a permis de donner une réponse chiffrée en termes de coefficient de sécurité sur l'instabilité du talus. Cette même analyse effectuée avec TALREN 4, un autre code de calcul basé sur la méthode des différences finies, donne une valeur du coefficient de sécurité relativement proche de celle trouvée par PLAXIS.

L'adoucissement de la pente du talus aval engendrera une instabilité au niveau du talus amont. Cela nous a permis de comprendre que le talus aval joue le rôle de butée pour le talus amont et que l'adoucissement de sa pente, pour la stabilisation, provoquera un glissement encore plus important avec une surface de rupture plus allongée.

Après ces analyses et une réflexion concernant un système de parade pour la stabilisation de ce glissement, le renforcement (approche dure) s'est avéré indispensable car il peut être réalisé dans un espace restreint et en un temps relativement court. Notre choix s'est porté sur les deux types renforcements. Clouage par pieux et clouage par clous.

L'installation des pieux a permis de remédier à l'instabilité ($F_s = 2.09$), relativement proche de celle trouvée par le logiciel TALREN 4.

Le diamètre des pieux influe sur les déplacements des pieux. Son augmentation se traduit par l'amélioration de la rigidité axiale EI , ainsi les pieux auront une meilleure résistance à la flexion ce qui diminue leurs déplacements.

Les déplacements du talus obtenus par les deux solutions dans les deux sens $[U_x]$ et $[U_y]$ Sont minimes, de l'ordre de quelques millimètres.

On a validé le modèle adapté par comparaison avec des données de mesures inclinométriques obtenues par ailleurs.

Le confortement par murs clous augmente la stabilité de la pente et donne un coefficient de sécurité acceptable. Mais les travaux d'excavation peuvent provoquer des désordres majeurs dans les ouvrages voisins.

La Comparaison technico-économique des deux méthodes étudiées nous a permis de choisir le clouage par pieux pour assurer la sécurité optimale.

Ce travail nous a permis de traiter un cas réel de glissement de terrain, de cerner sa cinématique et de proposer une stabilisation par un système de renforcement en utilisant la simulation numérique.

De ce fait, pour les travaux à venir, diverses perspectives sont présentées

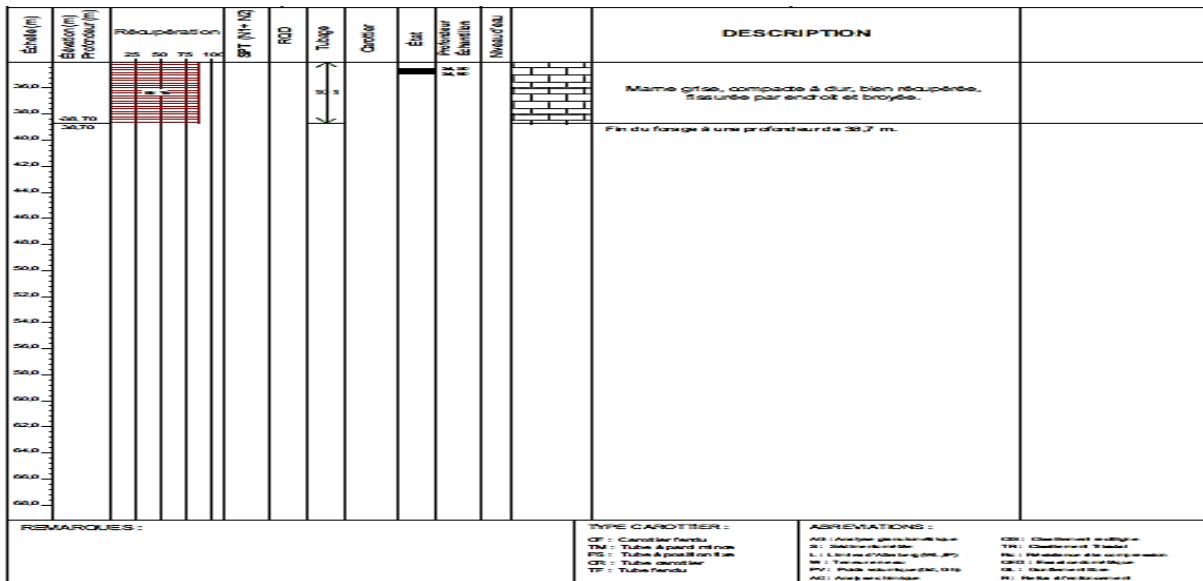
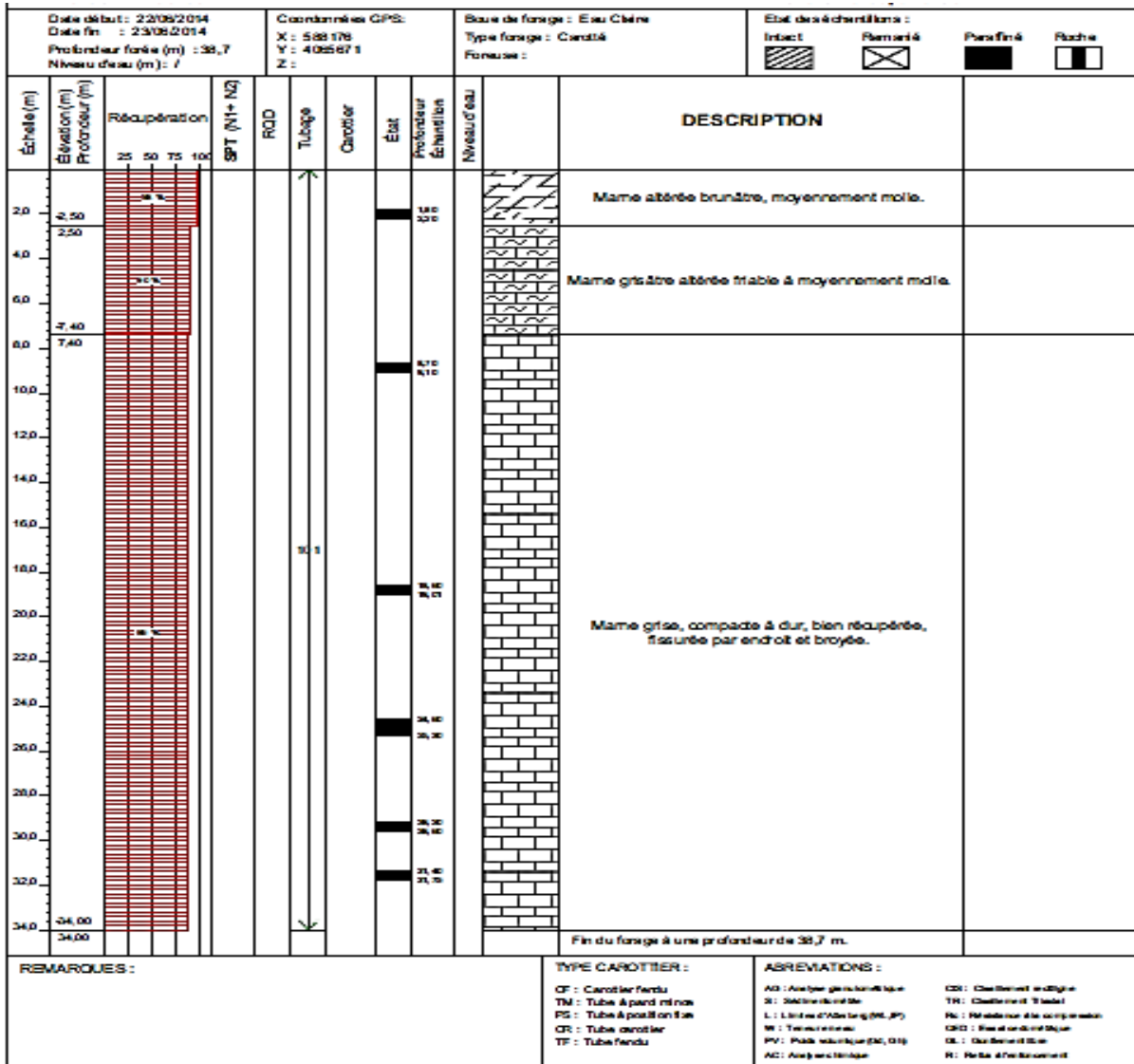
- Les études paramétriques sont très bénéfiques pour la détermination de l'influence des différents paramètres sur le comportement des ouvrages géotechniques.
- Étude comparative, entre la modélisation 2D (PLAXIS 8.2) et 3D (PLAXIS FONDATION 1.5), sur la stabilité et le comportement des pieux.

ANNEXES

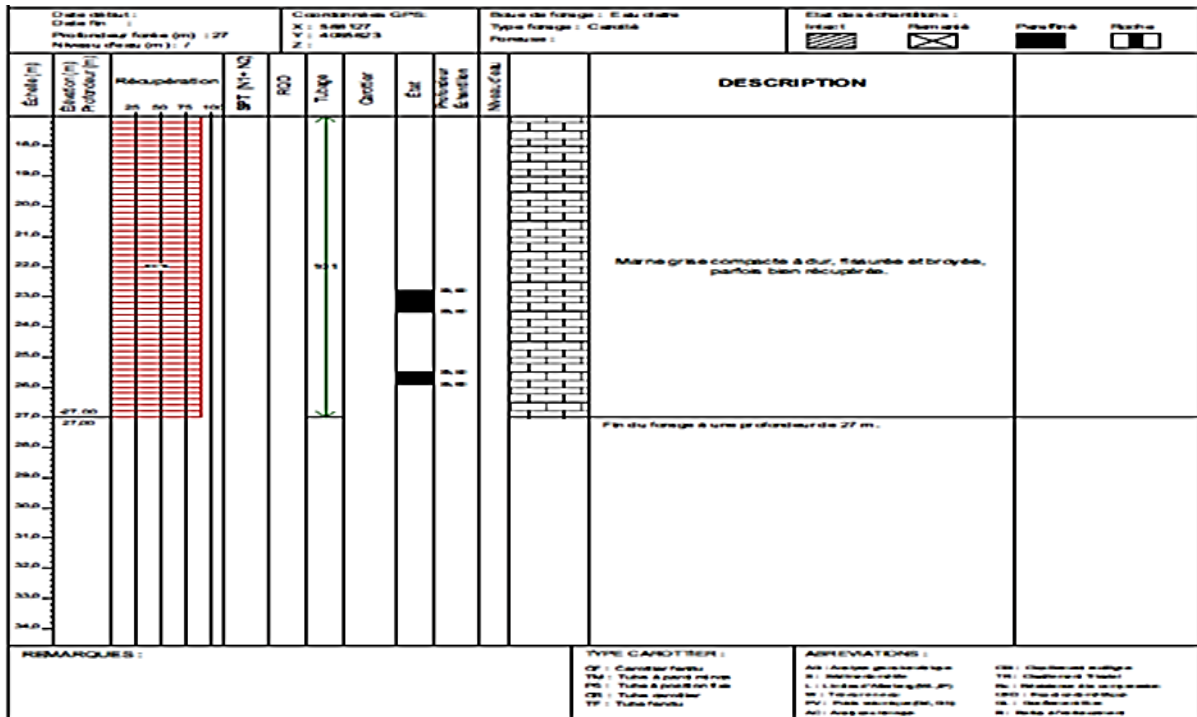
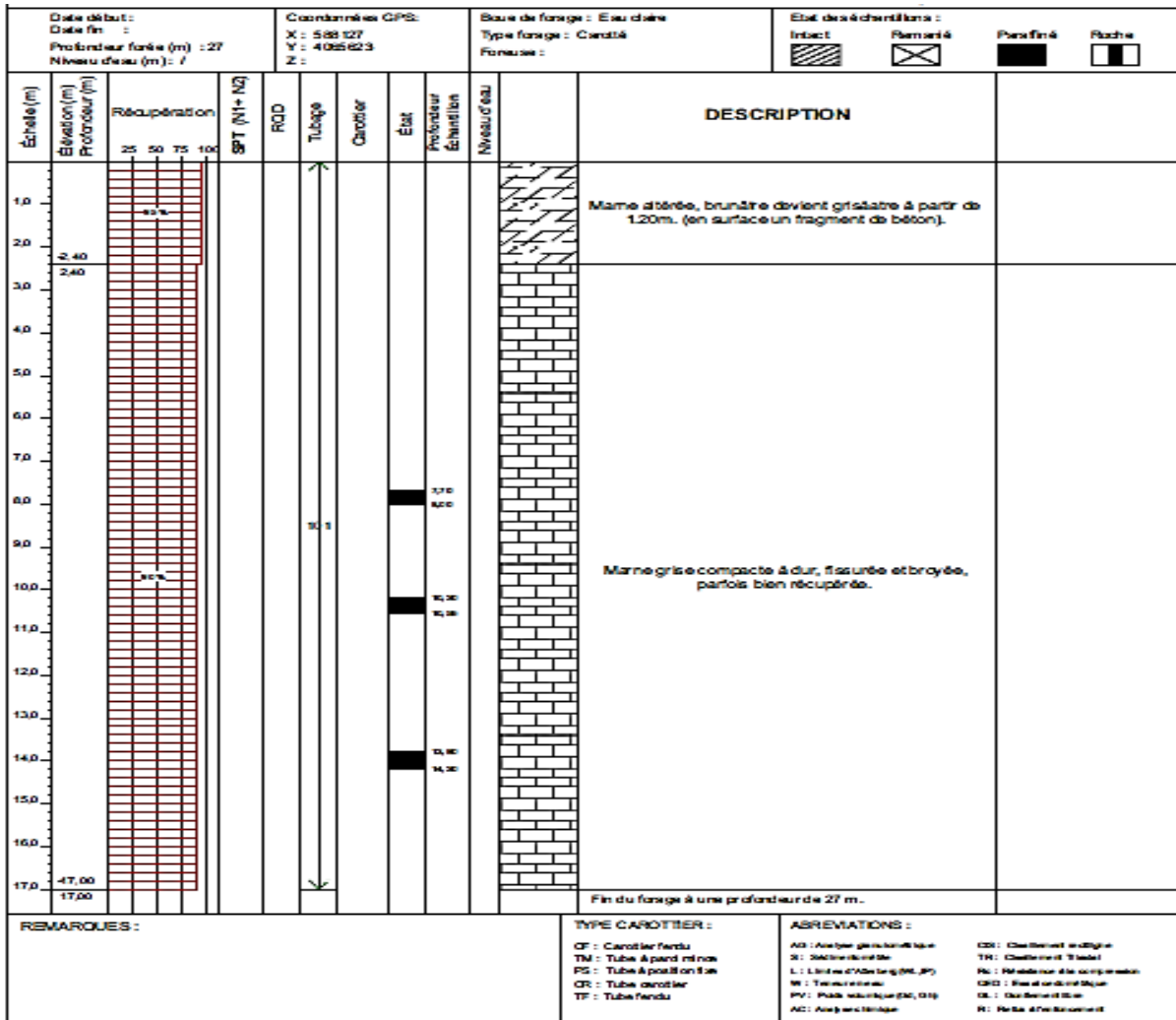
{A}

LOG DU SONDAGE
CAROTTE

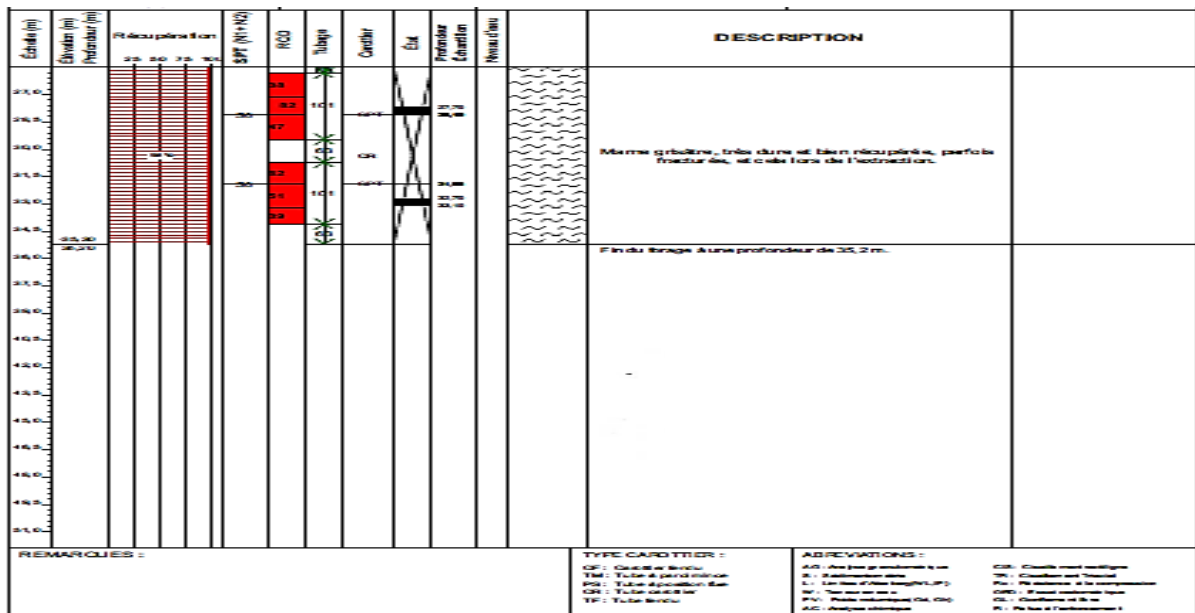
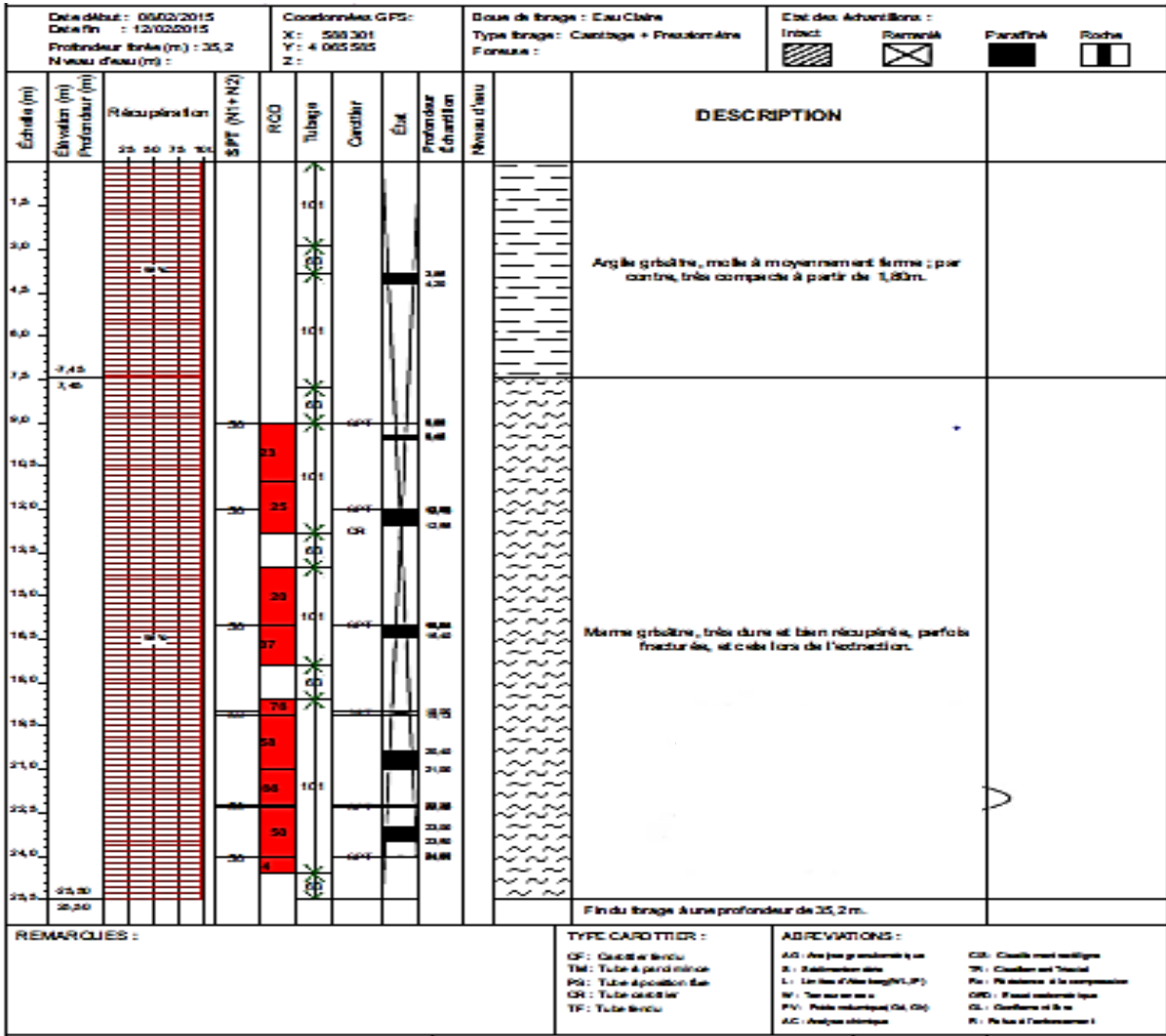
COUPE DU SONDAGE CAROTTE SC-72



COUPE DU SONDAGE CAROTTE SC-73



COUPE DU SONDAGE CAROTTE SC -74





Profondeur : 0,00 à 2,40 m



Profondeur : 2,40 à 4,80 m



Profondeur : 4,80 à 9,30 m



Profondeur : 9,30 à 11,50 m



Profondeur : 11,50 à 14,75 m



Profondeur : 14,75 à 17,40 m



Profondeur : 17,40 à 21,00 m



Profondeur : 21,00 à 23,50 m



Profondeur : 23,50 à 27,10 m



Profondeur : 27,10 à 30,70 m



Profondeur : 30,70 à 33,20 m



Profondeur : 33,70 à 35,20 m

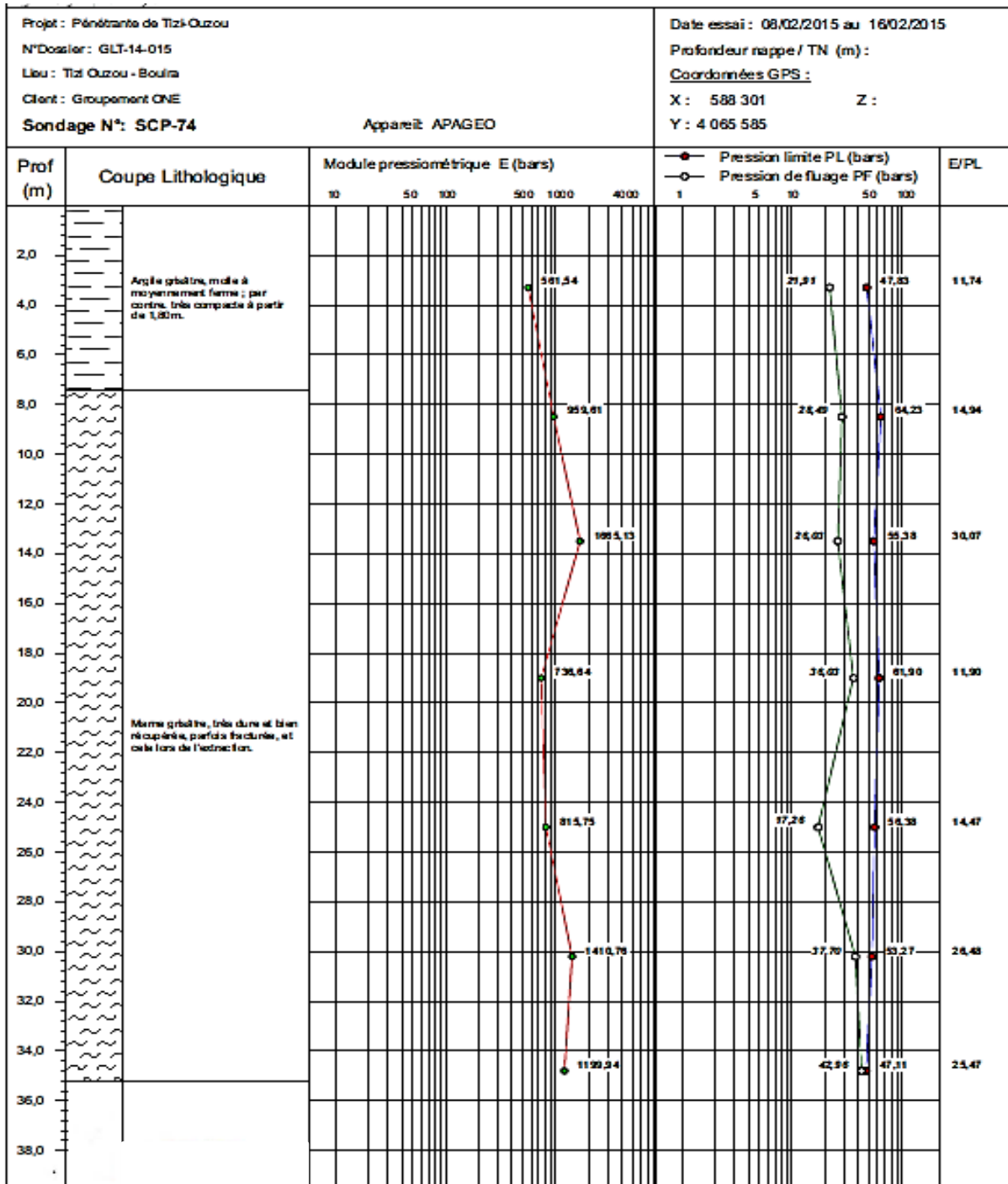
{B}

RESULTATS DES ESSAIS

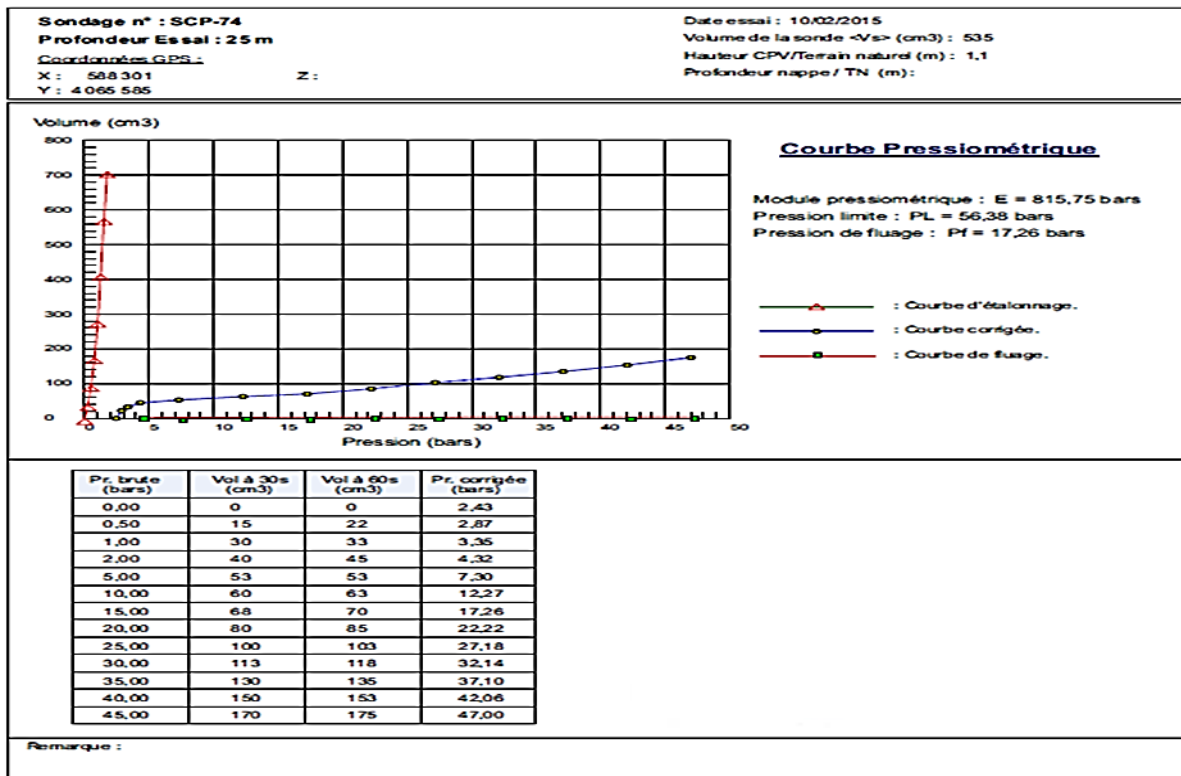
PRESSIOMETRIQUES

Essai Préssiométrique Menard Sondage SCP-74

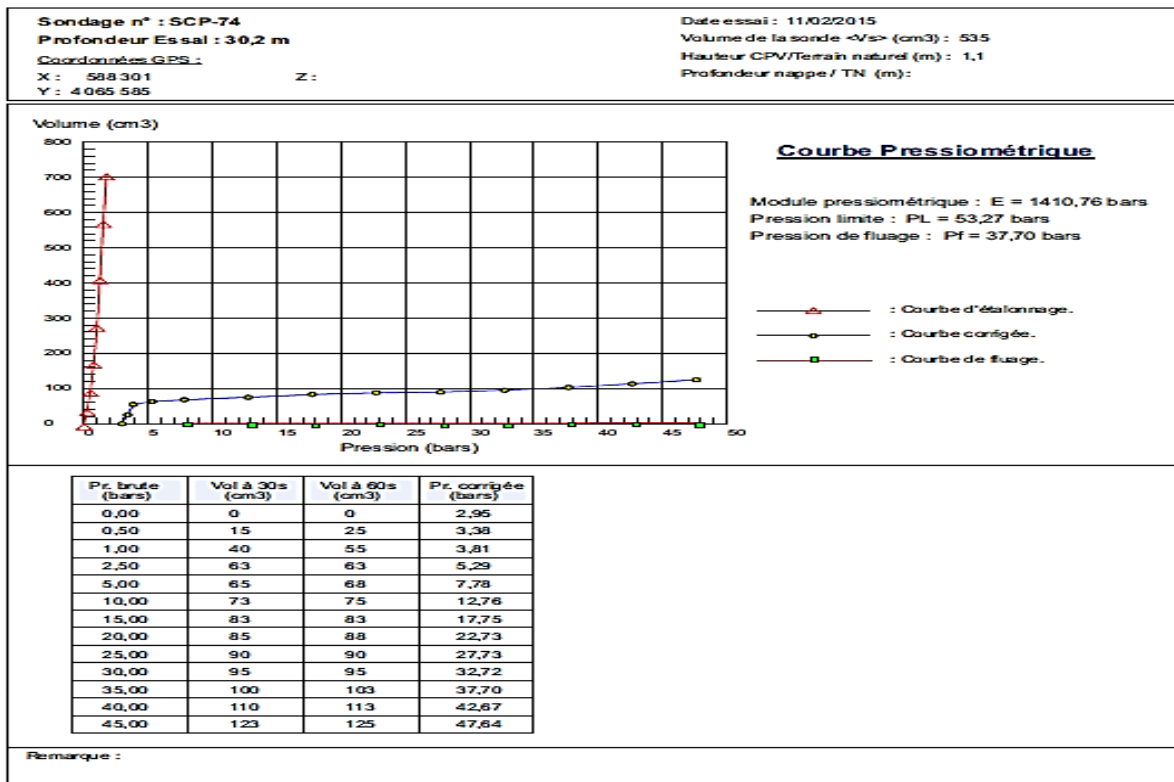
Courbe Préssiométrique avec les différentes Profondeur



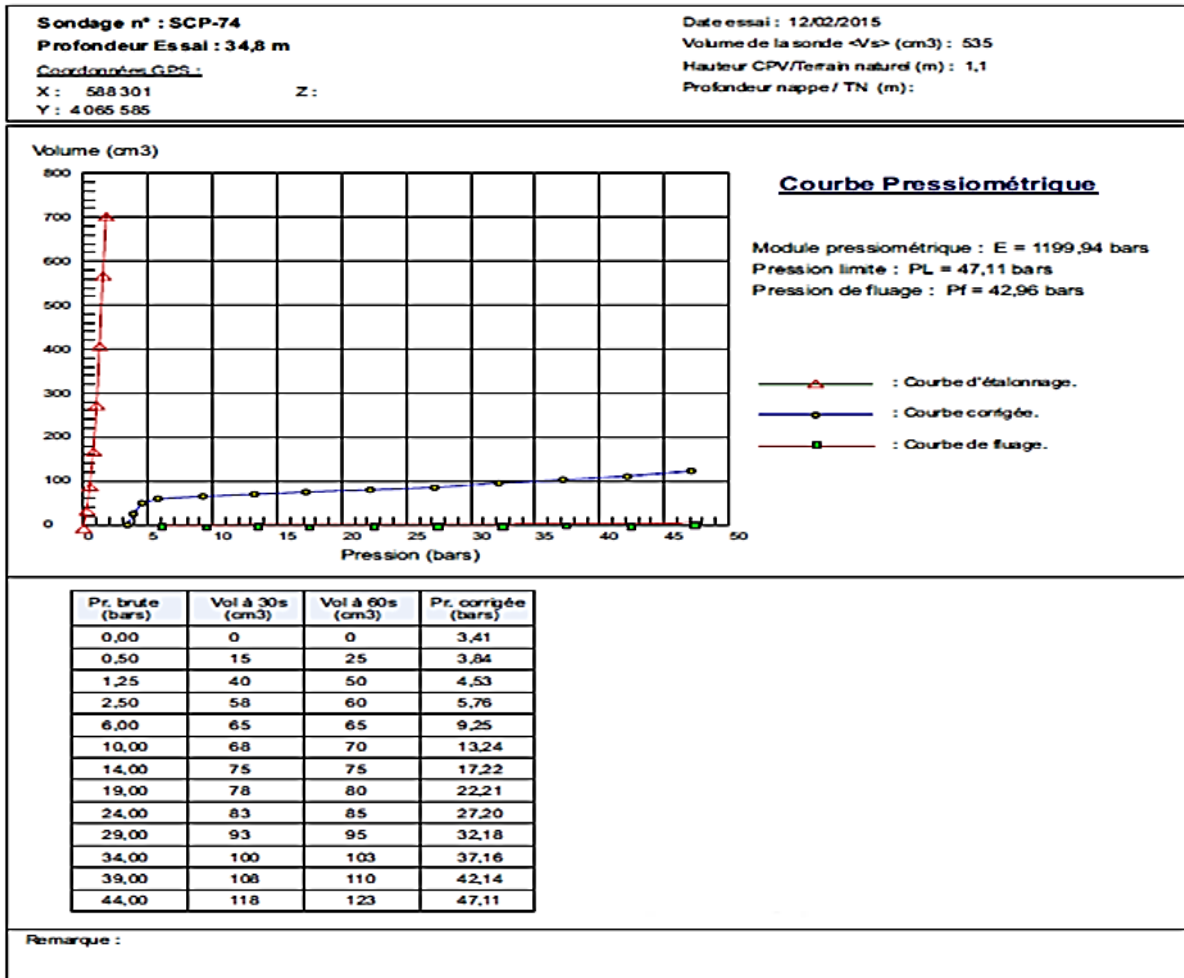
Profondeur Essai : 25 m



Profondeur Essai : 30,2 m



Profondeur Essai : 34,8 m



V. 2011/03/2012

{C}

MODÉLISATION DU
GLISSEMENT PK 1+04 AVEC LE
LOGICIEL PLAXIS 3D
ASSEMBLAGE DES PROFILS

Caractéristiques géométriques

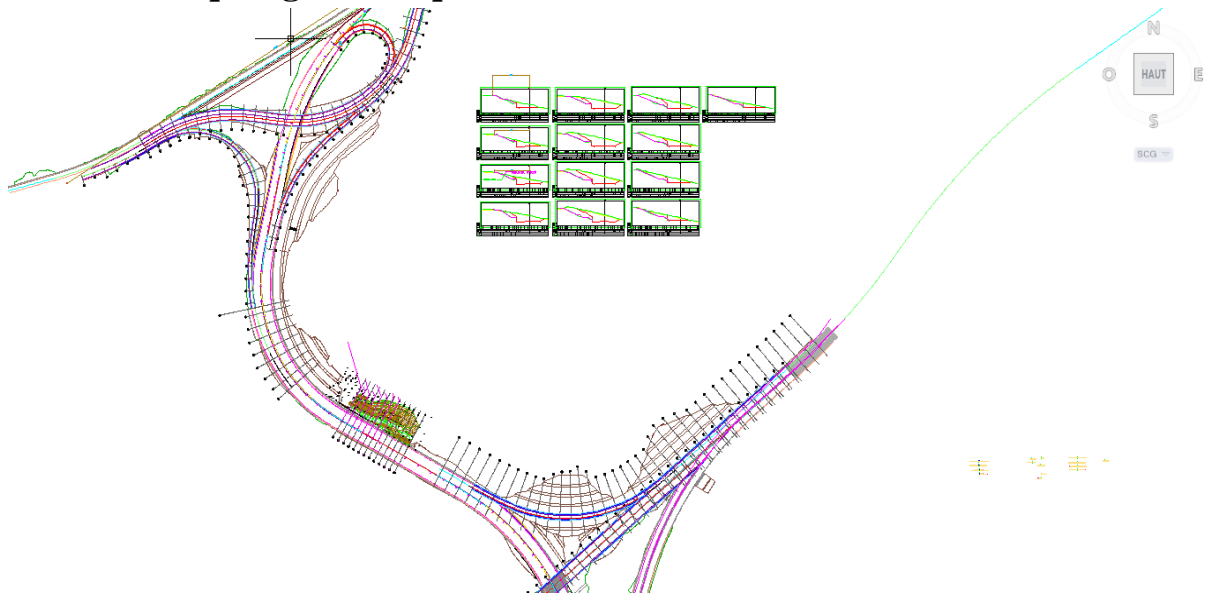


Figure n°4.1 : Levé topographique de la zone de glissement.

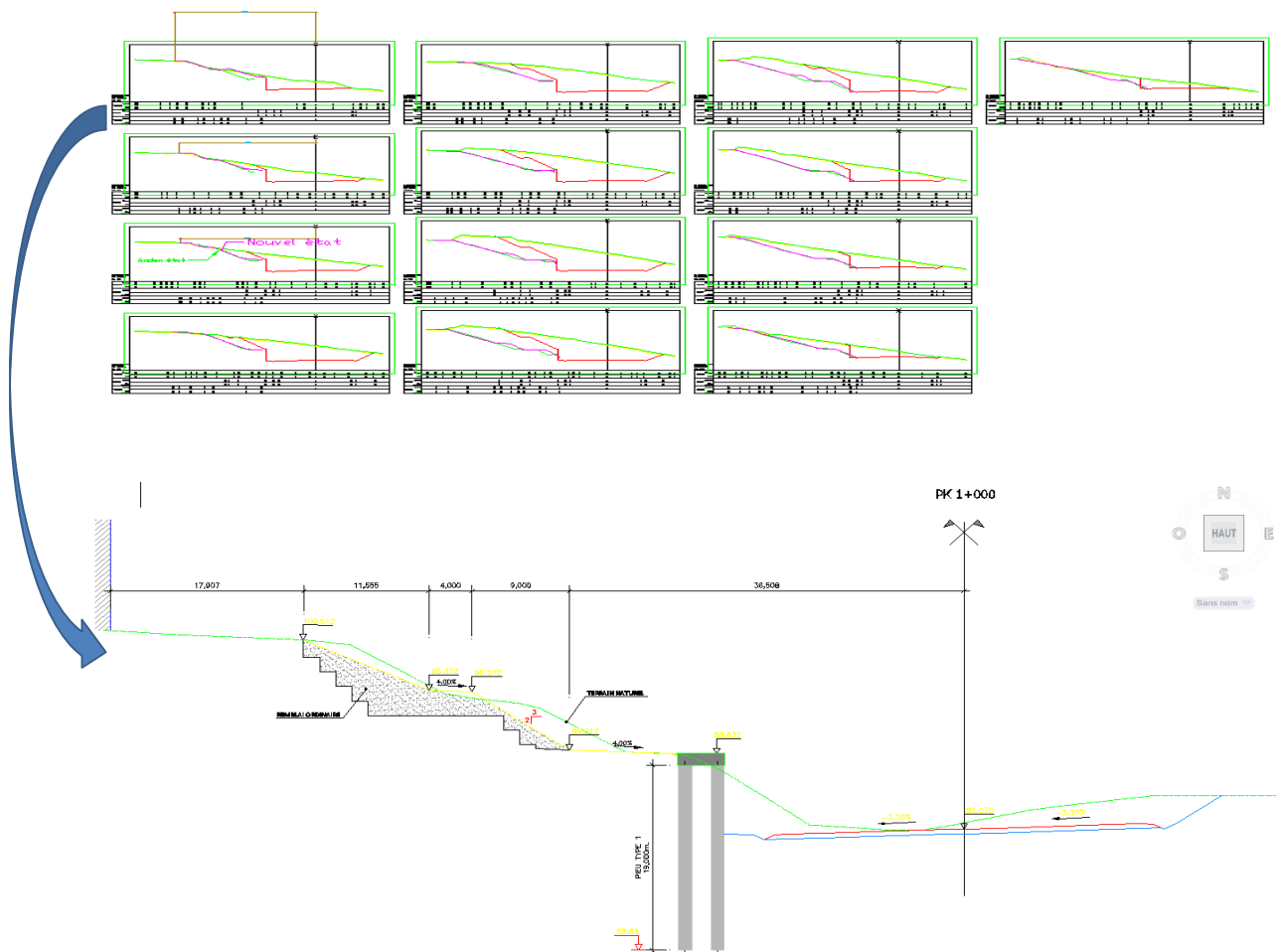


Figure n°4.2: Coupes transversales glissement PK1+04.

Modélisation des différentes sections du glissement PK1+04 avec le logiciel PLAXIS 3D après terrassement

a) Tronçon 01 : PK 0+956 à PK0+968

Glissement 01 est un profil qui situe sur une longueur de 10

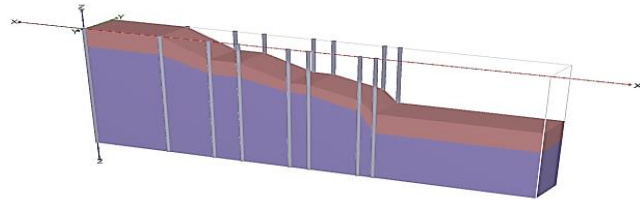


Figure n°4.3 : Géométrie du glissement PK 0+956 a PK0+968.

b) Tronçon 02 : PK 0+968 a PK 0+980

Glissement 02 est un profil qui situe sur une longueur de 12m

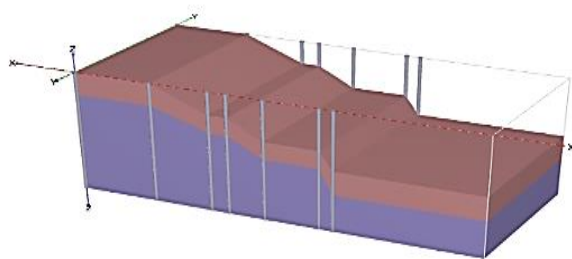


Figure n°4.4 : Géométrie du glissement PK 0+968 a PK 0+980.

c) Tronçon 03 : PK 0+980 a PK 1+020

Glissement 03 est un profil qui situe sur une longueur de 40m

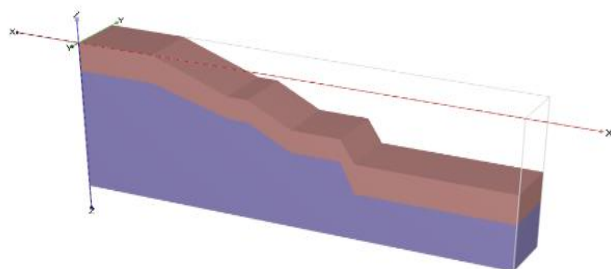


Figure n°4.5 : Géométrie du glissement PK 0+980 a PK 1+020.

d) Tronçon 04: PK 1+020a PK 1+055

Glissement 04 est un profil qui situe sur une longueur de 35m

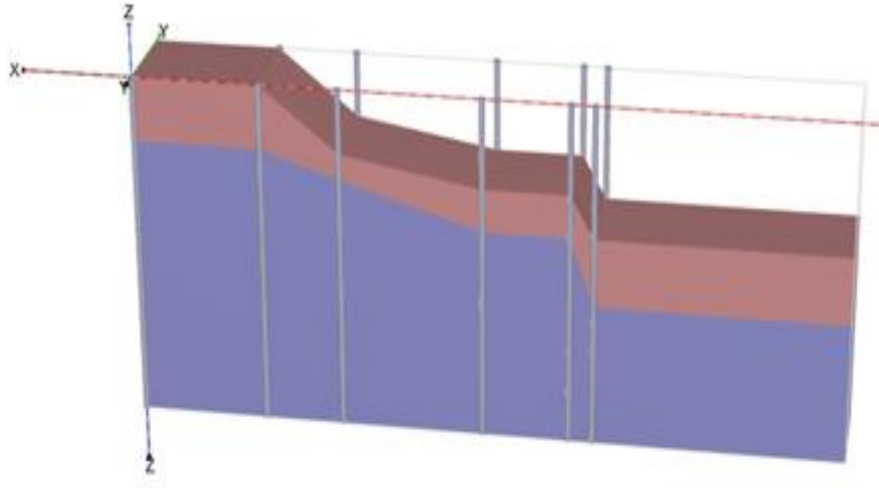


Figure n°4.6 : Géométrie du glissement PK 1+020a PK 1+055.

e) Tronçon 05 : PK 1+055 a PK 1+075

Glissement 05 est un profil qui situe sur une longueur de 20 m

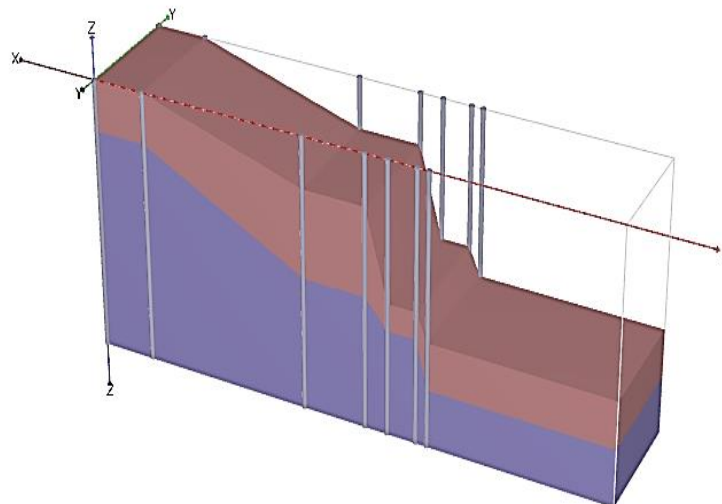


Figure n°4.7 : Géométrie du glissement PK 1+055 a PK 1+075.

On peut admirer la déformation du maillage dans la figure suivante avec une valeur maximale de **0.38 m** du cas le plus défavorable tronçon [^] PK 0+980 – PK 1+020[^]

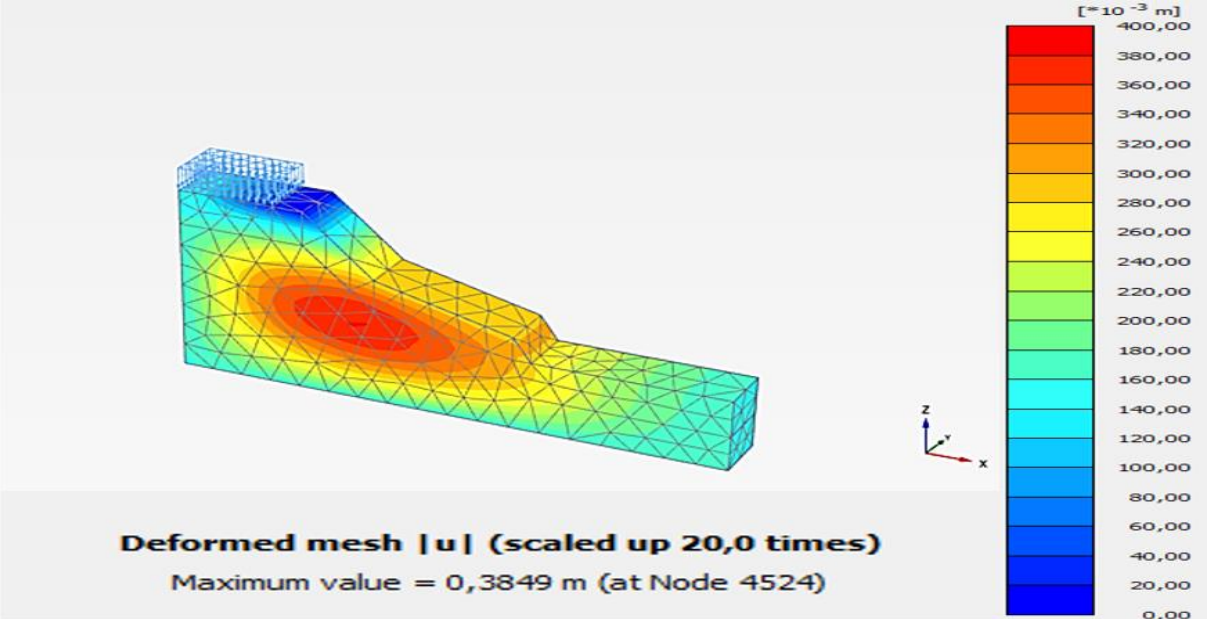


Figure n°4.8: Schéma représentatif des déplacements totaux [U].

Assemblage des profils glissement pk 1+04

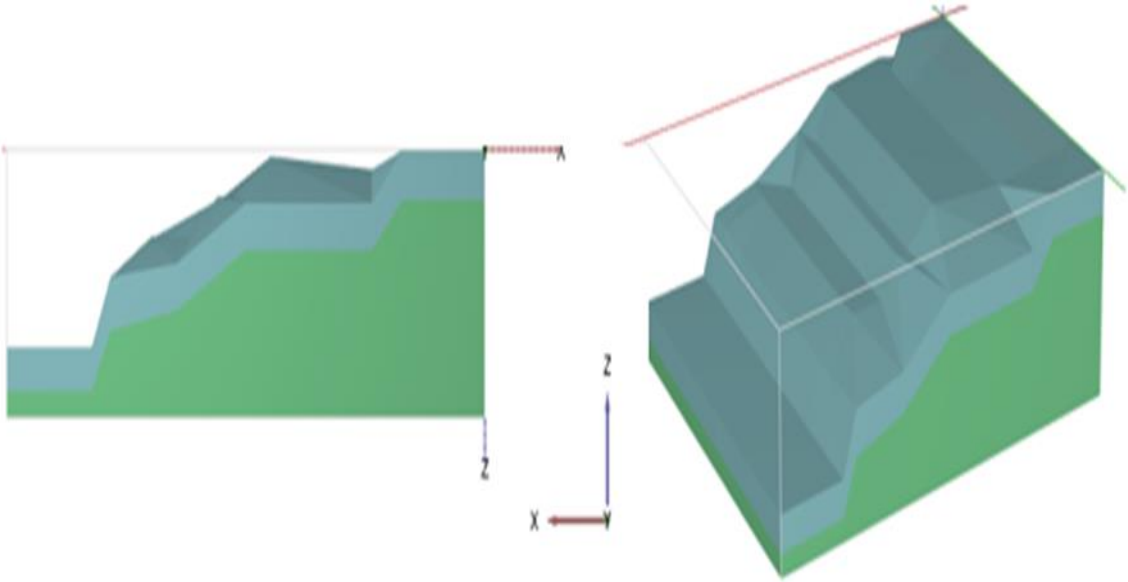


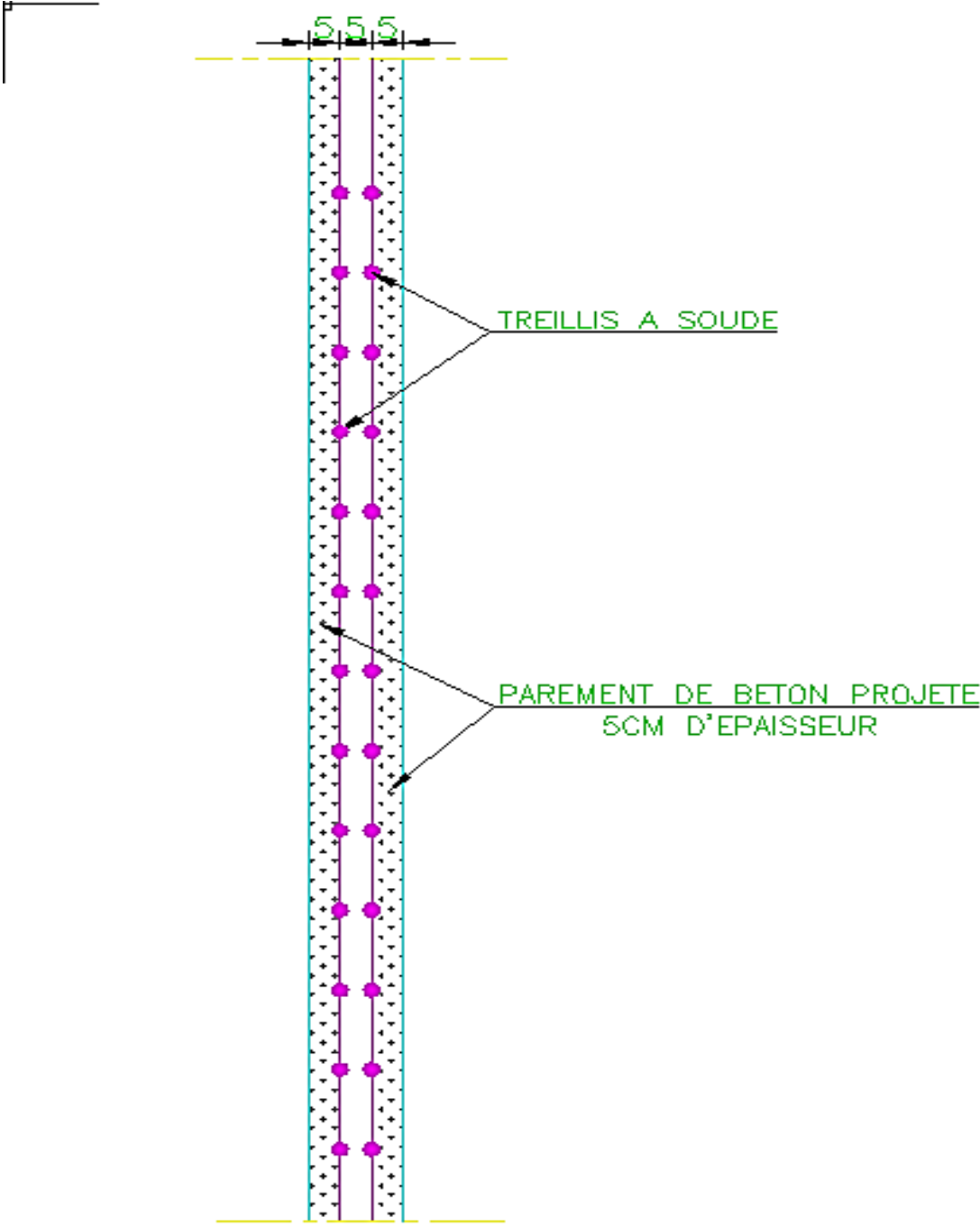
Figure n°4.9 : Géométrie du modèle pk 1+04 après assemblage.

{D}

STRUCTURES

MUR 1+040

Béton projetés



{E}

**Assainissement et drainage
-élévation et détails**

BIBLIOGRAPHIE

Liste des ouvrages :

AFNOR. (1997). Essais œdométrique, norme française XP P 94-090-1.

AFNOR. MENARD (2000). Essai préssiométrique, norme française XP P 94-090- 1.

AISSA MAMOUNE S.M. HADJ BOUCHAIB (2013). « Les glissements des terrains ». Cours géotechnique, centre universitaire d'Ain-Temouchent, Algérie.

. (2005). « Stabilité des pentes ».cours réalisé avec le soutien de l'Agence universitaire de la Francophonie Université d'Alep, Syrie.

ALFONSI P (1997). Relation entre les paramètres hydrologiques et la vitesse dans les glissements de terrains. Revue française de géotechnique.

BALAY J. (1984).Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction. Note d'information technique. Ministère de l'urbanisme et des transports. LCPC

BENAISSA A. 2003. Glissement de terrain, calcul de stabilité. ALGER : Office des publications universitaires, 2003.

BILLARD A, MUXART T, DERBYSHIRE E, EGELS Y, KASSER M & WANG J(1992) Glissements de terrain induits par les pluies dans les loess de la Province de Gansou, Chine. In Annales de Géographie (p. 520-540). Armand Colin, sept 1992.

CHAFI SAMIR, JUILLET 2012. Contribution à l'étude du renforcement des talus instables par les géosynthétiques mémoire pour l'obtention du diplôme de master en infrastructure de base et géotechnique Tlemcen,

CHELGHOU M. 2006. M. BADJI, 2006. Les ouvrages de soutènement en mécanique des sols. ANNABA : Université AISSA MAMOUNE S.M. (2013). « Les glissements des terrains ». Cours géotechnique, centre universitaire d'Ain-Temouchent HADJ BOUCHAIB, Algérie.

CHRISTIAN CHAPEAU ET JEAN-LOUIS DURVILLE, septembre 2005 « l'eau et les risques de glissements de terrain », géosciences,

COLLIN, ALEXANDRE 1984. Recherches expérimentales sur les glissements spontanés des terrains argileux, Carilian-Goeury et Dalmont édit., Paris,

DESODT– JULIEN LAUNAY02/05/2017. Les glissements de terrain, modélisation et prévision HORSIN MOLINARO Clément Hélène

DONNEES CLIMATIQUE (2005-2015). De la région de Tizi Ouzou pour la période Source ONM, 2017.

DURVILLE J.L ET SAVE G. 1991. Stabilité des pentes. Glissement en terrain meuble. PARIS Technique de l'ingénieur, 1991. C254.

DURVILLE J.L ET SAVE G. 1991. Stabilité des pentes. Glissement en terrain meuble. PARIS Techniques de l'ingénieur, 1991. C254.

FLAGEOLLET J. C., 1989. Les mouvements de terrains et leur prévention, Edition Masson, Série Géographie, Paris.

FLEUREAU J.M., KHEIRBEK-SAOUD S., 2004. Retrait et gonflement des sols soumis à un cycle de drainage humidification, Ecole Centrale de Paris, France.

GUIDE TECHNIQUE JANVIER 1998, Génie géotechnique Applications de la mécanique des sols et des roches 1997

GUIDELCPC. 2001. Parades contre les instabilités rocheuses. PARIS : Collection environnement les risques naturels, 2001. 59023103.

HABIB P, ET AL. 1996. Recommandations tirants d'ancrage. PARIS : Eyrolles, 1996. 2-212-01813-

KHEMISSA M., AYADAT T., RAHMOUNI Z. (2002). Méthodologie d'étude et techniques de confortement des versants instables. Rapport de recherche CNEPRU.

KHEMISSA MOHAMED. Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Mémoire de Magistère. Université de M'SILA,

LATELTIN O. 1997. Prise en compte des dangers dus aux mouvements de terrain dans le cadre des activités de l'aménagement du territoire. BERNE : OCFIM, 1997. 310.023 f.

LEROUEIL S, LAROCHELLE P ET TAVENAS F. 1988. Système expert en stabilité des pentes. LAUSANNE, 1988.

RECOMMANDATIONS CLOUTERRE(1991). Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées. Projet national Clouterre

REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIENNE (RPA-99 Version 2003) (RPOA 2008).

SCHLOSSER F ET UNTERREINER P. 1991. Renforcement des sols par inclusions. PARIS : Techniques de l'ingénieur, 1991. C 245.

SCHLOSSER F. 1991. Murs de soutènement. PARIS : Techniques de l'ingénieur, 1991. C 244.

SEVE MAI 2011 « Les mouvements de terrain », prévention des risques naturels, Stabilisation des glissements de terrain.

GTR. Guide des terrassements routiers 070515002018 Fascicule I Réalisation des remblais et des couches de forme.

SEVE ET AL. (1996). base de données PLAXIS.

Liste des sites consultés

pdfwww.irmagrenoble.com/PDF/risques_majeur.

[Solshttp://tice.inplnancy.fr/modules/sciences_techniques/Proprietes](http://solshttp://tice.inplnancy.fr/modules/sciences_techniques/Proprietes).

<http://dspace.univ-msila.dz:8080> <https://www.researchgate.net/publication/331383137>.

https://www.memoireonline.com/09/10/3867/m_Etude-dun-glissement-de-terrain-par-differentes-methodes0.html

REMERCIEMENTS

La réalisation de ce travail d'initiation à la recherche est une expérience passionnante, qui n'aurait pas été possible sans le soutien de personnes à qui je souhaite exprimer ici mes sincères remerciements.

Je tiens tout d'abord à exprimer mon profond respect et ma reconnaissance à mon encadreur Monsieur DEHMOUS, pour sa confiance, sa disponibilité et le grand intérêt qu'il m'a toujours manifesté, durant ma formation et la préparation de ce mémoire.

J'adresse mes remerciements à Monsieur MELBOUCI pour son soutien et son aide qui m'a été très précieux.

Mes plus vifs remerciements s'adressent à Monsieur OUGHANEM de m'avoir fait l'honneur d'accepter la présidence de mon jury. Madame BELHASSANI et Madame BAIDI, ont bien accepté d'examiner ce mémoire, qu'ils trouvent ici l'expression de mes sincères remerciements.

Si en plus d'être une expérience scientifique qui tiendra toujours une place particulière dans ma vie, ces années d'études avaient été pour moi une opportunité de découvrir des personnes dont l'amitié m'aurait été précieuse. Dans un premier lieu, je pense à tous mes amis de promo avec qui j'ai partagé de très beaux souvenirs. Je ne peux oublier les gens avec lesquels j'avais de merveilleux moments en dehors des heures d'études et avec lesquels j'ai noué une forte amitié. Je remercie tous mes amis pour ces temps passés ensemble.

Je remercie du fond du cœur, Monsieur SAIM KACI, LAMARI LOUNES et Madame CHABOUR, de m'avoir encouragé, soutenu, cru en mes capacités et d'être de tout temps à mes côtés. Un grand merci aussi toute ma grande famille, que chacun trouve ici l'expression de ma reconnaissance.

DEDICACES

À

Mes très chers parents

*En témoignage de ma reconnaissance envers le
soutien, les sacrifices et tous les efforts qui ont fait
pour mon éducation ainsi que ma formation*

À

Mes chers frères, et mes chères sœurs

Pour leur affection, compréhension et patience

*Tous ceux qui ont une relation proche ou de soin
avec la réalisation du présent rapport.*

Lynda

RÉSUMÉ

Ce travail constitue une contribution à la compréhension et à l'analyse du renforcement des talus instables en utilisant le code de calcul tri-dimensionnel, PLAXIS, basé sur la méthode des éléments finis. Nous avons commencé par un aperçu général sur la stabilité des pentes, et la définition du renforcement des talus instables. Ensuite, nous avons présenté un cas réel de talus instable d'environ 117m de longueur, qui s'est produit au niveau de la pénétrante autoroutière reliant la ville de TIZI-OUZOU à l'autoroute EST-OUEST au niveau de l'échangeur DJEBAHIA sur 48km, qui menace plusieurs ouvrages. Ce cas va être, par la suite, traité et analysé par PLAXIS. Aussi, nous avons procédé à l'application du renforcement par pieux et clous pour la stabilisation de ce talus. En fin, l'analyse est suivie par une étude comparative technico-économique afin de justifier la méthode la plus efficace.

Mots clefs

*Stabilité des talus, renforcement, pieux, clous, PLAXIS, coefficient de sécurité.

ABSTRACT

This work constitutes a contribution to the understanding and analysis of the reinforcement of unstable slopes using the three-dimensional calculation code, PLAXIS, based on the finite element method. We started with a general overview on the stability of slopes, and the definition of the reinforcement of unstable slopes. Then, we presented a real case of unstable slope of approximately 117m the length, which occurred at the level of the penetrating motorway depending on the city of TIZI-OUZOU at the east-west highway at the level of the DJEBAHIA interchange on 48km, which threatens several structures. This case will then be treated and analyzed by PLAXIS. Also, we proceeded to the application of reinforcement by piles and nails for the stabilization of this slope. At the end, the analysis is followed by a technical-economic comparative study in order to know the most effective method.

Key words

*Slopestability, slopereinforcement, piles, groundanchors, PLAXIS, factor of safety.

TABLE DES MATIÈRES

Remerciements	
Résumé	
Liste des figures et tableaux	
Liste des symboles et abréviations	
Introduction générale	
chapitre 1 : Généralités sur la stabilité des talus	
8. Introduction.....	1
9. Définition du mouvement de terrain	3
10. Types de mouvement de terrain	3
3.1 Les mouvements rapides, quasi instantanés et discontinus.....	7
3.2 Les mouvements lents et continus	12
4 La classification des glissements des terrains	13
5 Les causes (directes ou indirectes) et facteurs favorisant.....	14
6 Processus d'étude d'un glissement de terrain	15
6.1 Reconnaissance du site	16
6.2 Analyse de stabilité.....	17
7 Techniques de confortement	18
7.1 Classification des méthodes de confortement (systèmes de parade).....	19
8 Choix des systèmes des parades.....	30
9 Techniques de surveillance	31
Conclusion	32
Chapitre 2 Présentations du code de calcul Plaxis	
1. Introduction.....	33
2. Aperçu sur la méthode des éléments finis (MEF).....	33
3. Présentation de Plaxis 3d	34
4. Définition des données.....	34
5. Modèles de comportement utilisés.....	38
Conclusion	41
Chapitre 3 Présentations d'un modèle sujet d'étude	
1. Introduction.....	43
2. Présentation du projet	43
2.1 Description du tracé.....	44
2.2 Délimitation de la zone d'étude	46
3 Géologie et lithologie de la zone d'étude.....	46
4 Hydrogéologie local.....	48
5 Tectonique sismicité	49
6 Climatologie.....	50
7 Pluviométrie.....	50

8	Reconnaissance géotechnique	50
9	Description de l'état des lieux et du désordre	63
10	Cause des désordres	64
	Conclusion	67

Chapitre 4 Analyse du modèle sujet d'étude

1.	Introduction.....	68
2.	Analyse de la stabilité du glissement	68
3.	Discretisation du modèle (cas pente naturelle)	70
4.	Stabilisation du modèle par terrassement.....	74
5.	Stabilisation du modèle par renforcement	78
	5.1 Clouage par pieux	78
	5.2 Clouage par clous (barres).....	106
6.	Devis quantitatif estimatif.....	104
7.	Comparaison technico-économique des deux méthodes étudiées.....	115
8.	Conclusion	117

	Conclusion générale	118
--	----------------------------------	-----

Bibliographie

Annexe

LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX

1. LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Schéma explicatif du phénomène effondrement des cavités souterraines Source: www.brgm ...	4
Figure 1.2	Effondrement de terrain Survenu à Zéralda et Ben –Aknoun	4
Figure 1.3	Schéma explicatif des phénomènes les éboulements, chutes de blocs et de pierres	5
Figure 1.4	Eboulement spectaculaire de terrain à (a) AOKAS (Bejaïa).....	5
Figure 1.5	Schéma illustre une coulée de boue	6
Figure 1.6	Coulée boueuse CHERCHEL	6
Figure 1.7	Schéma explicatif des phénomènes L'érosion littorale.....	6
Figure 1.8	Érosion côtière à l'est de la baie d'Alger	7
Figure 1.9	Schéma affaissement progressif.....	7
Figure 1.10	Affaissement d'un tronçon de route à Azazga.....	8
Figure 1.11	Schéma Explicatif de phénomène Retrait –Gonflement	8
Figure 1.12	variations volumiques du sol de fondation.DE M'SI	9
Figure 1.13	Schéma Explicatif Le phénomène de fluage	9
Figure 1.14	Fluage CHERLCELL.....	9
Figure 1.15	Schéma Explicatif Phénomène de la Solifluxion	10
Figure 1.16	Mouvements de masse par solifluxion sur l'île de Banks Canada.....	10
Figure 1.17	Schéma Explicatif du Glissement plan	11
Figure 1.18	Schématisation du phénomène de glissement circulaire	12
Figure 1.19	Les différentes causes d'un glissement de terrain	13
Figure 1.21	Les facteurs de reconnaissance de site	14
Figure 1.22	Les différents types d'essais	15
Figure 1.23	Organigramme montre les types d'approche des systèmes de parade	16
Figure 1.24	Processus de terrassement	19
Figure 1.25	Terrassement du sol, au niveau de Draa El Mizan	20
Figure 1.26	Schémas montre les dispositifs de drainages	20
Figure 1.27	Système de drainage des eaux	21
Figure 1.28	Végétation d'une surface à la Pénétrante Autoroutière Tizi-Ouzou -Est-Ouest	21
Figure 1.29	Géotextiles	22
Figure 1.30	Géogrilles mono-axiales et bi-axiales	23
Figure 1.31	Géocomposites.....	23
Figure 1.32	Le renforcement d'un massif par géosynthétiques	24
Figure 1.33	Renforcement d'un talus avec la technique pneu sol	24
Figure 1.34	Processus de renforcement d'un talus par ancrages	25
Figure 1.35	Clouage d'un talus instable.....	25
Figure 1.36	Exemple de stabilisation d'un talus SNCF par clouage	26

Figure 1.37 Classification des pieux selon le mode d'introduction dans le sol.....	26
Figure 1.38 Mise en place de la cage d'armatures Coulage du béton d'un pieu	27
Figure 1.39 Principe de la stabilisation des talus par tirants et ces composants d'ancrage SNCF	27
Figure 1.40 Renforcement d'un tunnel routier entre Bejaïa et Jijel Par ancrage	28
Figure 1.41 Traitements du sol avec la chaux et ciment	28
Figure 1.42 Les critères de choix de la méthode de confortement	29
Figure 2.1 Maillage pour la résolution des problèmes aux limites par différentes Méthodes de discrétisation	30
Figure 2.2 Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input).....	34
Figure 2.3 Fenêtre de calcul	35
Figure 2.4 Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output	35
Figure 2.5 Exemple de visualisation des résultats.....	36
Figure 2.6 Exemple de l'interface graphique Curves	37
Figure 2.7 Procédure itérative pour le contrôle des calculs.....	37
Figure 2.8 Définition de E_0 et de E_{50}	38
Figure 3.1 Localisation du tracé.....	39
Figure 3.2 Carte du tracé en plan	44
Figure 3.3 Délimitation de la zone d'étude tronçon 1.1	45
Figure 3.4 Délimitation du talus touchés par le glissement.....	45
Figure 3.5 La description du talus touché par le glissement PK 1+04	46
Figure 3.6 Vue aérienne de la zone où le confortement sera réalisé entre PK 0+950 et PK 1+142.....	48
Figure 3.7 Carte de sismicité du nord de l'Algérie. (DPAT.b, 2011	49
Figure 3.8 Cartographie géologique de la zone d'étude.....	51
Figure 3.9 Sondage au point d'essais SC-74.....	51
Figure 3.10 La position des sondages sur la zone d'étude.).....	52
Figure 3.11 Contact entre les marnes altérées et les marnes saines.....	53
Figure 3.12 Coupe lithologique modélisé avec Plaxis 3D.....	53
Figure 3.13 Excavation du talus au p.k. 1+060 à l'hiver.....	54
Figure 3.14 Sondages préssiométrique SCP.....	54
Figure 3.15 Classification LCPC	58
Figure 3.16 Classification des sols fins Diagramme de plasticité	60
Figure 3.17 Classification des sols selon GTR.....	60
Figure 3.18 Vu global de désordre	63
Figure 3.20 Décrochement du premier talus	64
Figure 3.21 Décrochement du deuxième talus	65
Figure 3.22 Stagnation des eaux	65
Figure 3.23 Eventrement de talus supérieur	66
Figure 4.1 Localisation du glissement sur le levé topographique pour l'analyse de la stabilité.....	69
Figure 4.2 Géométrie du modèle pk 1+04.....	70
Figure 4.3 Schéma représentatif de la déformée du maillage sécurité	71

Figure 4.4 Schéma représentatif des déplacements totaux [U]	71
Figure 4.5 Schéma représentatif des déplacements [U _x]	72
Figure 4.6 Schéma représentatif des déplacements [U _y]	72
Figure 4.7 Affichage par défaut du coefficient de sécurité (1.10)	73
Figure 4.8 Comparaison entre les résultats numériques et réels du talus ($F_s=1.10$)	73
Figure 4.9 Géométrie du modèle pk 1+04 après terrassement	74
Figure 4.10 Schéma représentatif de la déformée du maillage	74
Figure 4.11 Schéma représentatif des déplacements totaux [U]	75
Figure 4.12 Schéma représentatif des déplacements [U _x], [U _y]	75
Figure 4.13 Affichage par défaut du coefficient de sécurité ($F_s=1.05$)	94
Figure 4.14 Comparaison entre les résultats numériques et réels du talus ($F_s=1.05$)	76
Figure 4.15 Analyse du modèle sujet d'étude avec TALREN 4 ($F_s=1.07$)	77
Figure 4.16 Vue en plan de mur pieux échelle 1 :250	77
Figure 4.17 Section vertical du terrain)	77
Figure 4.18 Système de drainage au niveau du mur PK 1+04	79
Figure 4.19 Système de drainage (photos novembre 2019)	80
Figure 4.20 Modélisation du rideau de pieux par le code de calcul Plaxis 3D	80
Figure 4.21 Modélisation de la Poutre de couronnement par le code de calcul Plaxis 3D	81
Figure 4.22 Modélisation des Murs conventionnels par le code de calcul Plaxis 3D	82
Figure 4.23 Modélisation des remblais par le code de calcul Plaxis 3D	82
Figure 4.24 Schéma représentatif de la déformée du maillage	83
Figure 4.25 Schéma représentatif des déplacements totaux [U]	83
Figure 4.26 Schéma représentatif des déplacements [U _x]	84
Figure 4.27 Schéma représentatif des déplacements [U _y]	84
Figure 4.28 Affichage par défaut du coefficient de sécurité ($F_s=1.34$)	85
Figure 4.29 Modélisation du mur PK1+04 2 par le code de calcul Plaxis 3D	85
Figure 4.30 Schéma représentatif de la déformée du maillage	86
Figure 4.31 Excavation de la partie extérieure du rideau de pieux	86
Figure 4.32 Schéma représentatif des déplacements totaux [U]	87
Figure 4.33 Schéma représentatif des déplacements [U _x]	87
Figure 4.34 Schéma représentatif des déplacements [U _y]	88
Figure 4.35 Affichage par défaut du coefficient de sécurité ($F_s=1.49$)	88
Figure 4.36 Vue en élévation du mur PK1+04 (échelle 1 :200)	89
Figure 4.37 Vue en 3D de groupes de pieux disposés en alternance (Mur type 3)	89
Figure 4.38 Modélisation de mur PK1+04 par le code de calcul Plaxis	90
Figure 4.39 Excavation de la partie extérieure du rideau de pieux)	91
Figure 4.40 Schéma représentatif de la déformée du maillage	91
Figure 4.41 Schéma représentatif des déplacements totaux [U]	92
Figure 4.42 Schéma représentatif des déplacements [U _x]	92
Figure 4.43 Schéma représentatif des déplacements [U _y]	93

Figure 4.44 Représentation des déplacements [U], [UX], [UY], [UZ] d'un pieu isolé par le code de calcul Plaxis 3D.....	93
Figure 4.45 Représentation du déplacement U, UX, UZ, de la poutre de liaison par le code de calcul Plaxis 3D	94
Figure 4.46 Représentation du déplacement U, UX, UZ, de murs conventionnels (Type 1) à gauche par le code de calcul Plaxis 3D	94
Figure 4.47 Représentation des déplacements U, UX, UZ, de murs conventionnels (Type 1) à droite par le code de calcul Plaxis 3D.....	95
Figure 4.48 Affichage par défaut du coefficient de sécurité ($F_s=2.095$).....	96
Figure 4.49 Modélisation de la faille par inversion de données téléseismiques.....	97
Figure 4.50 Accélérogramme type utilisé dans les calculs Plaxis 3D	98
Figure 4.51 Affichage par défaut du coefficient de sécurité ($F_s=2.344$)	99
Figure 4.52 Vue du mur 1+040 après réalisation. (Photo avril 2018).....	100
Figure 4.53 Comparaison des coefficients de sécurités cas statique	100
Figure 4.54 Analyse du modèle sujet d'étude avec TALREN 4 ($F_s=2.2$).....	101
Figure 4.55 Comparaison des coefficients de sécurités cas dynamique	102
Figure 4.56 Suivi inclinométriques du mur PK1+04, Date 27/04/2017-22/01/2018.....	102
Figure 4.57 Déplacement horizontaux de sol mur pk1+04	103
Figure 4.58 Vue du mur 1+040 (Photo novembre 2019)	103
Figure 4.59 Schéma représentatif de la méthode de renforcement par murs clous	104
Figure 4.60 Modélisation des files de clous dans les deux talus	104
Figure 4.61 Modélisation du système de parement	105
Figure 4.62 Géométrie du modèle pk 1+04 après renforcement	105
Figure 4.63 Schéma représentatif de la déformée du maillage.....	106
Figure 4.64 Schéma représentatif des déplacements totaux [U].....	107
Figure 4.65 Schéma représentatif des déplacements [UX].....	108
Figure 4.66 Schéma représentatif des déplacements [UY].....	109
Figure 4.67 Représentation des déplacements [U], [UX], [UY], [UZ], d'une barre isolée par le code de Calcul Plaxis 3D.....	109
Figure 4.68 Affichage par défaut du coefficient de sécurité ($F_s=1.513$)	110
Figure 4.69 Affichage par défaut du coefficient de sécurité ($F_s=1.284$)	110
Figure 4.70 Exemple de stabilisation de talus par clouage.....	111
Figure 4.71 Comparaison des coefficients de sécurités.....	115
Figure 4.72 Comparaison des couts de réalisation	116

2. LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1	La classification d'après la profondeur de la surface de glissement	12
Tableau 1.2	La classification selon l'activité	12
Tableau 3.1	Récapitulatif des sondages réalisés	52
Tableau 3.2	les mesures de nappes phréatiques	53
Tableau 3.3	Récapitulatif du sondage préssiométrique SC-74.....	55
Tableau 3.4	Résultats des essais de laboratoire réalisés sur les marnes du sondage (SC-74)	56
Tableau 3.5	Classification des sols selon γ_h et γ_d	57
Tableau 3.6	Etat hydrique des sols selon leur teneur en eau	57
Tableau 3.7	Degré de plasticité des sols selon IP.....	57
Tableau 3.8	Classification du sol selon l'agressivité (NF P18-011,1992)	58
Tableau 3.9	Récapitulatif de l'Essai Œdométrique	59
Tableau 3.10	Classification du sol selon CC (sanglerat Guy, 198).....	61
Tableau 3.11	Classification du sol selon Cg (sanglerat Guy, 1981)	61
Tableau 3.12	Classification du sol selon R_c TAREZAGHI.....	62
Tableau 3.13	Classification du sol selon R_c	62
Tableau 4.1	Les différentes couches géologique du terrain	68
Tableau 4.2	Caractéristiques physico-mécaniques des sols	69
Tableau 4.3	Récapitulatif des caractéristiques du modèle numérique.....	70
Tableau 4.4	Récapitulatifs des résultats pente naturelle.....	73
Tableau 4.5	Récapitulatifs des résultats après terrassement du talus	76
Tableau 4.6	Paramètres utilisés pour les éléments de confortement	81
Tableau 4.7	Récapitulatifs des résultats 1 ^{er} solution.....	86
Tableau 4.8	Récapitulatifs des résultats 2 ^e solution	90
Tableau 4.9	Caractéristiques du séisme du 21 mai 2003 données par différentes agences.....	99
Tableau 4.10	Récapitulatifs des résultats de confortement par un mur pieux.....	101
Tableau 4.11	Paramètres utilisés pour les éléments de confortement	107
Tableau 4.12	Récapitulatif des résultats murs clous	113
Tableau 4.13	Avant métré estimatif (Main d'œuvre comprise) 1	114
Tableau 4.14	Avant métré estimatif (Main d'œuvre comprise) 2	115

LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS

1. LETTRES GRECQUES

ν	Coefficient de POISSON	[-]
φ	Angle de frottement	[°]
ψ	Angle de dilatance	[°]
γ	Poids volumique du sol	[kN/m ³]
γ_{sat}	Poids volumique du sol saturé	[kN/m ³]
γ_d	Poids volumique du sol sec	[kN/m ³]
u	Pression interstitielle	[kPa]
τ	Contrainte de cisaillement	[kPa]

2. LETTRES LATINES

	Laboratoire centrale des ponts et chaussées (FRANCE) Laboratoire centrale	
LCPC LCTP	des travaux publics (ALGERIE)	
MEF	Méthode des éléments finis	
MDF	Méthode des différences finis	
SNCF	Société nationale des chemins de fers (FRANCE)	
ONE	Ozgun-Nurol-Engoa	
PK	Point kilométrique	
F_s	Coefficient de sécurité	[-]
E	module de YOUNG	[kPa]
$E_{\text{œd}}$	Module œdométrique	[kPa]
G	Module de cisaillement	
c	Cohésion	[kPa]
c_u	Résistance au cisaillement non drainé	[kPa]
w	Teneur en eau	[%]
w_L	Limite de liquidité	[-]
w_P	Limite de plasticité	[-]
I_P	Indice plasticité	[-]
I_C	Indice de consistance	[-]
I_L	Indice de liquidité	[-]
C_C	Indice de compressibilité	[-]
C_S	Indice de gonflement	[-]