

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de base

Thème

**Etude du glissement de terrain au niveau de CW 111 CHERAGA vers
AIN BENIAN**

Présenté par :

- **DJEFFAL Maria Rym.**
- **LAHOUAZI Randa.**

Encadré par :

- **TAKI Mohamed.**

Promotion 2024/2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

Louange à Allah, le Tout-Puissant, qui de par sa miséricorde, nous a accordé la force et la patience nécessaires pour accomplir ce travail.

Nous souhaitons tout d'abord adresser nos sincères remerciements à notre encadrant, Monsieur M. TAKI, dont l'accompagnement exemplaire, la disponibilité, l'implication et la bienveillance, soutenus par son savoir, son sérieux, son dévouement et son écoute attentive, ont grandement contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Nous remercions Monsieur BOUTAMINE, qui nous a généreusement consacré de son temps pour nous transmettre ses connaissances.

Nous remercions également les ingénieurs du bureau d'étude « Techno Consult », Monsieur BELAL et Monsieur BENTAFAT, pour leurs conseils, leur patience et leur expertise technique tout au long de notre stage.

Ainsi qu'à l'ingénieur M. MALEK pour ses renseignements.

Nous tenons également à exprimer notre profonde gratitude à nos chers parents pour leur soutien inestimable, leur patience et leurs encouragements inlassables.

Enfin, nous remercions l'ensemble du personnel académique et administratif de l'ENSTP, ainsi que toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Avec toute ma gratitude et ma reconnaissance, je dédie ce travail :

À ma chère mère, dont le dévouement, les nombreux sacrifices et l'appui indéfectible imprègnent chacune des étapes franchies tout au long de mon parcours.

À mon cher père, dont la présence, les sacrifices considérables et l'engagement ont constitué un soutien indispensable, me permettant de poursuivre mes études dans les meilleures conditions.

À mes proches et mes précieuses amies d'enfance Imene et Farah pour leur soutien sincère.

À mon binôme Randa Lahouazi, travailler avec elle a été un véritable enrichissement humain et professionnel.

À une amie exceptionnelle, rencontrée au fil de ce parcours Asmaa Mazouzi.

À Imene Mennaoui pour sa gentillesse et sa bienveillance.

Ainsi qu'à toutes celles et ceux dont l'implication, sous diverses formes a été essentielle.

DJEFFAL Maria Rym

إهداء

الحمد لله الذي وفقنا لإنجاز هذا العمل ويسر لنا تقديمه بين أيديكم، والصلاة والسلام على من لا نبي بعده، وبعد
إلى من رافقاني طيلة هذا الدرب، من لو اجتمعت اللغات جميعاً ما وفتهما شكراً واحداً، إلى من كانا السند والعون في كل خطوة، إلى
منبع الحب والحنان، إلى بهجة هذه الدنيا: أمي وأبي

إلى الحاضرين في الوجدان دوماً، رفقاء الطفولة وشركاء الذكريات، إخوتي: مروى، باسم، ومحمد

إلى من جمعني بهم ذات الدرب، وأحاطتنا أسوار ذات المدرسة: صفاء، زليخة، ياسمين، إيمان، مارية، ميليسا، منال، وفريال

إلى زميلتي في هذا العمل: جفال مارية

إلى كل من علمني حرفاً، وكل من ساهم لأن ترى هذه المذكرة النور بعد طول كفاح

إلى رفقاء الرحلة فرداً فرداً أهدي هذا العمل.

لهوازي رندة

Résumé :

Ce mémoire porte sur l'étude du glissement affectant le tronçon CW111, situé entre Cheraga et Ain Benian. L'objectif principal de cette étude est d'assurer la stabilité de la route en proposant une solution de confortement efficace.

La présente étude est composée de trois parties : La première présente les fondements théoriques liés aux glissements de terrain, la deuxième se concentre sur l'analyse détaillée du glissement du site, tandis que la troisième est consacrée à l'étude de confortement à l'aide de la modélisation avec le logiciel GEO5

الملخص:

يهدف هذا المشروع إلى دراسة الانزلاق الأرضي الذي يؤثر على المقطع الطرقي الولائي 111 الرابط بين منطقتي شرافة وعين بنيان ، يتمثل الهدف الأساسي من هذا العمل في تحليل أسباب عدم الاستقرار الجيوتقني الذي يشهده الموقع واقتراح حل هندسي فعال يضمن استقرار المنحدر واستدامة البنية التحتية للطريق.

ينقسم هذا العمل إلى ثلاثة محاور رئيسية:

المحور الأول يتناول الجوانب النظرية المرتبطة بظاهرة الانزلاقات الأرضية من حيث النشأة والأنواع والعوامل المؤثرة؛ أما المحور الثاني فيُعنى بالتحليل الجيوتقني المفصل لحالة الانزلاق في الموقع المدروس من خلال المعاينات الميدانية والبيانات المتوفرة.

بينما يُخصص المحور الثالث لدراسة الحلول التقنية الممكنة لتدعيم المنحدر، وذلك بالاعتماد على برنامج GEO5.

Abstract:

This thesis addresses the study of the landslide affecting the CW111 section between Cheraga and Ain Benian. The primary objective of this study is to ensure the stability of the roadway by proposing an effective reinforcement solution.

The study is structured into three main parts: the first outlines the theoretical principles related to slope instability, the second provides a detailed analysis of the site-specific landslide, and the third is devoted to the design of reinforcement system through numerical modeling using the GEO5 software suite.

Symboles et abréviations :

CW : Chemin de wilaya

CD : Consolidé Drainé

CU : Consolidé Non Drainé

C : Cohésion

C' : Cohésion effective (drainée)

ϕ : Angle de frottement interne

ϕ' : Angle de frottement interne effectif (drainé)

σ : Contrainte normale (en général)

σ_n : Contrainte normale sur le plan de cisaillement

τ : Contrainte de cisaillement

$\Delta\sigma$: Déviateur de contrainte

ε_1 : Déformation axiale

N : Effort vertical appliqué dans l'essai de cisaillement direct

T : Force horizontale appliquée dans l'essai de cisaillement

β : Angle d'inclinaison du talus par rapport à l'horizontale

α : Angle entre le plan de cisaillement et l'horizontale

Fs : Coefficient de sécurité

τ_{max} : Résistance maximale au cisaillement

qd : Résistance dynamique à la pointe

E : Module pressiométrique

Pl : Pression limite (essai pressiométrique)

Pf : Pression de fluage

ω : Teneur en eau

Sr : Degré de saturation

ω_l : Limite de liquidité (Atterberg)

Ip : Indice de plasticité

Cc : Indice de compressibilité

Cg : Indice de gonflement

XA1 : Classe d'agressivité chimique

Ph : Potentiel hydrogène (acidité ou basicité du sol)

XA1 : Classe d'agressivité chimique

Ph : Potentiel hydrogène

GEO5 : Logiciel de calcul géotechnique (logiciel de modélisation de stabilité)

AZ28-700 : Profil de palplanches métalliques de type Z

Mrd : Moment résistant de conception (résistance à la flexion)

Med : Moment de calcul appliqué (solllicitation en flexion)

Vrd : Effort tranchant résistant de conception

Ved : Effort tranchant appliqué

Liste des figures :

Figure I-1 : Contraintes appliquées sur élément de sol en deux dimensions.	3
Figure I-2 : Cercle de Mohr.....	3
Figure I-3 : Cercle de Mohr et enveloppe de rupture.	4
Figure I-4 : schéma de l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande.	4
Figure I-5 : Courbe intrinsèque lors d'un essai de cisaillement direct.....	5
Figure I-6 : Schéma d'une cellule triaxiale.	5
Figure I-7 : Mécanisme des éboulements	8
Figure I-8 : Coulées boueuses d'Illiten (Tizi Ouazou) 2012/2013	8
Figure I-9 : Schéma théorique d'une lave torrentielle.....	8
Figure I-10 : Fluage (RN 11, Cherchell, Algérie)	9
Figure I-11 : Schéma du phénomène de fluage.....	9
Figure I-12 : Mouvement gravitaire du terrain.....	10
Figure I-13 : Schéma d'un glissement plan.....	11
Figure I-14 : Schéma d'un glissement rotationnel simple.	11
Figure I-15 : Schéma d'un glissement rotationnel complexe.....	12
Figure I-16 : Schéma d'un glissement quelconque.....	12
Figure I-17 : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur la tranche.....	15
Figure I-18 : Décomposition de la force agissante sur la tranche selon FELLENUIS.....	15
Figure I-19 : Remblai de chargement de pied.	19
Figure I-20 : Remblai de butée de pied.	19
Figure I-21 : Schéma de l'allègement en tête.	19
Figure I-22 : Schéma de la purge.....	19
Figure I-23 : Schéma de reprofilage.	20

Figure I-24 : Schéma d'une tranchée drainante.....	21
Figure I-25 : Réseau de drainage de surface, glissement de la RD 12 (d'après Livet, 1980).....	21
Figure I-26 : Stabilisation de la RD 56 à Muret par la technique de drains subhorizontaux.	22
Figure I-27 : ouvrage rigide (mur poids)).	23
Figure I-28 : ouvrage souple (mur en gabions).....	23
Figure I-29 : confortement de glissement de Saint-Jean-de-Luz (Pyrénées-Atlantiques) par tirants d'ancrage.	23
Figure I-30 : Schéma du clouage d'Astaffort.....	24
Figure I-31 : Schéma de stabilisation par pieux à Aktéa (Grèce).....	24
Figure II-1 : Localisation de la zone de glissement sur google earth.....	27
Figure II-2 : Carte géologique d'Alger.....	29
Figure II-3 : carte de zonage sismique selon le RPOA 2008.....	31
Figure II-4 : Mouvement de terrain et ses contours en 2013.....	32
Figure II-5 : limites de glissement coté AIN BENIAN.....	33
Figure II-6 : rupture de talus en aval coté de CHERAGA, inefficacité du gabion.	33
Figure II-7 : Talus aval instable malgré le dispositif de soutènement en gabions mis en place.....	33
Figure II-8 : Route dégradée, affaissements, et déformations accentuées coté de AIN BENIAN.....	33
Figure II-9 : CW111 vue du contournement en travaux JUIN 2023.....	34
Figure II-10 : Coté Cheraga après rechargement de la route, réapparition de la rupture.....	34
Figure II-11 : dégradation de la chaussée côté de CHERAGA avec mouvement de terrain accentué vers l'aval.	34
Figure II-12 : illustration de l'affaissement.	34

Figure II-13 : Vues de l'évolution durant la période allant du 03 JUILLET au 06 AOUT-2023.	35
Figure II-14 : Plan d'implantation des sondages.	37
Figure II-15 : Pénétrogrammes de PDL 02, PDL 03, PDL 04, PDL 05, et PDL 06.	41
Figure III-1 : Vue en 3D de la coupe lithologique du terrain.	47
Figure III-2 : Coupe lithologique de sol.	47
Figure III-3 : Modélisation de cercle de glissement standard.	48
Figure III-4 : modélisation de cercles de glissements possibles avec leurs coefficients de sécurité selon Bishop.	49
Figure III-5 : modélisation de cercle de glissement le plus défavorable.	49
Figure III-6 : Le coefficient de sécurité après optimisation.	50
Figure III-7 : rabattement de la nappe.	50
Figure III-8 : le coefficient de sécurité après rabattement de la nappe.	51
Figure III-9 : La reconstitution de corps de chaussée.	51
Figure III-10 : Le coefficient de sécurité après l'amélioration de corps de chaussée.	51
Figure III-11 : Vue des pieux en 3D.	52
Figure III-12 : Modélisation de cercle de glissement après l'introduction des pieux.	53
Figure III-13 : Cercles de glissement possibles avec leurs FS après l'introduction des pieux selon BISHOP.	53
Figure III-14 : Coefficient de sécurité après l'introduction des pieux.	53
Figure III-15 : Cercles de glissement possibles avec leurs FS après l'introduction des pieux selon BISHOP dans le cas dynamique.	54
Figure III-16 : Modélisation de cercle de glissement après l'introduction des pieux dans le cas dynamique.	54
Figure III-17 : Le coefficient de sécurité après l'introduction des pieux dans le cas dynamique.	54

Figure III-18 : Caractéristique de la palplanche.	55
Figure III-19 : Vue en 3D des palplanches.	55
Figure III-20 : Cercles de glissement possibles avec leurs FS après l'introduction des palplanches selon BISHOP.	56
Figure III-21 : Modélisation de cercle de glissement après l'introduction des palplanches.	56
Figure III-22 : Coefficient de sécurité après l'introduction des palplanches.	57
Figure III-23 : Cercles de glissement possibles avec leurs FS après l'introduction des palplanches selon BISHOP dans le cas dynamique.	57
Figure III-24 : Le coefficient de sécurité après l'introduction des palplanches dans le cas dynamique.	58
Figure III-25 : Modélisation de cercle de glissement après l'introduction des palplanches dans le cas critique cas dynamique.	58
Figure III-26 : déplacement des palplanches dans le cas dynamique.	59
Figure III-27 : Déplacement des palplanches dans le cas statique.	59
Figure III-28 : Etapes de forage simple de pieux.	61
Figure III-29 : Schéma de ferrailage.Figure III-30 : Etapes de forage simple de pieux.	61
Figure III-31 : Schéma de ferrailage.	62

Liste des tableaux :

Tableau I-1 : Classification des processus de chute en fonction du diamètre des composantes, du volume et de la vitesse.....	7
Tableau I-2 : Éléments caractérisant les différentes familles de mouvements.....	13
Tableau I-3 : Echelle cinématique des mouvements de terrain.....	14
Tableau I-4 : Les formules de coefficient de sécurité.....	14
Tableau I-5 : Comparaison entre les méthodes.....	17
Tableau II-1 : Classification des zones sismiques selon le RPOA 2008.....	30
Tableau II-2 : Coefficient d'accélération de zone A selon le RPOA 2008.....	31
Tableau II-3 : Résultats du profil PS-01.....	38
Tableau II-4 : Résultats du profil PS-02.....	38
Tableau II-5 : résultats obtenus par les sondages carottés.....	39
Tableau II-6 : résultats obtenus par le sondage pressiométrique.....	40
Tableau II-7 : Caractéristiques géotechniques des sites selon le RPOA 2008.....	40
Tableau II-8 : résultats obtenus par l'essai pénétrométrique.....	40
Tableau II-9 : résultats des essais de laboratoire.....	42
Tableau II-10 : résultats des essais de laboratoire (suite).....	42
Tableau II-11 : qualification du sol en fonction de sa masse volumique sèche.....	43
Tableau II-12 : qualificatif de la fraction du sol constituée d'éléments inférieurs à 400 µmen fonction de l'indice de plasticité.....	43
Tableau II-13 : qualificatif du sol en fonction de la cohésion non drainée.....	43

Tableau II-14 : Qualificatif d'un sol en fonction du coefficient de compressibilité (D'après K-TERZAGUI).	44
Tableau II-15 : Qualificatif d'un sol en fonction du coefficient de gonflement (D'après G-SANGLERAT).....	44
Tableau III-1 : Données géotechniques du profil.	48
Tableau III-2 : résultat de coefficient de sécurité.	48
Tableau III-3 : Devis estimatif des pieux.	59
Tableau III-4 : Devis estimatif des pieux.	60
Tableau III-5 : Les avantages et les inconvénients de chaque solution.....	60

Table des matières :

CHAPITRE I:	2
I.1. INTRODUCTION :.....	2
I.2. CISAILLEMENT DES SOLS :.....	2
I.2.1. Notions élémentaires sur la rupture des sols :.....	2
I.2.2. Contrainte sur un plan de cisaillement :.....	2
I.2.3. Critère de Mohr-Coulomb :.....	4
I.2.4. Essais de laboratoire de résistance au cisaillement des sols :	4
I.2.4.1. Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande :	4
I.2.4.2. Essai triaxial :	5
I.3. GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN :.....	6
I.3.1. Types de mouvements de terrain :	7
I.3.1.1. Les écroulements et les chutes de blocs :.....	7
I.3.1.2. Les coulées boueuses et les laves torrentielles :.....	8
I.3.1.3. Le fluage :.....	9
I.3.1.4. Les glissements :	9
I.3.1.5. Synthèse :	13
I.4. METHODES DE CALCUL ANALYTIQUE DE STABILITE DES PENTES :.....	14
I.4.1. Notion de coefficient de sécurité :	14
I.4.2. Méthodes de calculs :	14
I.4.2.1. Méthodes d'équilibres limites :	14
I.4.2.2. Méthodes numériques :	17
I.5. TECHNIQUES DE STABILISATION :.....	18
I.5.1. Les modifications géométriques :	18
I.5.1.1. Les actions sur l'équilibre des masses :.....	18
I.5.1.1.1. Chargement de pied et butée en pied :	18
I.5.1.2. Les actions sur la géométrie de la pente :.....	19
I.5.2. Le drainage :.....	20
I.5.2.1. Les drainages de surfaces :.....	20
I.5.2.2. Les tranchées drainantes :.....	21
I.5.2.3. Les drains subhorizontaux :.....	22
I.5.2.4. Les drains verticaux, puits, et galeries drainantes :.....	22
I.5.3. Introduction des éléments résistants :	22
I.5.3.1. Ouvrages de soutènement :.....	22

I.5.3.2. Tirants d’ancrage :.....	23
I.5.3.3. Clouage (barres, micropieux) :.....	24
I.5.3.4. Rangées de pieux et barrettes :.....	24
I.5.4. Protection superficielle	24
I.6. METHODOLOGIE D’ETUDE D’UN GLISSEMENT :	25
I.6.1. Investigation préliminaire :	25
I.6.2. Analyse géologique et géomorphologique :.....	25
I.6.3. Étude géotechnique et analyse cinématique :.....	25
I.6.4. Modélisation géotechnique et définition des solutions de confortement :26	
I.6.5. Suivi et exécution des travaux :	26
I.7. CONCLUSION :.....	26
CHAPITRE II:.....	27
II.1. INTRODUCTION :.....	27
II.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE :	27
II.3. GEOMORPHOLOGIE ET GEOLOGIE DE LA ZONE :.....	28
II.3.1. Contexte géomorphologique :	28
II.3.2. Contexte géologique :	28
II.4. HYDROLOGIE DE LA ZONE :	30
II.5. SISMICITE DE LA ZONE :.....	30
II.6. DIAGNOSTIC DU GLISSEMENT :	31
II.6.1. Historique de glissement :.....	31
II.6.2. Description de glissement :	32
II.6.3. Constat visuel des dégâts :	32
II.6.4. Causes probables du glissement :.....	36
II.7. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE DU SITE :	36
1. Essais in situ :.....	36
2. Essai au laboratoire :.....	36
II.7.1. Résultats des essais :	37
II.8. CONCLUSION :.....	44
CHAPITRE III:	46
III.1. INTRODUCTION :.....	46
III.2. PRESENTATION DE LOGICIEL GEO5 :	46
III.3. ANALYSE DU GLISSEMENT PAR LOGICIEL :	46
III.3.1. Les caractéristiques du profil étudié :	46
III.3.1.1. La coupe lithologique du profil étudié :.....	46
III.3.1.2. Les paramètres géotechniques fournis :.....	47
III.3.2. Modélisation du cercle de glissement avec GEO5 :.....	48
III.3.2.1. Etat actuel du site :.....	48
III.3.2.2. Synthèse :	50
III.4. ETUDE DE CONFORTEMENT :	50
III.4.1. Le drainage :.....	50
III.4.2. La reconstitution de corps de chaussée :.....	51
III.4.3. Solutions proposées :.....	52

III.4.3.1. Solution 01 : Les pieux :.....	52
III.4.3.2. Solution 02 : Les palplanches :.....	55
III.4.4. Comparaison des deux soutènements en terme financier :	59
1. Devis estimatif de la solution 01 :.....	59
III.5. ANALYSE MULTICRITERE :	60
III.6. ETUDE D'AVANT-PROJET DETAILLEE :.....	61
III.6.1. Pieux forés simples :	61
III.6.2. Ferrailage des pieux :.....	62
III.7. CONCLUSION :.....	63
CHAPITRE IV: CONCLUSION GENERALE	64

Introduction générale :

Les glissements de terrain sont des phénomènes complexes qui représentent un défi majeur en géotechnique, susceptibles de provoquer des dégâts importants, ce qui fait de leur prévention un enjeu essentiel en géotechnique.

Ce travail de mémoire consiste à étudier le phénomène de glissement de terrain observé sur le tronçon CW111 entre Chéraga et Aïn Benian, en mettant l'accent sur l'analyse géotechnique du site concerné et en évaluant différentes méthodes de stabilisation envisageables.

La démarche développée repose sur trois chapitres principaux :

Le premier chapitre présente une étude bibliographique détaillée sur le glissement de terrain. Il aborde les fondements théoriques essentiels liés à ce phénomène, en mettant en avant les classifications existantes, les causes possibles et mécanismes déclencheurs avec une attention particulière portée au comportement des sols face au cisaillement.

Le deuxième chapitre porte sur la présentation détaillée du site incluant sa situation géographique, géologique, hydrologique et sismique, ainsi qu'un diagnostic précis fondé sur les résultats obtenus à partir des investigations géotechniques du terrain.

Enfin, le troisième chapitre propose l'analyse du glissement avec la modélisation à l'aide du logiciel GEO5, suivie de l'étude des solutions de confortement et d'une analyse multicritère afin de choisir la solution favorable tant sur le plan technique qu'économique, et se termine par un avant-projet détaillé de la solution choisie.

Pour conclure, ce mémoire offre une synthèse des éléments clés de l'étude et ses conclusions principales.

Chapitre I :

Bilan bibliographique

CHAPITRE I:

I.1. Introduction :

Ce chapitre propose un aperçu des divers phénomènes de rupture géologique qui ont un impact important sur les divers infrastructures et paysages, en passant par une présentation générale des mouvements de terrain, puis une description détaillée des glissements, les méthodes de stabilisation, et enfin la méthodologie d'étude d'un glissement de terrain.

I.2. Cisaillement des sols :

La résistance des sols au cisaillement constitue une partie très importante dans de nombreux problèmes d'ingénierie géotechnique tels que la capacité portante des fondations, les problèmes de stabilité des pentes ...etc. La rupture du sol survient lorsque les contraintes de cisaillement appliquées deviennent excessives, Elle dépend du type de sol et de ses caractéristiques (cohésion c et angle de frottement interne φ).

I.2.1. **Notions élémentaires sur la rupture des sols :**

Les sols subissent trois types de sollicitations : traction, compression ou cisaillement.

Comme la gravité terrestre est la cause principale des sollicitations dans les sols, générant des efforts verticaux dirigés vers le bas, on comprend que les contraintes de traction sont généralement inexistantes. En outre, il est connu que la résistance à la traction des sols est très faible voire nulle. De plus, les sols présentent une bonne résistance à la compression, elle est en générale supérieure à sa résistance aux cisaillements. De ce fait, pour dimensionner des ouvrages de génie-civil, il suffit en général de connaître la résistance au cisaillement du sol, car la rupture suit ce type de sollicitations.

Il existe deux principaux modes de rupture :

- Les ruptures par glissement sur une surface : Elles sont représentées par une relation entre contrainte tangentielle (τ) et contrainte normale (σ) et sont étudiées expérimentalement par les essais de cisaillement direct à la boîte.
- Les ruptures par plastification et écoulement d'une masse de sol : Plus complexe à analyser, elles nécessitent l'application de la théorie de la plasticité, leur analyse basée sur les états de contraintes en chaque point via les cercles de Mohr, elles sont étudiées par les essais triaxiaux.

I.2.2. **Contrainte sur un plan de cisaillement :**

Le plan de cisaillement se crée souvent sur une surface inclinée soumise à des forces externes formant un angle α par rapport à l'horizontale, et pour garantir l'équilibre deux types de contraintes se créent sur ce plan : une contrainte normale σ_n et une contrainte tangentielle τ_n (de cisaillement).

Les "plans principaux" sont des plans où il n'y a que les contraintes normales (pas de cisaillement), et on appelle les contraintes dans ces plans "contraintes principales", on les simplifie en considérant que deux de ces contraintes sont égales pour traiter les problèmes en deux dimensions. Et on peut écrire les contraintes normales et tangentielles en fonction des contraintes principales comme suit :

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

$$\tau_n = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha$$

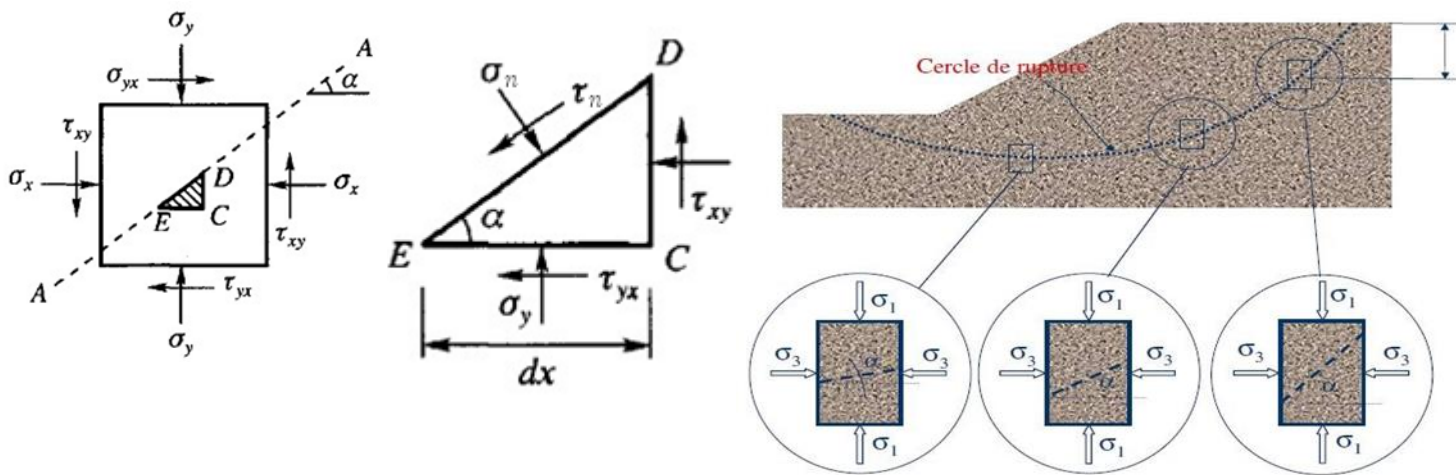


figure I-1 : Contraintes appliquées sur élément de sol en deux dimensions. [1]

Si les contraintes principales restent constantes et l'angle α varie, les contraintes normales et tangentielles tracent un cercle dont son centre est à la moitié de la somme des contraintes principales, et le rayon est la moitié de leur différence, ce cercle est appelé le cercle de Mohr et il donne la représentation graphique de l'état des contraintes.

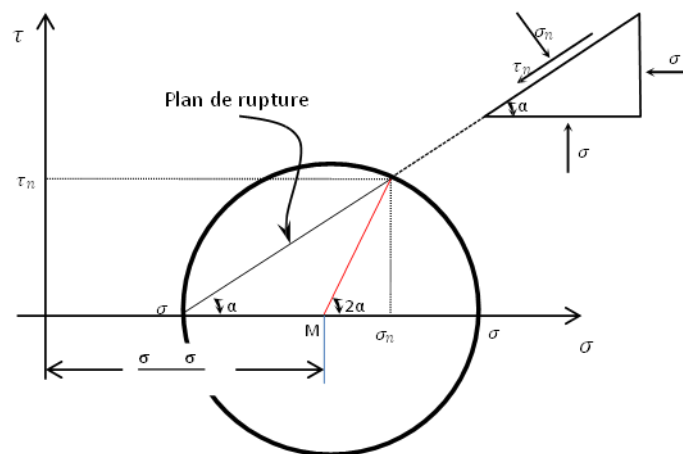


Figure I-2 : Cercle de Mohr. [1]

I.2.3. Critère de Mohr-Coulomb :

Le critère de Mohr-Coulomb explique la résistance du sol avant sa rupture, selon ce critère la résistance au cisaillement du sol dépend de la cohésion c et l'angle de frottement interne φ , et la relation entre ces deux paramètres s'écrit :

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

Avec :

τ : la résistance au cisaillement.

σ : la contrainte normale sur le plan de cisaillement

Lorsque les contraintes de cisaillement atteignent la ligne droite (enveloppe de rupture) représentée à la base de l'équation précédente, le sol se rompt. Le cercle de Mohr permet de voir graphiquement cette rupture et de déterminer l'orientation du plan de rupture par rapport aux contraintes principales.

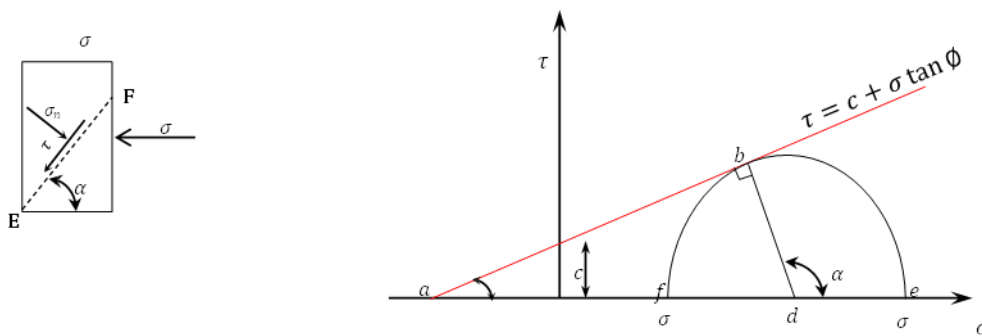


Figure I-3 : Cercle de Mohr et enveloppe de rupture. [1]

I.2.4. Essais de laboratoire de résistance au cisaillement des sols :

I.2.4.1. Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande :

L'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande aussi appelé l'essai de cisaillement direct a pour but de déterminer la résistance au cisaillement d'un sol. Son principe consiste à placer un échantillon de sol dans une boîte divisée horizontalement en deux parties, puis appliquer une force verticale constante N , on remarque qu'une demi-boîte reste fixe alors que l'autre se déplace horizontalement avec une vitesse constante. L'essai permet de calculer la contrainte normale ($\sigma = N/\text{Surface}$) et la contrainte de cisaillement ($\tau = T/\text{Surface}$).

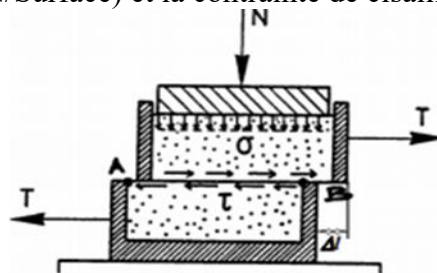


Figure I-4 : schéma de l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande. [1]

On répète l'essai avec différentes forces verticales et on note à chaque fois la valeur maximale de τ qui correspond à la rupture afin d'obtenir la courbe intrinsèque du sol qui exprime la relation entre la contrainte normale et la résistance au cisaillement.

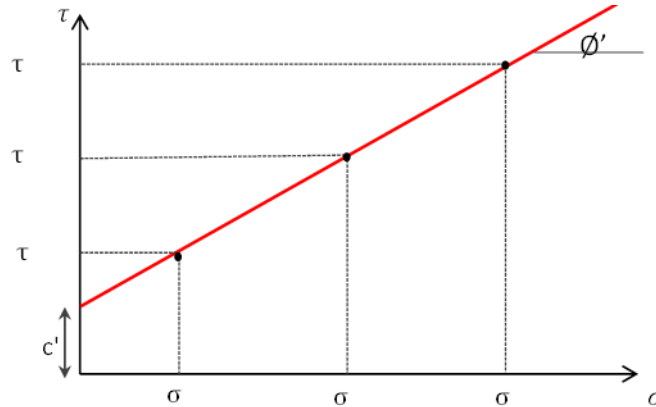


Figure I-5 : Courbe intrinsèque lors d'un essai de cisaillement direct. [1]

L'essai correspond aux sols sableux (drainage rapide) mais peut être utilisé pour les argiles (drainage plus lent). Il permet de déterminer la cohésion c' et l'angle de frottement ϕ' .

I.2.4.2. Essai triaxial :

C'est un essai de laboratoire réalisé sur des éprouvettes cylindriques de sol pour mesurer leur résistance au cisaillement et établir les relations entre contraintes et déformations, en reproduisant les conditions réelles du site, il consiste à placer une éprouvette cylindrique dans une cellule cylindrique remplie d'eau, la surface latérale de l'éprouvette est entourée d'une membrane en caoutchouc étanche, on applique une contrainte isotrope σ_3 constante, puis on enfonce le piston à vitesse constante pour augmenter progressivement le déviateur de contrainte ($\Delta\sigma = F/S$), et on note la déformation axiale ε_1 jusqu'à la rupture.

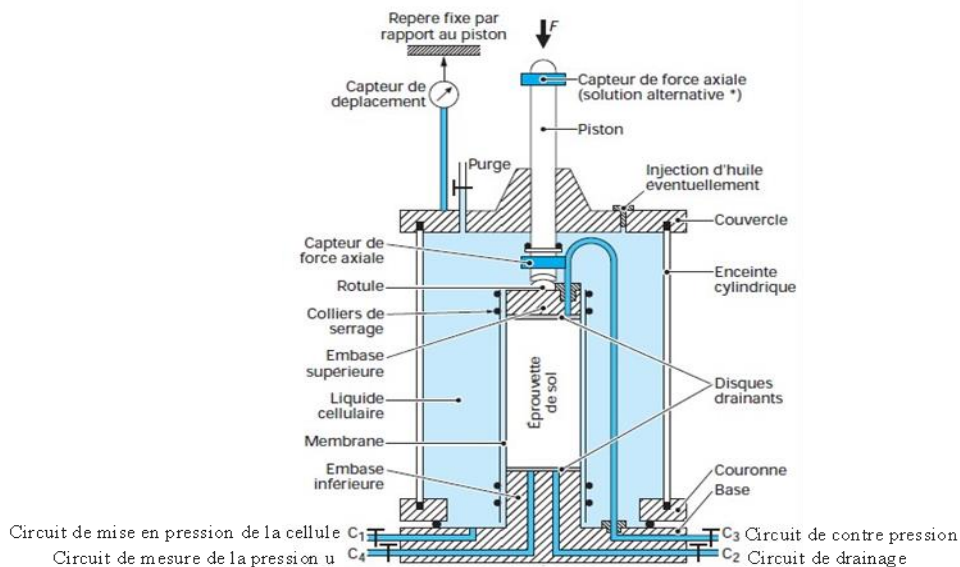


figure I-6 : Schéma d'une cellule triaxiale. [1]

Il existe trois types de l'essai :

- A. **Essai consolidé drainé (CD)** : il permet d'avoir le comportement du sol à long terme, c'est un essai qui a deux phases dont le drainage est permis : la consolidation puis le cisaillement, il permet d'avoir la cohésion effective c' et l'angle de frottement effectif φ' .
- B. **Essai consolidé non drainé (CU)** : Il se caractérise par une phase de consolidation avec drainage puis une phase de cisaillement non drainé, il est applicable sur les sols saturés, il permet de déterminer les paramètres de résistance effectifs (c' , φ') en mesurant la pression interstitielle à la rupture, avoir les paramètres de résistance consolidés non drainés (C_{cu} , φ_{cu})
- C. **Essai non consolidé non drainé** : il permet d'étudier le comportement du sol à court terme, il commence par une consolidation à drainage fermé puis un cisaillement rapide jusqu'à la rupture, il permet de calculer les paramètres de résistance au cisaillement non drainé c_u et φ_u

❖ **Choix de paramètres :**

En pratique, on utilise pour tous les types de sols et d'essais, l'appareil triaxial, qui garantit la maîtrise totale des conditions de drainage et n'impose pas le plan de rupture.

- Pour les sols pulvérulents, la résistance au cisaillement est toujours analysée en contraintes effectives : $\tau' = C' + \sigma \tan \varphi'$.
- Pour les sols fins cohérents saturés, on distingue les états dits non drainés (ou de court terme) et drainés (ou de long terme). En cas de chargement rapide et d'absence de drainage, on peut caractériser la résistance au cisaillement en contraintes totales au moyen de la cohésion non drainée c_u .

I.3. Généralités sur les mouvements de terrain :

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels, ils représentent le déplacement gravitaire de masses de sol déstabilisées sous l'effet de divers facteurs telle que la géologie, l'hydrogéologie, la topographie, les conditions météorologiques et l'action de l'homme.

Les mouvements de terrain se classifient en deux catégories selon la vitesse :

- ❖ **Les mouvements lents** : ils entraînent une déformation progressive des terrains, et peuvent être accompagnés de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale comme : les affaissements, les tassements, le fluage, les glissements, et le retrait-gonflement. Ils causent des dommages aux structures construites au cours du temps.
- ❖ **Les mouvements rapides** : Ils se produisent d'une manière brutale et soudaine. Ils regroupent : les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses, et les laves torrentielles. Ils peuvent mettre en danger la sécurité des personnes et endommager le matériel.

I.3.1. Types de mouvements de terrain :

En se basant sur la classification du comité international de géologie de l'ingénieur, on peut parler de quatre principales catégories des mouvements de terrain :

- Les écroulements et les chutes de blocs ;
- Les coulées boueuses et les laves torrentielles ;
- Le fluage ;
- Les glissements.

I.3.1.1. Les écroulements et les chutes de blocs :

Ils proviennent de l'évolution des falaises et des versants rocheux. Ce sont des chutes brutales et rapides des masses rocheuses, ils peuvent aller de chutes de pierre de volume inférieur à 1 dm^3 jusqu'aux grands écroulements de masse dont le volume peut atteindre plusieurs millions de m^3 .

Tableau I-1 : Classification des processus de chute en fonction du diamètre des composantes, du volume et de la vitesse. [2]

Processus	Diamètre des composantes	Volume	Vitesse	Remarques
Chute de pierre	$< 50 \text{ cm}$	-	$< 30 \text{ m/s}$	En règle générale, chute de quelques pierres par événement.
Chute de blocs	$\geq 50 \text{ cm}$	$< 100 \text{ m}^3$	$< 30 \text{ m/s}$	En règle générale, chute de quelques pierres par événement
Eboulement	-	$> 100 \text{ m}^3$	10-40 m/s	Éboulement d'une masse rocheuse ; en règle générale, chute d'un grand nombre de blocs qui se fragmentent pendant leur déplacement. Les éboulements peuvent survenir en plusieurs étapes (ruptures partielles).
Ecroulement	-	$> 1 \text{ million de } \text{m}^3$	$> 40 \text{ m/s}$	La phase initiale implique une masse compacte. Le périmètre sujet à un écroulement, y compris la zone de dépôt, peut être très étendu.

❖ **Les principaux facteurs qui déclenchent les écroulements et les chutes de blocs sont :**

- Les pressions hydrostatiques qui proviennent de la pluviométrie et la fonte des neiges ;
- L'alternance gel/dégel ;
- La croissance de la végétation ;
- Les séismes ;
- La densité, l'orientation des fractures rocheuses et discontinuités, la présence de cavités et des vides ;

- L'activité de l'homme (modification de l'hydrologie, raidissement d'une pente à la suite de travaux d'aménagement, utilisation d'explosifs, etc.). [3]

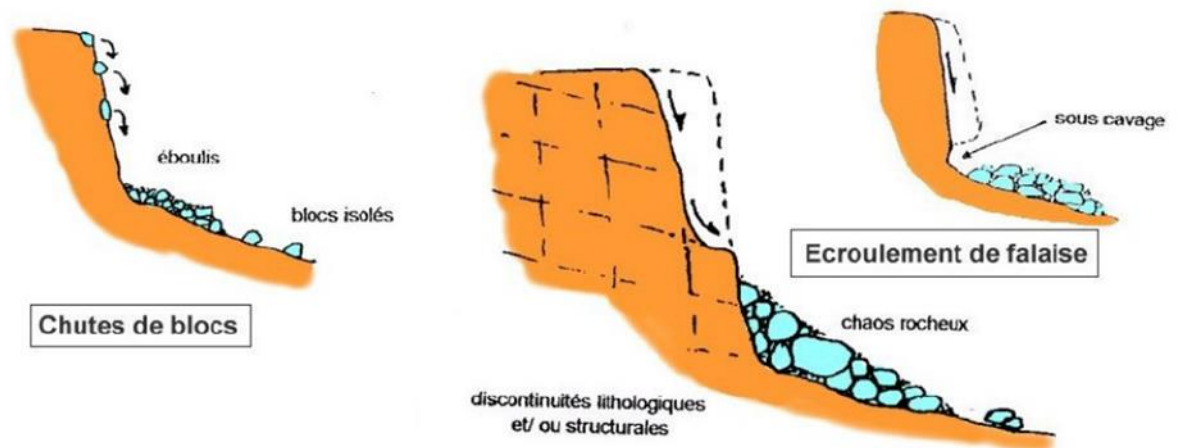


Figure I-7 : Mécanisme des éboulements [1]

I.3.1.2. Les coulées boueuses et les laves torrentielles :

C'est un mouvement rapide de masses de matériaux remaniés plus au moins fluide (teneur en eau élevée et une consistance visqueuse).

Les coulées de boue se produisent et se déclenchent sur des pentes, elles commencent par un glissement de terrain puis elles se dégènerent à cause d'un apport d'eau important.

Les laves torrentielles se produisent dans les lits des torrents de montagne au moment des crues.

Ce phénomène peut transporter les matériaux sur plusieurs kilomètres avec des vitesses qui peuvent atteindre 30 Km/h (quelques cas exceptionnels ont été enregistrés à 80 Km/h [7])

❖ Les principaux facteurs de déclenchement :

- La pluviométrie intense ;
- La pente du terrain qui est généralement supérieure à 30% ;
- La nature de sol et des matériaux.



Figure I-8 : Coulées boueuses d'illiten (Tizi Ouazou) 2012/2013[10]

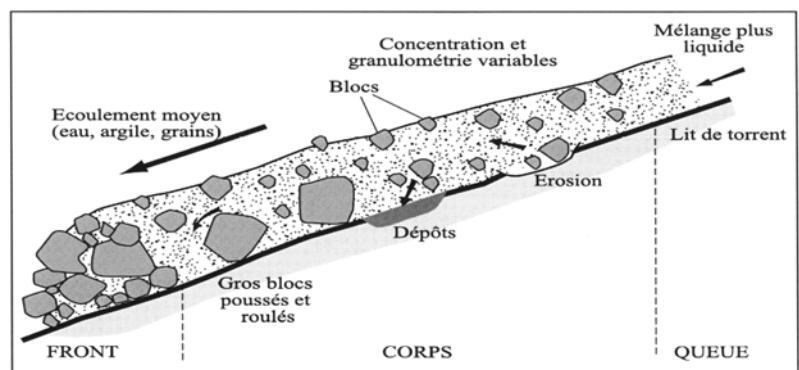


Figure I-9 : Schéma théorique d'une lave torrentielle. [8]

I.3.1.3. Le fluage :

Le fluage est un phénomène étudié en lien avec les sols soumis à des charges constantes sur de longues périodes. Il est expliqué comme des mouvements lents dus à des sollicitations qui atteignent le domaine plastique. L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture.

Les propriétés mécaniques des matériaux influencent significativement leur comportement au fluage. Les facteurs déterminants incluent :

- **Module d'élasticité** : Affecte la capacité du matériau à résister à la déformation.
- **Température** : Les températures élevées accélèrent généralement le fluage.
- **Structure microcristalline** : La disposition et la taille des grains peuvent modifier la résistance au fluage.

❖ Les principaux facteurs de déclenchement :

- Les contraintes appliquées sur des longues périodes ;
- La saturation progressive ;
- L'évolution des caractéristiques mécaniques des matériaux.

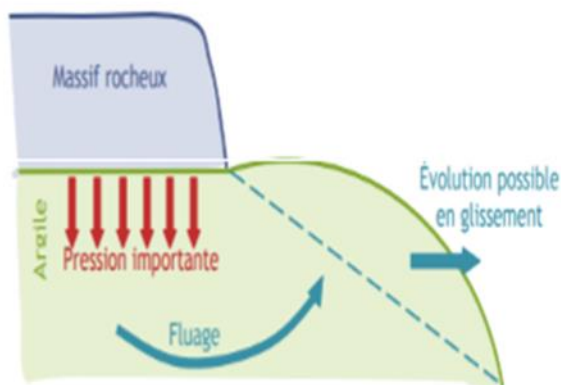


Figure I-11 : Schéma du phénomène de fluage.[V]



Figure I-10 : Fluage (RN 11, Cherrhell, Algérie) [IV]

I.3.1.4. Les glissements :

I.3.1.4.1. Le glissement du terrain :

C'est un déplacement généralement lent d'une masse de terrain sous l'effet de la gravité le long d'une surface de rupture dont sa forme dépend de la structure géologique du site. Cette surface a une profondeur qui varie du mètre à quelques dizaines voire quelques centaines de mètres dans des cas exceptionnels. Le glissement se produit dans des matériaux meubles (les sols à fractions argileuses importantes), ainsi que dans des massifs rocheux fracturés ou altérés, les vitesses de déplacement varient de très lent à moyen (de quelques

millimètres par an à quelques mètres par jour dans des cas exceptionnels) et les volumes varient de quelques mètres cubes à plusieurs dizaines de millions de mètres cubes.

I.3.1.4.2. Mécanisme du glissement :

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

Dans le cas des terrains inclinés, le sol a tendance à glisser vers l'aval, l'ampleur de ce phénomène est principalement déterminée par trois forces.

- **Gravité** : force qui entraîne la matière vers le centre de la Terre, dépend de la pente du terrain.
- **Force de frottement** : force qui freine une couche de terrain meuble ou de roche par frottement contre une autre couche.
- **Force de cohésion** : force qui repose sur l'attraction des particules du sol entre elles, en effet cette attraction, est la résultante de l'eau stockée dans le sol.

Tant que les forces de résistance (force de frottement et cohésion) sont plus fortes que la force motrice (gravité), la stabilité du versant est garantie. Si l'équilibre des forces change et la force motrice devient plus importante que les forces de résistance, un glissement de terrain se déclenche, se produit alors une rupture entre deux couches de roche ou de sol et une masse se met à glisser plus ou moins rapidement vers l'aval. Il peut arriver que celle-ci se décompose et finisse sa course sous forme de glissement

Plus la gravité (pente) est forte et plus la force de frottement et la cohésion sont faibles, plus le versant est instable. [IIV]

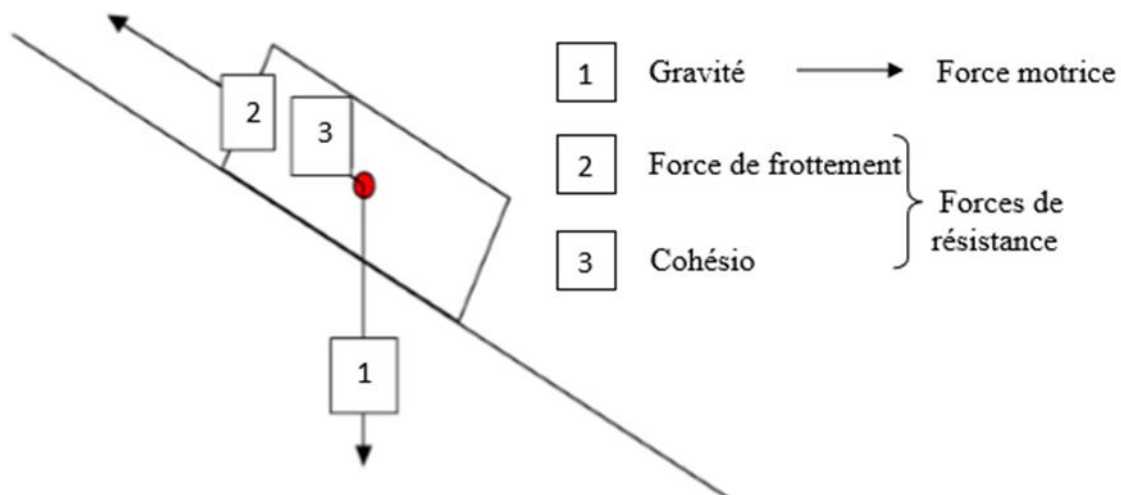


Figure I-12 : Mouvement gravitaire du terrain. [IIV]

I.3.1.4.3. Types de glissement des terrains :

On distingue trois types de glissement :

- ❖ **Glissement plan (translatif) :** un mouvement suivant une surface plane (ligne de rupture plane) constituée par une couche mince de mauvaises caractéristiques mécaniques appelée « couche savonneuse » sur laquelle s'exerce l'action de l'eau, il se produit généralement au niveau des zones de discontinuité entre deux matériaux de différente nature.

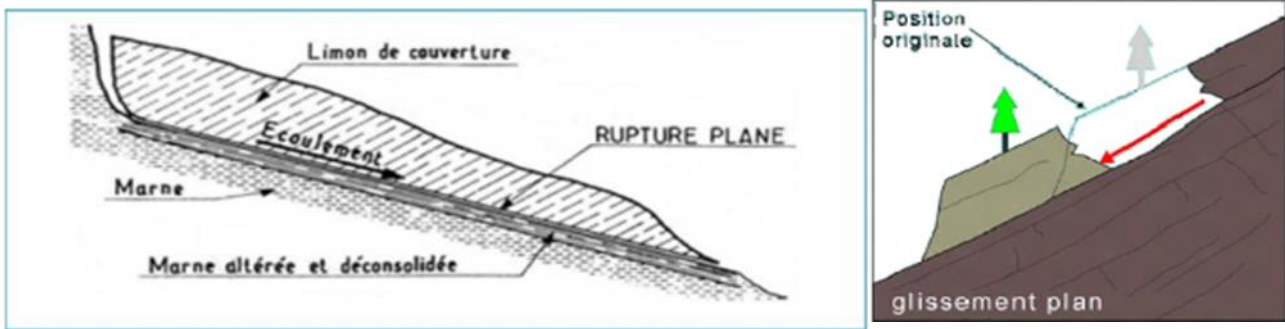


Figure I-13 : Schéma d'un glissement plan.

- ❖ **Glissement rotationnel (circulaire) :** Il s'agit d'un mouvement de terrain suivant une ligne de rupture plus au moins circulaire (la forme d'une cuillère), il se produit en particulier en terrains meubles, dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées, on distingue deux types :
 - Glissement circulaire simple :** C'est le glissement le plus courant où la ligne de rupture est sous une forme circulaire, il peut être superficiel (les glissements de crête et de pied) ou profond (dans les remblais sur un sol mou ou le cercle de rupture tangent au substratum lorsque ce dernier n'est pas trop profond).

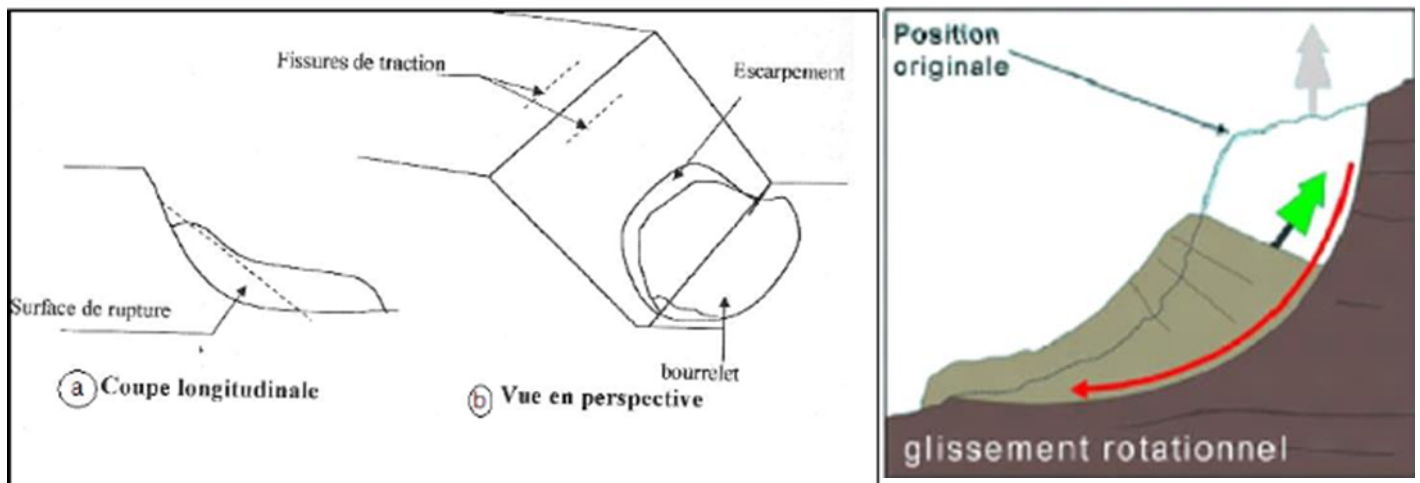


Figure I-14 : Schéma d'un glissement rotationnel simple. [11]

- Glissement circulaire complexe :** c'est le résultat de l'assemblage de plusieurs glissements rotationnels simples qui s'emboîtent les uns dans les autres, et forment une surface de rupture globale qui n'est pas de forme circulaire, ce type de glissement représente une combinaison entre le mécanisme de

glissement rotationnel simple et le glissement plan. On l'appelle glissement en escalier, glissement épicycloïdal ou glissement régressif. Ces glissements se produisent souvent dans des environnements hétérogènes et anisotropes

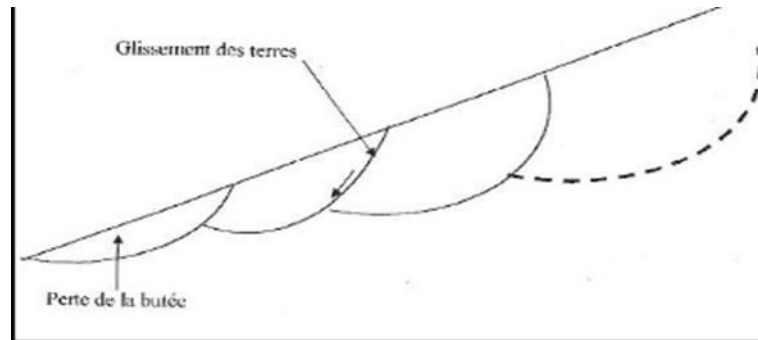


Figure I-15 : Schéma d'un glissement rotationnel complexe. [11]

- ❖ **Glissement quelconque** : ils se caractérisent par une surface de rupture irrégulière et non géométrique, c'est le type de glissement le plus fréquent à cause de l'hétérogénéité de sol, et l'anisotropie des matériaux.



Figure I-16 : Schéma d'un glissement quelconque.

I.3.1.4.4. Facteurs déclenchant de glissement :

Le processus de glissement de terrain dépend de plusieurs facteurs :

- **La géométrie** : Elle est définie par la hauteur H du talus et son angle β d'inclinaison par rapport à un plan horizontal, dans laquelle elle joue un rôle important dans la stabilité de sol, elle dépend de la nature de sol et la présence d'eau.
- **Résistance au cisaillement des sols** : La résistance au cisaillement est un facteur déterminant dans la stabilité des pentes, elle varie selon la nature du matériau, son histoire géologique et l'état de contraintes présent. Plus la résistance au cisaillement d'un sol est élevée (caractérisée l'angle de frottement interne φ et la cohésion c), plus la stabilité de la pente est assurée.
- **Les conditions hydrauliques** : C'est l'un des facteurs principaux des mouvements de terrain. Il est essentiel de comprendre le régime hydraulique pour analyser l'instabilité et rechercher des solutions adéquates, nécessitant d'étudier une zone plus grande que celle en mouvement, car les conditions d'alimentation peuvent dépendre de terrains situés en amont. D'autres facteurs à considérer comme la pression interstitielle au niveau de la surface de rupture, l'alimentation hydraulique du site, la perméabilité des terrains, et l'évolution de la nappe au cours du temps.
- **Les facteurs anthropiques** : Les activités humaines peuvent agir seules ou en combinaison avec des facteurs naturels défavorables sur la stabilité des sols :
 - La construction de remblais sur pente crée une charge supplémentaire qui peut amener à la déstabilisation, surtout sur des terrains déjà en équilibre limite.

- Les terrassements et excavations en déblais dans une pente réalisés généralement pour la construction des bâtiments ou des routes éliminent l'effet de butée naturelle, et par conséquent la déstabilisation de l'ensemble.
- Les modifications de l'utilisation des sols, tels que la déforestation ou l'abandon des exploitations agricoles agissent sur le système racinaire qui stabilise le terrain.

- **Facteurs extérieurs :**

- **Le climat :** Les facteurs climatiques (hydriques et thermiques) influencent sur la stabilité des terrains. L'eau qui s'infiltré due aux précipitations (pluies, la fonte des neiges, les crues) réduit la cohésion du matériau et sa résistance au cisaillement, pouvant conduire à sa liquéfaction. Ainsi, les phénomènes thermiques tel que l'alternance gel/dégel participent au déséquilibre, tout comme les précipitations, la neige, la variation de température et l'évapotranspiration qui modifient la géométrie des talus et leur teneur en eau.
- **Le séisme :** Les séismes produisent des ondes sismiques de volumes (longitudinales et transversales), et de surfaces (Love et Rayleigh) qui se propagent dans le sol et provoquent des vibrations qui déstabilisent les masses en place de plusieurs manières : en créant des forces d'inertie supplémentaires qui, ajoutées au poids naturel du terrain, peuvent dépasser le seuil de stabilité, en produisant le phénomène de thixotropie (certains matériaux comme les argiles passent de l'état solide à l'état liquide sous l'effet des vibrations), en liquéfiant les limons et sables fins saturés d'eau.

I.3.1.5.Synthèse : Les tableaux suivants donnent un aperçu général sur les différents mouvements de terrain ainsi que leurs caractéristiques et leurs vitesses :

Tableau I-2 : Éléments caractérisant les différentes familles de mouvements[IIIV]

Terrains		Vitesse moyenne	Volume	Facteurs déclenchants
Glissement	Sols Massifs fracturés	Très lente à moyenne	De quelques m^3 à plus de dix millions de m^3	Eau, terrassements
Fluage	Formations meubles	Très lente	De quelques m^3 à plus de dix millions de m^3	Chargement, évolution du matériau
Écroulement	Massifs rocheux	De très lente à très rapide	De quelques m^3 à plus de dix mille m^3	Eau, gel-dégel, séisme.
Coulée	Sols argileux et massifs lâches	Très rapide	De dix à plusieurs centaines de milliers de m^3	Très fortes pluies, ruptures de digues

- Avec :

Tableau I-3 : Echelle cinématique des mouvements de terrain. [IIIV]

Très lent	Lent	Moyen	Rapide	Très rapide
1 mm/an à 12 mm/an	1 mm/mois à 50 mm/mois	1.5 mm/j à 100 mm/j	4 mm/h à 10 000 mm/h	2 500 mm/s à 10 000 mm/s

I.4. Méthodes de calcul analytique de stabilité des pentes :

I.4.1. Notion de coefficient de sécurité :

L'évaluation de la stabilité des talus se fait généralement à l'aide d'un facteur appelé : coefficient de sécurité F_S . Il est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol τ_{max} à la contrainte de cisaillement τ s'exerçant réellement sur la surface :

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

Il peut être écrit de différentes façons :

Tableau I-4 : Les formules de coefficient de sécurité. [IX]

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F_S = \tau_{max}/\tau$
Rapport de forces	$F_S = F_{résist}/F_{motrices}$
Rapport de moments	$F_S = M_{résist}/M_{motrices}$
Rapport de grandeurs	$F_S = H_{max}/H$

À l'état statique : $\begin{cases} F_S > 1.5 : \text{stabilité assurée} ; \\ F_S < 1.5 : \text{état instable.} \end{cases}$

À l'état dynamique : $\begin{cases} F_S > 1 : \text{stabilité assurée} ; \\ F_S < 1 : \text{état instable.} \end{cases}$

I.4.2. Méthodes de calcul:

Il existe deux approches principales de calcul :

- Méthode d'équilibre limite ;
- Méthode numérique.

I.4.2.1. Méthode d'équilibre limite :

I.4.2.1.1. Méthode globale : Cette méthode consiste à étudier l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement en supposant une ligne de rupture circulaire. Il existe plusieurs approches :

- La méthode de TAYLOR suppose que le sol est homogène et qu'il n'y a pas de circulation d'eau.
- La méthode de CAQUOT et de BIAREZ considère aussi le sol homogène mais avec la présence de la pression interstitielle. CAQUOT vérifie l'équilibre des moments alors que BIAREZ vérifie l'équilibre des polygones (résultante) des forces. Ces deux méthodes sont basées sur les abaques.

I.4.2.1.2. Méthode des tranches : La méthode des tranches consiste à découper le volume du sol situé au-dessus d'une surface de rupture généralement circulaire en un certain nombre de tranches verticales, puis étudier l'équilibre de chaque tranche individuellement, ensuite évaluer la stabilité globale de la pente en combinant les résultats obtenus, le nombre et la largeur des tranches sont choisis en fonction de la géométrie du talus, les propriétés des sols, la présence d'eau souterraine et d'autres facteurs spécifiques au site.

Pour chaque tranche, on identifie :

- Le poids propre : $W = \gamma_n \times h_n \times b_n$ où γ est le poids volumique du sol, h est la hauteur moyenne de la tranche et b sa largeur
- Les forces inter-tranches décomposées en efforts horizontaux (H) et efforts verticaux (V)
- La réaction du sol (R_n) le long de la surface de rupture, qui comprend une composante normale et une composante tangentielle (résistance au cisaillement)

Le coefficient de sécurité est calculé en comparant les forces résistantes aux forces motrices.

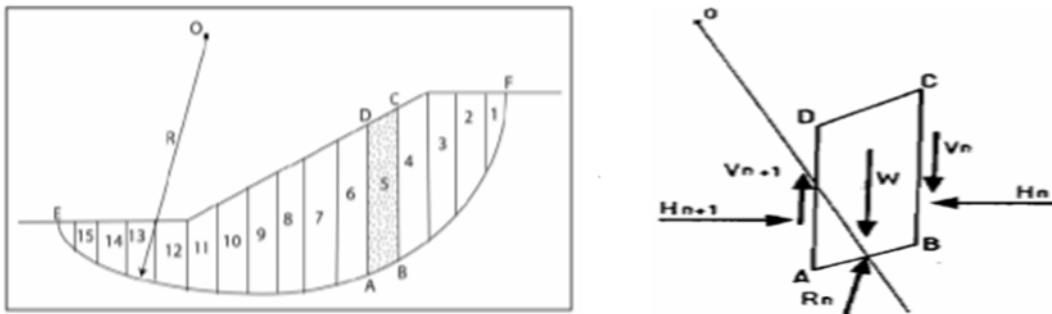


Figure I-17 : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur la tranche [X]

A. Méthode de FELLINIUS : Elle s'appelle aussi la méthode suédoise, elle se base sur les hypothèses suivantes :

- La ligne de rupture est de forme circulaire ;
- Les efforts inter-tranches sont totalement négligeables ;
- Le poids W est la seule force agissante sur l'arc AB.

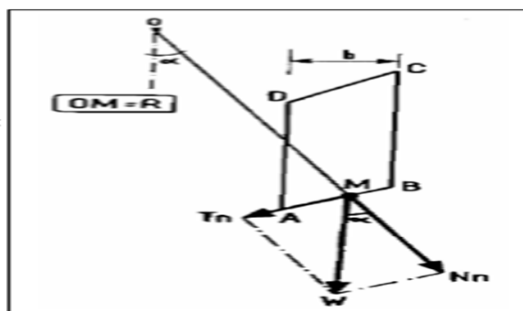


Figure I-18 : Décomposition de la force agissante sur la tranche selon FELLENUIS.

Et on écrit :

$$F_S = \frac{\sum_{n=1}^m \left(c_i \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \phi_i \right)}{\sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n}$$

Avec : $l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n}$

c_i, ϕ_i :Caractéristiques mécaniques de la couche

m : nombre de tranches.

b : la largeur des tranches ;

α : l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale ;

B. Méthode de Bishop : Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- La ligne de rupture est de forme circulaire ;
- Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ($V_n - V_{n+1} = 0$).

$$F_S = \frac{\sum_{n=1}^m (c_i b_i + W_n \tan \phi_i)}{m_\alpha \sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n}$$

Avec : $m_\alpha = \cos \alpha_i \left[1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi_i}{F_S} \right]$

Pour déterminer F_S il faut procéder par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur F_{S0} le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de FELLENIUS.[X]

C. Autres méthodes :

- ❖ **Méthode de JANBU :** L'hypothèse de cette méthode est de considérer que les forces inter-tranches sont horizontales, et supposer les forces verticales inter-tranches nulles. Elle suppose aussi que la surface de glissement est quelconque (non circulaire).
On calcule le facteur de sécurité à partir d'équilibre des forces horizontales, puis on corrige par un facteur de correction empiré pour pallier au manque de l'effet des forces verticales inter-tranches. L'équilibre des moments est négligé.
- ❖ **Méthode de SPENCER :** Cette méthode suppose que les efforts inter-tranches sont tous inclinés du même angle, et que la surface de glissement est circulaire, mais a été développée pour des surfaces de rupture non circulaires.
- ❖ **Méthode de MORGENSTERN-PRICE :** C'est une méthode très utilisée, elle se base sur la définition d'une fonction qui donne l'inclinaison des efforts inter-tranches. En 1977 La FREDLUND et KRAHN ont proposé un algorithme de résolution plus stable. Elle pose toujours quelques problèmes de convergence.

Tableau I-5 : Comparaison entre les méthodes.

Méthodes	Précision	Caractéristiques principales
Fellenius/ Petterson	Faible	-Surface circulaire uniquement, -Considère seulement l'équilibre des moments. -Ignore les forces inter-tranches
Janbu	Moyenne	-Accepte surfaces non circulaires. -Ne considère que l'équilibre des forces. -Ignore les forces inter-tranches.
Bishop	Bonne	-Surface circulaire uniquement. -Considère équilibre des moments et forces normales entre tranches (mais pas les tangentielles).
Spencer	Très bonne	-Surface circulaire ou non. -Considère l'équilibre des moments. -Forces intertranches (normales +tangentielles)
Morgenstern-Price	Excellente	-Surface circulaire ou non. -Considère l'équilibre des moments. -Distribution variable des forces inter-tranches

I.4.2.2. Méthodes numériques :

I.4.2.2.1. Méthodes des éléments finis : C'est une méthode numérique qui consiste à décomposer le plan vertical du talus en un nombre fini d'éléments interconnectés par des nœuds, créant un maillage qui représente la géométrie complète du problème. Elle permet la modélisation des comportements élasto-plastiques complexes et des propriétés physiques variables dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformations aux nœuds des éléments.

Il existe plusieurs logiciels spécialisés dans l'application de la MEF en géotechnique, comme : PLAXIS, CESAR, GEO5.

I.4.2.2.2. Méthode des différences finies : C'est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites (DESAI et CHRISTIAN, 1977), c'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres.

Cette méthode permet de résoudre les problèmes qui présentent des géométries complexes, des matériaux hétérogènes ou des comportements non-linéaires. [x1]

I.5. Techniques de stabilisation :

Les techniques de stabilisation sont classées en 4 grandes catégories :

- 1- Les modifications géométriques (les terrassements) ;
- 2- Le drainage ;
- 3- Introduction des éléments résistants ;
- 4- Protection superficielle.

I.5.1. Les modifications géométriques : les terrassements sont le moyen de stabilisation le plus naturel, ils ont été divisés en deux principales catégories :

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête et butée en pied ;
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.

I.5.1.1. Les actions sur l'équilibre des masses :

I.5.1.1.1. Chargement de pied et butée en pied : L'ajout d'un remblai à la base au pied d'un glissement peut engendrer deux effets sur la stabilité de la masse en mouvement :

- Le chargement de pied : La surface de rupture passe sous le remblai, ce dernier augmente les contraintes normales sur la surface de rupture et la résistance au cisaillement. Le remblai de chargement agit par son poids.
- La butée de pied : Le remblai est construit devant la surface de rupture, il constitue une sorte de soutènement de la masse qui glisse, qui se mettra en butée sur le massif résistant. Le remblai de butée agit par sa résistance au cisaillement. La technique est de mettre en place un remblai constitué de matériaux drainants et frottants dans la section inférieure du mouvement de terrain, formant une banquette ou une succession de banquettes, qui repose sur une structure stable.

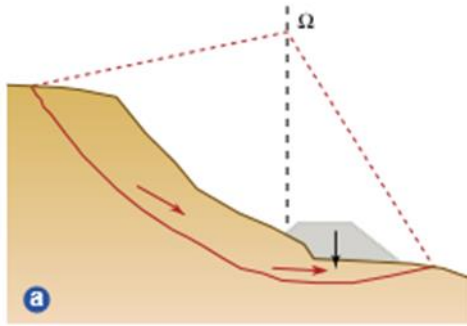


Figure I-19 : Remblai de chargement de pied. [XII]

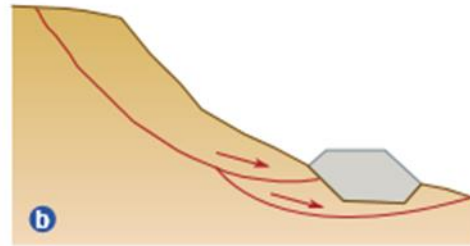


Figure I-20 : Remblai de butée de pied. [XII]

I.5.1.1.2. Allègement en tête :

C'est une technique qui consiste à réduire la charge sur la tête de glissement en évacuation par terrassement une certaine épaisseur de matériaux pour réduire les forces motrices et augmenter le coefficient de sécurité.



Figure I-21 : Schéma de l'allègement en tête. [IIIV]

I.5.1.2. Les actions sur la géométrie de la pente :

I.5.1.2.1. Purge : La technique de purge du matériau glissé est souvent associée aux techniques de terrassement, elle est utilisée pour les glissements modestes, il est possible de purger l'ensemble du matériau glissé et le remplacer par un matériau de meilleure qualité à condition que la surface reste stable ($F_S = 1.5$).

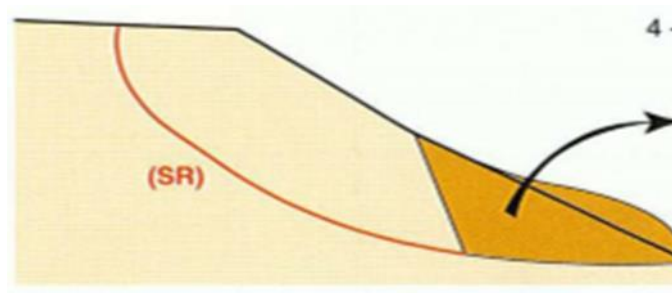


Figure I-22 : Schéma de la purge. [IIIV]

I.5.1.2.2. Reprofilage : Cette technique consiste à modifier la pente de terrain naturel par re-talutage afin d'améliorer la stabilité et augmenter la sécurité, elle se fait en adoucissant la pente moyenne du talus, elle est bien adaptée aux talus de déblai, et généralement mal adaptée dans les versants naturels car elle nécessite des volumes de sol très importants pour l'amélioration du coefficient de sécurité.

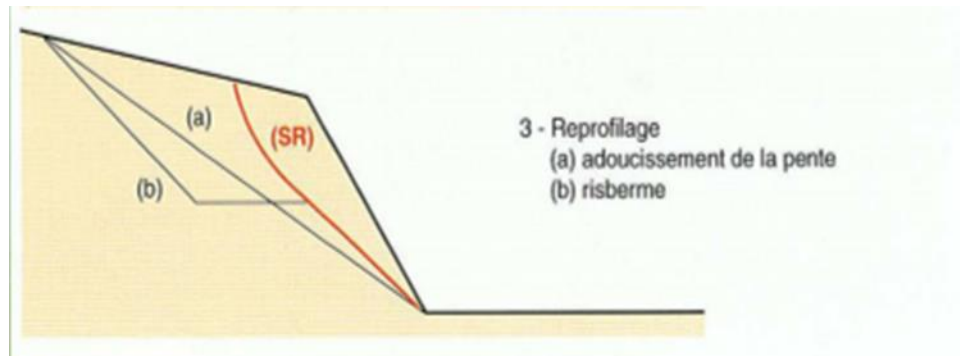


Figure I-23 : Schéma de reprofilage. [IIIV]

I.5.2. Le drainage : ce procédé vise à réduire les pressions interstitielles sur toute la surface de glissement et augmenter la résistance au cisaillement du terrain, il peut être employé seul ou en combinaison avec d'autres techniques, il a deux options principales :

- Eviter la saturation et limiter les infiltrations qui alimentent la nappe pour les sols non saturés ;
- Réduire les pressions interstitielles pour les sols saturés.

Les principales techniques de drainage sont :

- Les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux ;
- Les tranchées drainantes ;
- Les drains subhorizontaux ;
- Les drains verticaux, puits, et galeries drainantes.

I.5.2.1. Les drainages de surfaces : Cette technique consiste à limiter les infiltrations d'eaux qui viennent des nappes phréatiques, des défauts d'étanchéité sur les infrastructures ou des ruissellements, plusieurs types d'ouvrages de collecte des eaux de surface existent tels que : les cunettes, les caniveaux, les fossés, le dimensionnement de ces ouvrages dépend des caractéristiques du site.

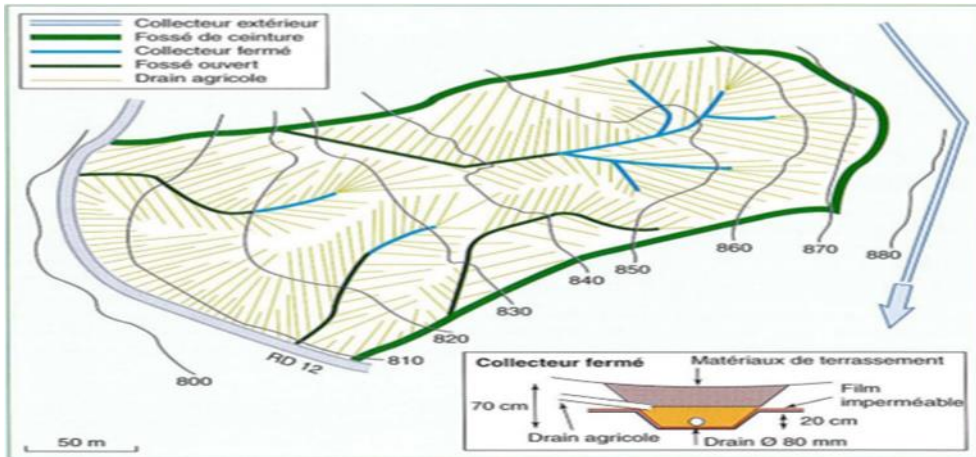


Figure I-25 : Réseau de drainage de surface, glissement de la RD 12 (d'après Livet, 1980). [IIIV]

I.5.2.2. Les tranchées drainantes : Ce sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus, utilisés pour rabattre le niveau de la nappe d'eau grâce à leur perméabilité élevée, et donc avoir un gain de stabilité. Les tranchées drainantes sont implantées de façon à venir recouper les filets d'eau dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau de nappe, elles sont plus efficaces avec les venues d'eau transversales, moins avec une alimentation verticale ou un sol imperméable, dans ce dernier cas il est recommandé de multiplier le nombre de tranchées ou de procéder avec une autre technique de confortement.

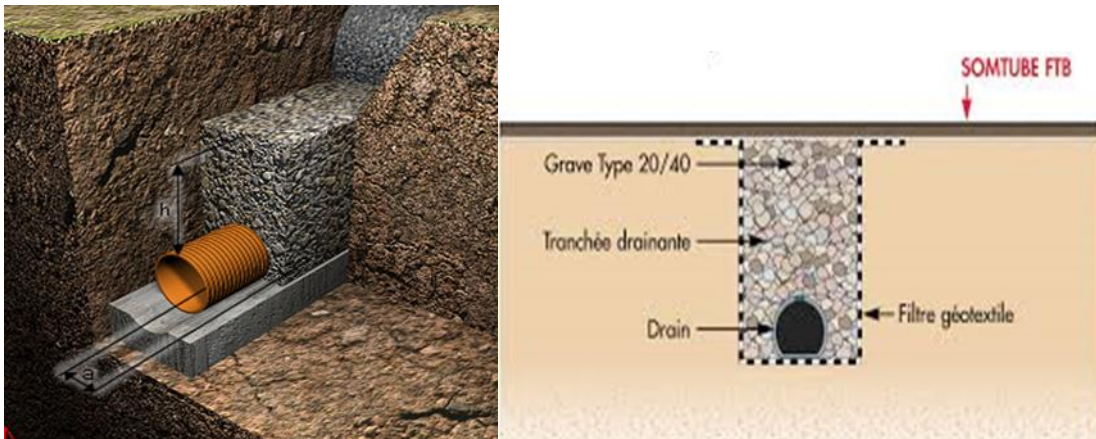


Figure I-24 : Schéma d'une tranchée drainante.

I.5.2.3. Les drains subhorizontaux : Dans le cas où la réalisation des tranchées drainantes est interdite à cause des contraintes d'accessibilité au site, l'installation de drains souples subhorizontaux sera une solution optimale pour réduire les pressions interstitielles et évacuer l'eau présente dans les aquifères locaux. Cette méthode consiste à réaliser plusieurs forages avec une faible inclinaison horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines, ensuite installer un système de collecte des eaux drainé à travers les tubes avec un exutoire pour évacuer l'eau recueillie. Les drains subhorizontaux sont utilisés dans différentes situations de glissement mais ils sont moins adaptés dans les sols qui présentent une perméabilité très faible.

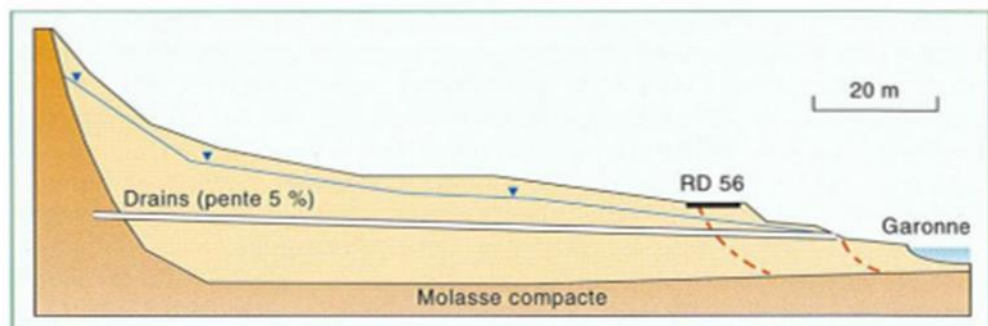


Figure I-26 : Stabilisation de la RD 56 à Muret par la technique de drains subhorizontaux. [IIIV]

I.5.2.4. Les drains verticaux, puits, et galeries drainantes : Ce sont des techniques peu utilisées à cause des difficultés d'évacuation des eaux drainées : gravitairement en profondeur vers des couches plus perméables ou vers le haut par pompage ou siphonage. Les puits et les galeries drainantes sont utilisés pour la collection des eaux souterraines, ils réduisent la pression interstitielle en abaissant les niveaux piézométriques.

I.5.3. Introduction des éléments résistants : Cette technique ne traite pas les causes du phénomène mais elle combat les effets en visant à réduire les déformations, on procède à cette technique quand les solutions curatives : terrassement et drainage ne peuvent pas être mis en oeuvre pour des conditions techniques ou économiques. Les éléments résistants incluent :

- Ouvrages de soutènement (mur en béton, murs cellulaires, gabions, remblais renforcés) ;
- Tirants d'ancrage et murs ancrés ;
- Clouage (barres, micropieux) ;
- Rangées de pieux, barrettes ou profilés métalliques.

I.5.3.1. Ouvrages de soutènement : ce sont des structures liées au sol pour protéger les O.A et les routes, le remblai derrière/avant le mur de l'ouvrage exerce des poussées, l'ouvrage à son tour résiste à ces forces et les transmet au sol de fondation. Il existe deux catégories d'ouvrage :

- **Les ouvrages rigides (murs poids ou ancrés) :** ils ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, ils sont utilisés pour des glissements peu profonds, leur dimensionnement doit prendre en compte le glissement de l'ouvrage sur sa base, la rupture interne de l'ouvrage, la rupture par poinçonnement du sol, et le renversement de l'ouvrage.
- **Les ouvrages souples (murs cellulaires, gabions, remblai renforcé par armatures ou nappe) :** Ils sont souvent utilisés à cause de de leur flexibilité et de leur capacité à se déformer. On les dimensionne par rapport à la stabilité interne et externe.



Figure I-28 : ouvrage souple (mur en gabions). [XIII]



Figure I-27 : ouvrage rigide (mur poids). [XIII]

I.5.3.2. Tirants d'ancrage : C'est une technique de stabilisation qui consiste à tendre des éléments métalliques ancrés dans un substratum solide, son principe est d'augmenter les contraintes normales et donc la résistance au cisaillement. La stabilisation par les tirants d'ancrages est peu utilisée à cause des efforts engendrés par les mouvements qui sont très grands et difficiles à évaluer, elle est utilisée pour les faibles glissements.



Figure I-29 : confortement de glissement de Saint-Jean-de-Luz (Pyrénées- Atlantiques) par tirants d'ancrage. [IIIV]

I.5.3.3. Clouage (barres, micropieux) : C'est une technique de stabilisation facile, rapide, et n'affecte pas la géométrie du site, elle consiste à clouer sub-horizontalement les masses instables sur le substratum dans le cas des inclusions à faible inertie qui résistent à la traction, et verticalement s'il s'agit des inclusions qui résistent à la flexion.

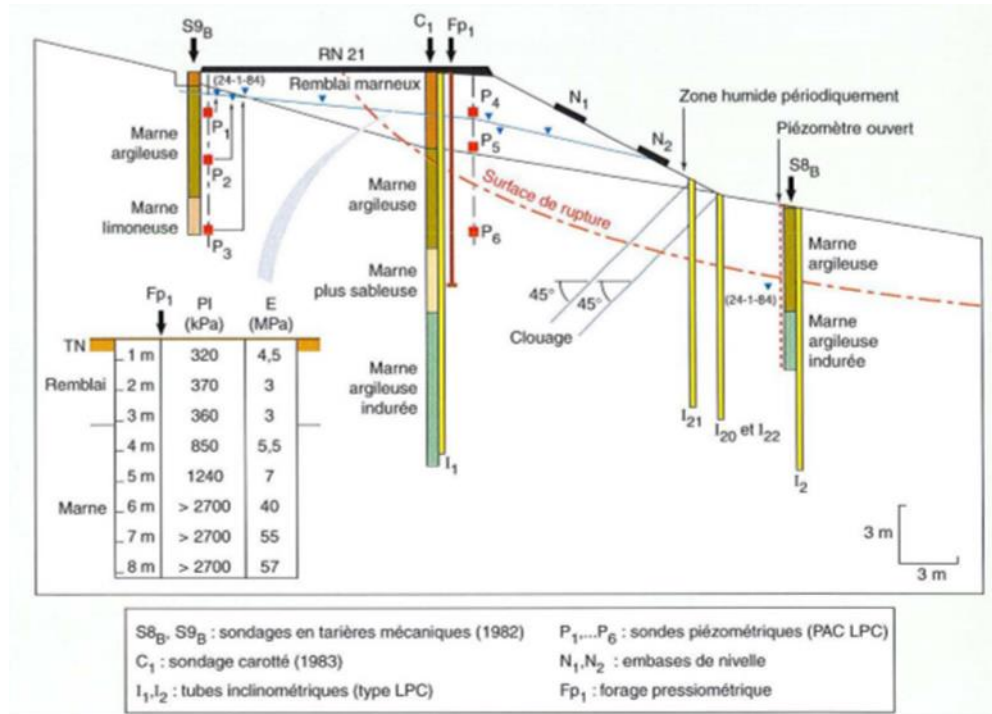


Figure I-30 : Schéma du clouage d'Astaffort. [IIIV]

I.5.3.4. Rangées de pieux et barrettes : Le clouage par pieux ou barrettes consiste à introduire dans le sol des éléments résistants rigides, ils travaillent principalement en flexion/cisaillement grâce à leur inertie importante, cette technique consiste à mettre une rangée de pieux dans le tiers central de la pente.

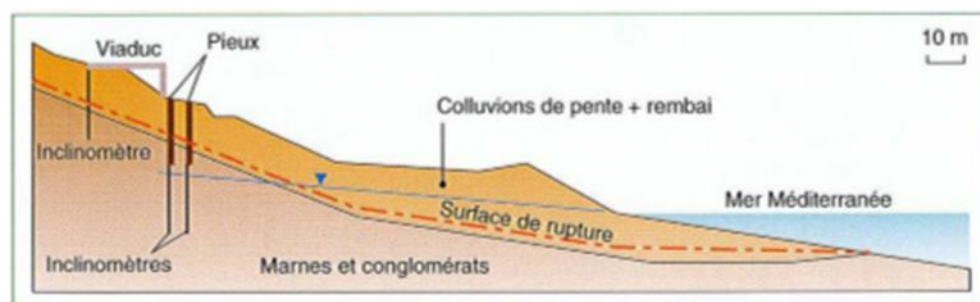


Figure I-31 : Schéma de stabilisation par pieux à Aktéa (Grèce). [IIIV]

I.5.4. Protection superficielle : La végétation joue un rôle important dans la stabilisation des pentes. Les arbres peuvent renforcer efficacement les couches superficielles du sol grâce à leurs systèmes racinaires profonds et denses, elle peut être préventive pour les glissements jusqu'à deux mètres de profondeur, mais elle devient moins efficace contre les glissements profonds.

I.6. Méthodologie d'étude d'un glissement :

I.6.1. Investigation préliminaire :

➤ Analyse historique du mouvement de terrain :

Identification des mouvements de terrain précédents, étude des témoignages historiques, analyse de cartes et rapports archivés

➤ Recherche et analyse des archives :

Consultation des rapports géologiques, géotechniques, et hydrologiques

➤ Investigations sur le terrain :

Inspecter les structures aux alentours pour détecter des déformations, fissures ou inclinaisons.

➤ Levé topographique :

Réalisation d'un levé topographique à grande échelle (1/1000e ou 1/500e) pour déterminer les courbes de niveau et les profils du terrain.

I.6.2. Analyse géologique et géomorphologique :

➤ Délimitation de la zone instable :

Cartographie de la zone instable et étude de la dynamique du mouvement.

➤ Étude géologique et géomorphologique :

Sondages géophysiques et carottages pour effectuer l'analyse de la profondeur du substratum et rechercher des failles.

➤ Étude hydrogéologique :

Analyser l'impact de l'eau sur le mouvement de terrain ce qui vise à identifier des niveaux de nappe phréatique, analyse des pressions interstitielles, débits des sources et pluviométrie.

I.6.3. Étude géotechnique et analyse cinématique :

➤ Reconnaissance géotechnique :

Déterminer les propriétés physiques et mécaniques des sols en réalisant des tests en laboratoire pour obtenir des informations sur la texture, la teneur en eau, la granulométrie et la résistance des sols.

➤ **Essais in situ et en laboratoire :**

Recueillir des données sur le comportement du sol en conditions naturelles en faisant des sondages carottés, tests de pénétration au carottier, tests au pressiomètre de Ménard et piézométriques afin de calculer la résistance et les caractéristiques du terrain.

➤ **Étude cinématique**

Utilisation d'inclinomètres pour mesurer les déplacements du sol, estimer la vitesse du mouvement, et contrôler l'efficacité des mesures de stabilisation afin d'observer le mouvement du sol

I.6.4. Modélisation géotechnique et définition des solutions de confortement :

➤ **Élaboration des modèles géotechniques :**

Utilisation de modèles analytiques et numériques pour suivre les mouvements du sol

➤ **Définition des solutions de confortement :**

Évaluation des techniques de confortement (drains, murs de soutènement, etc.) adaptées à la situation. Comparaison des solutions en fonction des aspects techniques, économiques et environnementaux.

I.6.5. Suivi et exécution des travaux :

➤ **Installation d'un système de surveillance :**

Pose d'instruments de mesure : inclinomètres, piézomètres ..., pour suivre l'évolution du terrain.

➤ **Réalisation des travaux de stabilisation :**

Mettre en œuvre les solutions de confortement selon les plans détaillés, suivi des travaux et vérification de l'efficacité des solutions adoptées.

I.7. Conclusion :

Ce chapitre a mis en lumière les différents mouvements de terrain, en s'intéressant particulièrement aux glissements de terrain. Il a présenté ses causes, les méthodes de calcul de stabilité des pentes, les techniques de stabilisation, et enfin le processus d'étude d'un glissement.

Chapitre II : Présentation de projet

CHAPITRE II:

II.1.Introduction :

Dans ce chapitre, nous présentons le projet de stabilité de glissement de terrain sur le CW111- Wilaya d'Alger, en abordant sa localisation, les données morphologiques associées, et les observations effectuées pour le confortement du glissement de terrain.

II.2. Situation géographique :

La wilaya d'Alger se situe au nord d'Algérie, c'est la capitale, elle s'étend sur une superficie de 1190 km², elle est entourée par : la méditerranée au nord, BOUMERDES à l'est, TIPAZA à l'ouest, et BLIDA au sud.

Notre zone d'étude se situe sur le CW111 qui permet de relier CHERAGA à AIN BENIAN, ce dernier traverse l'Oued de BENI MASSOUSS qui est près de notre zone d'étude.



Figure II-1 : Localisation de la zone de glissement sur google earth.

II.3.Géomorphologie et géologie de la zone :

II.3.1. Contexte géomorphologique :

La wilaya d'Alger est constituée de cinq principaux ensembles morphologiques :

- 1- Le massif d'Alger : Il constitue le relief le plus important de la région, avec une altitude maximale de 407 m. Le massif est orienté selon une direction Est-Ouest sur une longueur de 20 Km et une largeur de 6 Km, il se caractérise par une topographie accidentée et la présence de profonds thalwegs à pente raide.
- 2- Le Sahel d'Alger : Il se situe à l'Ouest d'Alger, entre le massif primaire du Chénoua et d'Alger, il se caractérise par des reliefs à faibles altitudes qui se prolongent jusqu'à son extrémité occidentale dans la région du Nador. Il forme la bordure nord du bassin de la Mitidja.
- 3- La plaine de la Mitidja : Elle se situe à l'Ouest d'Alger, c'est une vaste dépression recouverte par des dépôts alluvionnaires d'âge quaternaire. Elle se présente comme un bassin allongé Est-Ouest, de 20 km de large. La frontière sud de la plaine de la Mitidja est orientée Est-Ouest puis Nord Est-Sud-Ouest, est représentée par l'Atlas blidéen.
- 4- Cordon littoral dunaire : C'est une barrière sablo-gréseuse allongée parallèlement au rivage. Il s'étend entre la rive de l'oued El-Harrach et Bordj El Kiffan à l'Est, où il sépare la rive maritime des zones basses du nord de la Mitidja. À l'Ouest, il s'étend de Ain El Bénian jusqu'à Zéralda, il forme le piémont du Sahel marneux, avec une topographie étagée (marche d'escalier), traversé par des oueds de direction Est-Ouest (Oued Bridja et Béni-Messous).
- 5- L'Atlas blidéen : C'est un massif montagneux important, son altitude maximale est comprise entre 1000 et 1600 m, avec des pentes très raides et des cours d'eau profondément encaissés.

II.3.2. Contexte géologique :

Le massif d'Alger, constitue la base métamorphique de la région d'Alger, il est entouré de dépôts sédimentaires du Plio-Quaternaire qui sont délimités au sud par le bassin Mio-Plio-Quaternaire de la Mitidja. Les principales formations affleurant dans la région d'Alger sont les suivantes :

- a) Le socle métamorphique (massif d'Alger) : Il est composé de formations pélitiques et carbonatées qui ont subi un métamorphisme, il a été traversé par des manifestations magmatiques
- b) Les formations tertiaires : Ces formations recouvrent en discordance (c'est-à-dire il y a eu une période d'érosion) les faciès métamorphiques :
 - Le Miocène est conglomératique et gréseux, il est toujours en contact avec le socle métamorphique, il est en général tectonisé et possède des aires d'affleurements réduites.
 - Le pliocène :

Chapitre II : Présentation de projet.

- Le Pliocène inférieur (Plaisancien) est constitué de marnes marines riches en microfossiles, homogènes, et présentes dans les bassins littoraux d'Algérie. La base est formée de marnes bleutées et de grès du Burdigalien, et le sommet de marnes plus sableuses avec du grès carbonaté de l'Astien. La structure est massive, avec une cassure conchoïdale et une zone altérée au-dessus.
 - Le Pliocène supérieur (Astien) débute par un niveau à glauconie (teinte verdâtre), suivi de calcaires lithothamniés et de calcaires gréseux à pecten, appelés "tuf" et caractérisés par leur teinte jaunâtre.
- c) Formation quaternaire : Celui de la région d'Alger est caractérisé par des formations comprenant des sables grès dunaires, des alluvions, des éboulis, des limons, des argiles vaseuses et des tourbes argileuses. La prédominance est donnée aux sables argileux rouges, riches en oxydes. Ces dépôts sont généralement d'épaisseur faible et résultent de l'altération des terrains carbonatés.
- En raison de leur faible épaisseur, il est souvent conseillé de traverser cette formation et de fonder sur le substratum plus stable, comme les couches marneuses, molassiques ou gréseuses du Plaisancien, de l'Astien ou du quaternaire gréseux.

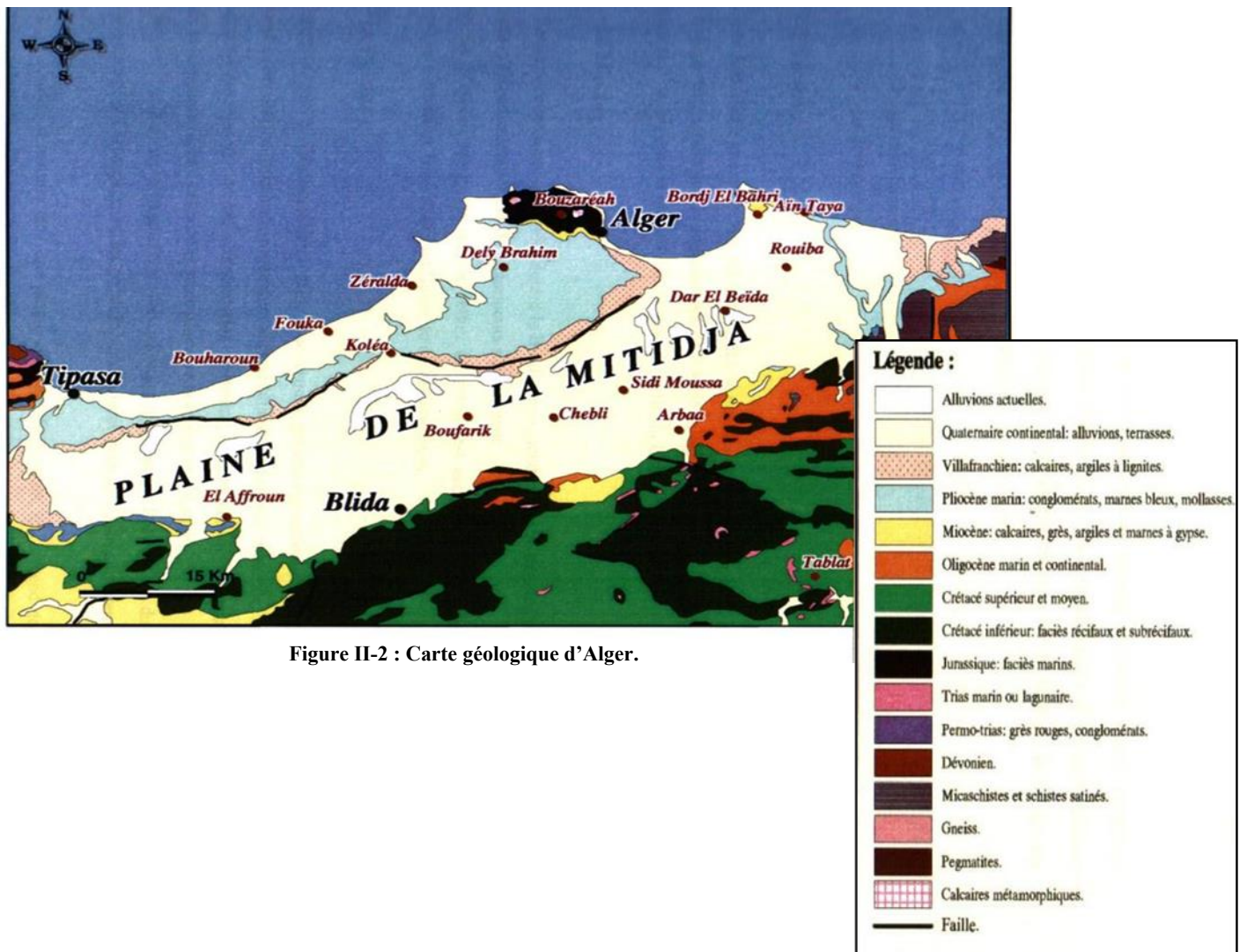


Figure II-2 : Carte géologique d'Alger.

II.4. Hydrologie de la zone :

Les thalwegs situés dans la région d'Alger précisément entre Bab El Oued et Cap Caxine, constituent l'exutoire naturel des oueds disparus aujourd'hui se déversant dans l'important recouvrement alluvionnaire mélangé aux éboulis de pente et alluvions récentes (E). Ce réseau hydrographique était influencé par : la géologie, le climat, la pente, le potentiel érosif des cours d'eau à moyen terme, l'intervention humaine (drainage, captage, endiguement, barrages...). Parmi ces facteurs le relief joue un rôle important car il influence les vitesses et les puissances spécifiques des écoulements ainsi que le temps de réponse hydrologique (délai entre les précipitations et l'augmentation du débit).

Les sous-bassins versants de cette région sont caractérisés par l'existence des terrains métamorphiques relativement imperméables (micaschistes et calcaires métamorphiques...), un recouvrement de schistes altérés, et d'autres formes d'érosion actives (mouvement de masse, érosion hydrique, érosion torrentielle). Ces caractéristiques constituent des conditions favorables à la formation des écoulements très chargés en matières solides qui peuvent se transformer en coulées boueuses dans certains cas extrêmes.

Le niveau piézométrique est à 14 m de profondeur ; l'eau qui circule dans la zone superficielle alimente la nappe reconnue dans le socle métamorphique et qui se manifeste localement par des résurgences (points où l'eau souterraine réapparaît à la surface) et se jetant finalement vers la mer.

II.5. Sismicité de la zone :

Le Règlement Parasismique des ouvrages d'art RPOA version 2008 divise le territoire algérien en cinq (05) zones sismiques :

Tableau II-1 : Classification des zones sismiques selon le RPOA 2008.

Sismicité	Zone
Négligeable	0
Faible	I
Moyenne	II a
Elevée	II b
Très élevée	III

Notre zone d'étude est une région de la wilaya d'Alger qui selon le RPOA 2008 inscrit dans la zone III, qui est caractérisée par une sismicité très élevée, le projet est classé dans le groupe 02 avec un coefficient d'accélération sismique $A=0.30$

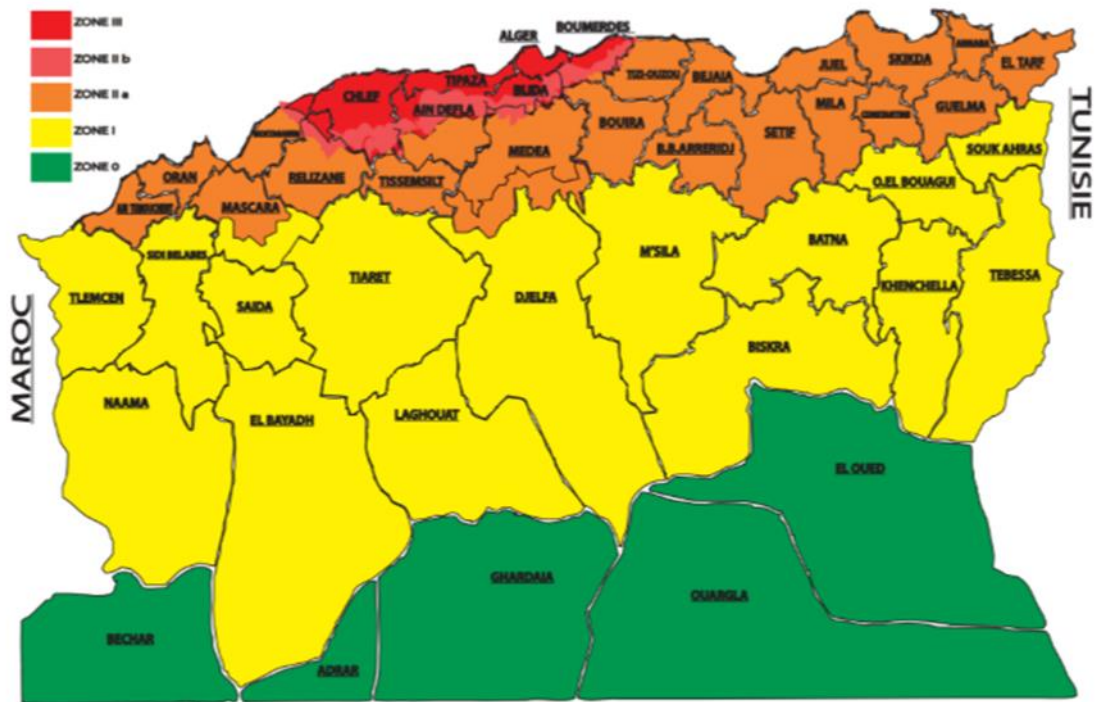


Figure II-3 : carte de zonage sismique selon le RPOA 2008.

Tableau II-2 : Coefficient d'accélération de zone A selon le RPOA 2008.

Groupe	Zone sismique			
	I	II a	II b	III
01	0.15	0.25	0.30	0.40
02	0.12	0.20	0.25	0.30
03	0.10	0.15	0.20	0.25

II.6. Diagnostic du glissement :

II.6.1. Historique de glissement :

Cette étude concerne le glissement de terrain survenu au chemin de wilaya CW111 qui permet de relier Chéragé à Ain Benian, en traversant l'Oued Béni Messous.

Ce glissement a été constaté en 2013 à la suite de l'apparition des affaissements et des dégâts suivis d'une instabilité des talus. Pour faire face à cette situation, on a mis en place un mur en gabions. Depuis cette date cette solution n'a pas donné les résultats espérés, et pour maintenir la route en service, des rechargements de la route ont été effectués à chaque fois que les affaissements deviennent gênants.

En 2022 /2023 le glissement s'est aggravé et la route est devenue impraticable, au même moment il y eu les travaux de dédoublement du tronçon en amont de la CW11 existante et le glissement à ce niveau a été aggravé, vu cette situation d'aggravation la direction des travaux publics a décidé de trouver une solution définitive à ce mouvement de terrain.

Chapitre II : Présentation de projet.

II.6.2. Description de glissement :

Ce glissement de terrain observé sur le chemin de wilaya CW111 reliant Chéraga à Ain Benian est facilement identifiable sur le côté aval de la route, qui est constitué de remblais, tandis que le côté amont correspondant à la partie en déblais est resté stable, ce mouvement de terrain se manifeste par des affaissements et s'étend à environ 100m le long de la route et la partie instable présente une rupture nette.

II.6.3. Constat visuel des dégâts :

Plusieurs dégradations ont été observées au niveau de la zone étudié. Ces dégradations comprennent les éléments suivants :

- Dégradation de la route ;
- Un affaissement de 80 cm ;
- Une fissure en tête d'une profondeur de 1,60 m ;
- Talus aval instable malgré le soutènement en gabion mis en place ;
- Réapparition des ruptures après le rechargement de la route à cause de l'instabilité du terrain.

→ Début de mouvement de terrain en 2013 :



Figure II-4 : Mouvement de terrain et ses contours en 2013.

→ Aggravation du mouvement de terrain en 2023 :



Figure II-8 : Route dégradée, affaissements, et déformations accentuées coté de AIN BENIAN.



Figure II-7 : Talus aval instable malgré le dispositif de soutènement en gabions mis en place.



Figure II-6 : rupture de talus en aval coté de CHERAGA, inefficacité du gabion.



Figure II-5 : limites de glissement coté AIN BENIAN.



Figure II-12 : illustration de l'affaissement.



Figure II-11 : dégradation de la chaussée côté de CHERAGA avec mouvement de terrain accentué vers l'aval.



Figure II-10 : Coté Cheraga après rechargement de la route, réapparition de la rupture.



Figure II-9 : CW111 vue du contournement en travaux JUIN 2023.

Chapitre II : Présentation de projet.



Figure II-13 : Vues de l'évolution durant la période allant du 03 JUILLET au 06 AOUT-2023.

II.6.4. Causes probables du glissement :

Les facteurs éventuels qui ont causé ce glissement de terrain sont les suivants :

- A. L'eau : sa présence réduit la cohésion du sol et le rend plus susceptible face au glissement.
- B. La nature du terrain : sol instable, sol argileux.
- C. Manque de confortement : Faible stabilisation de terrain, malgré le dispositif de gabions.
- D. Charge routière : Fragilisation de la structure du sol.
- E. Détournement des cours d'eau.
- F. Facteur climatique : Les fortes pluies hivernales en 2023 ainsi que la chaleur excessive en été ont causé l'évaporation d'eau dans le sol provoquant l'apparition des vides, ce qui a favorisé le mouvement de ce terrain.

II.7.Reconnaissance géotechnique du site :

Afin de comprendre l'ampleur et les limites de ce mouvement de terrain, une campagne de reconnaissance géotechnique comprenant des essais in situ et des essais de laboratoire ont été réalisés.

1. Essais in situ :

- Essai géophysique : sismique réfraction ;
- Deux (02) sondages carottés de 20 ml de profondeur ;
- Un (01) sondage pressiométrique avec 11 essais pressiométriques ;
- Cinq (05) essais pénétrométriques.

2. Essai au laboratoire :

- Analyses granulométriques selon la norme NF P 94-056 et NF P 94-057 ;
- Limites d'Atterberg selon la norme NF P 94-051 ; et NF P 94-052
- Mesures de la teneur en eau et de la densité sèche selon la norme NF P94-050 ;
- Analyse chimique selon la norme NF P 18-011 ;
- Essais triaxiaux type UU et CD selon la norme NF P 94-071-1 ;
- Essai œdométrique selon la norme NF P 94-090-1.

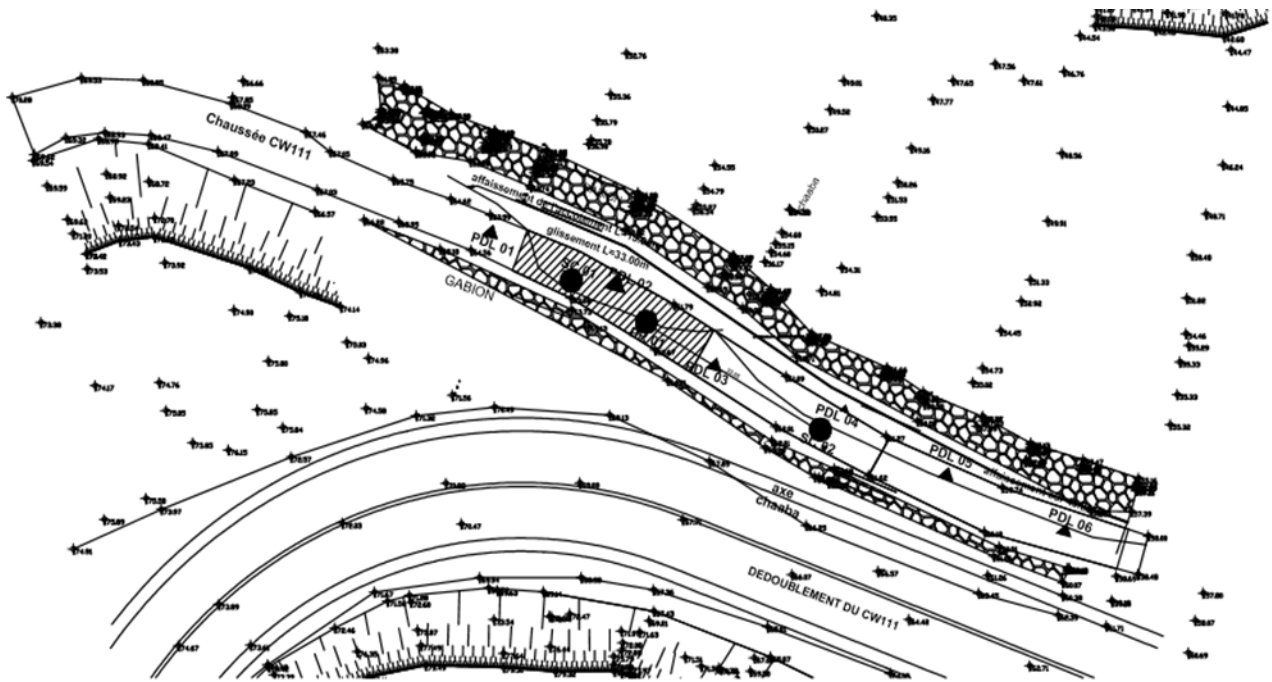


Figure II-14 : Plan d'implantation des sondages.

II.7.1. Résultats des essais :

❖ Essais in situ :

1. Essai géophysique :

La méthode géophysique de sismique réfraction est utilisée pour des faibles profondeurs d'investigation (quelques mètres à quelques centaines de mètres). Elle repose sur la mesure des temps de propagation d'ondes mécaniques dans le sous-sol, elle permet d'obtenir une image précise de l'arrangement structural du sous-sol (la nature et la structure de différentes couches).

L'essai consiste à provoquer un choc à la surface du sol pour générer des ondes de déformation. Ces ondes se propagent dans le sous-sol où elles sont soit réfractées ou bien réfléchies au niveau des interfaces.

Un dispositif rectiligne de capteurs sismiques (géophones), espacés régulièrement et reliés par un câble à un enregistreur numérique, capte les impulsions correspondant aux trajets directs et réfractés. On évalue les temps de propagation pour calculer les vitesses sismiques des différentes couches et leurs épaisseurs. Les vitesses sont les facteurs qui déterminent les propriétés élastiques des sols et leur compacité. Plus les vitesses sont faibles, plus les terrains sont meubles et peu consolidés.

Les résultats de l'essai sont présentés sous forme de dromo-chroniques (des graphes qui représentent les temps en fonction des distances source/capteur). L'analyse des pentes des droites indique les vitesses des ondes dans les différentes couches traversées, ce qui permet de :

- Calculer les vitesses sismiques caractéristiques de chaque couche ;

Chapitre II : Présentation de projet.
 - Déterminer leurs épaisseurs respectives.

Deux profils de la sismique réfraction ont été réalisés dont les résultats obtenus sont présentés comme suit :

1- Profil PS-01 : Ce profil d'une longueur de 36 mètres, avec 12 géophones espacés de 3.0 mètres a été réalisé sur le site.

Tableau II-3 : Résultats du profil PS-01.

Coordonnées	Début / Fin	X=0 495 548 Y= 4 070311	X=0 495 577Y=4 070321
Numéro base	Tir	V_{P1} (m/s)	V_{P2} (m/s)
Profil PS-01 V_P Espacement 3.0 m	TN à 1.50 m de G1	850	1700
	TI R (G3-G4)	775	
	TI N (G3-G4)	750	1800
	TC R(G6-G7)	1025	1800
	TC N(G6-G7)	950	1875
	TI R (G9-G10)	1100	1800
	TI N (G9-G10)	1150	
TR à 1.50 m de G12	850	1850	

L'analyse de ces résultats donne :

- En surface : un recouvrement d'épaisseur variable entre 1.40-3.50 mètres en moyenne avec des vitesses d'onde de compression : $750\text{m/s} \leq V_{P1} \leq 1150 \text{ m/s}$ et celles de cisaillement de l'ordre de : $275 \text{ m/s} \leq V_{S1} \leq 345 \text{ m/s}$.
- Dans la couche sous-jacente, les vitesses des ondes de compression sont de l'ordre de : $1700 \text{ m/s} \leq V_{P2} \leq 1875\text{m/s}$ et celles de cisaillement assez rapide de l'ordre de : $V_{S2} \geq 625 \text{ m/s}$.

2- Profil PS-02 : Ce profil d'une longueur de 36 mètres, avec 12 géophones espacés de 3.0 mètres a été réalisé en continuité au précédent.

Tableau II-4 : Résultats du profil PS-02.

Coordonnées	Début / Fin	X=0 495 548 Y= 4 070 311	X=0 495 577 Y=4 070 321
Numéro base	Tir	V_{P1} (m/s)	V_{P2} (m/s)
Profil PS-02 V_P Espacement 3.0 m	TN à 1.50 m de G1	1250	2250
	TI R (G3-G4)	1175	
	TI N (G3-G4)	1010	2450
	TC R(G6-G7)	1050	2350
	TC N(G6-G7)	1050	2275
	TI R (G9-G10)	1350	2100
	TI N (G9-G10)	1250	
TR à 1.50 m de G12	1300	2150	

L'analyse de ces résultats donne :

- Un recouvrement d'épaisseur variable entre 1.20 à 2.0 mètres avec des vitesses d'onde de compression : $850\text{m/s} \leq V_{P1} \leq 1350 \text{ m/s}$ et celles de cisaillement de l'ordre de : $250 \text{ m/s} \leq V_{S1} \leq 370 \text{ m/s}$.
- Dans la couche sous-jacente constituant le substratum marneux, les vitesses des ondes de compression sont assez homogènes de l'ordre de :

Chapitre II : Présentation de projet.

2100 m/s \leq V_{p2} \leq 2450 et celles de cisaillement de l'ordre de : V_s \approx 675 m/s.

Les résultats de ces deux profils montrent qu'aucune anomalie n'a été détectée dans le volume du sol, à partir de 2.50m le sol devient plus ferme.

2. Sondages carottés :

Les deux sondages ont été réalisés sur la chaussée en amont de talus par le procédé rotatif non destructif, les résultats obtenus sont les suivants :

Tableau II-5 : résultats obtenus par les sondages carottés.

Sondage carotté	Profondeur	Nature de sol
SC 01	0.00 m – 2.80 m	Asphalte et remblai
	2.80 m – 20.00 m	Argile brunâtre à jaunâtre avec des traces grisâtres, ferme carbonatée devenant grisâtre à tendance marneuse plus ferme à partir de 12m.
SC 02	0.00 m - 2.30 m	Asphalte et remblai
	2.30 m - 20.00 m	Argile brunâtre à jaunâtre avec des traces grisâtres, ferme carbonatée devenant grisâtre à tendance marneuse plus ferme à partir de 10m.

Les deux (02) sondages carottés réalisés SC01 et SC02 ont mis en évidence une nature lithologiques constituée par une couche de remblai de 2.8 m suivie par une puissante formation d'argile brunâtre à jaunâtre avec des traces grisâtres, ferme carbonatée devenant grisâtre à tendance marneuse plus ferme à partir.

3. Essais pressiométriques :

L'essai consiste à descendre dans un trou de forage calibré une sonde cylindrique tri-cellulaire dilatable jusqu'à une profondeur donnée ; on applique à cette sonde des pressions successives et on mesure la variation du volume V du sol en contact avec le sol pour chaque accroissement de pression p.

Il permet d'obtenir :

- E_M : le module pressiométrique ;
- P_L : la pression limite ;
- P_f : la pression de fluage.

Les résultats de l'essai réalisé sur la chaussée sont récapitulés dans le tableau qui suit avec l'état de consolidation selon la classification des sols basée sur le rapport E/P_L :

Chapitre II : Présentation de projet.

Tableau II-6 : résultats obtenus par le sondage pressiométrique.

Profondeur m	Pression limite P_L en bar	Module pressiométrique E en bar	E/P_L
2.0	2.86	20	6.99
4.0	3.22	37	11.49
6.0	3.8	61	16.05
8.0	4.08	21	5.50
9.0	11.2	98	8.75
11.0	15.35	117	7.62
12.0	11.5	70	6.09
14.0	13.63	139	10.20
16.0	13.87	71	5.12
18.0	16.66	133	7.98
20.0	16.27	99	6.08

Les résultats montrent que le sol est sous consolidé, classé dans la catégorie S3, caractérisé par une nature meuble, selon le RPOA 2008.

Tableau II-7 : Caractéristiques géotechniques des sites selon le RPOA 2008.

Cat	Description	\bar{q}_c (MPa)	\bar{N}	\bar{P}_L (MPa)	\bar{E}_p (MPa)	\bar{q}_u (MPa)	\bar{V}_s (m/s)
S1	Rocheux	--	--	>5	>100	>10	$V_s \geq 800$
S2	Ferme	Sable/gravier	>15	>50	>2	>20	$400 \leq V_s \leq 800$
		Argile	>5	--	>2	>25	
S3	Meuble	Sable/gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	$200 \leq V_s \leq 400$
		Argile	1.5-5	--	0.5-2	5-25	
S4	Très meuble	Sable/gravier	<5	<10	<1	<5	$100 \leq V_s \leq 200$
		Argile	<1.5	--	<0.5	<5	

4. Essais pénétrométriques :

Il consiste à enfoncer dans le sol, par battage, un train de tiges muni, en partie inférieure, d'une pointe et à noter le nombre de coups nécessaires pour faire pénétrer dans le sol la pointe d'une hauteur h de 10 cm, il sert à mesurer la résistance en pointe q_a . Les résultats des essais réalisés sur la chaussée ainsi qu'en amont du talus sont présentés comme suit :

Tableau II-8 : résultats obtenus par l'essai pénétrométrique.

N° essais	Prof (m)	R_{pmoy} (bars)	Appréciation
PDL 02	03-12	50	Acceptable
	>12	160	Très forte
PDL 03	03-12	50	Acceptable
	>12	80	Forte
PDL 04	03-11	50	Acceptable
	>11	80	Forte
PDL 05	03-11	40	Acceptable
	>11	80	Forte
PDL 06	01-11	50	Acceptable
	>11	120	Très forte

Chapitre II : Présentation de projet.

L'essai révèle deux niveaux de résistance :

[3 – 11m] : Résistance égale à 50 bars ce qui indique que le sol est moyennement compact.

>11 m : Résistance entre 50 et 160 bars ce qui indique que le sol devient plus compact en profondeur.

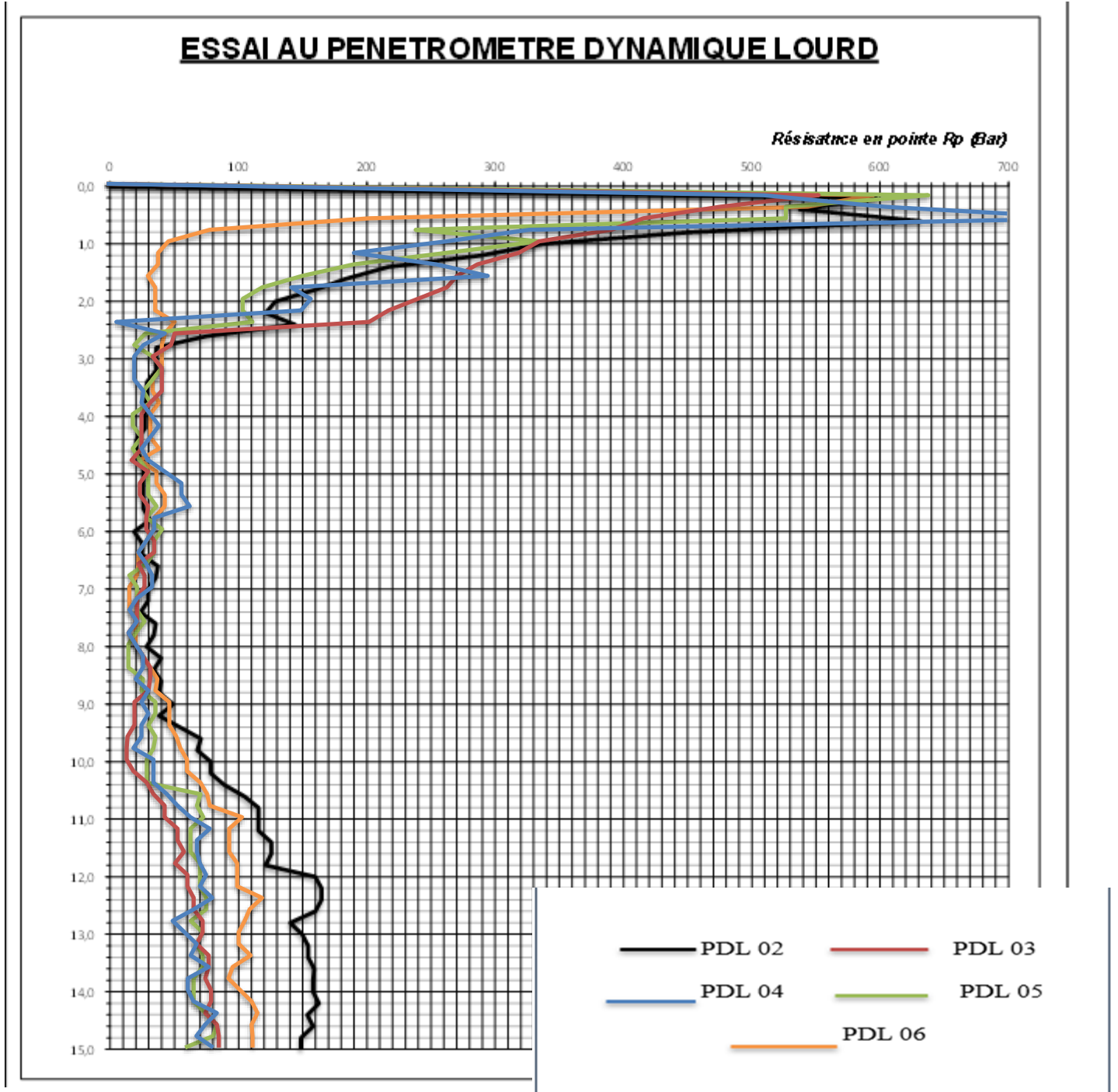


Figure II-15 : Pénétragrammes de PDL 02, PDL 03, PDL 04, PDL 05, et PDL 06.

5. Niveau piézométrique :

Les sondages ont été équipés d'un tube piézométrique, le niveau d'eau à partir de la surface de la chaussée, vérifié à chaque visite sur site durant les mois de juillet et Aout, varie entre 6.00 et 6.50 m.

❖ **Essais au laboratoire :**

Les résultats des essais sont présentés comme suit :

Tableau II-9 : résultats des essais de laboratoire.

Sondage	Profondeur (m)	Paramètres physiques				Analyse granulométrique			Limites d'Atterberg	
		ω (%)	$\gamma_d(t/m^3)$	$\gamma_h(t/m^3)$	Sr (%)	<2mm(%)	<80 μ m(%)	<2 μ m(%)	ω_L (%)	I_p (%)
SC 01	7.00-7.40	33	1.42	1.89	100	100	97	59	50	31
	14.20-14.60	34	1.42	1.90	100	100	98	69	57	36
SC 02	10.30-10.60	38	1.34	1.85	100	100	98	70	60	36
	19.00-19.30	33	1.43	1.90	100	100	99	66	53	32

Tableau II-10 : résultats des essais de laboratoire (suite).

Sondage	Profondeur (m)	Cisaillement direct UU		Cisaillement direct CD		Compressibilité à l'oedomètre			Analyse chimique de sol		
		C_U (bar)	φ_U (°)	C' (bar)	φ' (°)	ρ_c (bar)	C_c (%)	C_g (%)	Sulfates (mg/Kg)	Chlorures(%)	PH
SC 01	7.00-7.40	0.37	18.6								
	14.20-14.60			0.15	22.7	1.33	18.6	5.8	2 019	0.25	6.9
SC 02	10.30-10.60	0.10	16.6								
	19.00-19.30			0.28	25.6						

Chapitre II : Présentation de projet.

1- Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique montre un pourcentage des passants à 2 mm de 100%, un pourcentage des passants à 80µ varie de 97% à 99%, et un pourcentage de passants à 2 µm variant entre 59% et 70%. Ces résultats nous indiquent que le sol est fin (sol argileux).

2- Teneur en eau :

La teneur en eau « ω_{eau} » des échantillons varie entre 33% et 38%, avec un degré de saturation Sr de 100%, ce qui présente un sol humide à très humide.

3- Densité :

On note une densité sèche varie entre 1.34 et 1.43 t/m^3 et une densité humide varie entre 1.85 et 1.90 t/m^3 , ce qui indique que le sol est dans un état peu dense.

Tableau II-11 : qualification du sol en fonction de sa masse volumique sèche. [XV]

Etat	Masse volumique ρ_d (Kg/m^3)
Peu dense	$\rho_d \leq 1\ 600$
Dense	$1\ 600 < \rho_d \leq 1\ 800$
Très dense	$\rho_d > 1\ 800$

4- Plasticité :

Le test des limites d'Atterberg a donné des valeurs de limite de liquidité ω_L varie entre 50% et 60%, ce qui a donné des valeurs d'indice de plasticité IP qui varient entre 31% et 36%. Ces résultats présentent un sol plastique d'après la norme XP P94-011.

Tableau II-12 : qualificatif de la fraction du sol constituée d'éléments inférieurs à 400 µm en fonction de l'indice de plasticité. [XV]

Indice de plasticité (%)	Qualificatif
$I_p \leq 12$	Non plastique
$12 < I_p \leq 25$	Peu plastique
$25 < I_p \leq 40$	Plastique
$I_p > 40$	Très plastique

5- Cisaillement direct UU :

Les essais de cisaillement non consolidé et non drainé (court terme) ont donné une cohésion non drainée $C_U = 0.10- 0.37$ bars, et un angle de frottement $\varphi_U = 16.6^\circ-18.6^\circ$, ce qui présente un état de sol mou.

Tableau II-13 : qualificatif du sol en fonction de la cohésion non drainée. [XV]

Sol	Cohésion non drainé C_U (KPa)
Liquide à très mou	<20
Mou	20 à 40
Plastique	40 à 75
Ferme	75 à 150
Très ferme	150 à 300
Dure	>300

6- Cisaillement direct CD :

Les essais de cisaillement consolidé et drainé (long terme) ont donné une cohésion drainée $C' = 0.15- 0.28$ bars, et un angle de frottement $\varphi' = 22.7^\circ-25.6^\circ$.

Chapitre II : Présentation de projet.

7- Compressibilité à l'Œdomètre :

L'essai de la compressibilité à l'Œdomètre a donné les résultats suivants :

Indice de compressibilité : $C_c = 18.6\%$

Indice de gonflement : $C_g = 5.8\%$

Contrainte de pré-consolidation : $\sigma_c = 1.33$ bars

Ces résultats indiquent que le sol est gonflant en présence d'eau et moyennement compressible.

Tableau II-14 : Qualificatif d'un sol en fonction du coefficient de compressibilité (D'après K-TERZAGUI).

Etat	Coefficient de compressibilité (Cc%)
Sol incompressible	$C_c < 2$
Sol très peu compressible	$2 < C_c < 5$
Sol peu compressible	$5 < C_c < 10$
Sol moyennement compressible	$10 < C_c < 20$
Sol assez compressible	$20 < C_c < 30$
Sol très compressible	$30 < C_c < 50$
Sol extrêmement compressible	$C_c > 50$

Tableau II-15 : Qualificatif d'un sol en fonction du coefficient de gonflement (D'après G-SANGLERAT).

Etat	Coefficient de gonflement (Cg%)
Non gonflant	$C_g < 2$
Peu gonflant	$2 < C_g < 4$
Gonflant	$4 < C_g < 25$

8- Analyse chimique :

L'analyse chimique a donné une teneur en sulfates de 2 019 mg/Kg, un pourcentage de chlorure de 0.25 %, et un PH= 6.9, ce qui traduit un sol de classe XA1 (environnement à faible agressivité chimique) selon la norme algérienne NA 16002.

II.8.Conclusion :

En conclusion, l'observation des désordres au niveau du chemin de wilaya CW111 qui relie Cheraga à Ain Benian a révélé de graves problèmes de stabilité de terrain. Parmi ces dégradations on note : un affaissement important de 80 cm, une fissure en tête d'une profondeur de 1,60 m, une dégradation de la chaussée et une instabilité du talus aval malgré la présence d'un système de soutènement en gabions.

- Ce glissement de terrain constaté initialement en 2013 a connu une aggravation progressive au cours du temps, avec la réapparition systématique des ruptures et une dégradation progressive de la stabilité générale du site.

- D'après les essais in situ et au labo le sol est constitué d'une couche argileuse moyennement compressible qui devient plus ferme (plus compact) à partir de 10m.

- Ces essais ont démontré aussi que le sol est gorgé d'eau (une présence d'eau de 40%).

- Les essais géophysiques n'ont décelé aucune anomalie dans le volume du sol étudié.

- Ces résultats démontrent que la limite de glissement en profondeur est située en moyenne entre 10 à 12m à partir de la surface de la route.

Chapitre II : Présentation de projet.

- En ce qui concerne les observations en surface il a été constaté les points suivants : la limite supérieure de glissement est située au milieu de la route et se propage vers le pied de talus aval sous le mur de gabion existant.
- Cette configuration (limite en profondeur maximale 10 à 12m) nous amène à conclure que pour assurer la stabilité de ce mouvement de terrain, il est nécessaire que l'ouvrage de soutènement proposé soit de type soutènement profond et implanté en aval de la route avec un système de drainage efficace.
- Notre étude sera complétée par une modélisation théorique du glissement afin de concevoir un type de soutènement adéquat

Chapitre III :

Etude de confortement

CHAPITRE III:

III.1. Introduction :

Ce chapitre est consacré à la modélisation et à l'étude du glissement en tenant compte des caractéristiques géométriques et mécaniques des différentes couches du sol.

La modélisation sera réalisée par logiciel intitulé GEO5 basé sur la théorie de l'analyse limite.

Ce logiciel nous permettra de localiser plus précisément les surfaces de glissement par différentes méthodes qui sont celles de Bishop, Fellinus, Spencer, Janbu, Morgenstern.

Et une fois qu'on aura pris la localisation des surfaces de glissement, une étude de stabilité avec ouvrage de confortement sera établie.

Cet ouvrage de confortement sera composé d'une structure de soutènement et d'une mise en place d'un système de drainage.

III.2. Présentation de logiciel GEO5 :

GEO5 est un logiciel conçu pour modéliser et vérifier les différents types de structures liées au sol, tout en combinant des méthodes de calcul analytiques rapides avec la puissance de la méthode des éléments finis (MEF) pour les cas plus complexes. Ce qui permet une conception fiable et conforme aux exigences des projets géotechniques.

Les paramètres requis par le logiciel sont les suivant :

- Le poids volumique γ (KN/m³) ;
- La cohésion du sol C (KN/m²) ;
- L'angle de frottement ϕ (°),
- Les coordonnées de chaque interface X et Z (m).

III.3. Analyse du glissement par logiciel :

III.3.1. Les caractéristiques du profil étudié :

III.3.1.1. La coupe lithologique du profil étudié :

La coupe géologique est la suivante :

- Remblai TVO ;
- Argile molle ;
- Argile ferme.

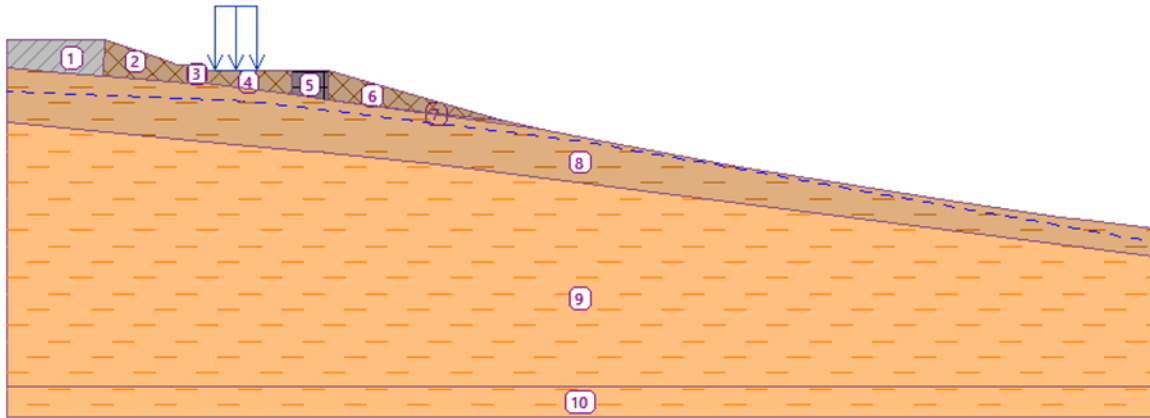


Figure III-2 : Coupe lithologique de sol.

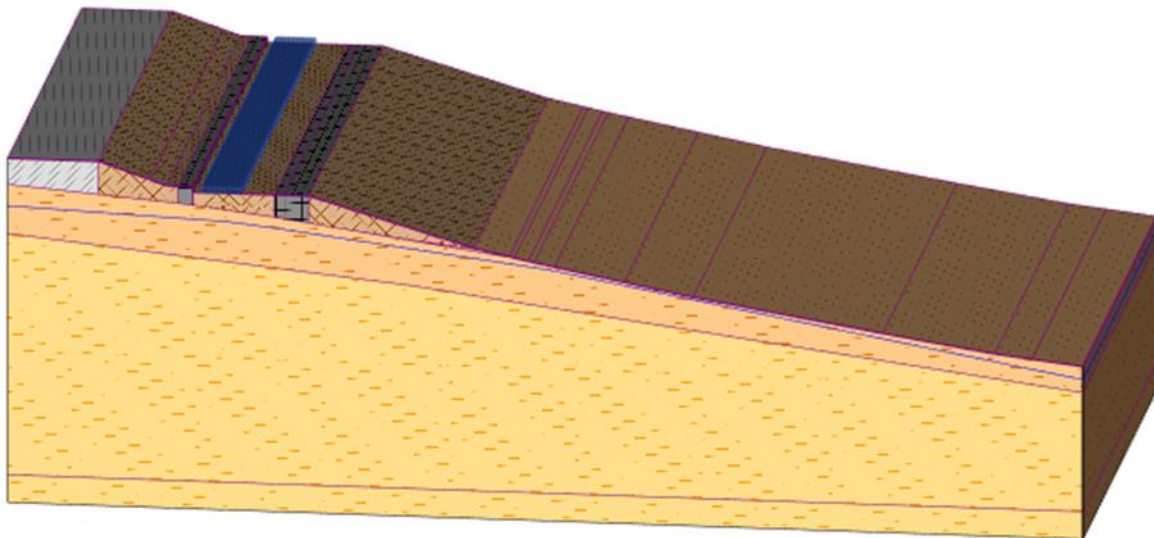





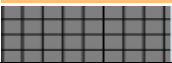

Figure III-1 : Vue en 3D de la coupe lithologique du terrain.

III.3.1.2. Les paramètres géotechniques fournis :

Les paramètres géotechniques fournis sont les suivants :

- Le niveau d'eau est à 6 mètres de profondeur par rapport au terrain naturel ;
- Une surcharge de 10 KPa ;
- Cas statique.

Tableau III-1 : Données géotechniques du profil.

N° de la couche	Name	Pattern	$\varphi_{ef} [^\circ]$	$C_{ef} [KPa]$	$\gamma [KN/m^3]$	$\gamma_{sat} [KN/m^3]$
2,4,6	Remblai.		30	10	20	22
7,8	Argile molle.		11	6	14.3	19
9, 10	Argile ferme.		25.6	28	14.3	19
3,5	Gabion.		/	/	24	/
1	Dédoublent		35	15	20	22

III.3.2. Modélisation du cercle de glissement avec GEO5 :

III.3.2.1. Etat actuel du site :

A. Cercle de glissement standard : Cette étape consiste à insérer manuellement dans le logiciel deux points repérés comme des limites géométriques du glissement :

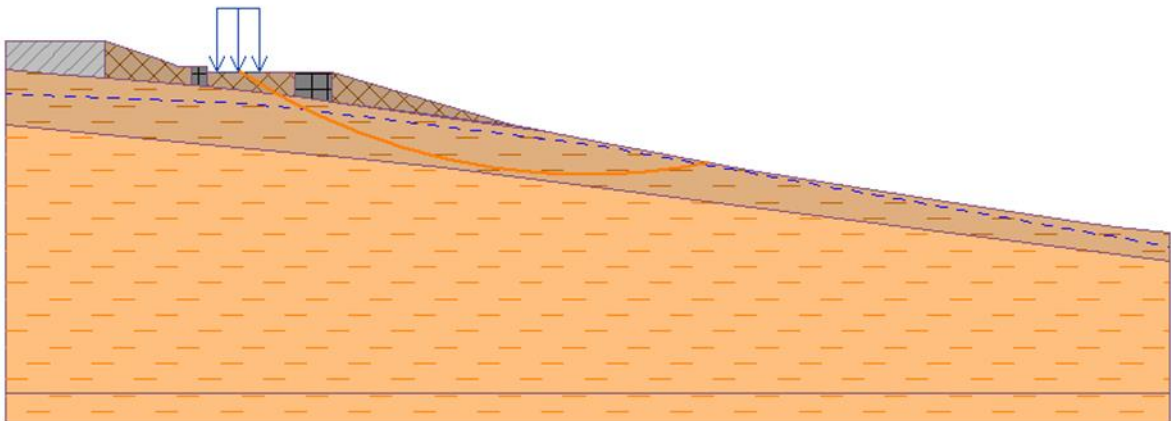


Figure III-3 : Modélisation de cercle de glissement standard.

Les résultats obtenus sont les suivants :

Tableau III-2 : résultat de coefficient de sécurité.

La méthode	Coefficient de sécurité F_s	Etat d'équilibre :
Bishop	1.06 ~ 1	Equilibre instable
Fellenius/ Petterson	1.03 ~ 1	Equilibre instable
Spencer	1.06 ~ 1	Equilibre instable
Janbu	1.06 ~ 1	Equilibre instable
Morgenstern-Price	1.06 ~ 1	Equilibre instable

- **Interprétation :**

- Les résultats montrent que Fellenius/ Petterson donne un F_s plus faible, tandis que les autres méthodes (Bishop, Spencer, Janbu, Morgenstern-Price) donnent des valeurs similaires plus précises ;

- En surface le glissement prend naissance à mi chaussée et s'étend jusqu'à 20m, en profondeur elle atteint une hauteur de 8m ;
- Le mouvement de terrain est localisé dans la couche constituée d'argile molle.

B. Cercle de glissement automatique : Lors de l'optimisation le logiciel cherche le cercle de glissement le plus défavorable :

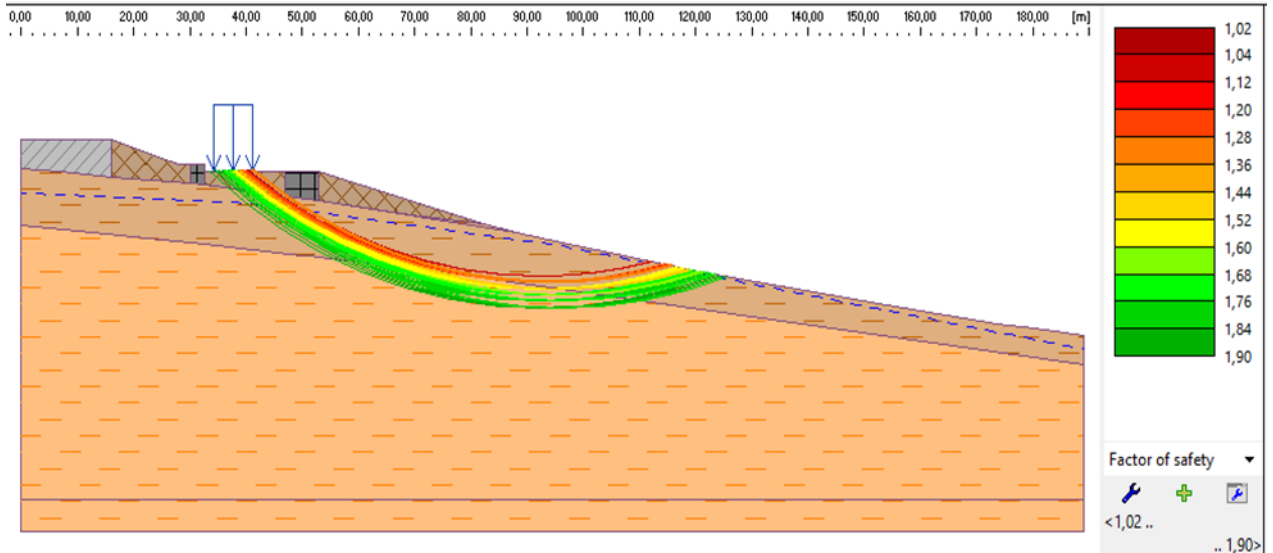


Figure III-4 : modélisation de cercles de glissements possibles avec leurs coefficients de sécurité selon Bishop.

Le cercle de glissement le plus défavorable est modélisé automatiquement par le logiciel comme présenté dans la figure III-5 suivante :

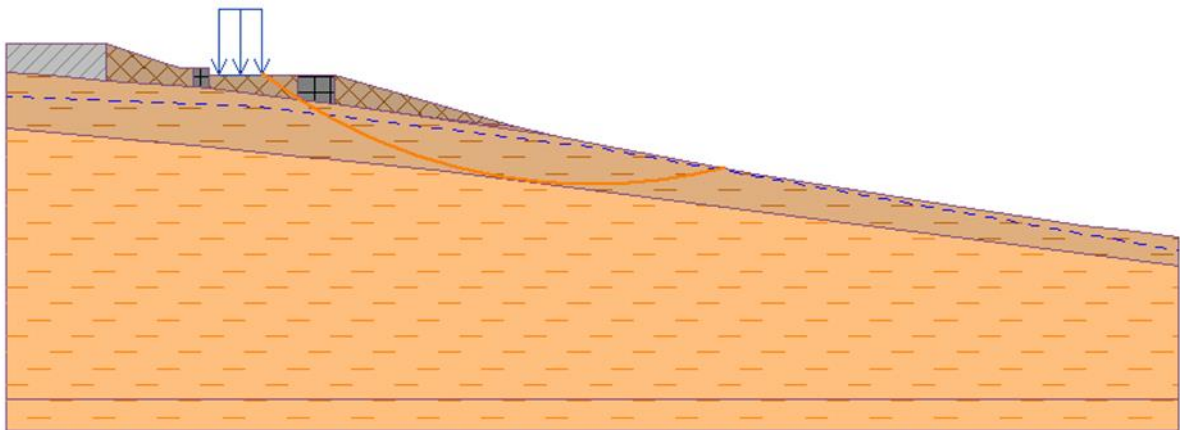


Figure III-5 : modélisation de cercle de glissement le plus défavorable.

➤ Le coefficient de sécurité :

Slip surface: circular

— Parameters of the analysis — Circular slip surface

Method: Center: x = [m] z = [m]

Analysis type: Radius: R = [m]

Angles: $\alpha_1 =$ [°] $\alpha_2 =$ [°]

Slope stability verification (Bishop)
 Sum of active forces: $F_a = 1905,17$ kN/m
 Sum of passive forces: $F_p = 1935,92$ kN/m
 Sliding moment: $M_a = 167997,70$ kNm/m
 Resisting moment: $M_p = 170709,36$ kNm/m
 Factor of safety = 1,02 < 1,50
Slope stability NOT ACCEPTABLE

Slip surface: circular

— Parameters of the analysis — Circular slip surface

Method: Center: x = [m] z = [m]

Analysis type: Radius: R = [m]

Angles: $\alpha_1 =$ [°] $\alpha_2 =$ [°]

Slope stability verification (Fellenius / Petterson)
 Sum of active forces: $F_a = 1905,17$ kN/m
 Sum of passive forces: $F_p = 1890,11$ kN/m
 Sliding moment: $M_a = 167997,70$ kNm/m
 Resisting moment: $M_p = 166669,95$ kNm/m
 Factor of safety = 0,99 < 1,50
Slope stability NOT ACCEPTABLE

Figure III-6 : Le coefficient de sécurité après optimisation.

III.3.2.2. Synthèse :

- La surface de glissement dans la couche d'argile est égale à 8m à partir de la chaussée et s'étend à partir de sa moitié jusqu'à sa fin.
- Vu la profondeur du glissement étendu le soutènement profond s'impose.
- Ces données mettent en évidence une cohérence avec les analyses du deuxième chapitre, notamment en ce qui concerne la profondeur (8m), ce qui confirme une correspondance entre les deux.

III.4. Etude de confortement :

Le confortement est accompagné d'un drainage des eaux et une reconstitution de la chaussée :

III.4.1. Le drainage :

Le système de drainage sera composé de :

- Tranchée drainante longitudinale ;
- Un éperon drainant transversal ;
- Fossé bétonné longitudinal.

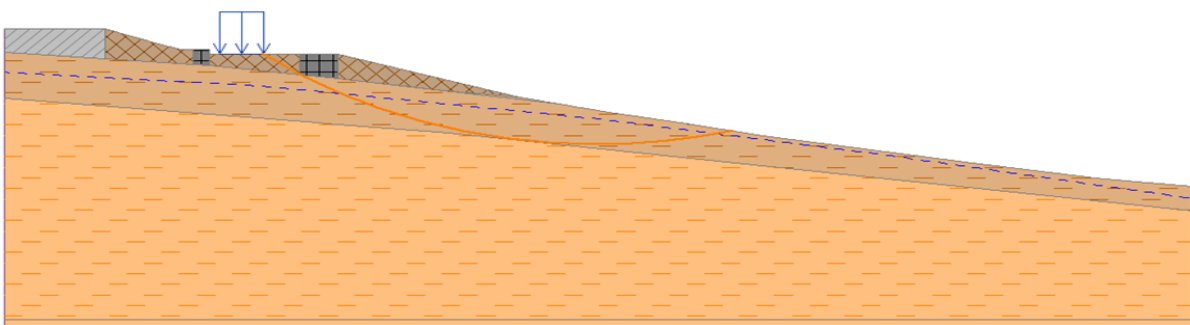


Figure III-7 : rabattement de la nappe.

➤ **Le coefficient de sécurité :**

Slip surface: circular Replace graphically Edit textually Remove Convert to polygon

Parameters of the analysis

Method: [all methods] Circular slip surface

Analysis type: Standard

Center: x = 94,25 [m] z = 65,49 [m]

Radius: R = 88,18 [m]

Angles: $\alpha_1 = -36,95$ [°] $\alpha_2 = 14,17$ [°]

Slope stability verification (all methods)

Bishop: FS = 1,08 < 1,50 NOT ACCEPTABLE

Fellenius / Petterson: FS = 1,05 < 1,50 NOT ACCEPTABLE

Spencer: FS = 1,08 < 1,50 NOT ACCEPTABLE

Janbu: FS = 1,08 < 1,50 NOT ACCEPTABLE

Morgenstern-Price: FS = 1,08 < 1,50 NOT ACCEPTABLE

Figure III-8 : le coefficient de sécurité après rabattement de la nappe.

- **Interprétation :** Sans soutènement nous pouvons augmenter le Fs de 6% qu'avec le rabattement de la nappe.

III.4.2. La reconstitution de corps de chaussée :

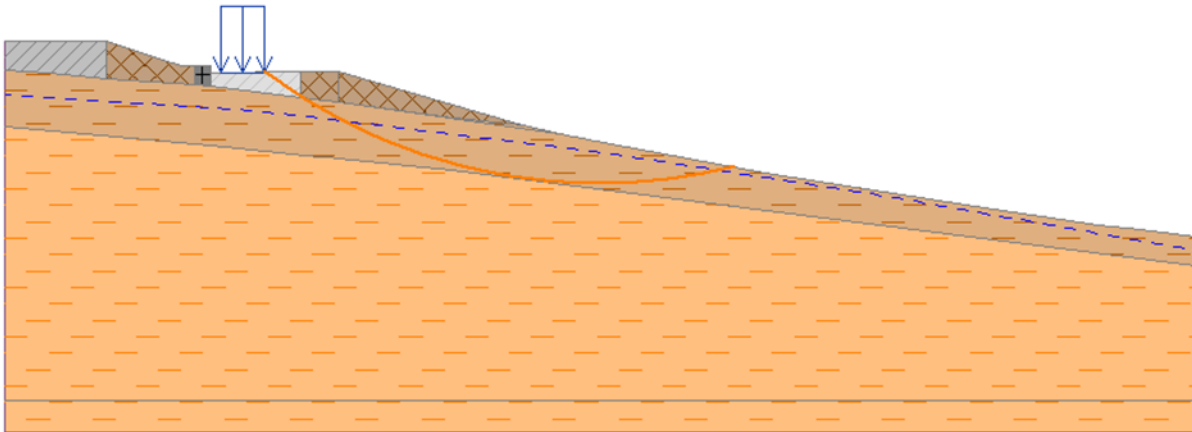


Figure III-9 : La reconstitution de corps de chaussée.

➤ **Le coefficient de sécurité :**

Slip surface: circular Replace graphically Edit textually Remove Convert to polygon

Parameters of the analysis

Method: [all methods] Circular slip surface

Analysis type: Standard

Center: x = 94,25 [m] z = 65,49 [m]

Radius: R = 88,18 [m]

Angles: $\alpha_1 = -36,95$ [°] $\alpha_2 = 14,17$ [°]

Slope stability verification (all methods)

Bishop: FS = 1,11 < 1,50 NOT ACCEPTABLE

Fellenius / Petterson: FS = 1,09 < 1,50 NOT ACCEPTABLE

Spencer: FS = 1,11 < 1,50 NOT ACCEPTABLE

Janbu: FS = 1,12 < 1,50 NOT ACCEPTABLE

Morgenstern-Price: FS = 1,11 < 1,50 NOT ACCEPTABLE

Figure III-10 : Le coefficient de sécurité après l'amélioration de corps de chaussée.

- **Interprétation :** Avec une amélioration de la structure du corps de chaussée nous pouvons en effet augmenter le Fs préalablement de 4%, mais on doit toujours mettre en place un soutènement profond.

III.4.3. Solutions proposées :

III.4.3.1. Solution 01 : Les pieux :

Le confortement sera réalisé en tête du talus par un rideau de pieux disjoints de 1,2 mètre de diamètre, à une profondeur de 15 mètres et un espacement de 20 cm entre extrémités (Entraxe de 140cm).

L'espacement a été choisi après plusieurs variantes étudiées en modifiant l'entraxe

Le linéaire de rideau est de 100 mètres. Le nombre total de pieux pour cette configuration est de 72 pieux. Les pieux seront surmontés par une poutre de couronnement d'une épaisseur de 1 mètre.

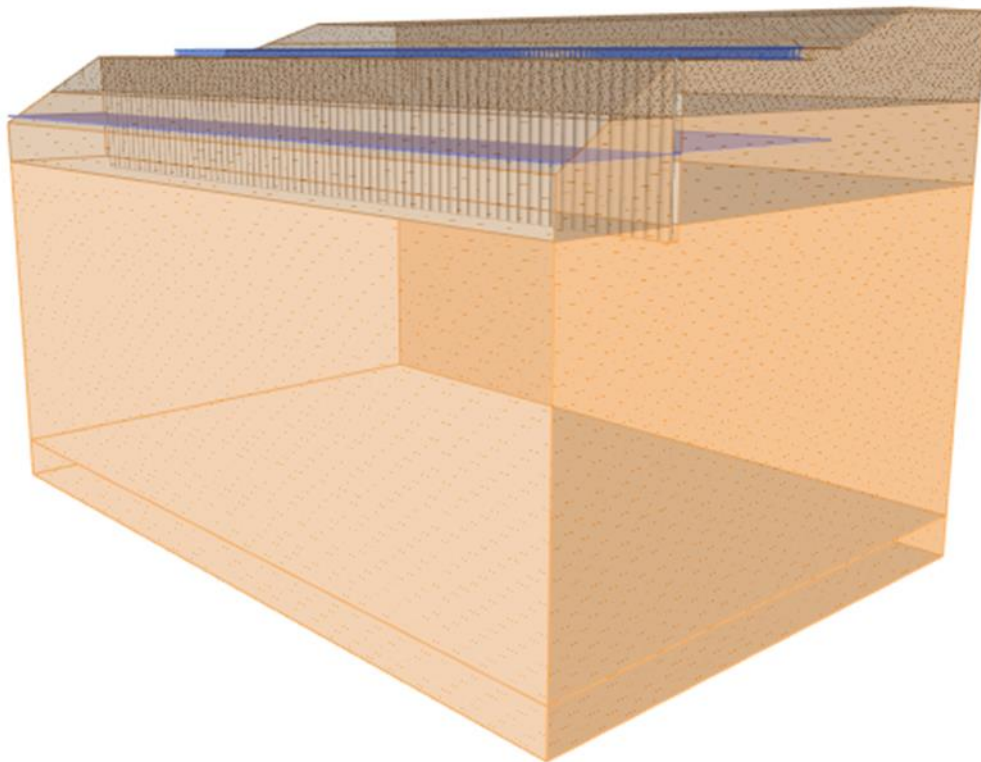


Figure III-11 : Vue des pieux en 3D.

Les résultats de l'analyse de stabilité sont présentés comme suit :

A. Cas statique :

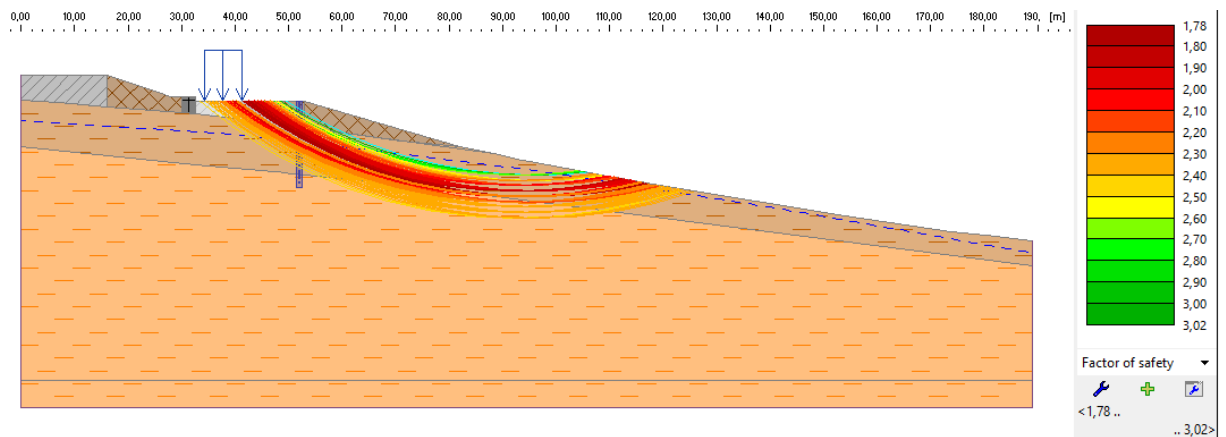


Figure III-13 : Cercles de glissement possibles avec leurs FS après l'introduction des pieux selon BISHOP.

Le cercle de glissement le plus défavorable est modélisé automatiquement par le logiciel comme présenté dans la figure III-12 suivante :

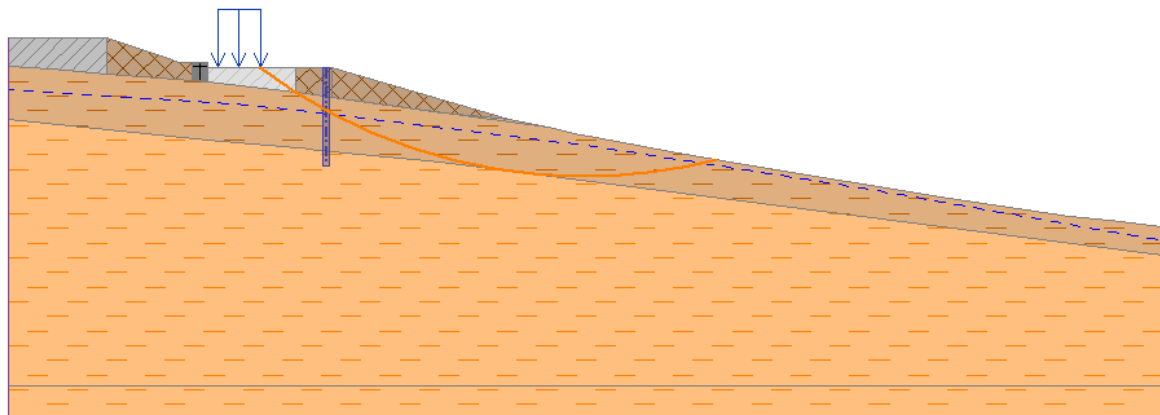


Figure III-12 : Modélisation de cercle de glissement après l'introduction des pieux.

➤ Le coefficient de sécurité :

Slip surface: circular		Replace graphically	Edit textually	Remove	Convert to polygon
Parameters of the analysis		Circular slip surface			
Method:	Bishop	Center: x =	94,25 [m]	z =	65,49 [m]
Analysis type:	Standard	Radius: R =	88,18 [m]	Angles: $\alpha_1 =$	-36,95 [°] $\alpha_2 =$ 14,17 [°]
Slope stability verification (Bishop) Sum of active forces: $F_a = 1835,26$ kN/m Sum of passive forces: $F_p = 3266,30$ kN/m Sliding moment: $M_a = 161833,23$ kNm/m Resisting moment: $M_p = 288021,92$ kNm/m Factor of safety = 1,78 > 1,50 Slope stability ACCEPTABLE					
Slip surface: circular		Replace graphically	Edit textually	Remove	Convert to polygon
Parameters of the analysis		Circular slip surface			
Method:	Fellenius / Petterson	Center: x =	94,25 [m]	z =	65,49 [m]
Analysis type:	Standard	Radius: R =	88,18 [m]	Angles: $\alpha_1 =$	-36,95 [°] $\alpha_2 =$ 14,17 [°]
Slope stability verification (Fellenius / Petterson) Sum of active forces: $F_a = 1835,26$ kN/m Sum of passive forces: $F_p = 3323,21$ kN/m Sliding moment: $M_a = 161833,23$ kNm/m Resisting moment: $M_p = 293040,24$ kNm/m Factor of safety = 1,81 > 1,50 Slope stability ACCEPTABLE					

Figure III-14 : Coefficient de sécurité après l'introduction des pieux.

B. Cas dynamique :

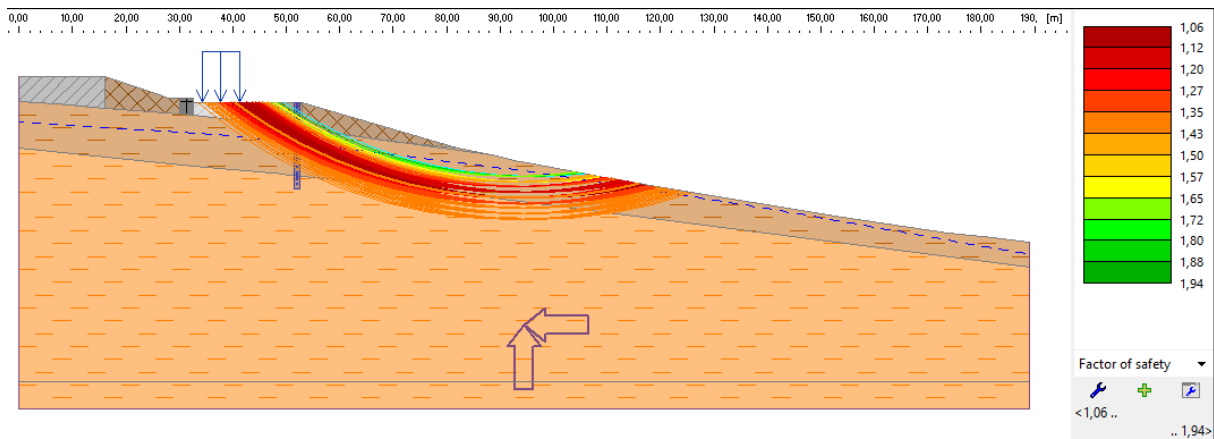


Figure III-15 : Cercles de glissement possibles avec leurs FS après l'introduction des pieux selon BISHOP dans le cas dynamique.

Le cercle de glissement le plus défavorable est modélisé automatiquement par le logiciel comme présenté dans la figure 16 suivante :

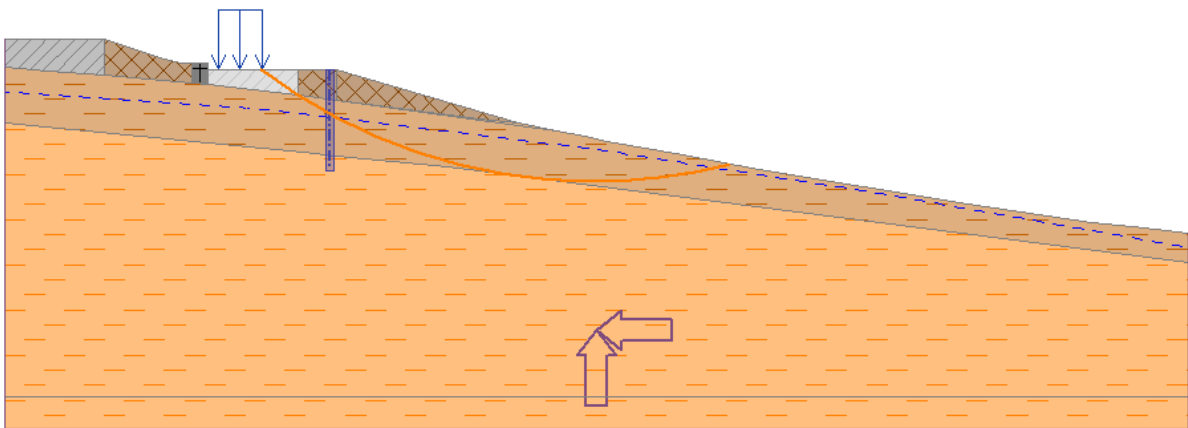


Figure III-16 : Modélisation de cercle de glissement après l'introduction des pieux dans le cas dynamique.

➤ Le coefficient de sécurité :

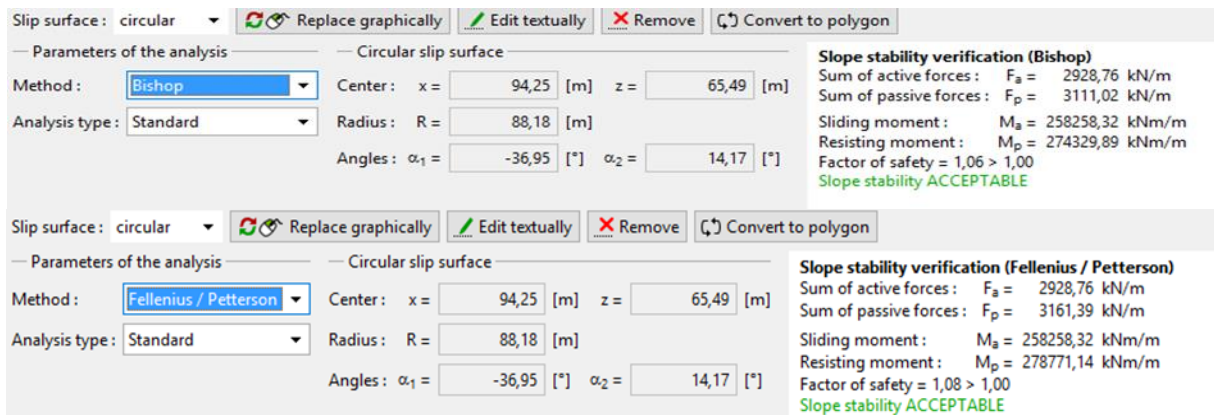


Figure III-17 : Le coefficient de sécurité après l'introduction des pieux dans le cas dynamique.

- **Interprétation des résultats :**

L'analyse par le logiciel GEO5 a montré une augmentation dans la valeur de coefficient de sécurité traduit par un gain de stabilité de plus 75% dans le cas statique et 6 à 9% dans le cas dynamique par rapport à l'état initial.

III.4.3.2. Solution 02 : Les palplanches :

Cette solution consiste à mettre en tête du talus un rideau de palplanches métalliques de type Z, profile AZ28-700 sur une profondeur de 15 mètres.

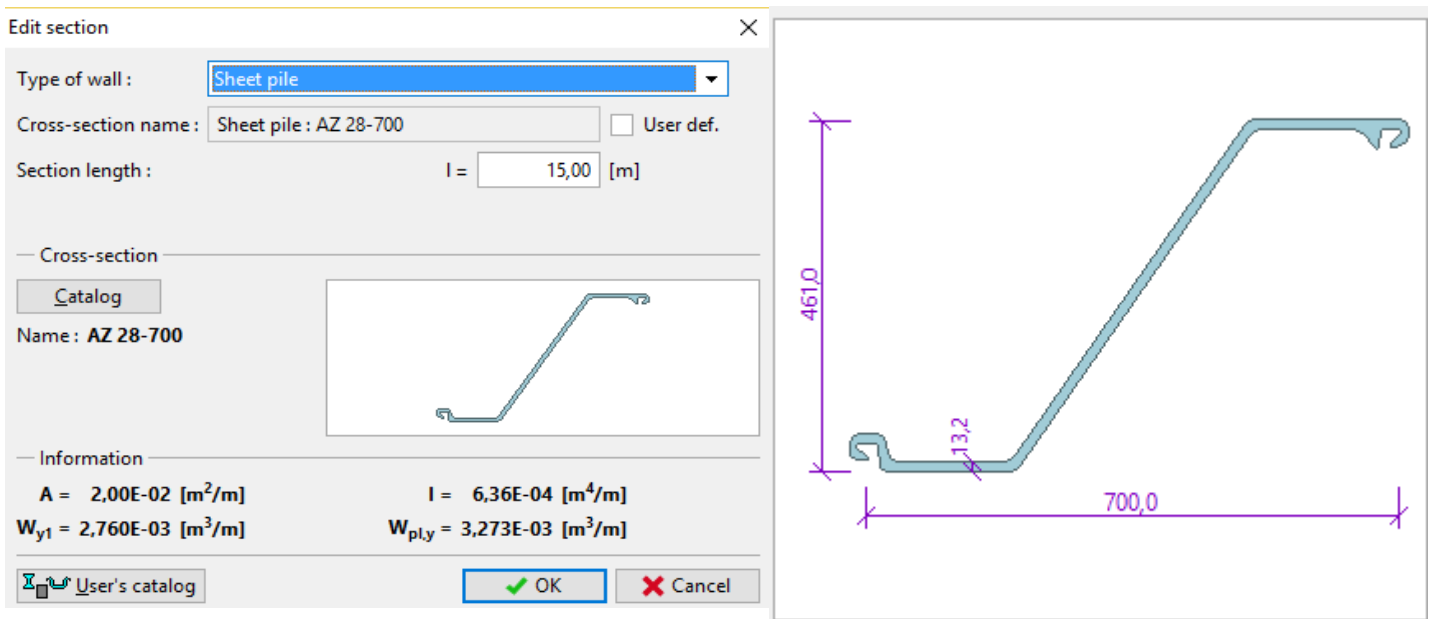


Figure III-18 : Caractéristique de la palplanche.

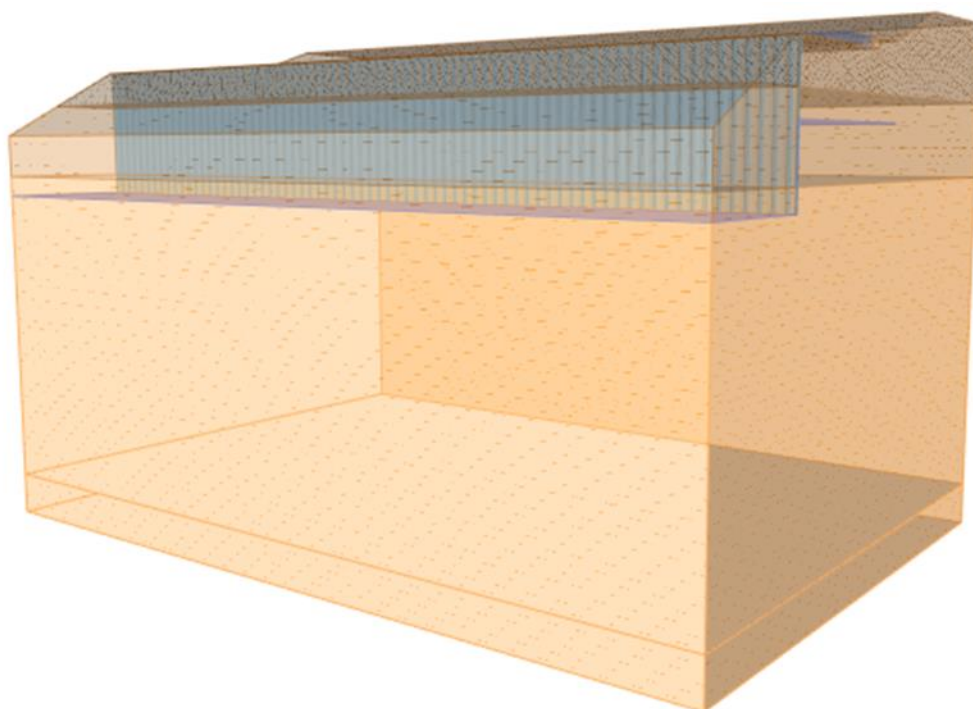


Figure III-19 : Vue en 3D des palplanches.

Les résultats de l'analyse de stabilité sont présentés comme suit :

A. Cas statique :

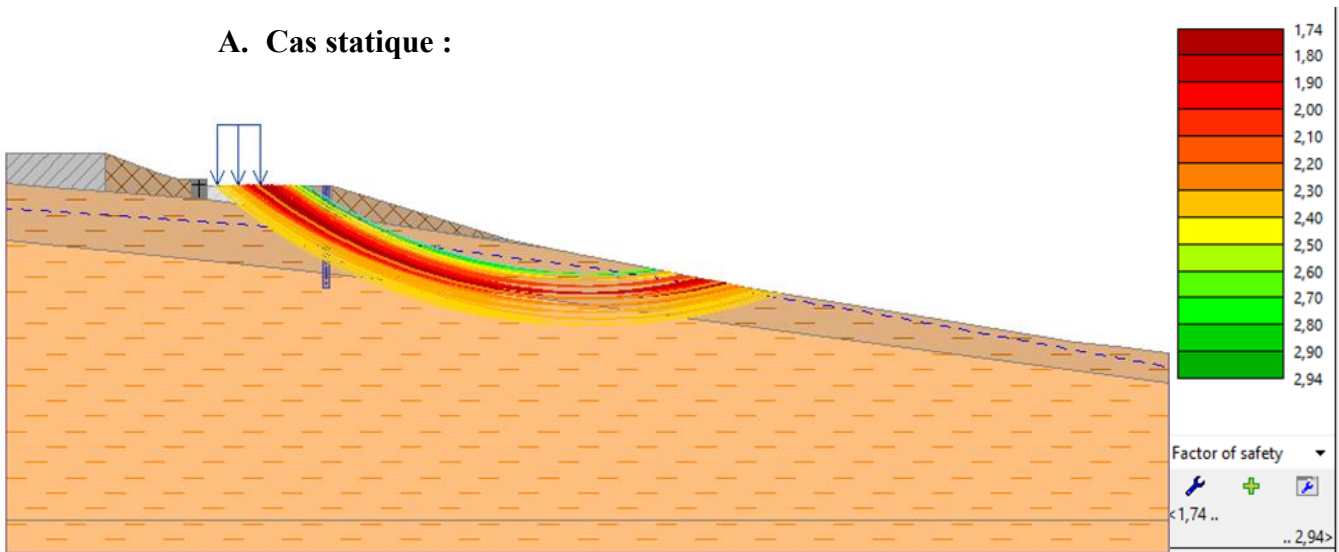


Figure III-20 : Cercles de glissement possibles avec leurs FS après l'introduction des palplanches selon BISHOP.

Le cercle de glissement le plus défavorable est modélisé automatiquement par le logiciel comme présenté dans la figure suivante :

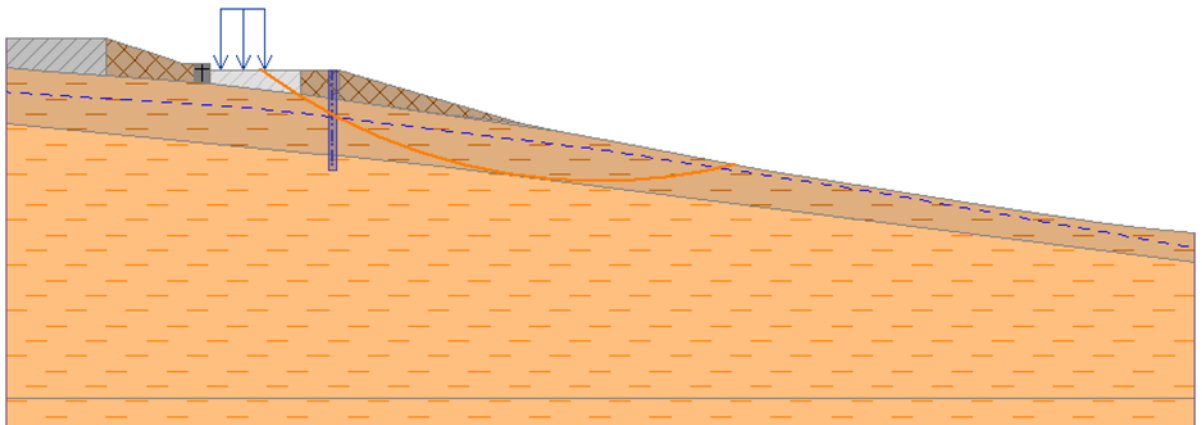


Figure III-21 : Modélisation de cercle de glissement après l'introduction des palplanches.

➤ **Le coefficient de sécurité :**

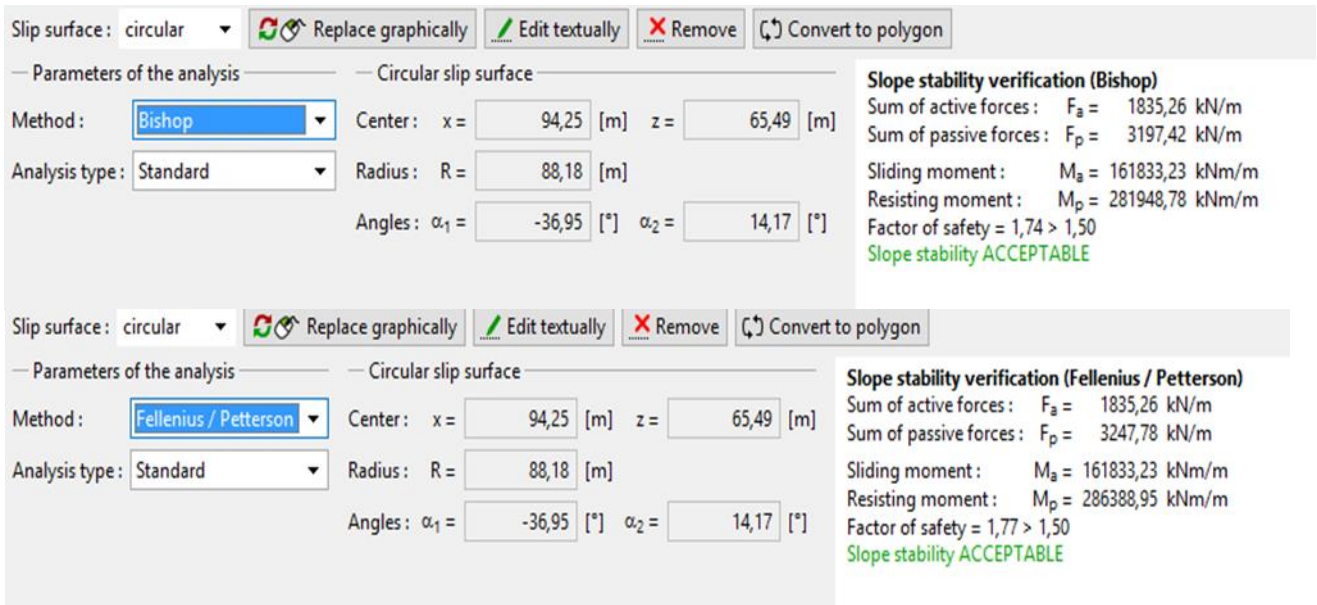


Figure III-22 : Coefficient de sécurité après l'introduction des palplanches.

B. Cas dynamique :

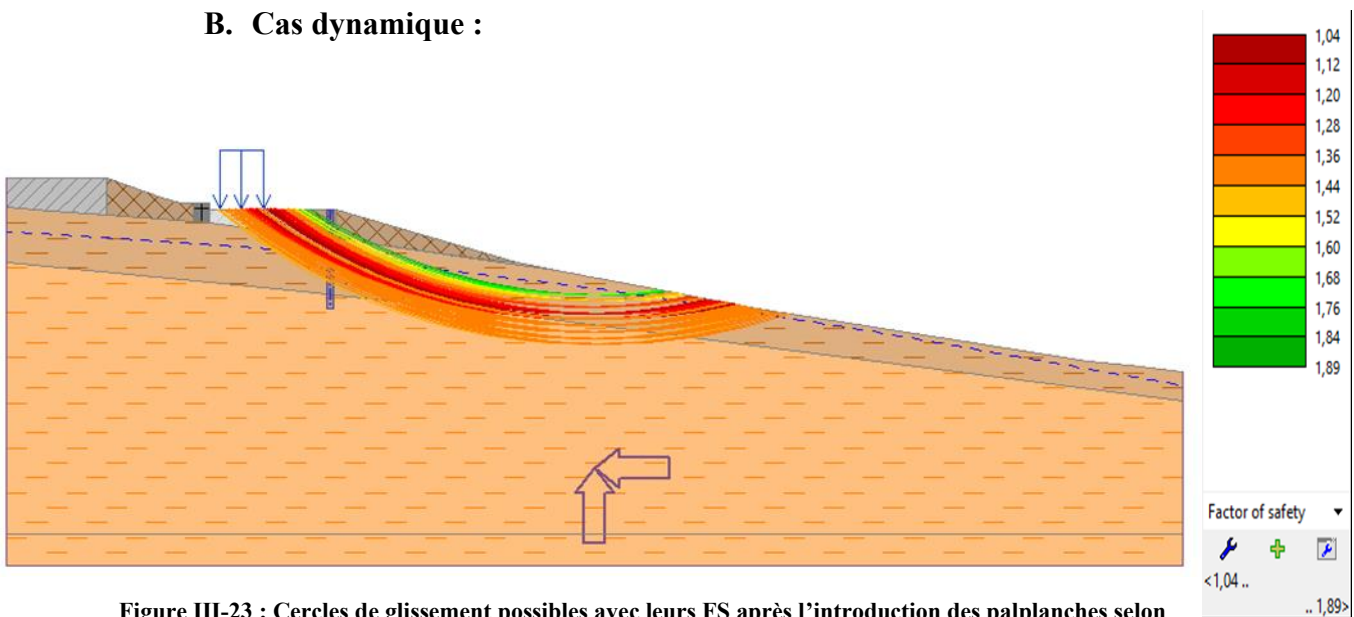


Figure III-23 : Cercles de glissement possibles avec leurs FS après l'introduction des palplanches selon BISHOP dans le cas dynamique.

Le cercle de glissement le plus défavorable est modélisé automatiquement par le logiciel comme présenté dans la figure III-25 suivante :

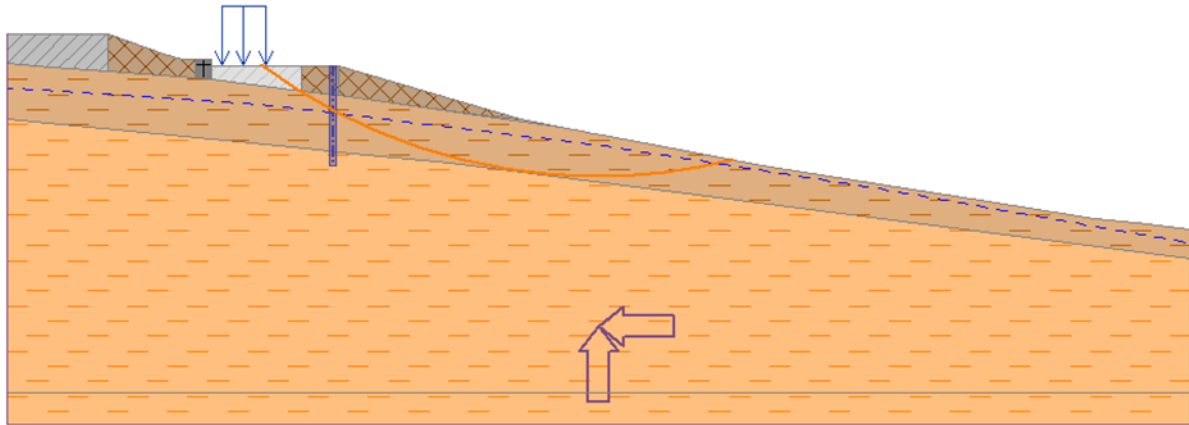


Figure III-25 : Modélisation de cercle de glissement après l'introduction des palplanches dans le cas critique cas dynamique.

➤ Le coefficient de sécurité :

Slip surface: circular		Replace graphically	Edit textually	Remove	Convert to polygon
Parameters of the analysis					
Circular slip surface					
Method:	Bishop	Center: x =	94,25 [m]	z =	65,49 [m]
Analysis type:	Standard	Radius: R =	88,18 [m]	Angles: $\alpha_1 =$	-36,95 [°] $\alpha_2 =$ 14,17 [°]
Slope stability verification (Bishop) Sum of active forces: $F_a = 2928,76$ kN/m Sum of passive forces: $F_p = 3041,11$ kN/m Sliding moment: $M_a = 258258,32$ kNm/m Resisting moment: $M_p = 268164,85$ kNm/m Factor of safety = 1,04 > 1,00 Slope stability ACCEPTABLE					
Slip surface: circular		Replace graphically	Edit textually	Remove	Convert to polygon
Parameters of the analysis					
Circular slip surface					
Method:	Fellenius / Petterson	Center: x =	94,25 [m]	z =	65,49 [m]
Analysis type:	Standard	Radius: R =	88,18 [m]	Angles: $\alpha_1 =$	-36,95 [°] $\alpha_2 =$ 14,17 [°]
Slope stability verification (Fellenius / Petterson) Sum of active forces: $F_a = 2928,76$ kN/m Sum of passive forces: $F_p = 3085,96$ kN/m Sliding moment: $M_a = 258258,32$ kNm/m Resisting moment: $M_p = 272119,84$ kNm/m Factor of safety = 1,05 > 1,00 Slope stability ACCEPTABLE					

Figure III-24 : Le coefficient de sécurité après l'introduction des palplanches dans le cas dynamique.

• Interprétation des résultats :

L'analyse par le logiciel GEO5 a montré une augmentation dans la valeur de coefficient de sécurité traduit par un gain de stabilité de 74% dans le cas statique et 4 à 5% dans le cas dynamique par rapport à l'état initial, mais le déplacement des palplanches montré dans les figures suivantes présente un défi qui doit être traité :

Analysis properly completed.

Maximum values of internal forces acting on the structure

Maximum shear force = 127,25 kN/m
Maximum moment = 458,75 kNm/m
Maximum displacement = 121,4 mm
Displacement in the depth of slip surface = 9,4 mm

Figure III-27 : Déplacement des palplanches dans le cas statique

Analysis properly completed.

Maximum values of internal forces acting on the structure

Maximum shear force = 67,22 kN/m
Maximum moment = 211,63 kNm/m
Maximum displacement = 133,4 mm
Displacement in the depth of slip surface = 45,0 mm

Figure III-26 : déplacement des palplanches dans le cas dynamique.

Pour réduire les déplacements, le rideau de palplanches doit être ancré par des tirants d'ancrage. Ce dimensionnement augmente nettement le coût de soutènement en plus des difficultés d'exécution dans les sols argileux.

III.4.4. Comparaison des deux soutènements en terme financier :

1. Devis estimatif de la solution 01 :

Tableau III-3 : Devis estimatif des pieux.

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire en DA	Montant en DA
Exécution des pieux (forage, ferrailage, bétonnage, recépage inclus)	ML	1080	70.000	75.600.000
Poutre de couronnement	M ³	120	40.000	4.800.000
Terrassement (Remblais +Déblais)	M ³	15.000	3.000	45.000.000
Montant total				125.400.000

2. Devis estimatif de la solution 02 :

Tableau III-4 : Devis estimatif des pieux.

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire en DA	Montant en DA
Fouritures et exécution des palplanches	M ²	1500	80.000	120.000.000
Tirants (forage et injection compris)	ML	120	7.000	840.000
Terrassement (Remblais +Déblais)	M ³	15.000	3.000	45.000.000
Montant total				165.840.000

III.5. Analyse multicritère :

Tableau III-5 : Les avantages et les inconvénients de chaque solution.

	Avantages	Inconvénients
Solution1 : (Rideau de Pieux)	<ul style="list-style-type: none"> -Adapté à tous types de sols. -Occupation du chantier maîtrisée facilitant la circulation et le travail. - Accessible aux entreprises locales, sans qualifications hautement spécialisées. -Ne modifie pas la topographie du terrain naturel. -Peu sensible à la corrosion mais risque de remaniement. . 	<ul style="list-style-type: none"> -Délais d'exécution relativement plus long. -Forage nécessaire (Présence d'argile molle).
Solution 2 (Palplanches)	<ul style="list-style-type: none"> -Délais d'exécution plus rapide. -Battage et vibrations. 	<ul style="list-style-type: none"> -Moins adapté aux sols durs ou très compacts. -Occupation du chantier plus importante (implication de plus de matériel et d'organisation). -Peut nécessiter des spécialistes et matériel spécifique. -Risque de corrosion avec moins de remaniement.

		-Nécessité de protection contre la corrosion (revêtement, cathodique). -Modifie la topographie du terrain naturel. -Bruit et vibrations élevés lors du battage. -Coût plus élevé.
--	--	--

- **Synthèse :** En tenant compte de l'analyse comparative des deux solutions envisagées, notre étude confirme que le soutènement profond est indispensable. Bien que les palplanches soient plus rapides à mettre en œuvre, la solution par rideau de pieux reste la plus fiable car elle offre un ancrage plus solide et garantit sécurité, durabilité et efficacité.

III.6. Etude d'avant-projet détaillée :

III.6.1. Pieux forés simples :

- 1- Implantation précise de l'axe du pieu avec réglage des équipements et réalisation du préforage ;
- 2- Mise en place du tube appelé firole afin d'assurer le centrage du forage ;
- 3- Réalisation du forage avec la tarière jusqu'à la profondeur désirée ;
- 4- Mise en œuvre du carottier pour viser une couche porteuse et assurer l'ancrage ;
- 5- Mise en place des armatures et bétonnage ;
- 6- Vérification et ajustement de la hauteur finale de béton.



Figure III-28 : Etapes de forage simple de pieux.

Figure III-29 : Schéma de ferrailage. Figure III-30 : Etapes de forage simple de pieux.

III.6.2. Ferrailage des pieux :

Le ferrailage des pieux a été fait à l'aide de logiciel GEO5 :

A. Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont disposées le long du pieu, parallèlement à son axe, et sont conçues pour résister aux efforts de traction qui peuvent survenir en raison de la flexion ou de déformations liées au sol.

Dans notre cas d'étude :

$A_s = 97.37 \text{ cm}^2$, ce qui donne 20 armatures de diamètre 25

B. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées perpendiculairement à l'axe du pieu et aux armatures longitudinales tout au long de sa hauteur, afin d'empêcher le flambement des armatures longitudinales.

Elles contribuent surtout à la résistance au cisaillement par exemple à travers : les cerces qui assurent la résistance à l'effort tranchant.

Les cerces seront renforcées au niveau de la ligne de rupture et à la jonction avec la semelle

Dans notre cas on a : des cerces de T14 avec un espacement de 15cm.

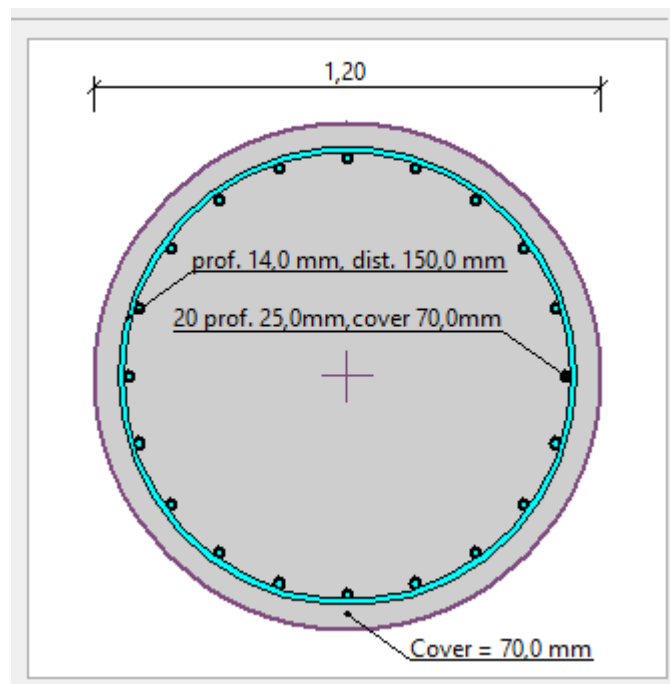


Figure III-31 : Schéma de ferrailage.

- **Synthèse :**

- L'étude réalisée avec GEO5 permet d'évaluer les sollicitations maximales sur le rideau de pieux ainsi que ses déplacements.

-Ces résultats montrent :

1- Une bonne résistance en flexion ($M_{rd} > M_{ed}$)

2-Une bonne résistance au cisaillement ($V_{rd} > V_{ed}$)

3-Des déplacements admissibles ($< 50\text{mm}$ selon la norme NF EN 1997-1)

Ce qui assure la stabilité et la durabilité du rideau de pieux.

III.7. Conclusion :

La solution de pieux retenue dans le cadre de ce projet constitue une option techniquement cohérente et fiable. Néanmoins, cela n'exclut pas la nécessité d'un suivi à long terme pour assurer sa durabilité.

CHAPITRE IV: CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire avait pour objectif d'étudier la stabilité du glissement de terrain sur le chemin de wilaya CW111 entre Cheraga et Ain Benian dans la wilaya d'Alger.

L'approche adoptée a été structurée en trois chapitres complémentaires qui ont permis une analyse approfondie de ce phénomène.

Dans le premier chapitre consacré à la recherche bibliographique nous avons renforcé notre compréhension des fondements théoriques liés aux mouvements de terrain en vue de constituer une base nécessaire pour assurer une orientation cohérente de notre travail.

Dans le deuxième chapitre dédié à la présentation du projet, nous avons décrit le contexte géologique et géotechnique du glissement, le constat visuel et l'interprétation de ces données ont démontré que la limite de glissement en profondeur est située en moyenne entre 10 à 12m à partir de la surface de la route et que le soutènement profond s'impose.

Dans le troisième chapitre, l'accent est mis sur les solutions de confortement proposées :

1. Solution avec rideau de pieux : modélisée avec GEO5 en détail (cas statique et dynamique), nous avons pu localiser précisément la surface de glissement et évaluer la stabilité du talus avant et après la mise en place des pieux. Cette modélisation a révélé une nette amélioration du coefficient de sécurité, par ailleurs une amélioration du corps de chaussée ainsi qu'un système de drainage ont été prévus pour favoriser son augmentation.
2. Solution avec palplanches : La même méthode d'analyse a été appliquée en utilisant le logiciel GEO5, cependant les déplacements importants des palplanches ont mis en évidence la nécessité d'ancrages par tirants en tête, ce qui complique la mise en œuvre et augmente considérablement les coûts.

Par la suite, une analyse multicritère et quantitative a été réalisée. Ce qui a conduit au choix de la solution par pieux, jugée la plus efficace pour assurer la stabilité durable du talus tout en réduisant les coûts

En conclusion, ce projet nous a permis de renforcer nos connaissances en géotechnique et d'acquérir une meilleure maîtrise d'outils numériques de modélisation tout en développant une réflexion sélective des différentes approches de confortement.

Références bibliographiques :

- Sites :

[1] https://elearning.centre-univ-mila.dz/a2025/pluginfile.php/71951/mod_resource/content/2/Cours%20r%C3%A9sistance%20au%20cisaillementttt.pdf

[2] file:///D:/lenovo/Downloads/processus_de_chute.pdf, consulté le 16/02/2025

[3] <https://www.normandie.developpement-durable.gouv.fr/les-eboulements-et-chutes-de-blocs-a4660.html>, consulté le 16/02/2025

[4] <https://www.occitanie.developpement-durable.gouv.fr/les-eboulements-et-les-chutes-de-pierres-et-de-a26507.html>, consulté le 16/02/2025

[5] <https://www.studysmarter.fr/resumes/ingenierie/genie-civil/prevision-de-fluage/>, consulté le 17/02/2025

[6] <https://www.mementodumaire.net/les-risques-naturels/rn-3-mouvements-de-terrain/>, consulté le 17/02/2025

[7] <https://www.ecologie.gouv.fr/politiques-publiques/mouvements-terrain>, consulté le 17/02/2025

[8] https://www.persee.fr/doc/tlgpa_0249-647x_2008_num_26_1_1050, consulté le 17/02/2025

[9] <https://hal.science/tel-04431929/>, consulté le 17/02/2025

[10] https://www.researchgate.net/figure/La-coulee-boueuse-dIllilten-2012-2013_fig6_310766610, consulté le 17/02/2025

[11] https://www.memoireonline.com/02/13/6911/m_Analyse-et-modelisation-d-un-glissement-de-terrain-Cas-de-Sidi-Youcef-Beni-Messous-Alger-7.html

- Livres :

[I] Direction Départementale des Territoires du Doubs, Guide de recommandations pour l'instruction du droit des sols et la planification du territoire en l'absence de PPR Mvt novembre 2022

[II] *Principles of Geotechnical Engineering* de Braja M. Das,

[III] Coduto, D. P. (2001). *Geotechnical Engineering: Principles and Practices*. Prentice Hall.

[VI] National Research Council. (1996). *Landslides: Investigation and Mitigation*. National Academy Press.

[V] M.ALOUCHE, L. HEROUAS « Etude du glissement de terrain au niveau de la pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira du PK17+100 au PK17+450 », mémoire Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat, ENSTP.

[IV] T.Dramane, K.Penda « ETUDE DE LA STABILITE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN PAR DIFFERENTES METHODES DE CALCULS », Master, Université BADJI MOKHTAR – ANNABA.

[III] M.ARAB « Etude de la stabilité de la cité universitaire de la ville de « Médéa » (Etude géotechnique au laboratoire) », Master, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

[IIIV] G. SEVE, P. PONGET, Guide technique de stabilisation des glissements de terrain, laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC) février 1998

[IX] L.MOUHOUS, « Etude du traitement de glissement de terrain de TIFRA wilaya de BEJAIA », mémoire Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat, ENSTP.

[X] Cours stabilité des talus barrage en terre, université Hassiba Ben Bouali – CHLEF

[XI] F. BOUKHETAR, S. LIMAM, « Etude et stabilisation d'un talus routier au niveau du lot 1.1 de la 4e Rocade sur la région HANACHA (Médéa) du PK : 32+270 au PK 33+300 par une méthode mixte ; clouage et géotextile. », mémoire Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat, ENSTP.

[XII] Guide technique de la prévention et la stabilisation des glissements de terrain, laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) décembre 2010.

[XIII] F. ROJAT, « Cours MdS 2 Ouvrages de soutènement », École Nationale des Travaux Publics de l'État ENTPE-France-.

[XIV] J.P. MAGNAN, « Résistance au cisaillement ».

[XV] Normalisation française XP P 94-011 : Sols : reconnaissance et essais

ANNEXES

Annexe N°1 :
Sondages carottés





RAPPORT DE FORAGE

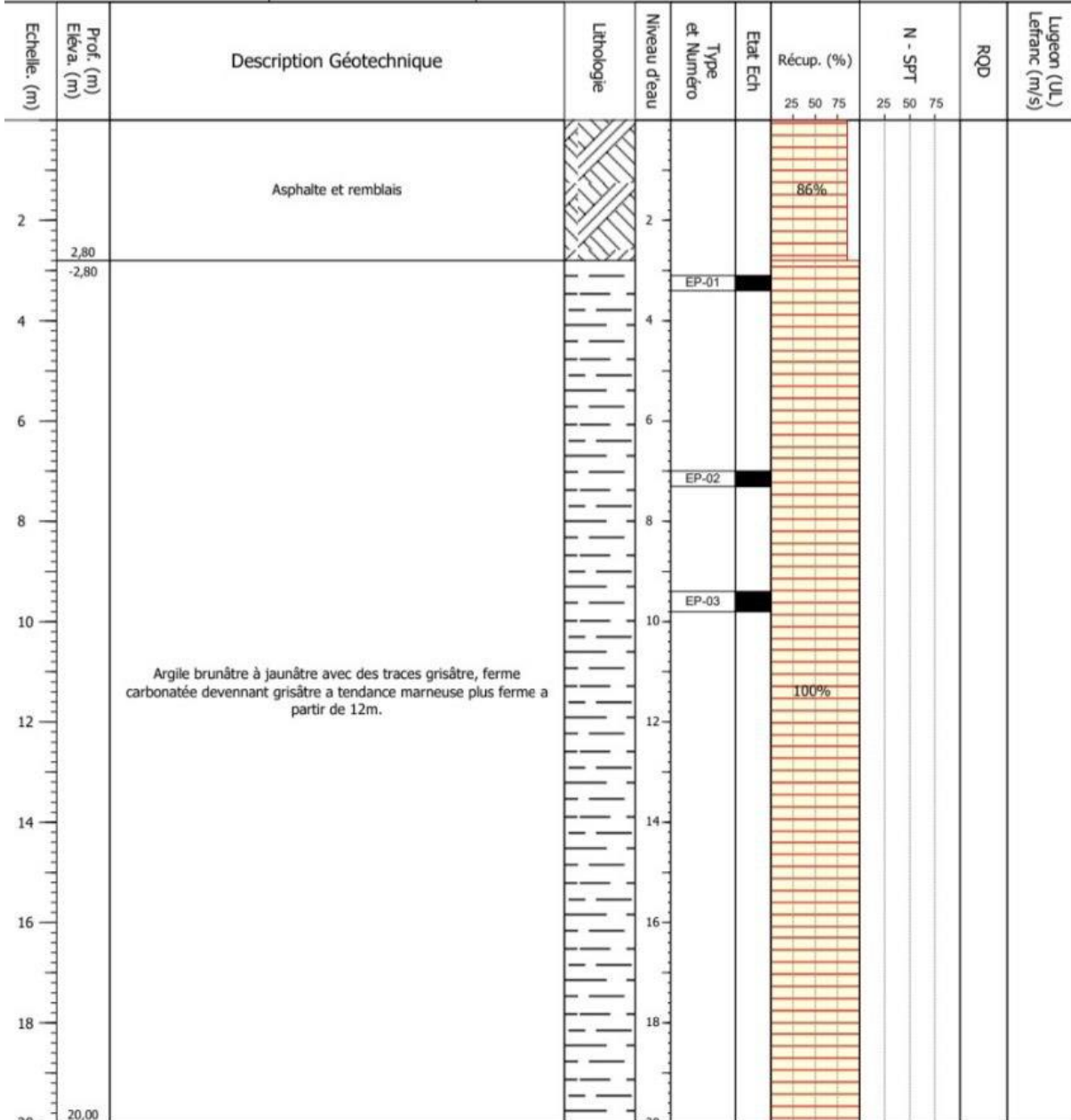
Réf. : SC-01

Projet : ETUDE DE GLISSEMENT DE TERRAIN SUR CW111

N° Dossier : GLX-23-100

Lieu : CHERAGA

Date Début :	<u>Coordonnées :</u>	Boue de forage : Eau claire	<u>Etat de l'Echantillon :</u>
Date Fin :	X = 495560	Type de Forage : Forage carotté diam 101 mm	 Intact
Profondeur forée : 20 m	Y = 4070307	Foreuse : ROLATEC 400L	 Paraffiné
Niveau d'eau : m	Z = 0	Diam. forage :101 Long. tubage :	 Remanié
			 Roche



Remarque :

Type Carottier :

SPT : Carottier SPT

TS : Tube Shelby

CD : Tube carottier à diamants

EP : Echantillonneur à Piston



Sondage : SC-01
Caisse N° : SC-01 (1)
Profondeur : 0,00m - 2,80m



Sondage : SC-01
Caisse N° : SC-01 (2)
Profondeur : 2,80m - 5,20m



Sondage : SC-01
Caisse N° : SC-01 (3)
Profondeur : 5,20m - 7,60m



Sondage : SC-01
Caisse N° : SC-01 (4)
Profondeur : 7,60m - 10,00m



Sondage : SC-01
Caisse N° : SC-01 (5)
Profondeur : 10,00m - 12,40m



Sondage : SC-01
Caisse N° : SC-01 (6)
Profondeur : 12,40m - 14,80m



Sondage : SC-01
Caisse N° : SC-01 (7)
Profondeur : 14,80m - 17,20m



Sondage : SC-01
Caisse N° : SC-01 (8)
Profondeur : 17,20m - 19,60m



Sondage : SC-01
Caisse N° : SC-01 (9)
Profondeur : 19,60m - 20,20m

RAPPORT DE FORAGE

Réf. : SC-02

Projet : ETUDE DE GLISSEMENT DE TERRAIN SUR CW111

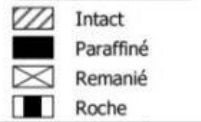
N° Dossier : GLX-23-100


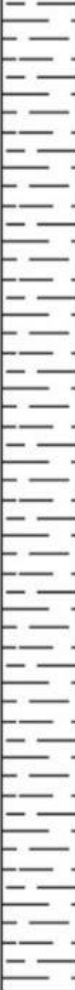

Lieu :

Date Début : 25/07/2023
Date Fin : 26/07/2023
Profondeur forée : 20 m
Niveau d'eau : m

Coordonnées :
X = 495593
Y = 4070319
Z = 0

Boue de forage : Eau claire
Type de Forage : Forage carotté diam 101 mm
Foreuse : ROLATEC 400L
Diam. forage : Long. tubage :

Etat de l'Echantillon :


Echelle (m)	Prof. (m) Éléva. (m)	Description Géotechnique	Lithologie	Niveau d'eau	Type et Numéro	Etat Ech	Récup. (%)			N - SPT			ROD	Lugeon (UL) Lefranc (m/s)
							25	50	75	25	50	75		
	2,30 -2,30	Asphalte; remblais					100%							
		Argile brunâtre et grisâtre moyennement ferme, devenant grisâtre e tendance marneuse à partir de 10m			EP-01 EP-02 EP-03 EP-04 EP-05 EP-06		100%							

Remarque :

Type Carottier :

SPT : Carottier SPT

TS : Tube Shelby

CD : Tube carottier à diamants

EP : Echantillonneur à Piston



Sondage : SC-02
Caisse N° : SC-02 (1)
Profondeur : 0.00 -- 3.40



Sondage : SC-02
Caisse N° : SC-02 (2)
Profondeur : 3.40 -- 5.80



Sondage : SC-02
Caisse N° : SC-02 (3)
Profondeur : 5.80 -- 8.20



Sondage : SC-02
Caisse N° : SC-02 (4)
Profondeur : 8.20 -- 10.60



Sondage : SC-02
Caisse N° : SC-02 (5)
Profondeur : 10.60 -- 13.00



Sondage : SC-02
Caisse N° : SC-02 (6)
Profondeur : 13.00 -- 15.40



Sondage : SC-02
Caisse N° : SC-02 (7)
Profondeur : 15.40 -- 17.80



Sondage : SC-02
Caisse N° : SC-02 (8)
Profondeur : 17.80 -- 20.20

Annexe N°2 :

Résultats des essais pressiométriques.

FORAGE PRESSIOMETRIQUE

Réf. : SP-01

Projet : ETUDE DE GLISSEMENT DE TERRAIN SUR CW111

N° Dossier : GLX-23-100

Lieu : CHERAGA

Date Début : 27/07/2023

Coordonnées :

Boue de forage :

Sonde Pressio :

Date Fin : 29/07/2023

X =

Type de Forage : Forage destructif diam 63 mm

Réf. : Sonde pressio N°01

Profondeur forée : 20 m

Y =

Diam. forage :63

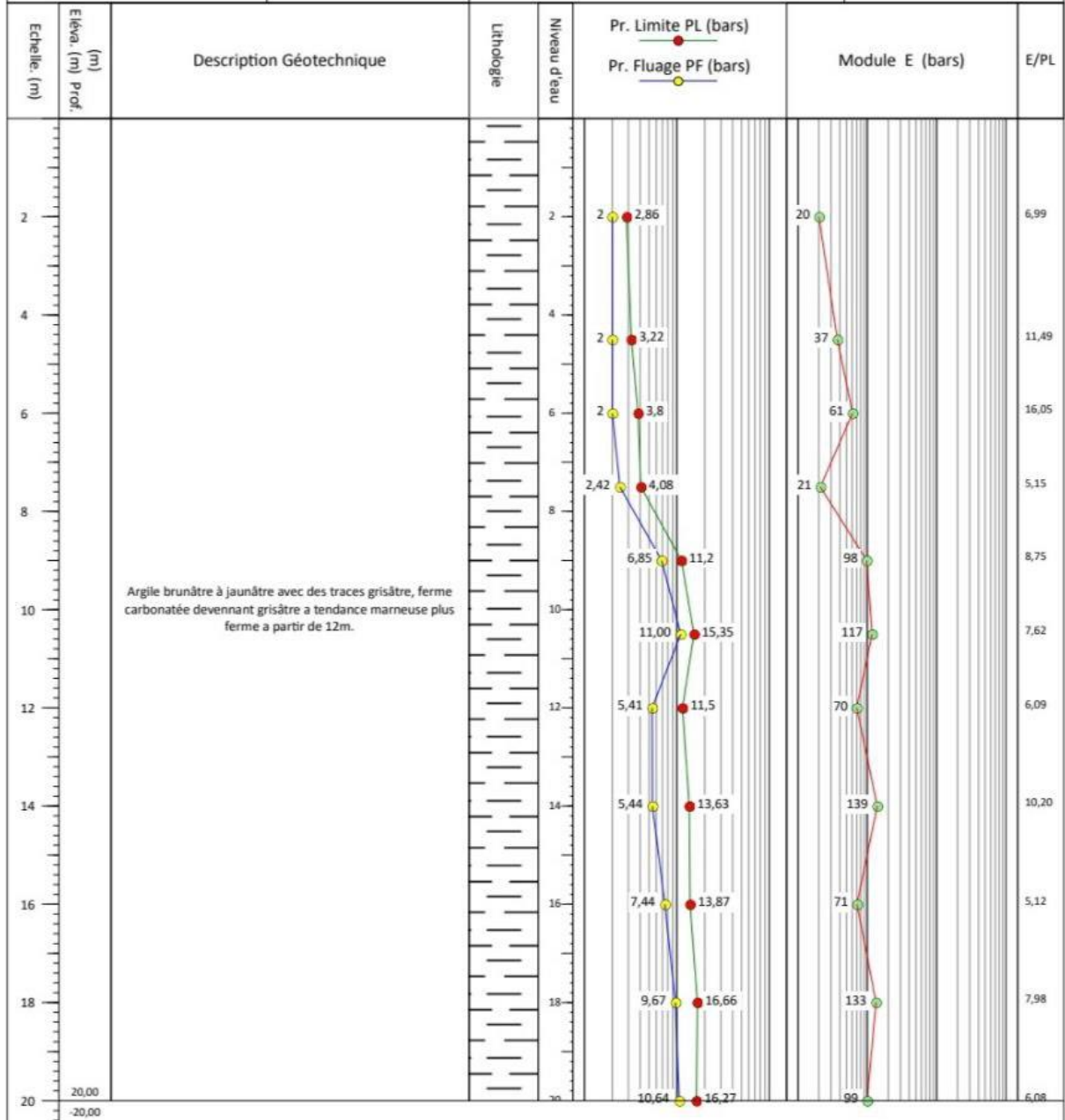
Long. tubage :

Vol. Vs : 452 cm³

Niveau d'eau : m

Z = 0

Coef. a : 0,19 cm³/bars



Remarque :

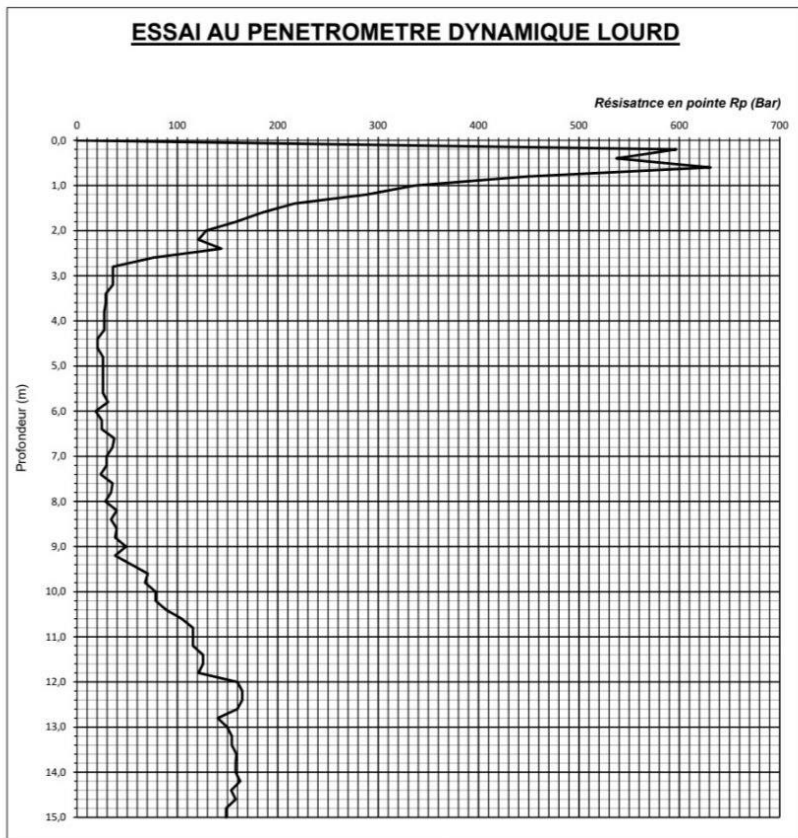
version :

Annexe N°3 :

Résultats des essais pénétrométriques.

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD <i>Selon la norme NF P 94-115</i>		Réf. GLX-23-100
---	--	---------------------------

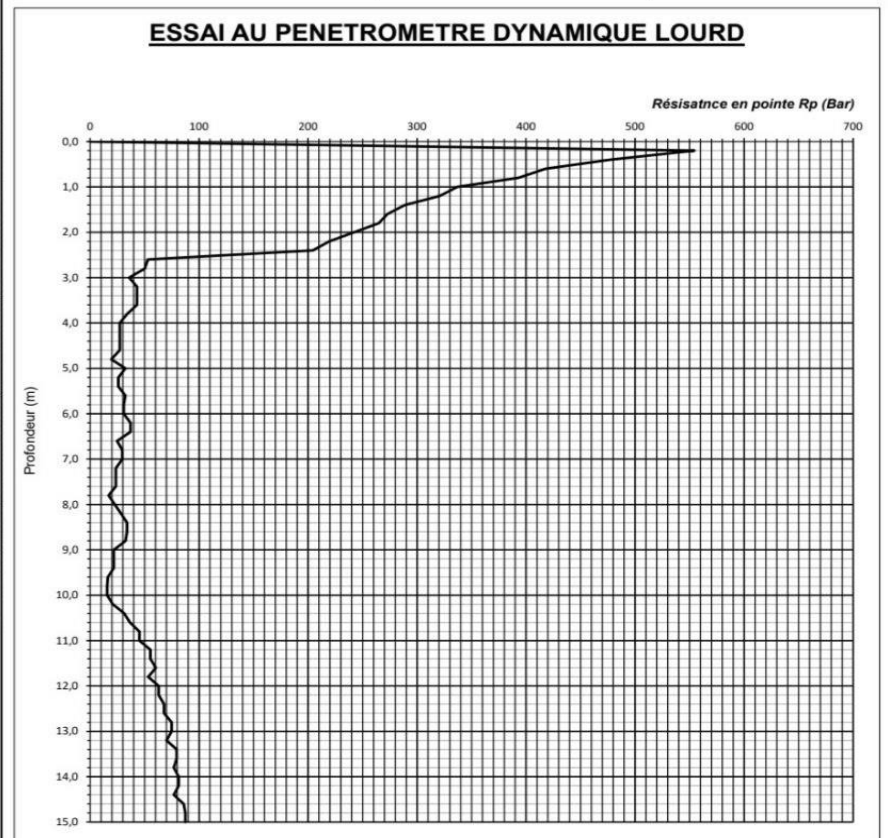
Date d'essai : 30/07/2023	Réf. point : PDL-02	REFERENCES MATERIEL Poids du mouton : 63 Kg. Hauteur de chute : 75 cm. Section de la pointe : 18,10 cm ² . Longueur de la tige : 1 m.
Lieu : CHERAGA, Alger	Profondeur refus : 15,0 m	
Projet : ETUDE DE GLISSEMENT DE TERRAIN SUR CW111	Opérateur : Y. BENLEFKI	
Coordonnées : - X =		
- Y =		



INZAMAC ALGERIE, sml LOT 7/9 Ouled Bebbaj Saida Alger - Tel: 021 30 97 64/65 - Fax: 021 30 97 30 - Mail: inzamac@inzamac-dt.com

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD <i>Selon la norme NF P 94-115</i>		Réf. GLX-23-100
---	--	---------------------------

Date d'essai : 30/07/2023	Réf. point : PDL-03	REFERENCES MATERIEL Poids du mouton : 63 Kg. Hauteur de chute : 75 cm. Section de la pointe : 18,10 cm ² . Longueur de la tige : 1 m.
Lieu : CHERAGA, Alger	Profondeur refus : 15,0 m	
Projet : ETUDE DE GLISSEMENT DE TERRAIN SUR CW111	Opérateur : Y. BENLEFKI	
Coordonnées : - X =		
- Y =		

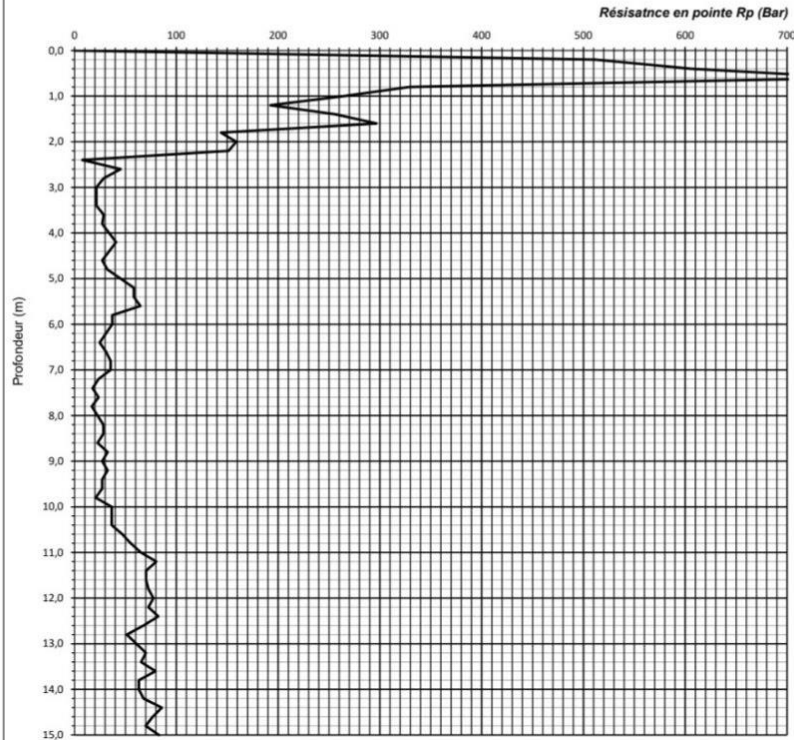


INZAMAC ALGERIE, sml LOT 7/9 Ouled Bebbaj Saida Alger - Tel: 021 30 97 64/65 - Fax: 021 30 97 30 - Mail: inzamac@inzamac-dt.com

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD <i>Selon la norme NF P 94-115</i>		Réf. GLX-23-100
---	--	---------------------------

Date d'essai : 30/07/2023	Réf. point : PDL-04	REFERENCES MATERIEL
Lieu : CHERAGA, Alger	Profondeur refus : 15,0 m	Poids du mouton : 63 Kg. Hauteur de chute : 75 cm. Section de la pointe : 18,10 cm ² . Longueur de la tige : 1 m.
Projet : ETUDE DE GLISSEMENT DE TERRAIN SUR CW111	Opérateur : Y. BENLEFKI	
Coordonnées : - X = - Y =		

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

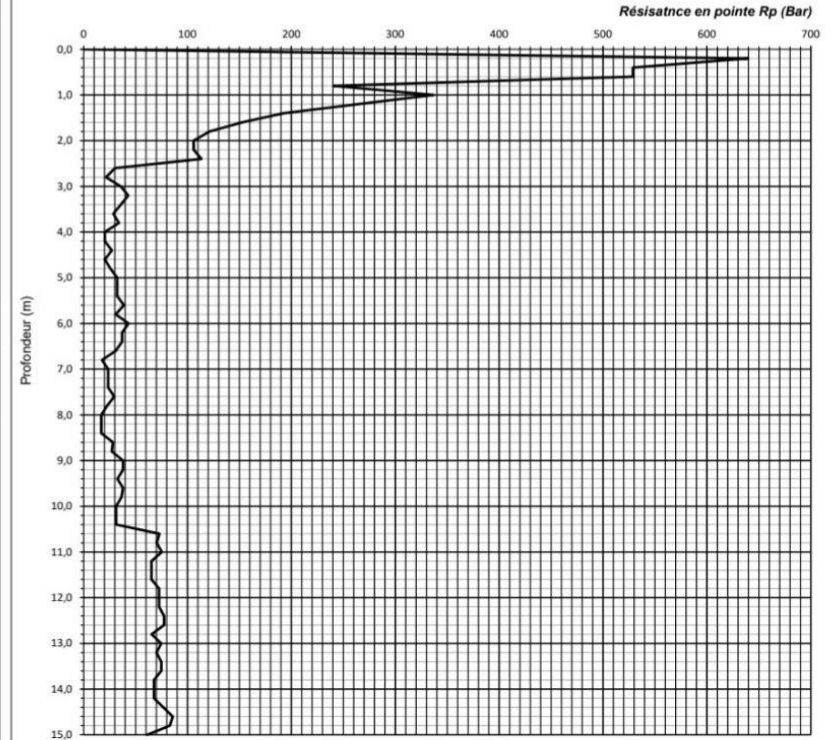


INZAMAC ALGERIE, sarl LOT 7/9 Ouled Beheadj Souda Alger - Tel. 021 39 97 64 65 - Fax 021 39 97 30 - Mail: inzamac@inzamac.dz.com

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD <i>Selon la norme NF P 94-115</i>		Réf. GLX-23-100
---	--	---------------------------

Date d'essai : 31/07/2023	Réf. point : PDL-05	REFERENCES MATERIEL
Lieu : CHERAGA, Alger	Profondeur refus : 15,0 m	Poids du mouton : 63 Kg. Hauteur de chute : 75 cm. Section de la pointe : 18,10 cm ² . Longueur de la tige : 1 m.
Projet : ETUDE DE GLISSEMENT DE TERRAIN SUR CW111	Opérateur : Y. BENLEFKI	
Coordonnées : - X = - Y =		

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD



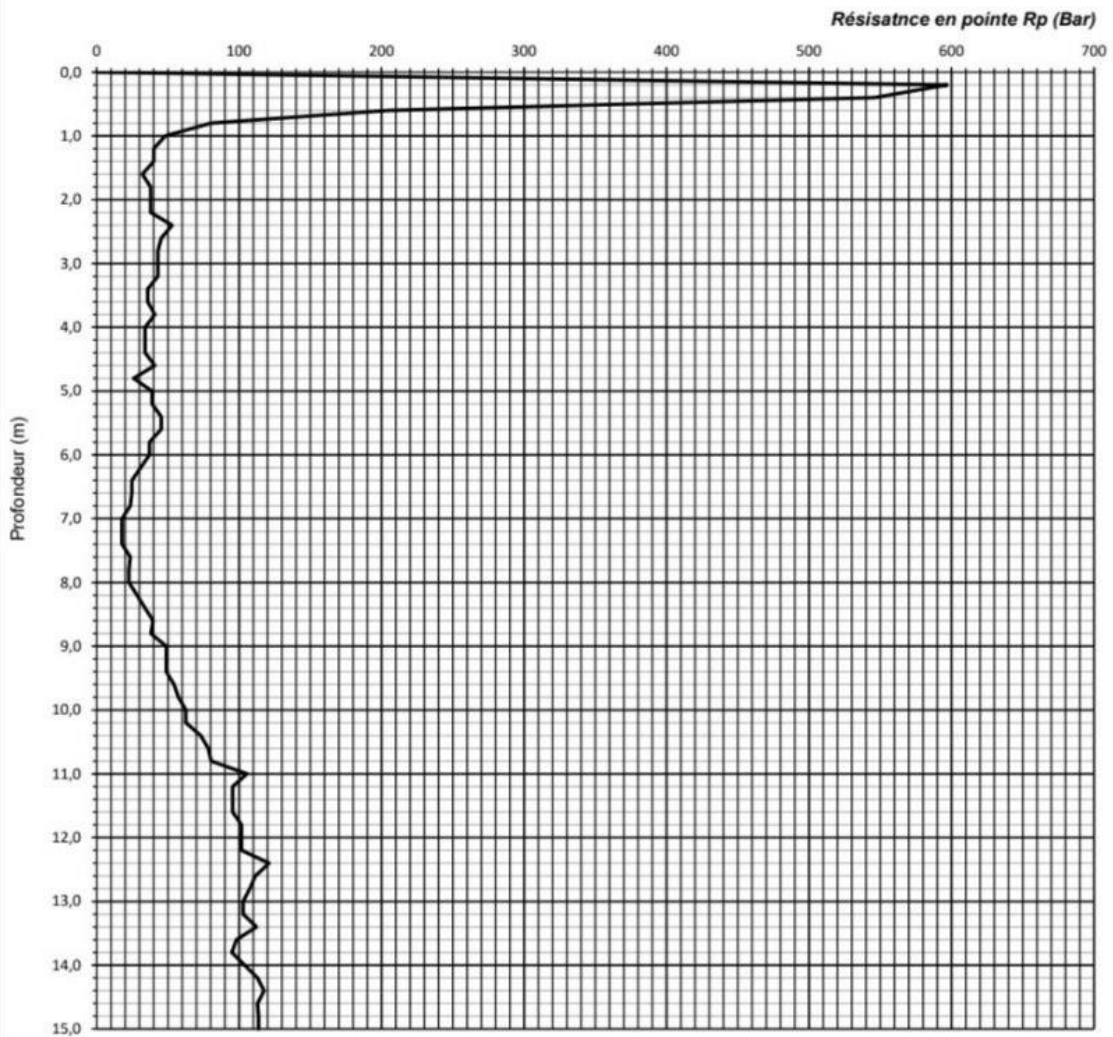
INZAMAC ALGERIE, sarl LOT 7/9 Ouled Beheadj Souda Alger - Tel. 021 39 97 64 65 - Fax 021 39 97 30 - Mail: inzamac@inzamac.dz.com

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD
Selon la norme NF P 94-115

Réf.
GLX-23-100

Date d'essai : 31/07/2023	Réf. point : PDL-06	REFERENCES MATERIEL Poids du mouton : 63 Kg. Hauteur de chute : 75 cm. Section de la pointe : 18,10 cm ² . Longueur de la tige : 1 m.
	Profondeur refus : 15,0 m	
Lieu : CHERAGA, Alger	Opérateur : Y. BENLEFKI	
Projet : ETUDE DE GLISSEMENT DE TERRAIN SUR CW111	Coordonnées : - X = - Y =	

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD



Annexe N°4 :

Résultats des essais au laboratoire

RAPPORT D'ESSAIMasse Volumique des sols fins
Teneur en eau pondérale

Project ETUDE DE GLISSEMENT DE TERRAIN SUR CW111

Sondage : SC-01
Profondeur : 7-7,4 m

Lieu :

Température étuve : °C

N° Dossier : GLX-23-100

Nature Sol :

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux
Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant	1					
Poids total humide (g)	2058,4					
Poids total sec (g)	1709,3					
Poids de la tare (g)	655					
Poids d'eau (g)	349,10					
Poids du sol sec (g)	1054,30					
Teneur en eau (%)	33,11					
W (%)	33,11					

Détermination de la Masse Volumique des sols fins
Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant	1	2				
Poids total sans paraffine (g)	420,3	321,5				
Poids total avec paraffine (g)	425,3	325,6				
Poids total dans l'eau (g)	197,5	151,2				
Volume brute (cm³)	227,80	174,40				
Volume de la paraffine (cm³)	5,68	4,66				
Volume net (cm³)	222,12	169,74				
Masse volumique (g/cm³)	1,89	1,89				
γ_h (g/cm³)	1,89					
γ_d (g/cm³)	1,42					
Sr (%)	100					

* Paraffin Density = 0.88 g/cm³

* Water Density = 1 g/cm³

RAPPORT D'ESSAIMasse Volumique des sols fins
Teneur en eau pondérale

Project ETUDE DE GLISSEMENT DE TERRAIN SUR CW111

Sondage : SC-01
Profondeur : 14,2-14,6 m

Lieu :

Température étuve : °C

N° Dossier : GLX-23-100

Nature Sol :

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux
Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant	1					
Poids total humide (g)	2236,2					
Poids total sec (g)	1821,6					
Poids de la tare (g)	603,4					
Poids d'eau (g)	414,60					
Poids du sol sec (g)	1218,20					
Teneur en eau (%)	34,03					
W (%)	34,03					

Détermination de la Masse Volumique des sols fins
Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant	1	2				
Poids total sans paraffine (g)	472,9	443,2				
Poids total avec paraffine (g)	478,1	448,3				
Poids total dans l'eau (g)	223,1	209,6				
Volume brute (cm³)	255,00	238,70				
Volume de la paraffine (cm³)	5,91	5,80				
Volume net (cm³)	249,09	232,90				
Masse volumique (g/cm³)	1,90	1,90				
γ_h (g/cm³)	1,90					
γ_d (g/cm³)	1,42					
Sr (%)	100					

* Paraffin Density = 0.88 g/cm³

* Water Density = 1 g/cm³

RAPPORT D'ESSAIMasse Volumique des sols fins
Teneur en eau pondérale

Project ETUDE DE GLISSEMENT DE TERRAIN SUR CW111

Sondage : SC-02

Profondeur : 10,3-10,6 m

Lieu :

N° Dossier : GLX-23-100

Température étuve : °C

Nature Sol :

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux
Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant	1						
Poids total humide (g)	2029,4						
Poids total sec (g)	1636,6						
Poids de la tare (g)	591,2						
Poids d'eau (g)	392,80						
Poids du sol sec (g)	1045,40						
Teneur en eau (%)	37,57						
W (%)	37,57						

Détermination de la Masse Volumique des sols fins
Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant	1	2					
Poids total sans paraffine (g)	460,4	365					
Poids total avec paraffine (g)	465,1	369,6					
Poids total dans l'eau (g)	211,6	165,3					
Volume brute (cm ³)	253,50	204,30					
Volume de la paraffine (cm ³)	5,34	5,23					
Volume net (cm ³)	248,16	199,07					
Masse volumique (g/cm ³)	1,86	1,83					
γ_h (g/cm ³)	1,85						
γ_d (g/cm ³)	1,34						
Sr (%)	100						

* Paraffin Density = 0.88 g/cm³* Water Density = 1 g/cm³**RAPPORT D'ESSAI**Masse Volumique des sols fins
Teneur en eau pondérale

Project ETUDE DE GLISSEMENT DE TERRAIN SUR CW111

Sondage : SC-02

Profondeur : 19-19,3 m

Lieu :

N° Dossier : GLX-23-100

Température étuve : °C

Nature Sol :

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux
Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant	1						
Poids total humide (g)	2121,4						
Poids total sec (g)	1759,8						
Poids de la tare (g)	674,1						
Poids d'eau (g)	361,60						
Poids du sol sec (g)	1085,70						
Teneur en eau (%)	33,31						
W (%)	33,31						

Détermination de la Masse Volumique des sols fins
Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

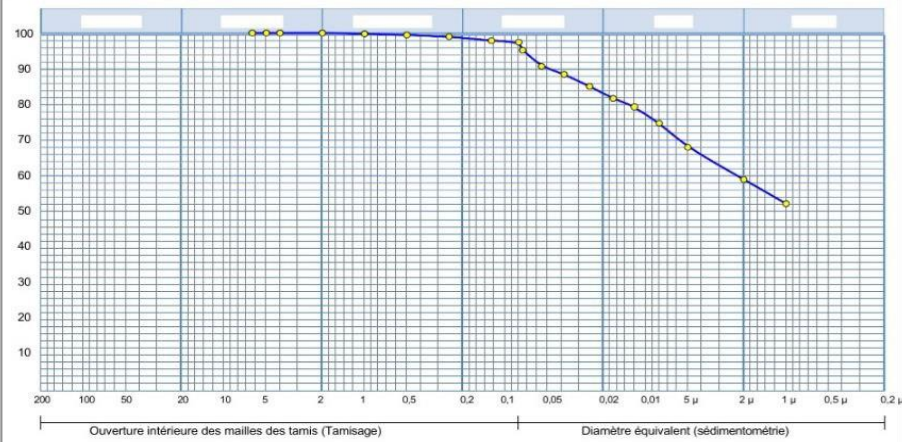
N°Echant	1	2					
Poids total sans paraffine (g)	464,3	274,5					
Poids total avec paraffine (g)	470,5	277,8					
Poids total dans l'eau (g)	219,2	129,5					
Volume brute (cm ³)	251,30	148,30					
Volume de la paraffine (cm ³)	7,05	3,75					
Volume net (cm ³)	244,25	144,55					
Masse volumique (g/cm ³)	1,90	1,90					
γ_h (g/cm ³)	1,90						
γ_d (g/cm ³)	1,43						
Sr (%)	100						

* Paraffin Density = 0.88 g/cm³* Water Density = 1 g/cm³

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NF P 94-056 / NF P 94-057

Sondage n° : SC-01
Profondeur : 7-7,4
Matériaux :
Provenance :
Date essais : 12/08/2023

—●— Sondage: SC-01 : 7-7,4

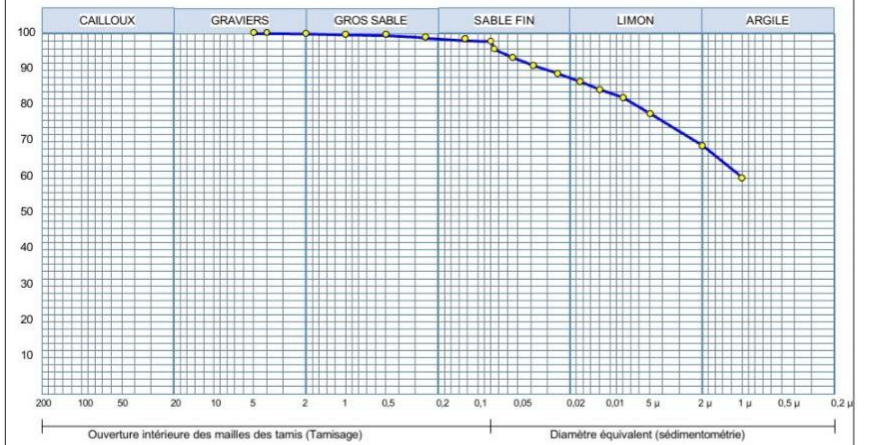


Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
6,30	100,00	80,00 μm	97,43
5,00	100,00	75,00 μm	95,16
4,00	100,00		
2,00	100,00	55,00 μm	90,63
1,00	99,763	38,00 μm	88,37
0,50	99,438		
0,25	98,994	25,00 μm	84,97
0,125	97,87	17,00 μm	81,57
		12,00 μm	79,30
		8,00 μm	74,77
		5,00 μm	67,97
		2,00 μm	58,91
		1,00 μm	52,11

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NF P 94-056 / NF P 94-057

Sondage n° : SC-01
Profondeur : 14,2-14,6
Matériaux :
Provenance :
Date essais : 12/08/2023

—●— Sondage: SC-01 : 14,2-14,6

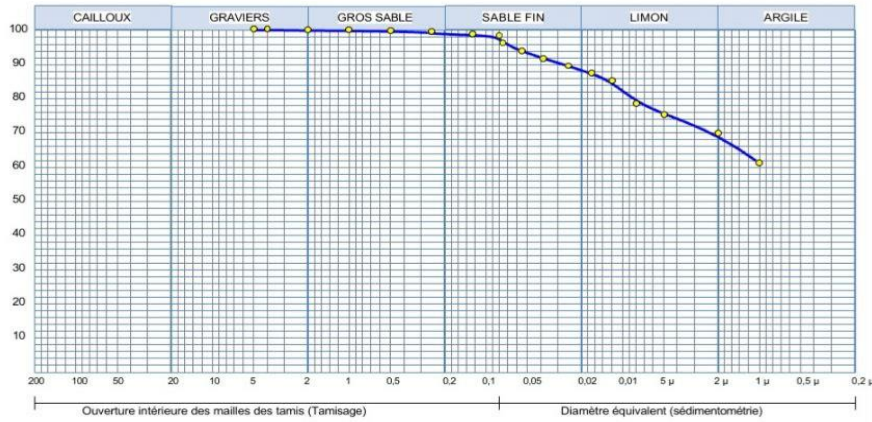


Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
5,00	100,00	80,00 μm	97,99
4,00	100,00		
2,00	99,923	75,00 μm	95,76
1,00	99,664	55,00 μm	93,54
0,50	99,458	38,00 μm	91,31
0,25	98,915	25,00 μm	89,08
0,125	98,218	17,00 μm	86,85
		12,00 μm	84,63
		8,00 μm	82,40
		5,00 μm	77,95
		2,00 μm	69,04
		1,00 μm	60,13

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NF P 94-056 / NF P 94-057

Sondage n° : SC-02
Profondeur : 10,3-10,6
Matériaux :
Provenance :
Date essais : 12/08/2023

—●— Sondage : SC-02 : 10,3-10,6

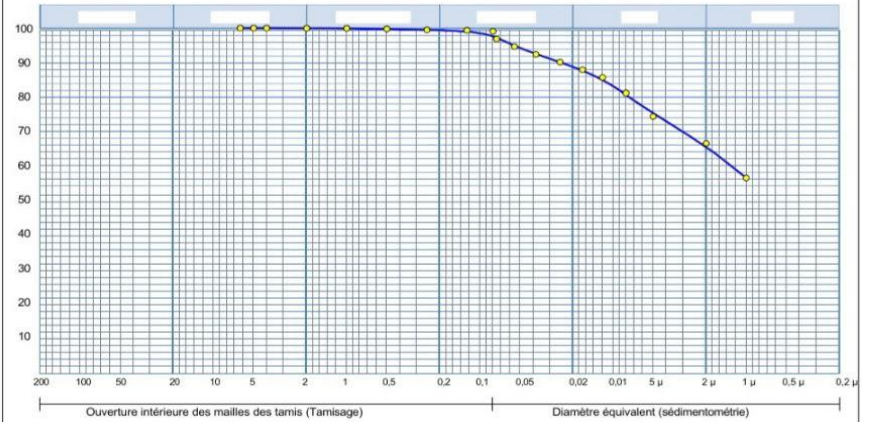


Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent (µm)	Tamisé (%)
5,00	100,00	80,00 µm	98,44
4,00	100,00	75,00 µm	96,25
2,00	99,899	55,00 µm	94,06
1,00	99,749	38,00 µm	91,88
0,50	99,648	25,00 µm	89,69
0,25	99,246	17,00 µm	87,50
0,125	98,668	12,00 µm	85,31
		8,00 µm	78,75
		5,00 µm	75,47
		2,00 µm	70,00
		1,00 µm	61,25

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NF P 94-056 / NF P 94-057

Sondage n° : SC-02
Profondeur : 19-19,3
Matériaux :
Provenance :
Date essais : 12/08/2023

—●— Sondage : SC-02 : 19-19,3



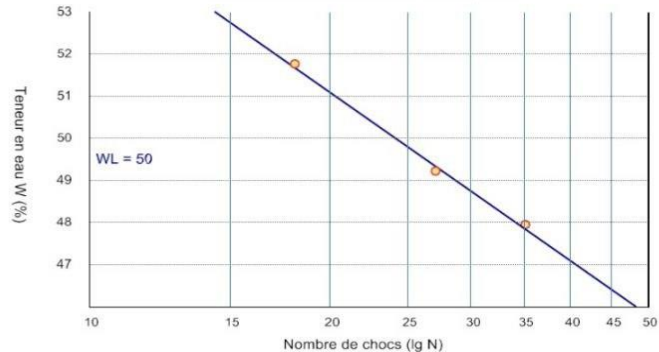
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent (µm)	Tamisé (%)
6,30	100,00	80,00 µm	99,09
5,00	100,00	75,00 µm	96,84
4,00	100,00	55,00 µm	94,59
2,00	99,946	38,00 µm	92,33
1,00	99,92	25,00 µm	90,08
0,50	99,759	17,00 µm	87,83
0,25	99,464	12,00 µm	85,58
0,125	99,357	8,00 µm	81,07
		5,00 µm	74,32
		2,00 µm	66,44
		1,00 µm	56,30

RAPPORT D'ESSAI
Les Limites d'Atterberg: NF P94-051

Sondage : SC-01
Profondeur : 7-7,4 m

Température étuve : °C
Nature Sol :

Détermination de la limite de Liquidité



$I_c = 0,54$

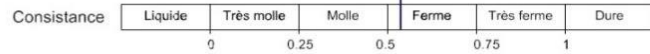
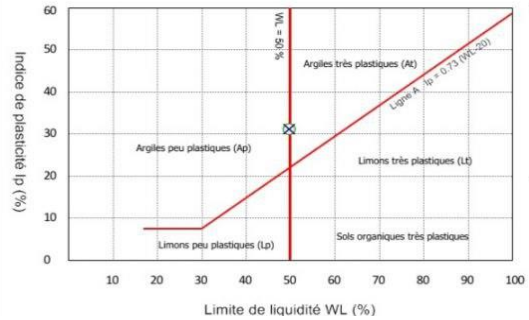


Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité WL = 50 %
Limite de plasticité Wp = 19 %
Indice de plasticité Ip = 31 %
Teneur en eau W = 33,11 %
Indice de consistance Ic = 0,54

RAPPORT D'ESSAI
Les Limites d'Atterberg: NF P94-051

Sondage : SC-01
Profondeur : 14,2-14,6 m

Température étuve : °C
Nature Sol :

Détermination de la limite de Liquidité



$I_c = 0,63$

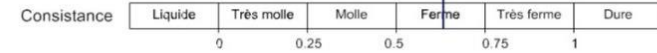
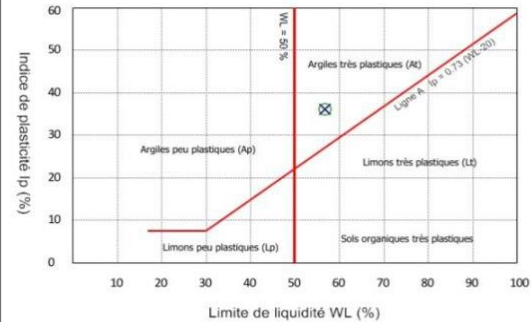


Diagramme de Casagrande



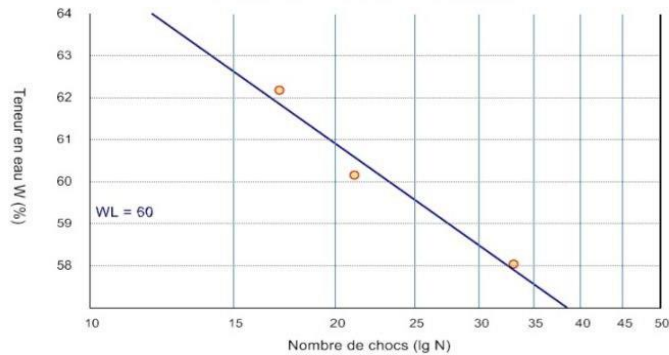
Limite de liquidité WL = 57 %
Limite de plasticité Wp = 21 %
Indice de plasticité Ip = 36 %
Teneur en eau W = 34,03 %
Indice de consistance Ic = 0,63

RAPPORT D'ESSAI
Les Limites d'Atterberg: NF P94-051

Sondage : SC-02
Profondeur : 10,3-10,6 m

Température étuve : °C
Nature Sol :

Détermination de la limite de Liquidité



$I_c = 0,61$

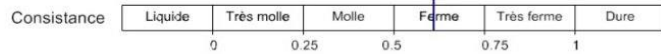
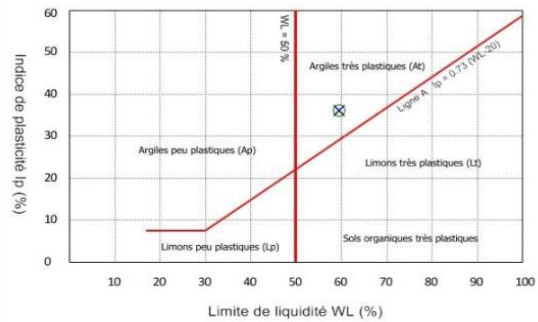


Diagramme de Casagrande



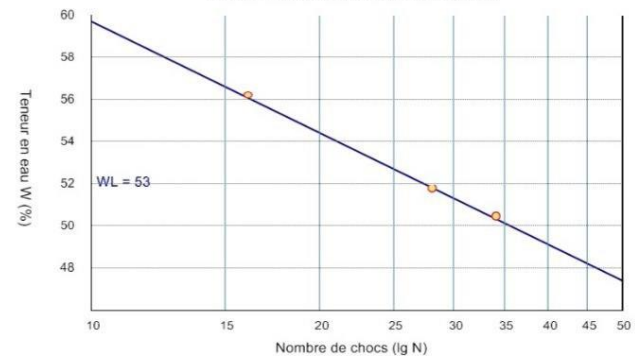
Limite de liquidité WL = 60 %
Limite de plasticité Wp = 24 %
Indice de plasticité Ip = 36 %
Teneur en eau W = 37.57 %
Indice de consistance Ic = 0,61

RAPPORT D'ESSAI
Les Limites d'Atterberg: NF P94-051

Sondage : SC-02
Profondeur : 19-19,3 m

Température étuve : °C
Nature Sol :

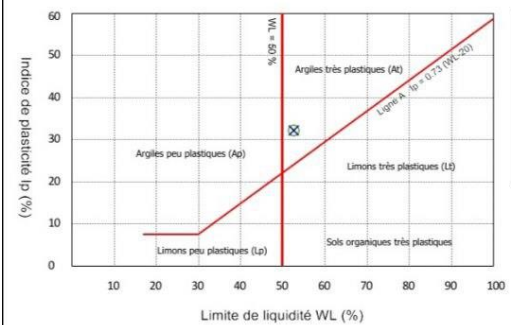
Détermination de la limite de Liquidité



$I_c = 0,61$



Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité WL = 53 %
Limite de plasticité Wp = 21 %
Indice de plasticité Ip = 32 %
Teneur en eau W = 33,31 %
Indice de consistance Ic = 0,61

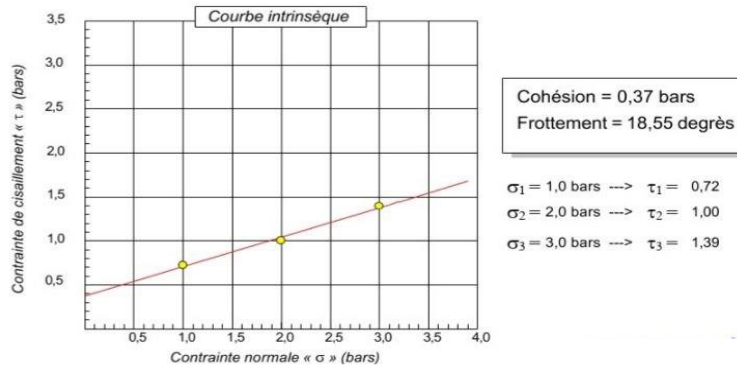
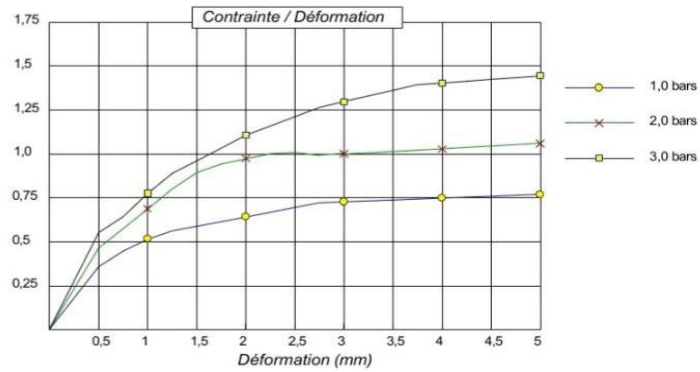
RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT

Mode opératoire MS.L3 - LCPC

N° Projet : GLX-23-100

Sondage n° : SC-01
Profondeur : 7-7,4
Nature :
Date essais :

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn



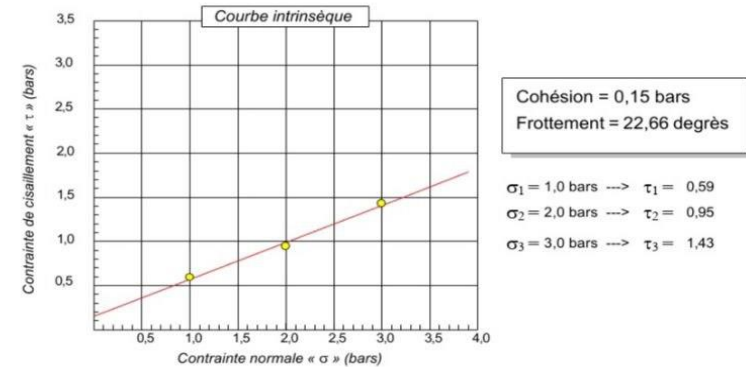
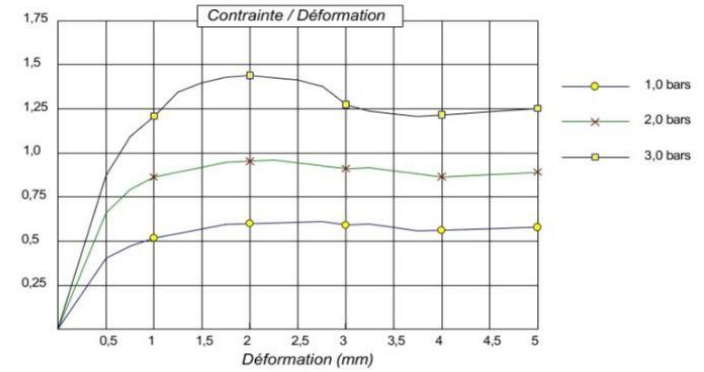
RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT

NF P94-071-1

N° Projet : GLX-23-100

Sondage n° : SC-01
Profondeur : 14,2-14,6
Nature :
Date essais :

Type d'essai : CD
Vitesse de cisaillement : 0,02 mm/mn

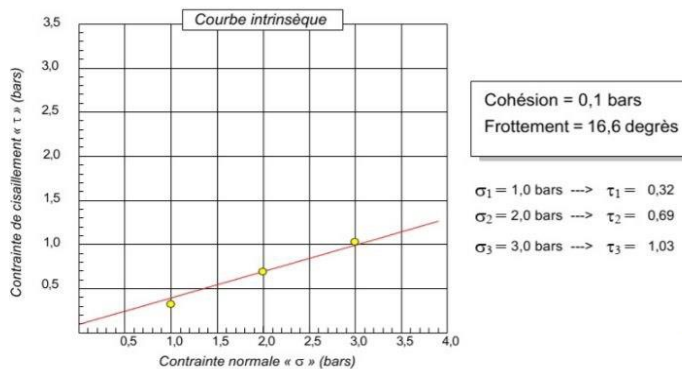
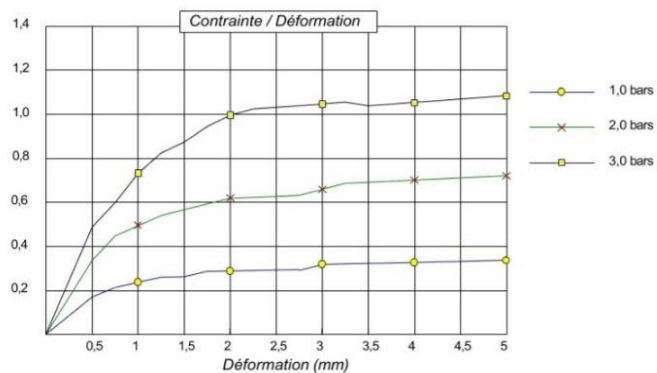


RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT
 Mode opératoire MS.L3 - LCPC

N° Projet : GLX-23-100

Sondage n° : SC-02
 Profondeur : 10,3-10,6
 Nature :
 Date essais :

Type d'essai : UU
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

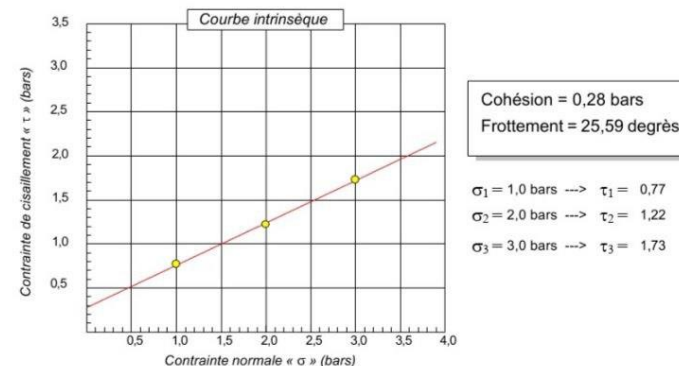
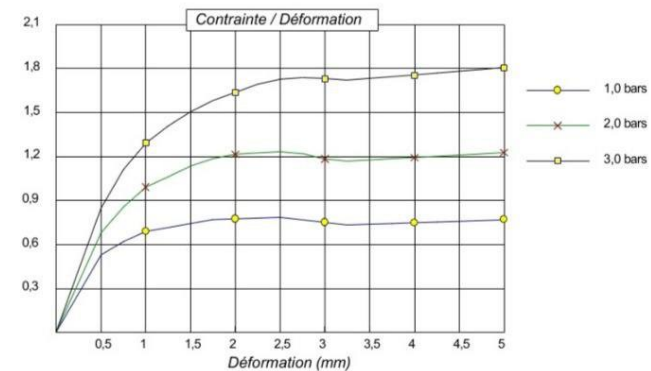


RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT
 NF P94-071-1

N° Projet : GLX-23-100

Sondage n° : SC-02
 Profondeur : 19-19,3
 Nature :
 Date essais :

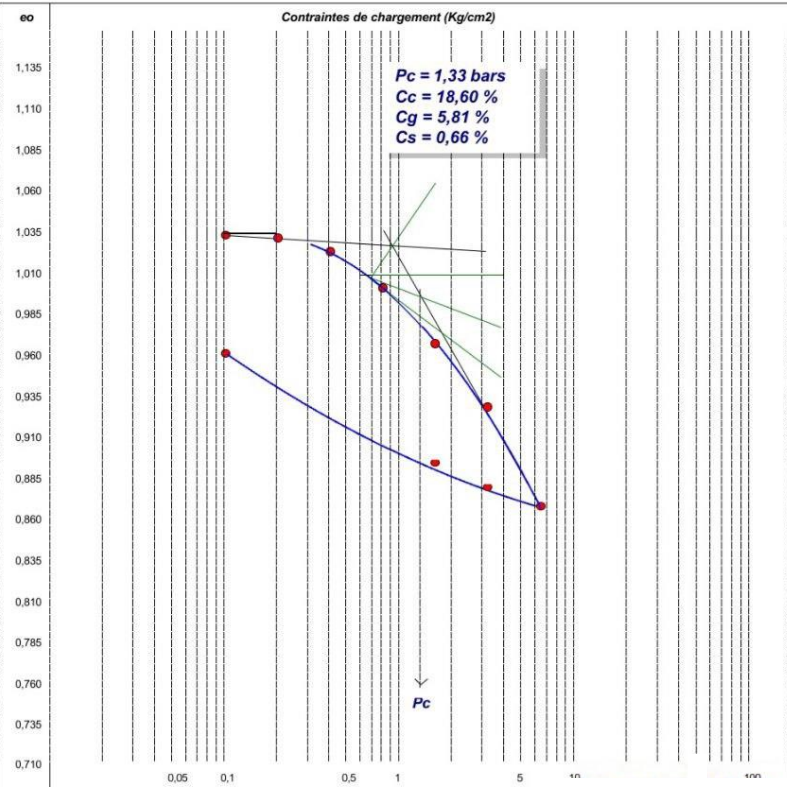
Type d'essai : CD
 Vitesse de cisaillement : 0,02 mm/mn



RAPPORT D'ESSAI
 COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE
 XPP 94-090-1

N° Projet : GLX-23-100

Sondage n° : SC-01
 Profondeur : 14,2-14,6
 Nature :
 Date essais : 5/08/2023



© SofTest 2013

Projet : ETUDE DE GLISSEMENT DE TERRAIN SUR CW111		<u>Référence matériels :</u>
Date de l'essai : 14/08/2023	Date du prélèvement : **	
Provenance : **	Profondeur : **	
	Prélevé par : **	

Code d'échantillon	Profondeur (m)	Sondage	Sulfate (mg/kg)	Chlorure (%)	Carbonate (%)	MO (%)	Insolubles (%)	Sels solubles	Gypse	PH
MI/0484/02/2023	14,20-14,60	SC-01	2019	0,25	-	-	-	-	-	6,88

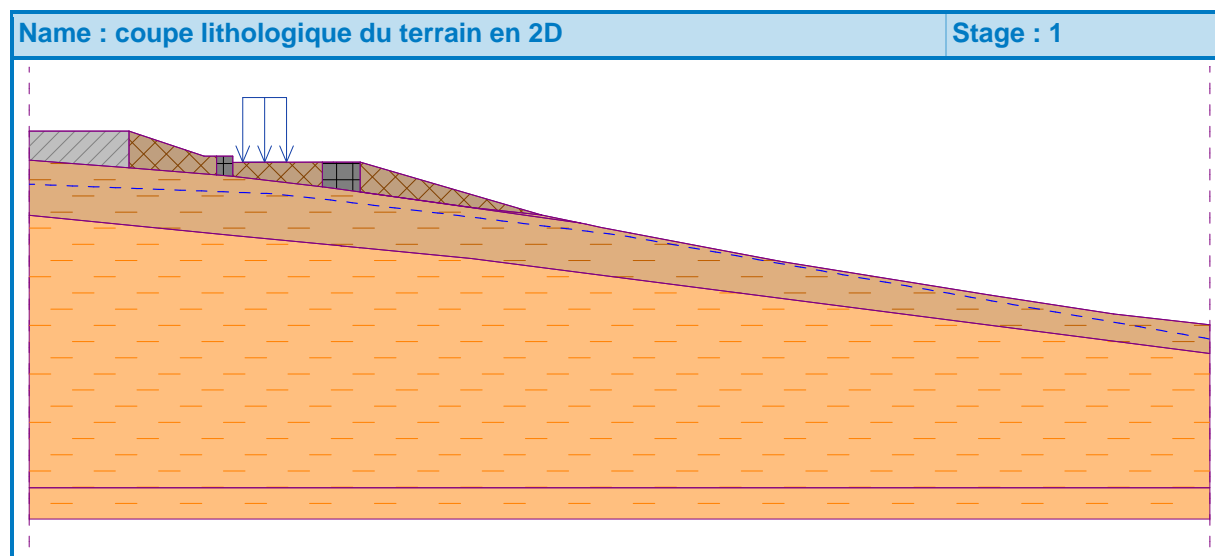
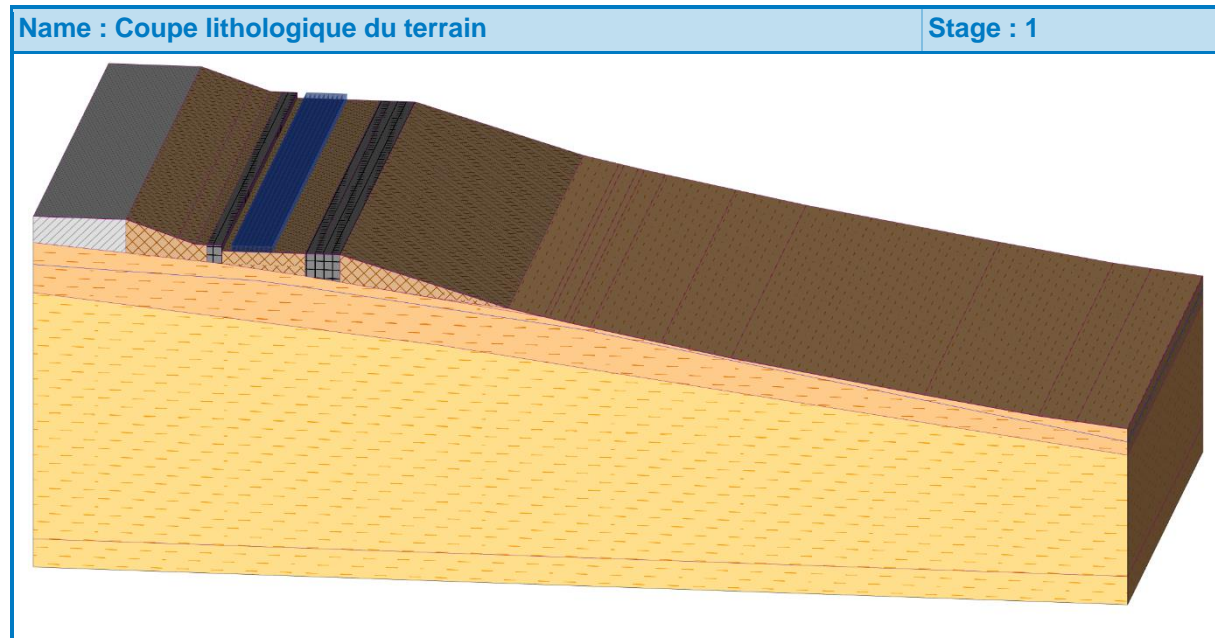
Annexe N°5 :

Note de calcul de logiciel GEO5

Slope stability analysis

Input data

Project



Settings

(input for current task)

Stability analysis

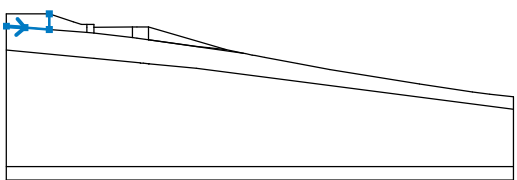
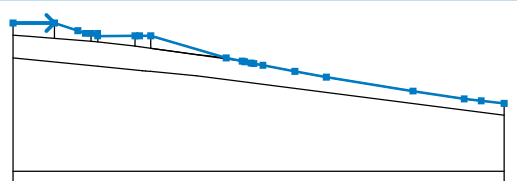
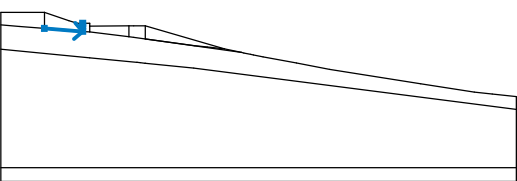
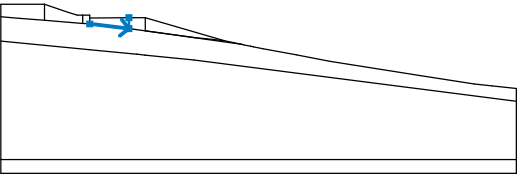
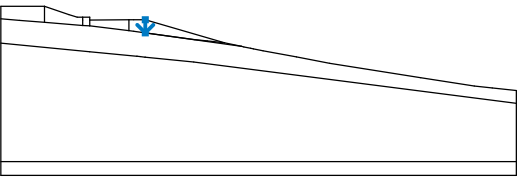
Earthquake analysis : Standard

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors		
Permanent design situation		
Safety factor:	$SF_s =$	1,50 [-]

Safety factors		
Seismic design situation		
Safety factor:	$SF_s =$	1,00 [-]


Interface

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0,00	-4,63	6,87	-5,17	15,97	-5,89
		16,00	0,00				
2		0,00	0,00	16,00	0,00	25,00	-3,00
		28,00	-4,00	30,00	-4,00	32,60	-4,00
		32,60	-5,00	46,95	-4,96	48,70	-4,96
		53,00	-4,96	82,07	-13,42	88,27	-14,71
		89,16	-14,90	91,63	-15,42	92,65	-15,63
		96,23	-16,31	108,47	-18,62	120,60	-20,90
		154,00	-26,26	173,68	-29,27	180,23	-30,00
189,09	-31,00						
3		15,97	-5,89	30,00	-7,00	30,00	-5,00
		30,00	-4,00				
4		32,60	-7,22	46,95	-8,92	46,95	-4,96
5		53,00	-4,96	53,00	-9,76		

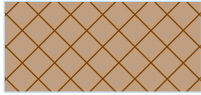




No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
6		30,00	-7,00	32,60	-7,22	32,60	-5,00
7		46,95	-8,92	48,70	-9,16	53,00	-9,76
		88,27	-14,71				
8		53,00	-9,76	71,04	-12,24	75,71	-12,74
		82,07	-13,42				
9		0,00	-13,50	32,60	-16,69	49,83	-18,37
		50,01	-18,39	51,08	-18,49	52,91	-18,67
		52,99	-18,68	70,81	-20,41	189,09	-35,63
10		0,00	-57,13	189,09	-57,13		

Soil parameters - effective stress state

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Remblai TVO		30,00	10,00	20,00
2	Argile molle		13,00	6,00	14,30
3	Argile ferme		25,60	28,00	14,30
4	Corps de chaussée		35,00	15,00	20,00

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
5	Dédoulement		35,00	15,00	20,00

Soil parameters - uplift

No.	Name	Pattern	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Remblai TVO		22,00		
2	Argile molle		19,00		
3	Argile ferme		19,00		
4	Corps de chaussée		22,00		
5	Dédoulement		22,00		

Soil parameters

Remblai TVO

Unit weight: $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state: effective

Angle of internal friction: $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$

Cohesion of soil: $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$

Saturated unit weight: $\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

Argile molle

Unit weight: $\gamma = 14,30 \text{ kN/m}^3$

Stress-state: effective

Angle of internal friction: $\varphi_{ef} = 13,00^\circ$

Cohesion of soil: $c_{ef} = 6,00 \text{ kPa}$

Saturated unit weight: $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Argile ferme

Unit weight : $\gamma = 14,30 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 25,60^\circ$

Cohesion of soil : $c_{ef} = 28,00 \text{ kPa}$

Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Corps de chaussée

Unit weight : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 35,00^\circ$

Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 15,00 \text{ kPa}$

Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

Dédoublment

Unit weight : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

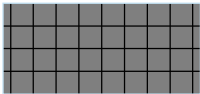
Stress-state : effective

Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 35,00^\circ$

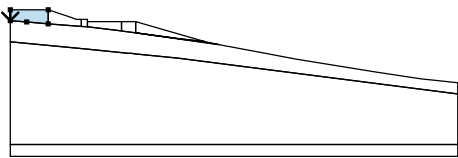

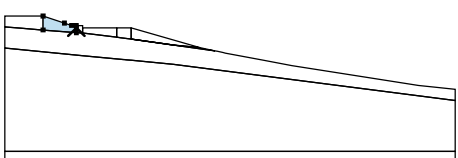

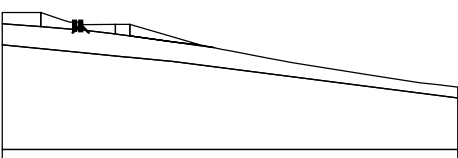
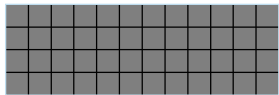
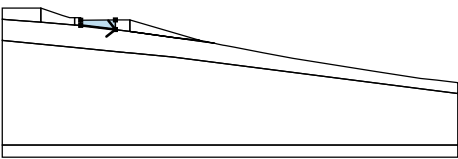

Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 15,00 \text{ kPa}$

Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

Rigid bodies

No.	Name	Sample	γ [kN/m ³]
1	Gabion		22,00

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil	
		x	z	x	z		
1		0,00	0,00	0,00	-4,63	Dédoublment	
		6,87	-5,17	15,97	-5,89		
		16,00	0,00				
2		30,00	-7,00	30,00	-5,00	Remblai TVO	
		30,00	-4,00	28,00	-4,00		
		25,00	-3,00	16,00	0,00		
		15,97	-5,89				
3		32,60	-7,22	32,60	-5,00	Gabion	
		32,60	-4,00	30,00	-4,00		
		30,00	-5,00	30,00	-7,00		
4		32,60	-7,22	46,95	-8,92	Remblai TVO	
		46,95	-4,96	32,60	-5,00		

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
5		48,70	-9,16	53,00	-9,76	Gabion
		53,00	-4,96	48,70	-4,96	
		46,95	-4,96	46,95	-8,92	
6		71,04	-12,24	75,71	-12,74	Remblai TVO
		82,07	-13,42	53,00	-4,96	
		53,00	-9,76			
7		75,71	-12,74	71,04	-12,24	Argile molle
		53,00	-9,76	88,27	-14,71	
		82,07	-13,42			
8		32,60	-16,69	49,83	-18,37	Argile molle
		50,01	-18,39	51,08	-18,49	
		52,91	-18,67	52,99	-18,68	
		70,81	-20,41	189,09	-35,63	
		189,09	-31,00	180,23	-30,00	
		173,68	-29,27	154,00	-26,26	
		120,60	-20,90	108,47	-18,62	
		96,23	-16,31	92,65	-15,63	
		91,63	-15,42	89,16	-14,90	
		88,27	-14,71	53,00	-9,76	
		48,70	-9,16	46,95	-8,92	
		32,60	-7,22	30,00	-7,00	
		15,97	-5,89	6,87	-5,17	
0,00	-4,63	0,00	-13,50			
9		189,09	-57,13	189,09	-35,63	Argile ferme
		70,81	-20,41	52,99	-18,68	
		52,91	-18,67	51,08	-18,49	
		50,01	-18,39	49,83	-18,37	
		32,60	-16,69	0,00	-13,50	
0,00	-57,13					
10		0,00	-57,13	0,00	-62,13	Argile ferme
		189,09	-62,13	189,09	-57,13	

Surcharge

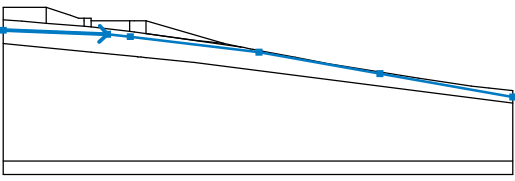
No.	Type	Type of action	Location z [m]	Origin x [m]	Length l [m]	Width b [m]	Slope α [°]	Magnitude		
								q, q ₁ , f, F	q ₂	unit
1	strip	permanent	on terrain	x = 34,20	l = 7,00		0,00	10,00		kN/m ²

Surcharges

No.	Name
1	Trafic routier

Water

Water type : GWT

No.	GWT location	Coordinates of GWT points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0,00	-8,50	38,72	-10,02	47,14	-10,90
		94,89	-16,70	139,80	-24,66	189,09	-33,29

Tensile crack

Tensile crack not input.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation: permanent

Results (Stage of construction 1)

Analysis 1 (stage 1)

Circular slip surface

Slip surface parameters						
Center :	x =	94,25	[m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-36,97 [°]
	z =	65,48	[m]		$\alpha_2 =$	14,19 [°]
Radius :	R =	88,18	[m]			
Analysis of the slip surface without optimization.						

Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces : $F_a = 1905,17$ kN/m

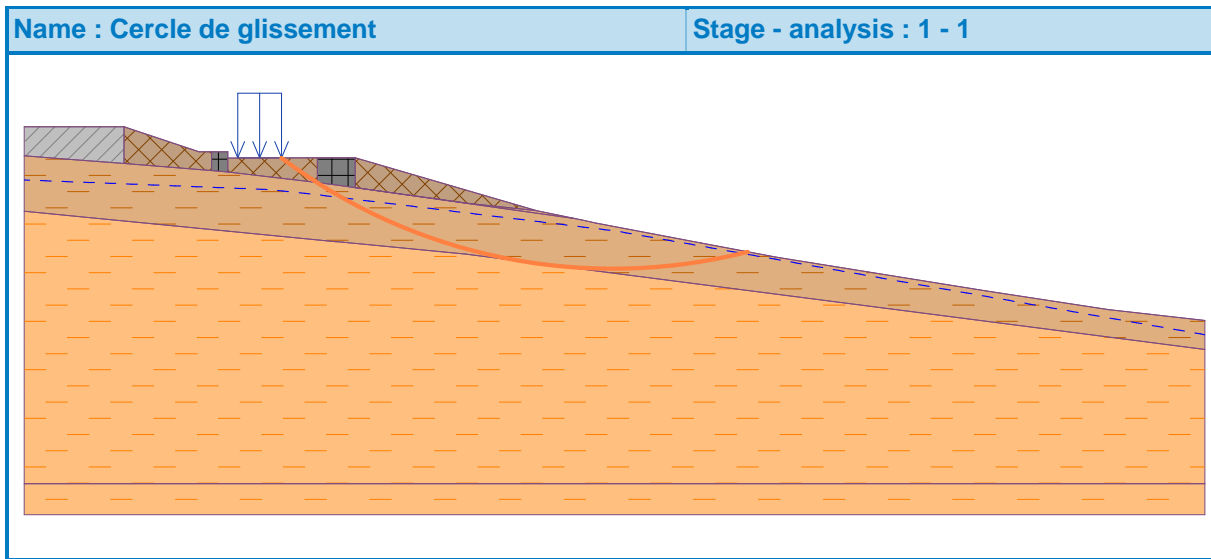
Sum of passive forces : $F_p = 1935,92$ kN/m

Sliding moment : $M_a = 167997,70$ kNm/m

Resisting moment : $M_p = 170709,36$ kNm/m

Factor of safety = $1,02 < 1,50$

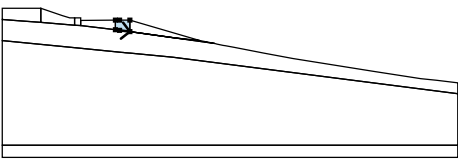
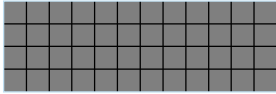
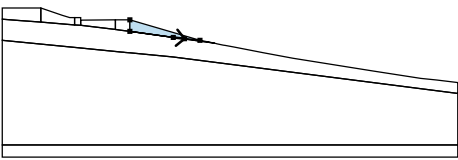

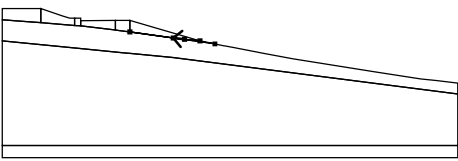

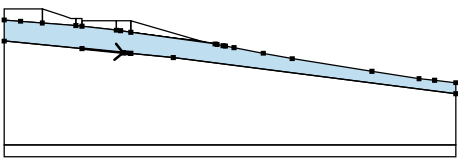

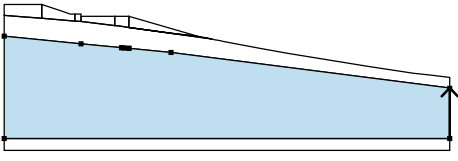

Slope stability NOT ACCEPTABLE

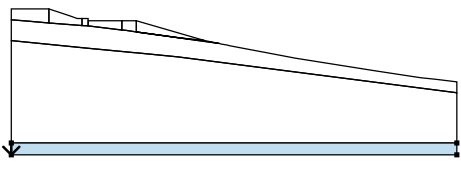



Input data (Stage of construction 2)

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		0,00	0,00	0,00	-4,63	Dédoulement
		6,87	-5,17	15,97	-5,89	
		16,00	0,00			
2		30,00	-7,00	30,00	-5,00	Remblai TVO
		30,00	-4,00	28,00	-4,00	
		25,00	-3,00	16,00	0,00	
		15,97	-5,89			
3		32,60	-7,22	32,60	-5,00	Gabion
		32,60	-4,00	30,00	-4,00	
		30,00	-5,00	30,00	-7,00	
4		32,60	-7,22	46,95	-8,92	Remblai TVO
		46,95	-4,96	32,60	-5,00	

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
5		48,70	-9,16	53,00	-9,76	Gabion 
		53,00	-4,96	48,70	-4,96	
		46,95	-4,96	46,95	-8,92	
6		71,04	-12,24	75,71	-12,74	Remblai TVO 
		82,07	-13,42	53,00	-4,96	
		53,00	-9,76			
7		75,71	-12,74	71,04	-12,24	Argile molle 
		53,00	-9,76	88,27	-14,71	
		82,07	-13,42			
8		32,60	-16,69	49,83	-18,37	Argile molle 
		50,01	-18,39	51,08	-18,49	
		52,91	-18,67	52,99	-18,68	
		70,81	-20,41	189,09	-35,63	
		189,09	-31,00	180,23	-30,00	
		173,68	-29,27	154,00	-26,26	
		120,60	-20,90	108,47	-18,62	
		96,23	-16,31	92,65	-15,63	
		91,63	-15,42	89,16	-14,90	
		88,27	-14,71	53,00	-9,76	
		48,70	-9,16	46,95	-8,92	
		32,60	-7,22	30,00	-7,00	
		15,97	-5,89	6,87	-5,17	
0,00	-4,63	0,00	-13,50			
9		189,09	-57,13	189,09	-35,63	Argile ferme 
		70,81	-20,41	52,99	-18,68	
		52,91	-18,67	51,08	-18,49	
		50,01	-18,39	49,83	-18,37	
		32,60	-16,69	0,00	-13,50	
	0,00	-57,13				

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
10		0,00	-57,13	0,00	-62,13	Argile ferme
		189,09	-62,13	189,09	-57,13	
						

Surcharge

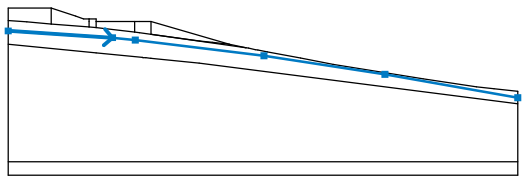
No.	Surcharge		Type	Type of action	Location z [m]	Origin x [m]	Length l [m]	Width b [m]	Slope α [°]	Magnitude	
	new	change								q, q ₁ , f, F	q ₂ unit
1	No	No	strip	permanent	on terrain	x = 34,20	l = 7,00		0,00	10,00	kN/m ²

Surcharges

No.	Name
1	Trafic routier

Water

Water type: GWT

No.	GWT location	Coordinates of GWT points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0,00	-8,50	38,72	-11,02	47,14	-11,90
		94,89	-17,70	139,80	-24,66	189,09	-33,29

Tensile crack

Tensile crack not input.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation: permanent

Results (Stage of construction 2)

Analysis 1 (stage 2)

Circular slip surface

Slip surface parameters					
Center:	x =	94,25 [m]	Angles:	$\alpha_1 =$	-36,95 [°]
	z =	65,49 [m]		$\alpha_2 =$	14,17 [°]

Slip surface parameters			
Radius:	R =	88,18 [m]	
Analysis of the slip surface without optimization.			

Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces: $F_a = 1863,23 \text{ kN/m}$

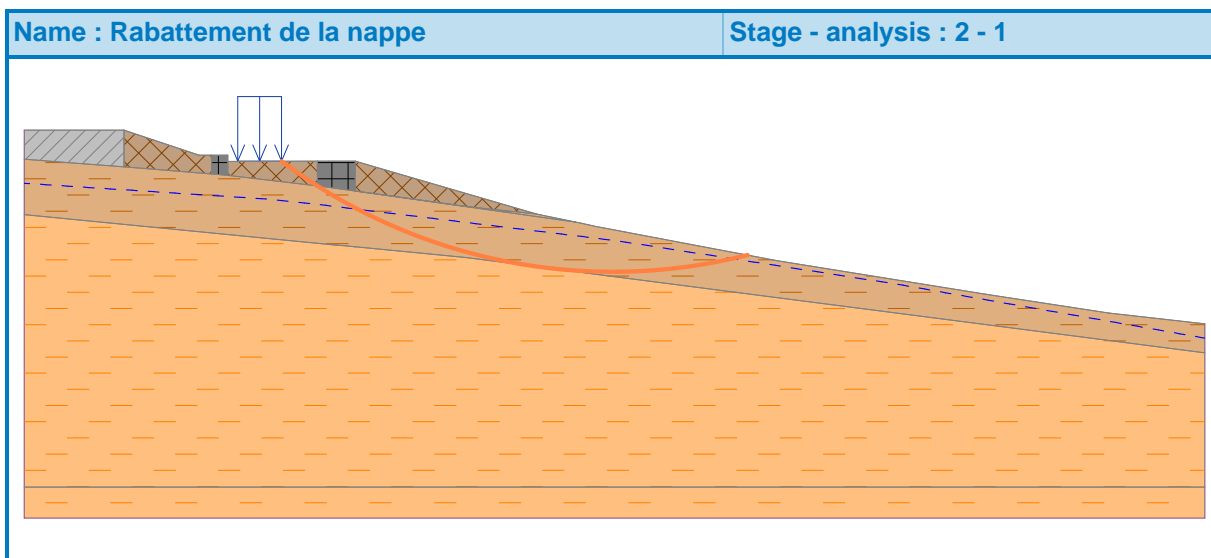
Sum of passive forces: $F_p = 2008,65 \text{ kN/m}$

Sliding moment: $M_a = 164299,77 \text{ kNm/m}$

Resisting moment: $M_p = 177122,57 \text{ kNm/m}$

Factor of safety = $1,08 < 1,50$

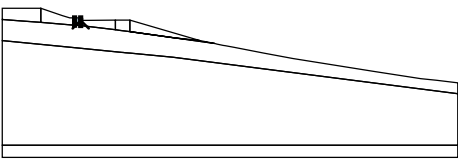
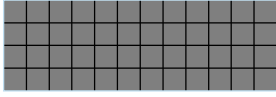
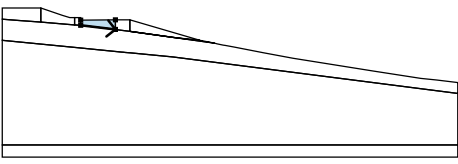
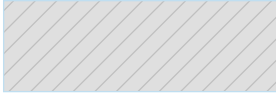
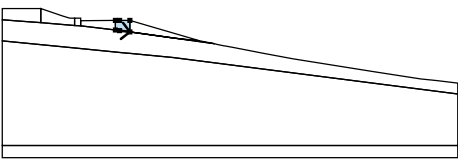

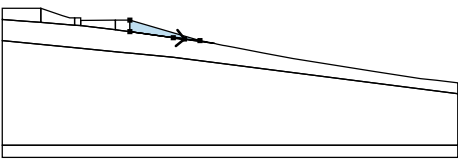

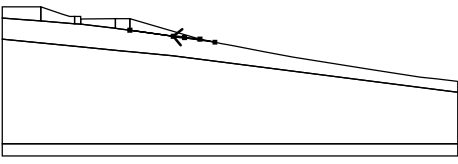

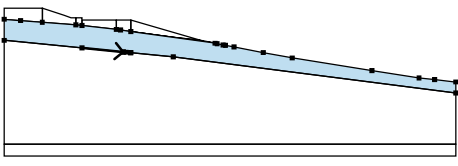

Slope stability NOT ACCEPTABLE



Input data (Stage of construction 3)

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		0,00	0,00	0,00	-4,63	Dédoulement
		6,87	-5,17	15,97	-5,89	
		16,00	0,00			
2		30,00	-7,00	30,00	-5,00	Remblai TVO
		30,00	-4,00	28,00	-4,00	
		25,00	-3,00	16,00	0,00	
		15,97	-5,89			

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
3		32,60	-7,22	32,60	-5,00	Gabion 
		32,60	-4,00	30,00	-4,00	
		30,00	-5,00	30,00	-7,00	
4		32,60	-7,22	46,95	-8,92	Corps de chaussée 
		46,95	-4,96	32,60	-5,00	
5		48,70	-9,16	53,00	-9,76	Remblai TVO 
		53,00	-4,96	48,70	-4,96	
		46,95	-4,96	46,95	-8,92	
6		71,04	-12,24	75,71	-12,74	Remblai TVO 
		82,07	-13,42	53,00	-4,96	
		53,00	-9,76			
7		75,71	-12,74	71,04	-12,24	Argile molle 
		53,00	-9,76	88,27	-14,71	
		82,07	-13,42			
8		32,60	-16,69	49,83	-18,37	Argile molle 
		50,01	-18,39	51,08	-18,49	
		52,91	-18,67	52,99	-18,68	
		70,81	-20,41	189,09	-35,63	
		189,09	-31,00	180,23	-30,00	
		173,68	-29,27	154,00	-26,26	
		120,60	-20,90	108,47	-18,62	
		96,23	-16,31	92,65	-15,63	
		91,63	-15,42	89,16	-14,90	
		88,27	-14,71	53,00	-9,76	
		48,70	-9,16	46,95	-8,92	
		32,60	-7,22	30,00	-7,00	
		15,97	-5,89	6,87	-5,17	
0,00	-4,63	0,00	-13,50			

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
9		189,09	-57,13	189,09	-35,63	Argile ferme
		70,81	-20,41	52,99	-18,68	
		52,91	-18,67	51,08	-18,49	
		50,01	-18,39	49,83	-18,37	
		32,60	-16,69	0,00	-13,50	
		0,00	-57,13			
10		0,00	-57,13	0,00	-62,13	Argile ferme
		189,09	-62,13	189,09	-57,13	

Surcharge

No.	Surcharge		Type	Type of action	Location	Origin	Length	Width	Slope	Magnitude		
	new	change								z [m]	x [m]	l [m]
1	No	No	strip	permanent	on terrain	x = 34,20	l = 7,00		0,00	10,00		kN/m ²

Surcharges

No.	Name
1	Trafic routier

Water

Water type: GWT

No.	GWT location	Coordinates of GWT points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0,00	-8,50	38,72	-11,02	47,14	-11,90
		94,89	-17,70	139,80	-24,66	189,09	-33,29

Tensile crack

Tensile crack not input.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation: permanent

Results (Stage of construction 3)

Analysis 1 (stage 3)

Circular slip surface

Slip surface parameters						
Center :	x =	94,25	[m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-36,95 [°]
	z =	65,49	[m]		$\alpha_2 =$	14,17 [°]
Radius :	R =	88,18	[m]			
Analysis of the slip surface without optimization.						

Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces: $F_a = 1835,36$ kN/m

Sum of passive forces: $F_p = 2037,92$ kN/m

Sliding moment: $M_a = 161841,63$ kNm/m

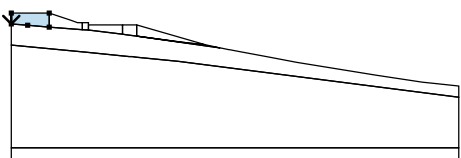

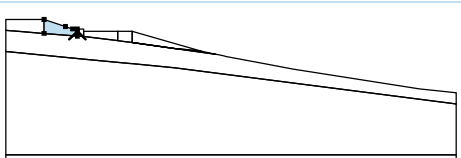

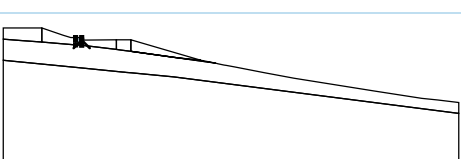
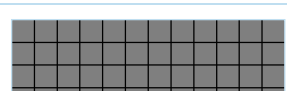
Resisting moment: $M_p = 179703,78$ kNm/m

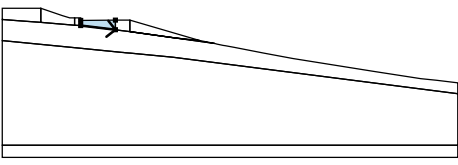

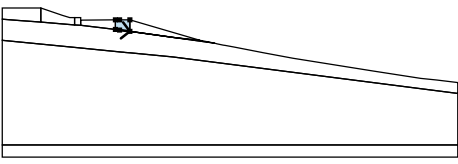

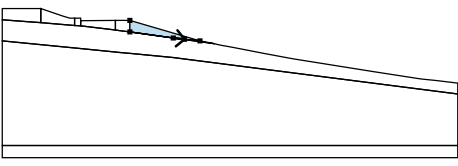

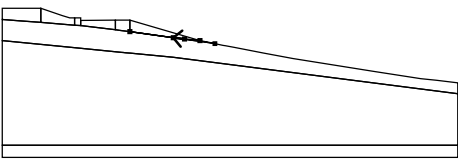

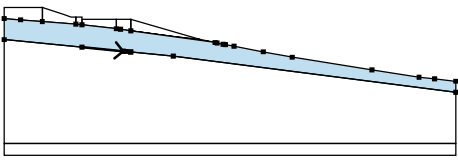

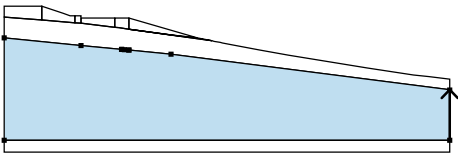

Factor of safety = 1,11 < 1,50

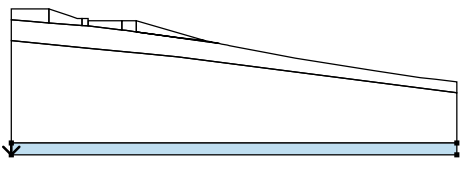

Slope stability NOT ACCEPTABLE

Input data (Stage of construction 4)

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		0,00	0,00	0,00	-4,63	Dédoublement
		6,87	-5,17	15,97	-5,89	
		16,00	0,00			
2		30,00	-7,00	30,00	-5,00	Remblai TVO
		30,00	-4,00	28,00	-4,00	
		25,00	-3,00	16,00	0,00	
		15,97	-5,89			
3		32,60	-7,22	32,60	-5,00	Gabion
		32,60	-4,00	30,00	-4,00	
		30,00	-5,00	30,00	-7,00	

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
4		32,60	-7,22	46,95	-8,92	Corps de chaussée
		46,95	-4,96	32,60	-5,00	
						
5		48,70	-9,16	53,00	-9,76	Remblai TVO
		53,00	-4,96	48,70	-4,96	
		46,95	-4,96	46,95	-8,92	
						
6		71,04	-12,24	75,71	-12,74	Remblai TVO
		82,07	-13,42	53,00	-4,96	
		53,00	-9,76			
						
7		75,71	-12,74	71,04	-12,24	Argile molle
		53,00	-9,76	88,27	-14,71	
		82,07	-13,42			
						
8		32,60	-16,69	49,83	-18,37	Argile molle
		50,01	-18,39	51,08	-18,49	
		52,91	-18,67	52,99	-18,68	
		70,81	-20,41	189,09	-35,63	
		189,09	-31,00	180,23	-30,00	
		173,68	-29,27	154,00	-26,26	
		120,60	-20,90	108,47	-18,62	
		96,23	-16,31	92,65	-15,63	
		91,63	-15,42	89,16	-14,90	
		88,27	-14,71	53,00	-9,76	
		48,70	-9,16	46,95	-8,92	
		32,60	-7,22	30,00	-7,00	
		15,97	-5,89	6,87	-5,17	
0,00	-4,63	0,00	-13,50			
						
9		189,09	-57,13	189,09	-35,63	Argile ferme
		70,81	-20,41	52,99	-18,68	
		52,91	-18,67	51,08	-18,49	
		50,01	-18,39	49,83	-18,37	
		32,60	-16,69	0,00	-13,50	
		0,00	-57,13			
						

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
10		0,00	-57,13	0,00	-62,13	Argile ferme
		189,09	-62,13	189,09	-57,13	
						

Anti-Slide piles

No.	Anti-Slide pile new	Point		Length l [m]	Pile spacing b [m]	Cross-section [m]	Pile bearing capacity			
		x [m]	z [m]				Distribution along the pile	Max. bearing capacity V_u [kN]	Gradient K [-]	Passive force direction
1	Yes	52,00	4,96	15,00	1,40	d = 1,20	constant	1870,00		perpendicular to pile

Surcharge

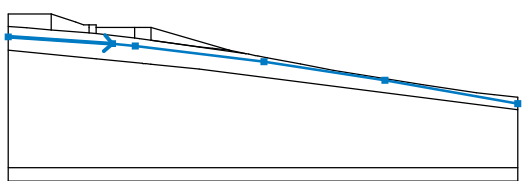
No.	Surcharge		Type	Type of action	Location z [m]	Origin x [m]	Length l [m]	Width b [m]	Slope α [°]	Magnitude	
	new	change								q, q ₁ , f, F	q ₂ unit
1	No	No	strip	permanent	on terrain	x = 34,20	l = 7,00		0,00	10,00	kN/m ²

Surcharges

No.	Name
1	Trafic routier

Water

Water type: GWT

No.	GWT location	Coordinates of GWT points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0,00	-8,50	38,72	-11,02	47,14	-11,90
		94,89	-17,70	139,80	-24,66	189,09	-33,29

Tensile crack

Tensile crack not input.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation: permanent

Results (Stage of construction 4)

Analysis 1 (stage 4)

Circular slip surface

Slip surface parameters							
Center :	x =	94,25	[m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-36,95	[°]
	z =	65,49	[m]		$\alpha_2 =$	14,17	[°]
Radius :	R =	88,18	[m]				
Analysis of the slip surface without optimization.							

Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces: $F_a = 1835,26$ kN/m

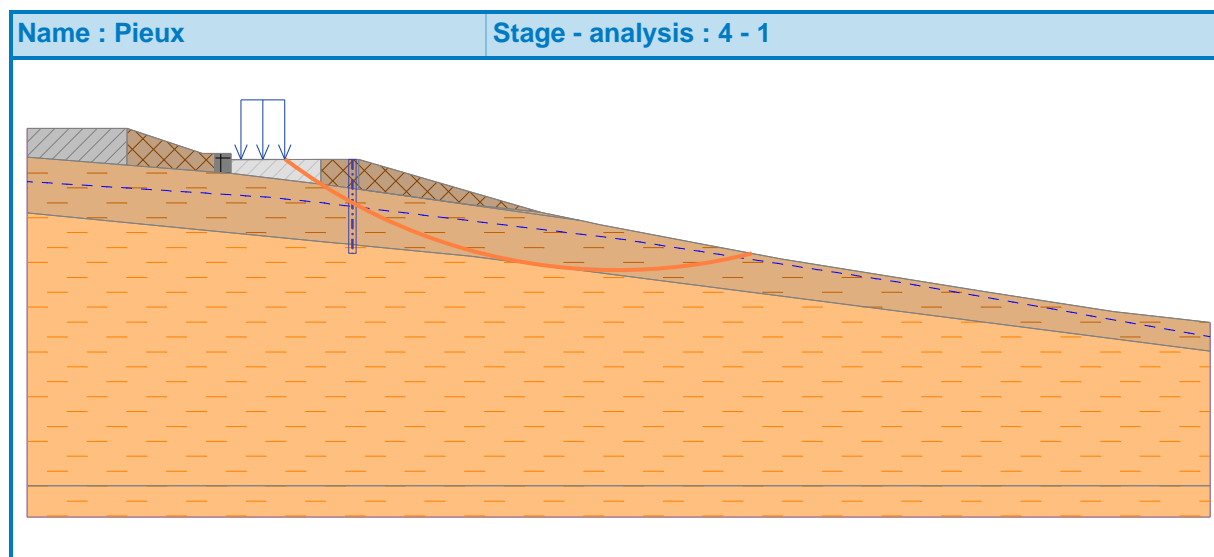
Sum of passive forces: $F_p = 3266,30$ kN/m

Sliding moment: $M_a = 161833,23$ kNm/m

Resisting moment: $M_p = 288021,92$ kNm/m

Factor of safety = $1,78 > 1,50$

Slope stability ACCEPTABLE



Piles verification 1 (stage 4)

Anti-Slide pile: Anti-Slide Pile No. 1 (52,00; -4,96 [m])

Analysis: Calculation 1 (slip surface circular)

Method: Bishop

Input data (Stage of construction 5)

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		0,00	0,00	0,00	-4,63	Dédoulement
		6,87	-5,17	15,97	-5,89	
		16,00	0,00			
2		30,00	-7,00	30,00	-5,00	Remblai TVO
		30,00	-4,00	28,00	-4,00	
		25,00	-3,00	16,00	0,00	
		15,97	-5,89			
3		32,60	-7,22	32,60	-5,00	Gabion
		32,60	-4,00	30,00	-4,00	
		30,00	-5,00	30,00	-7,00	
4		32,60	-7,22	46,95	-8,92	Corps de chaussée
		46,95	-4,96	32,60	-5,00	
5		48,70	-9,16	53,00	-9,76	Remblai TVO
		53,00	-4,96	48,70	-4,96	
		46,95	-4,96	46,95	-8,92	
6		71,04	-12,24	75,71	-12,74	Remblai TVO
		82,07	-13,42	53,00	-4,96	
		53,00	-9,76			
7		75,71	-12,74	71,04	-12,24	Argile molle
		53,00	-9,76	88,27	-14,71	
		82,07	-13,42			
8		32,60	-16,69	49,83	-18,37	Argile molle
		50,01	-18,39	51,08	-18,49	
		52,91	-18,67	52,99	-18,68	
		70,81	-20,41	189,09	-35,63	
		189,09	-31,00	180,23	-30,00	
		173,68	-29,27	154,00	-26,26	
		120,60	-20,90	108,47	-18,62	

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
		96,23	-16,31	92,65	-15,63	
		91,63	-15,42	89,16	-14,90	
		88,27	-14,71	53,00	-9,76	
		48,70	-9,16	46,95	-8,92	
		32,60	-7,22	30,00	-7,00	
		15,97	-5,89	6,87	-5,17	
		0,00	-4,63	0,00	-13,50	
9		189,09	-57,13	189,09	-35,63	Argile ferme
		70,81	-20,41	52,99	-18,68	
		52,91	-18,67	51,08	-18,49	
		50,01	-18,39	49,83	-18,37	
		32,60	-16,69	0,00	-13,50	
		0,00	-57,13			
10		0,00	-57,13	0,00	-62,13	Argile ferme
		189,09	-62,13	189,09	-57,13	

Anti-Slide piles

No.	Anti-Slide pile new	Point		Length l [m]	Pile spacing b [m]	Cross-section [m]	Pile bearing capacity			
		x [m]	z [m]				Distribution along the pile	Max. bearing capacity V_u [kN]	Gradient K [-]	Passive force direction
1	No	52,00	-4,96	15,00	1,40	d = 1,20	constant	1870,00		perpendicular to pile

Surcharge

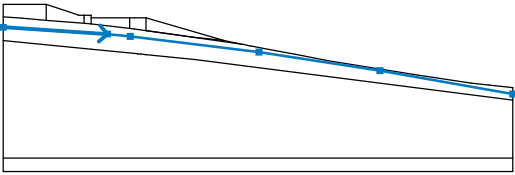
No.	Surcharge		Type	Type of action	Location z [m]	Origin x [m]	Length l [m]	Width b [m]	Slope α [°]	Magnitude	
	new	change								q, q ₁ , f, F	q ₂ unit
1	No	No	strip	permanent	on terrain	x = 34,20	l = 7,00		0,00	10,00	kN/m ²

Surcharges

No.	Name
1	Trafic routier

Water

Water type: GWT

No.	GWT location	Coordinates of GWT points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0,00	-8,50	38,72	-11,02	47,14	-11,90
		94,89	-17,70	139,80	-24,66	189,09	-33,29

Tensile crack

Tensile crack not input.

Earthquake

Horizontal seismic coefficient: $K_h = 0,1500$

Vertical seismic coefficient: $K_v = 0,0450$

Settings of the stage of construction

Design situation: seismic

Results (Stage of construction 5)

Analysis 1 (stage 5)

Circular slip surface

Slip surface parameters						
Center:	x =	94,25	[m]	Angles:	$\alpha_1 =$	-36,95 [°]
	z =	65,49	[m]		$\alpha_2 =$	14,17 [°]
Radius:	R =	88,18	[m]			
Analysis of the slip surface without optimization.						

Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces: $F_a = 2928,76$ kN/m

Sum of passive forces: $F_p = 3111,02$ kN/m

Sliding moment: $M_a = 258258,32$ kNm/m

Resisting moment: $M_p = 274329,89$ kNm/m

Factor of safety = 1,06 > 1,00

Slope stability ACCEPTABLE

Piles verification 1 (stage 5)

Anti-Slide pile: Anti-Slide Pile No. 1 (52,00; -4,96 [m])

Analysis: Calculation 1 (slip surface circular)

Method: Bishop

Analysis of anti-slide pile

Input data

Settings

(input for current task)

Materials and standards

Concrete structures: EN 1992-1-1 (EC2)
Coefficients EN 1992-1-1: standard
Steel structures: EN 1993-1-1 (EC3)
Partial factor on bearing capacity of steel cross section: $\gamma_{M0} = 1,00$

Pressure analysis

Active earth pressure calculation: Coulomb
Passive earth pressure calculation: Caquot-Kerisel
Earthquake analysis: Mononobe-Okabe
Modulus of subsoil reaction: standard
Consider reduction of the modulus of subsoil reaction for a braced sheeting
Verification methodology: Safety factors (ASD)

Anchors

Verification methodology: Safety factors (ASD)

Safety factors			
Safety factor for steel strength :	$SF_t =$	1,50	[-]
Safety factor for pull out resistance (soil) :	$SF_e =$	1,50	[-]
Safety factor for pull out resistance (grouting) :	$SF_c =$	1,50	[-]

Geometry of structure

Structure length = 15,00 m
Cross-section name: Pile curtain $d = 1,20$ m; $a = 1,40$ m
Material of pile: concrete
Computed coefficient of pressure reduction below the ditch = 1,00
Area of cross-section $A = 8,08E-01$ m²/m
Moment of inertia $I = 7,27E-02$ m⁴/m
Elastic modulus $E = 33000,00$ MPa
Shear modulus $G = 13750,00$ MPa

Forces above the slip surface

Depth of slip surface $h_{s1} = 6,94$ m

Input of active horizontal force : residual active force
Input of passive horizontal force : residual passive force

Active horizontal force $T = 149,46$ kN/m
Passive horizontal force $P = 149,46$ kN/m

Distribution of active force: triangle
Distribution of passive force: triangle

Material of structure

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete: C 30/37

Cylinder compressive strength $f_{ck} = 30,00$ MPa

Tensile strength $f_{ctm} = 2,90$ MPa

Elasticity modulus $E_{cm} = 33000,00$ MPa

Shear modulus $G = 13750,00$ MPa

Longitudinal steel: B500

Yield strength $f_{yk} = 500,00$ MPa






Transverse steel: B500

Yield strength $f_{yk} = 500,00$ MPa

Modulus of reaction






Modulus of subsoil reaction is computed by method Schmitt.

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	Φ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Remblai TVO		30,00	10,00	20,00	12,00	20,00
2	Argile molle		13,00	6,00	14,30	9,00	8,66
3	Argile ferme		25,60	28,00	14,30	9,00	17,06
4	Corps de chaussée		35,00	15,00	20,00	12,00	23,33
5	Dédoublément		35,00	15,00	20,00	12,00	23,33

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Parameters of soils to compute modulus of subsoil reaction (Schmitt)

No.	Name	Pattern	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	Remblai TVO		0,30	2,00	-
2	Argile molle		0,30	13,47	-
3	Argile ferme		0,30	22,10	-
4	Corps de chaussée		0,30	20,00	-
5	Dédoublément		0,30	20,00	-

Soil parameters

Remblai TVO

Unit weight:	$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Stress-state:	effective
Angle of internal friction:	$\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
Cohesion of soil:	$c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
Angle of friction struc.-soil :	$\delta = 20,00^\circ$
Soil:	cohesionless
Oedometric modulus:	$E_{oed} = 2,00 \text{ MPa}$
Saturated unit weight:	$\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

Argile molle

Unit weight:	$\gamma = 14,30 \text{ kN/m}^3$
Stress-state:	effective
Angle of internal friction:	$\varphi_{ef} = 13,00^\circ$
Cohesion of soil:	$c_{ef} = 6,00 \text{ kPa}$
Angle of friction struc.-soil :	$\delta = 8,66^\circ$
Soil:	cohesionless
Oedometric modulus:	$E_{oed} = 13,47 \text{ MPa}$
Saturated unit weight:	$\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Argile ferme

Unit weight:	$\gamma = 14,30 \text{ kN/m}^3$
Stress-state:	effective
Angle of internal friction:	$\varphi_{ef} = 25,60^\circ$
Cohesion of soil:	$c_{ef} = 28,00 \text{ kPa}$
Angle of friction struc.-soil :	$\delta = 17,06^\circ$
Soil:	cohesionless
Oedometric modulus:	$E_{oed} = 22,10 \text{ MPa}$
Saturated unit weight:	$\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Corps de chaussée

Unit weight:	$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Stress-state:	effective
Angle of internal friction:	$\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
Cohesion of soil:	$c_{ef} = 15,00 \text{ kPa}$
Angle of friction struc.-soil :	$\delta = 23,33^\circ$
Soil:	cohesionless
Oedometric modulus:	$E_{oed} = 20,00 \text{ MPa}$
Saturated unit weight:	$\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

Dédoublement

Unit weight:	$\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Stress-state:	effective
Angle of internal friction:	$\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
Cohesion of soil:	$c_{ef} = 15,00 \text{ kPa}$
Angle of friction struc.-soil :	$\delta = 23,33^\circ$





Soil: cohesionless
 Oedometric modulus: $E_{oed} = 20,00 \text{ MPa}$
 Saturated unit weight: $\gamma_{sat} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

Geological profile and assigned soils

Position information

Terrain elevation = -4,96 m

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Altitude [m]	Assigned soil	Pattern
1	4,58	0,00 .. 4,58	-4,96 .. -9,54	Remblai TVO	
2	8,98	4,58 .. 13,56	-9,54 .. -18,52	Argile molle	
3	38,61	13,56 .. 52,17	-18,52 .. -57,13	Argile ferme	
4	-	52,17 .. ∞	-57,13 .. -	Argile ferme	

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 0,00 m.

Ditch bottom shape

No.	Coordinate x [m]	Depth z [m]
1	0,00	0,01
2	-0,40	0,01
3	-29,47	8,46
4	-35,67	9,75
5	-36,56	9,94
6	-39,03	10,46
7	-40,05	10,67
8	-43,63	11,35
9	-55,87	13,66
10	-68,00	15,94
11	-101,40	21,30
12	-121,08	24,31
13	-127,63	25,04
14	-136,49	26,04
15	-137,49	26,04

Origin [0,0] is located at the ditch bottom.
 Positive coordinate +z has downward direction.

Terrain profile

No.	Coordinates x [m]	Depth z [m]
1	0,00	0,00
2	0,10	0,00
3	2,70	0,00
4	4,45	0,00
5	18,80	0,04
6	18,80	-0,96
7	21,40	-0,96
8	23,40	-0,96
9	26,40	-1,96
10	35,40	-4,96
11	36,40	-4,96

Origin [0,0] is located in upper right edge of construction.
Positive coordinate +z has downward direction.

Water influence

GWT behind the structure lies at a depth of 7,46 m
GWT in front of the structure lies at a depth of 7,60 m
Subgrade at the heel is not permeable.

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change						
1	Yes		permanent	10,00		10,20	7,00	on terrain

No.	Name
1	Traffic routier

Global settings

Number of FEs to discretize wall = 100
Minimum dimensioning pressure is considered as $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

Settings of the stage of construction

Design situation: permanent

Analysis results

Pressure above the slip surface

Depth [m]	Passive pressure [kPa]	Active pressure [kPa]
0	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00

Depth [m]	Passive pressure [kPa]	Active pressure [kPa]
6,94	43,07	43,07

Distribution of pressures acting on the structure (in front and behind the wall) - above slip surface

Depth [m]	T _{a,p} [kPa]	T _{k,p} [kPa]	T _{p,p} [kPa]	T _{a,z} [kPa]	T _{k,z} [kPa]	T _{p,z} [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.53	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Distribution of pressures acting on the structure (in front and behind the wall) - below the slip surface

Depth [m]	T _{a,p} [kPa]	T _{k,p} [kPa]	T _{p,p} [kPa]	T _{a,z} [kPa]	T _{k,z} [kPa]	T _{p,z} [kPa]
6.94	-41.18	-67.77	-101.34	66.91	97.04	247.58
7.11	-42.08	-69.02	-103.88	68.22	100.99	251.93
7.46	-44.00	-71.72	-109.35	71.03	104.91	261.28
7.46	-44.00	-71.72	-109.35	71.03	104.91	261.28

Depth [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
7.50	-44.22	-72.02	-109.96	71.62	105.59	262.34
7.60	-44.76	-72.79	-111.50	73.11	107.29	265.00
7.60	-44.76	-72.79	-111.50	73.11	107.29	265.00
7.89	-45.77	-74.20	-114.36	74.56	109.33	269.89
8.45	-47.66	-76.85	-119.73	77.28	113.18	279.09
8.68	-48.46	-77.97	-122.00	78.42	114.80	282.98
9.47	-51.16	-81.75	-129.65	82.29	120.24	296.07
9.74	-52.07	-83.02	-132.23	83.60	122.07	300.48
9.93	-52.72	-83.93	-134.07	84.53	123.37	303.63
10.26	-53.85	-85.53	-137.30	86.16	125.66	309.16
10.45	-54.49	-86.42	-139.11	87.07	126.94	312.25
10.89	-56.01	-88.55	-143.41	89.25	129.99	319.62
10.89	-56.01	-88.55	-143.41	89.25	129.99	319.62
11.05	-56.55	-89.30	-144.95	90.02	131.07	322.25
11.84	-59.24	-93.08	-152.60	93.89	136.47	335.34
12.63	-61.94	-96.86	-160.24	97.76	141.87	348.43
13.42	-64.63	-100.64	-167.89	101.62	147.27	361.52
13.56	-65.11	-101.30	-169.24	102.30	148.22	363.82
13.56	-28.55	-92.65	-473.30	37.54	109.48	825.36
14.21	-30.20	-95.50	-485.43	39.37	112.72	847.70
15.00	-32.19	-98.96	-500.14	41.60	116.65	874.81

Distributions of the modulus of subsoil reaction and internal forces on the structure

Depth [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-6.55	0.00	-0.00	0.00
0.01	0.00	0.00	-6.54	0.00	0.00	-0.00
0.75	0.00	0.00	-6.33	0.00	0.00	-0.00
1.50	0.00	0.00	-6.10	0.00	0.00	-0.00
2.25	0.00	0.00	-5.88	0.00	0.00	-0.00
3.00	0.00	0.00	-5.66	0.00	0.00	-0.00
3.75	0.00	0.00	-5.44	0.00	0.00	-0.00
4.50	0.00	0.00	-5.22	0.00	0.00	-0.00
5.25	0.00	0.00	-5.00	0.00	0.00	-0.00
6.00	0.00	0.00	-4.78	0.00	0.00	-0.00
6.75	0.00	0.00	-4.56	0.00	0.00	-0.00
6.94	0.00	0.00	-4.50	0.00	0.00	-0.00
6.94	5.03	5.03	-4.50	-13.85	0.06	-0.00
7.50	5.03	5.03	-4.34	-10.04	6.74	-1.99
8.25	5.03	5.03	-4.12	-5.48	12.35	-9.35
9.00	5.03	5.03	-3.89	-1.64	15.02	-19.79

Depth [m]	kh,p [MN/m ³]	kh,z [MN/m ³]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
9.75	5.03	5.03	-3.66	2.23	14.79	-31.15
10.50	5.03	5.03	-3.43	6.16	11.65	-41.26
11.25	5.03	5.03	-3.18	10.18	5.53	-47.89
12.00	5.03	5.03	-2.93	14.30	-3.64	-48.79
12.75	5.03	5.03	-2.66	18.53	-15.94	-41.65
13.50	5.03	5.03	-2.38	22.85	-31.46	-24.08
14.25	9.73	9.73	-2.10	-23.58	-15.44	-5.51
15.00	9.73	9.73	-1.81	-17.60	0.00	-0.00

Maximum shear force = 31,46 kN/m
 Maximum moment = 49,26 kNm/m
 Maximum displacement = 6,5 mm
 Displacement in the depth of slip surface = 4,5 mm

Dimensioning No. 1

	Disp. min [mm]	Disp. max [mm]	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-6.55	-6.55	-0.00	-0.00	0.00	0.00
0.01	-6.54	-6.54	-0.00	-0.00	0.00	0.00
0.01	-6.54	-6.54	0.00	0.00	0.00	0.00
0.01	-6.54	-6.54	0.00	0.00	-0.00	-0.00
0.01	-6.54	-6.54	0.00	0.00	-0.00	-0.00
0.75	-6.33	-6.33	0.00	0.00	-0.00	-0.00
1.50	-6.10	-6.10	0.00	0.00	-0.00	-0.00
2.25	-5.88	-5.88	0.00	0.00	-0.00	-0.00
3.00	-5.66	-5.66	0.00	0.00	-0.00	-0.00
3.75	-5.44	-5.44	0.00	0.00	-0.00	-0.00
4.50	-5.22	-5.22	0.00	0.00	-0.00	-0.00
5.25	-5.00	-5.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00
6.00	-4.78	-4.78	0.00	0.00	-0.00	-0.00
6.75	-4.56	-4.56	0.00	0.00	-0.00	-0.00
6.94	-4.50	-4.50	0.00	0.00	-0.00	-0.00
6.94	-4.50	-4.50	0.00	0.00	-0.00	-0.00
6.94	-4.50	-4.50	0.06	0.06	-0.00	-0.00
6.94	-4.50	-4.50	0.06	0.06	-0.00	-0.00
7.50	-4.34	-4.34	6.74	6.74	-1.99	-1.99
8.25	-4.12	-4.12	12.35	12.35	-9.35	-9.35
9.00	-3.89	-3.89	15.02	15.02	-19.79	-19.79
9.75	-3.66	-3.66	14.79	14.79	-31.15	-31.15
10.50	-3.43	-3.43	11.65	11.65	-41.26	-41.26
11.25	-3.18	-3.18	5.53	5.53	-47.89	-47.89

	Disp. min [mm]	Disp. max [mm]	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
12.00	-2.93	-2.93	-3.64	-3.64	-48.79	-48.79
12.75	-2.66	-2.66	-15.94	-15.94	-41.65	-41.65
13.50	-2.38	-2.38	-31.46	-31.46	-24.08	-24.08
14.25	-2.10	-2.10	-15.44	-15.44	-5.51	-5.51
15.00	-1.81	-1.81	0.00	0.00	-0.00	-0.00

Maximum values of internal forces

Maximum displacement = -6,5 mm
 Minimum displacement = -1,8 mm
 Maximum bending moment = 0,00 kNm/m
 Minimum bending moment = -49,26 kNm/m
 Maximum shear force = 15,28 kN/m

Verification of RC cross section (Pile curtain $d = 1,20$ m; $a = 1,40$ m)

All construction stages are taken into the analysis.
 Reduct. coefficient of bearing capacity = 1,00

Verification of cross section in bending:

Reinforcement - 20 pc bars 25,0 mm; cover 70,0 mm
 Type of structure (reinforcement ratio): beam
 Reinforcement ratio $\rho = 0,434 \% > 0,151 \% = \rho_{\min}$
 Load: $M_{Ed} = 68,97$ kNm
 Bearing capacity: $M_{Rd} = 2017,19$ kNm

Designed pile reinforcement is SATISFACTORY

Verification of cross section in shear:

Shear reinf. - 2 profile 14,0 mm; distance 150,0 mm
 $A_{sw} = 2052,5$ mm²
 Ultimate shear force: $V_{Rd} = 1927,57$ kN $> 44,04$ kN = V_{Ed}

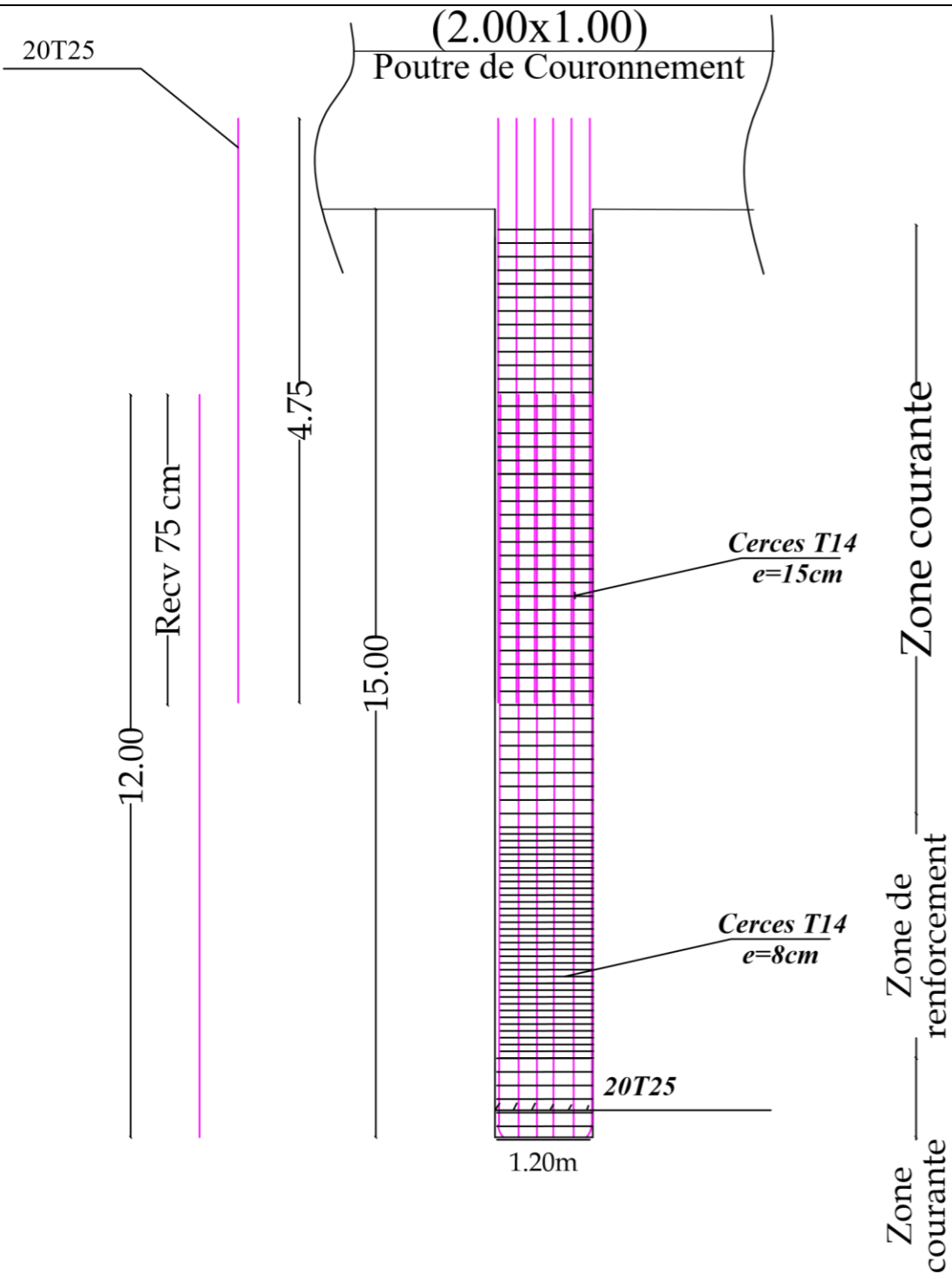
Cross-section is SATISFACTORY.

only minimal shear reinforcement

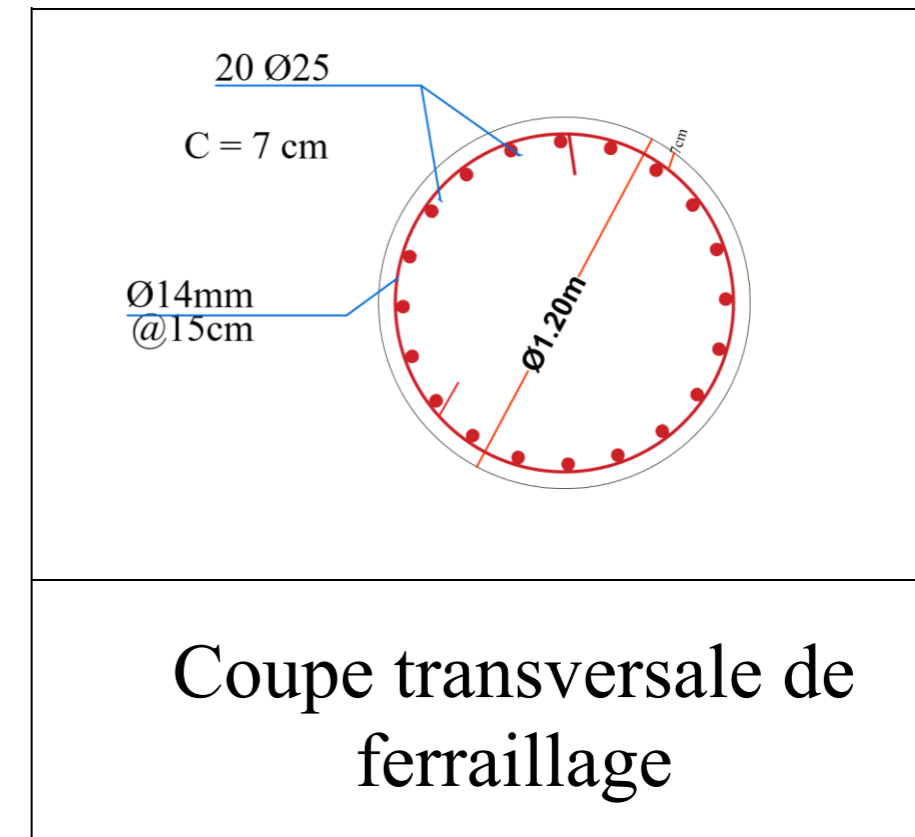
Overall verification: Cross-section is SATISFACTORY

Annexe N°6 :

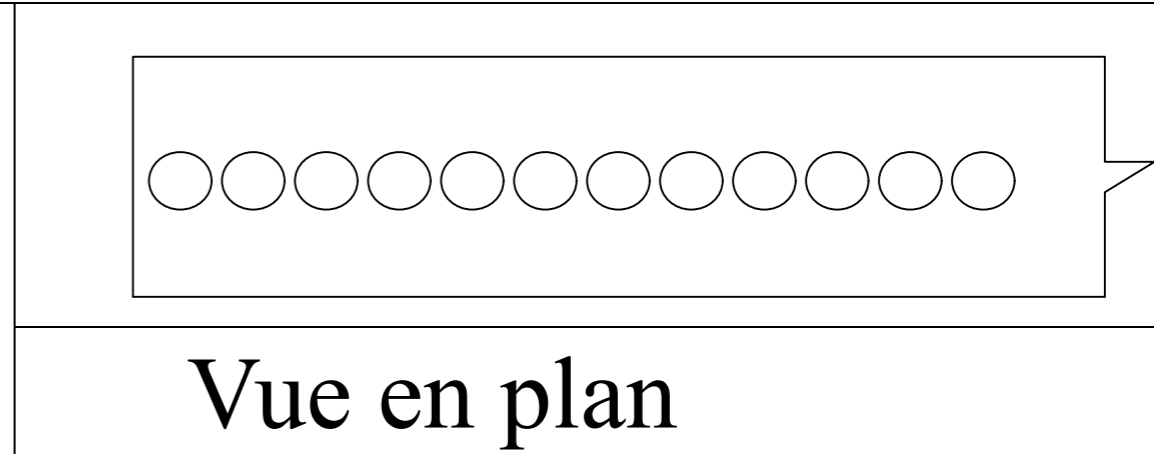
- Plan de ferrailage ;
- Plan de confortement.



Coupe longitudinale de ferrailage



Coupe transversale de ferrailage

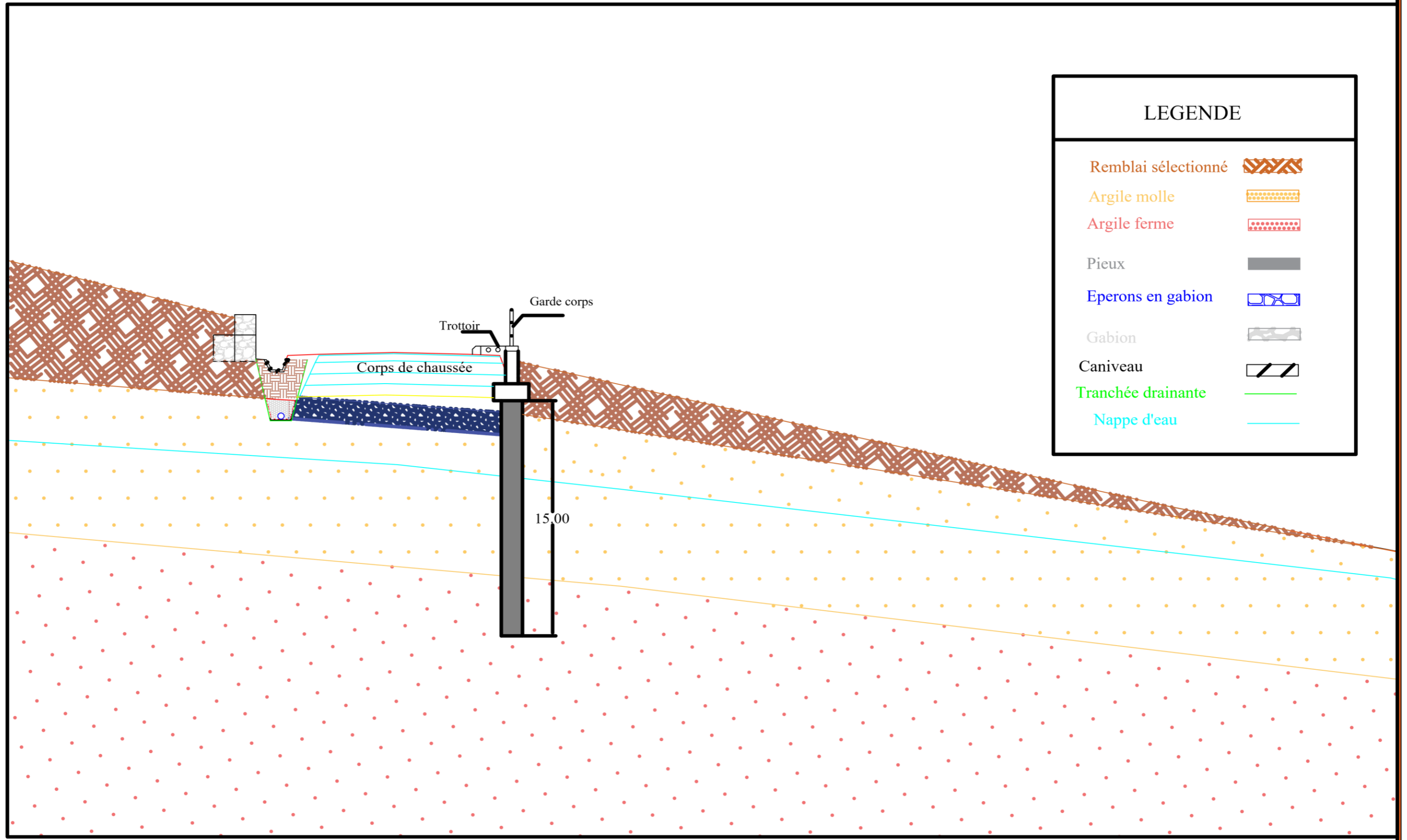


Vue en plan



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051.Alger
 Fax: (023) 70 19 38 Site web: www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Encadré par	Réalisé par	Echelle	Planche	Année universitaire
Etude de glissement de terrain au niveau de CW111 CHERAGA vers AIN BENIAN	Mr. TAKI Mohamed	DJEFFAL Maria Rym LAHOUAZI Randa	1 : 1	Plan de ferrailage	2024/2025



LEGENDE	
Remblai sélectionné	
Argile molle	
Argile ferme	
Pieux	
Eperons en gabion	
Gabion	
Caniveau	
Tranchée drainante	
Nappe d'eau	



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Encadré par	Réalisé par	Echelle	Planche	Année universitaire
Etude de glissement de terrain au niveau de CW 111 CHERAGA vers AIN BENIAN	Mr. TAKI Mohamed	DJEFFAL Maria Rym LAHOUAZI Randa	1:1	Plan de confortement	2024/2025

