

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



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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de base

Thème

Etude de stabilisation d'un glissement de terrain au
niveau deux cités 204 /104 logement Didouche Mourad
wilaya de Constantine

Réaliser par :

M^{elle} BADIS Hanane

Encadré par :

M. SAADOUNI Cherif

M. HEBIB Rafik

Promotion 2024/2025

Remercîment

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué au succès de ces trois mois de stage et à l'élaboration de ce rapport.

En particulier, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et appréciation à mes superviseurs, notamment à mes encadrants **M. HEBIB Rafik** et **M. SAADOUNI Cherif** avec patience et expertise. Leur accompagnement et leurs conseils avisés ont été essentiels à ma progression. Je suis vraiment reconnaissante pour leur gentillesse, leur encouragement et leur disponibilité constante chaque fois que j'ai eu besoin d'aide. De plus, les connaissances qu'ils ont partagées avec moi et la passion pour l'ingénierie qu'ils m'ont transmise m'ont remplie d'une immense inspiration.

Je remercie également toute l'équipe du Bureau Basse de Reconnaissance de l'entreprise SETS, où j'ai effectué mon stage, pour leur accueil chaleureux et leur collaboration bienveillante. Travailler à leurs côtés a été une expérience enrichissante, tant sur le plan professionnel que personnel.

Je tiens également à remercier mes professeurs de l'école, au sein du département DIB, pour les connaissances qu'ils m'ont transmises. Leur volonté d'aider et leur engagement dans notre formation ont largement contribué à mon développement académique et professionnel.

Enfin et surtout, je remercie sincèrement mes parents pour leur soutien, leur motivation et leur foi inébranlable en mes capacités. Leur encouragement constant a été une véritable source d'inspiration pour moi.

À tous, un grand merci.

Dédicace

**À ma famille aimante,
source inépuisable de force et de réconfort,**

**À toutes les personnes chères à mon cœur,
présentes par leur bienveillance, leurs mots et leurs gestes,**

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Je vous exprime ma profonde gratitude.

Résumé :

Les mouvements de terrain, tels que les glissements, peuvent entraîner d'importants dommages aux talus et aux versants naturels, impactant les ouvrages et les constructions, parfois avec des conséquences économiques et humaines tragiques. Dans le cadre de notre mémoire, nous nous sommes focalisés sur l'étude d'un glissement de terrain survenu dans la wilaya de Constantine, plus précisément entre les cités 204 et 104 logements.

Nous avons réalisé une analyse rétrospective afin de reproduire l'état instable du versant en confrontant les observations et les levés effectués sur site avec les surfaces de rupture déduites, ainsi qu'avec les résultats des investigations géotechniques menées dans la zone du glissement. Sur la base de cette analyse, nous avons proposé deux variantes de confortement. Grâce à une analyse multicritère, nous avons sélectionné la solution optimale, qui consiste en la mise en place d'un groupement de pieux.

Mots clés : glissement de terrain, diagnostic, calcul de stabilité, confortement, pieux.

ملخص :

يمكن أن تؤدي حركات التربة، مثل الانزلاقات، إلى أضرار كبيرة على المنحدرات والتضاريس الطبيعية، مما يؤثر على المنشآت والمباني، وأحياناً بعواقب اقتصادية وبشرية مأساوية. في إطار بحثنا، ركزنا على دراسة انزلاق أرضي وقع في ولاية قسنطينة، تحديداً بين حيي 204 و 104 مسكناً. قمنا بإجراء تحليل تاريخي لإعادة إنتاج الحالة غير المستقرة للمنحدر من خلال مقارنة الملاحظات والمسوح التي تم إجراؤها في الموقع مع الأسطح المفترضة للانفصال، بالإضافة إلى نتائج التحقيقات الجيوتقنية التي أجريت في منطقة الانزلاق. بناءً على هذا التحليل، قدمنا اقتراحين لتعزيز الأرضية. من خلال تحليل متعدد المعايير، اخترنا الحل الأمثل الذي يتمثل في تنفيذ (pieux) مجموعة من الركائز. الكلمات المفتاحية: انزلاق التربة، التشخيص، حساب الاستقرار، تعزيز، ركائز.

Abstract :

Landslides, such as slope failures, can cause significant damage to natural slopes and embankments, impacting structures and constructions, sometimes with tragic economic and human consequences. In our research, we focused on studying a landslide that occurred in the Constantine province, specifically between the 204 and 104 housing sites.

We conducted a retrospective analysis to reproduce the unstable state of the slope by comparing field observations and surveys with inferred rupture surfaces and the results of geotechnical investigations in the landslide area. Based on this analysis, we proposed two reinforcement alternatives. Through a multicriteria analysis, we selected the optimal solution, which involves the installation of a group of piles.

Keywords: landslide, diagnosis, stability analysis, reinforcement, piles.

Sommaire

Introduction générale :	1
CHAPITRE I : Généralités	3
I. Introduction :	4
II. Les types de mouvements de terrain et leur cause :	4
II.1 Les coulées et les laves torrentielles :	4
II.1.1 Définition :	4
II.1.2 Causes principales du déclenchement :	5
II.2 Les écroulements et les chutes de blocs :	5
II.2.1 Définition :	5
II.2.2 Causes principales du déclenchement :	5
II.3 Les mouvements de fluage :	5
II.3.1 Définition :	5
II.3.2 Causes principales du déclenchement :	6
II.4 Les glissements :	6
II.4.1 Définition :	6
II.4.2 Causes principales du déclenchement :	7
III. Les techniques de stabilisation :	7
III.1 Les techniques de terrassement :	8
III.1.1 Chargement de pied et déchargement de la tête :	8
III.1.2 Le reprofilage :	8
III.1.3 La substitution :	9
III.2 Les techniques de drainage :	9
III.3 Les techniques de renforcement :	9
III.3.1 Les clouages souples :	9
III.3.2 Les clouages rigides :	10
III.3.3 Les soutènements rigides et souples :	10
III.3.4 Les tirants d'ancrage :	11
IV. Démarches à suivre pour l'étude d'un mouvement de terrain :	11
V. Conclusion :	11
CHAPITRE II : Présentation du projet	12

I.	Introduction :	13
II.	Présentation du projet :	13
III.	Situation géographique :	14
IV.	Géologie régionale :	15
V.	Hydrologie générale :	16
VI.	Cadre climatologique :	17
VII.	La Sismicité de la zone :	18
VIII.	Conclusion :	20
	CHAPITRE III : Diagnostic	21
I.	Description du glissement :	22
I.1	Observations des désordres :	32
I.2	Causes des instabilités du glissement de terrain :	33
II.	Conclusion :	33
	CHAPITRE VI : Investigation Géotechnique	34
I.	Introduction :	35
II.	Compagne géotechnique :	35
II.1	Les Essais in situ :	35
II.2	Les Essais de laboratoire :	35
III.	Résultats des essais	37
III.1	Lithologie	37
IV.	Interprétation des essais :	40
IV.1	Analyses physiques :	40
IV.2	Analyses chimiques :	40
IV.3	Caractéristiques mécaniques :	41
IV.4	Essais pressiométriques :	41
IV.5	Levés piézométriques :	43
IV.6	Les inclinomètres :	44
V.	Analyse à rebours (Back analysis) :	45
V.1	Profile représentatif :	46
V.2	Les paramètres de calcul :	46
V.3	Résultat de l'analyse à rebours :	47
VI.	Conclusion :	50

Chapitre V : Stratégie et Technique de Stabilisation	51
I. Introduction :.....	52
II. Évaluation de la stabilité initiale :.....	52
II.1 Cas statique :.....	52
II.2 Cas dynamique :.....	53
III. Les solutions de confortement :.....	54
III.1 Stabilisation par une rangée de pieux :.....	54
III.1.1 Description :.....	54
III.1.2 Interprétation des résultats :.....	56
III.1.3 Évaluation approximative des couts :.....	56
III.2 Terrassement (allègement en tête) et confortement par un remblais / géotextiles :.....	56
III.2.1 Description :.....	56
III.2.2 Interprétation des résultats :.....	58
III.2.3 Évaluation approximative des couts :.....	58
IV. Analyse multicritère et choix de la solution :.....	59
IV.1 Synthèse :.....	60
V. Etude d'Avant-projet détaillé « Dimensionnement de pieux » :.....	60
V.1 Type des pieux utilisés :.....	60
V.2 La méthode de réalisation :.....	60
V.3 La géométrie des pieux :.....	61
V.4 Ferrailage des pieux :.....	62
V.5 Vérification structurale des pieux :.....	63
Conclusion et Perspective :	64
Références bibliographiques :.....	65
ANNEXES :.....	67

Liste des figures

Figure II-1 : Processus de formation et d'écoulement d'une lave torrentielle.....	4
Figure II-2 : Chut des blocs.....	5
Figure II-3 : Glissement dé fluage du terrain.....	5
Figure II-4 : Glissement rotationnel. Figure II-5 : Glissement plan.....	6
Figure II-6 : Glissement composite.	6
Figure III-1: Schéma de remblais de chargement de pied et de butée de pied.	8
Figure III-2: Schéma d'un masque drainant dans un déblai.....	9
Figure III-3: Schéma du principe d'un clouage souple.	10
Figure III-4: Schéma de principe d'un clouage rigide.	10
Figure III-5:Schéma de principe de l'action d'un tirant.....	11
Figure II-1:Vue satellite du site glissement.	13
Figure III-1Vue satellite sur localisation de la commune de Didouche Mourad au sein de la wilaya de Constantine.....	14
Figure IV-1 : La carte géologique El Harai échelé 1/50 000	15
Figure V-1Carte de la Répartition Climatique de la Wilaya de Constantine	16
Figure VI-1 : Températures moyennes mensuelles de la wilaya (Weather Spark)	17
Figure VI-2 : Précipitations moyennes mensuelles de la wilaya (Weather Spark).....	18
Figure VII-1 Zonage sismique de l'Algérie : zoom sur zones I à VI (RPA 2024)	19
Figure I-1:Vue satellite et photo réelle de la zone de glissement	22
Figure I-2 : Vue satellite de la zone du glissement.....	23
Figure I-3:Vue satellite 2024	24
Figure I-4:Vue satellite 2025	24
Figure I-5:Vue satellite 2014	24
Figure I-6:Vue satellite 2006	24
Figure I-7:Vue satellite 2016	24
Figure I-8:Vue satellite 2003	24
Figure I-9:Cote aval du glissement (36°26'18.63"N 6°38'22.90"E).....	25
Figure I-10:Basculement d'un mur dans 104 log (36°26'15.74"N 6°38'16.22"E).....	26
Figure I-11:Effondrement partiel de la route dû à un glissement (36°26'13.91"N 6°38'26.95"E).....	27
Figure I-12:Le réseau d'assainissement est apparu par suite du glissement	28
Figure I-13:La forme de glissement et des glissements régressifs.....	28
Figure I-14:Des stagnations des eaux.....	29
Figure I-15:Stagnation des eaux sur la route	30
Figure I-16:Affaissement de la route et stagnation d'eau	30
Figure I-17:Le glissement actif peut endommager l'infrastructure ferroviaire	31
Figure II-1: Plan des sondages carottés et pressiométrique.....	36
Figure IV-1:Les positionnements des inclinons sur le site	44
Figure V-1:Profile critique géologique.....	46
Figure V-2: Corrélacion entre la cohésion et l'angle de frottement.	48

Figure V-3: Résultats avec analyse rebours.	49
Figure II-1:Modélisation du cercle de glissement standard.	52
Figure II-2:Modélisation du cercle de glissement standard (dynamique).	53
Figure III-1:Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 1 cas statique.	54
Figure III-2:Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 1 cas dynamique.	55
Figure III-3:Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 2 cas statique.	57
Figure III-4:Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 2 cas dynamique.	57
Figure V-1: Les étapes détaillées de la réalisation des pieux forés.	61
Figure V-2: Schéma de ferrailage longitudinal d'une rangée de pieux.	62
Figure V-3:Vérification les déformations cas statique.	63
Figure V-4:Vérification les déformations cas dynamique.	63

Liste des tableaux

Tableau II-1 : Classification des glissements selon profondeur [1]	7
Tableau II-2: Classification des glissements selon la vitesse [1]	7
Tableau VI-1 : Tableau récapitulatif des températures de la wilaya (Weather Spark)	17
Tableau VI-2 : Tableau récapitulatif des précipitations de la wilaya (Weather Spark)	18
Tableau VII-1 Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher pour T=475ans (RPA2024)	19
Tableau III-1 : Description lithologique des sondages carottés.	37
Tableau III-2 Récapitulatif des essais en laboratoire sur échantillons intacts récupérés des sondages carottés	38
Tableau III-3 : Récapitulatif des essais en laboratoire sur échantillons intacts récupérés des sondages carottés	39
Tableau IV-1 : Définition des classes d'agressivité (NF P 18-011).	41
Tableau IV-2: Les caractéristiques mécaniques des sondages	41
Tableau IV-3: Les résultats de pressiométries.	42
Tableau IV-4: Levés piézométriques	43
Tableau IV-5: Résultats inclinomètres Selon la direction –A-	45
Tableau IV-6: Résultats inclinomètres selon la direction -B-	45
Tableau V-1: Caractéristiques géomécaniques des couches	49
Tableau II-1: Résultats facteur de sécurité (statique).	52
Tableau II-2: Résultats facteur de sécurité (dynamique).	53
Tableau III-1: Résultats facteur de sécurité (statique).	54
Tableau III-2: Résultats facteur de sécurité (dynamique).	55
Tableau III-3: Évaluation approximative des couts de la solution 1	56
Tableau III-4: Résultats facteur de sécurité de la solution 2 cas statique .	57
Tableau III-5: Résultats facteur de sécurité de la solution 2 cas dynamique	58
Tableau III-6: Évaluation approximative des couts de la solution 2	58
Tableau IV-1: Analyse multicritère	59

Liste des abréviations :

A_s : section d'armature

c : cohésion

c' : cohésion effective

CD : consolidé-drainé

CD+U : consolidé drainé avec mesure de la pression interstitielle

C_r : cohésion résiduelle

CU : consolidé non drainé

E : module d'élasticité

EM : module pressiométrique

E_{mot} : forces motrices

E_{resist} : forces résistantes

f_{bc} : résistance limite du béton

f₂₈ : résistance de compression du béton à 28 jours

FP : forage pressiométrique

F_s : coefficient de sécurité

H_{max} : hauteur maximale

I : inclinomètre, moment d'inertie

I_c : indice de consistance

INC : sondage inclinométrique

I_p : indice de plasticité

M_{mot} : moments moteurs

M_{resis} : moments résistants

P : pression d'eau

P_f : pression de fluage

P_l : pression limite

q : contrainte d'intensité

SC : sondage carotté

T : force de cisaillement

St : espacement des armatures transversales

U : pression d'eau interstitielle

UU : non consolidé non drainé

w : teneur en eau naturelle

W : poids

WI : limite de liquidité

Wp : limite de plasticité

Introduction générale :

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels aux origines variées, tels que les glissements de terrain, les éboulements, les effondrements et les coulées de boue. Ces phénomènes peuvent entraîner des conséquences humaines et économiques considérables ces mouvements causent chaque année des milliers de décès, de blessés ainsi que d'énormes pertes et dommages économiques à travers le monde. C'est pourquoi il est essentiel et important de stabiliser ces mouvements de terrain, en particulier dans le domaine du Génie Civil et Travaux Publics.

Parmi ces phénomènes, les glissements de terrain qui se développent principalement dans des matériaux meubles, caractérisés par une perte de résistance au cisaillement. Se distinguent comme l'une des manifestations les plus perturbants des mouvements du sol, capables d'entraîner des répercussions dévastatrices sur les populations et les infrastructures.

Ce travail, présenté dans ce mémoire, se concentre sur le diagnostic et l'analyse de la stabilisation d'un glissement de terrain situé entre les cités des 204 et 104 logements, dans la commune de Didouche Mourad, wilaya de Constantine. Ce travail vise à comprendre pourquoi le glissement de terrain s'est produit, à analyser les caractéristiques du sol en place, puis à proposer des solutions adaptées pour stabiliser la zone. L'objectif est d'assurer la sécurité des habitations voisines et de garantir la durabilité des interventions, tout en estimant les coûts des travaux à prévoir.

Pour bien présenter l'étude de la stabilité de glissement et éclairer les axes de notre étude, la thèse a été articulée suivant les points suivants :

Chapitre I : recherche bibliographique

Dans ce chapitre, nous avons cherché à présenter une vue d'ensemble sur le phénomène des mouvements de terrain, en abordant leurs différents types ainsi que leurs causes. Nous avons également exposé quelques méthodes de stabilisation des glissements de terrain.

Chapitre II : présentation du projet

Dans ce chapitre, nous avons présenté le site de notre étude, en détaillant sa situation géographique ainsi que ses caractéristiques hydrologiques climatiques, sismiques et topographiques.

Chapitre III : diagnostic

Un diagnostic approfondi du glissement de terrain est présenté dans ce chapitre, accompagné d'une analyse détaillée des désordres observés ainsi que de leurs causes.

Chapitre IV : investigation géotechnique

Pour le quatrième chapitre synthétise les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique, menée afin de définir les caractéristiques mécaniques essentielles du sol sur le site du projet. Une analyse à rebours y a également été réalisée dans le but d'estimer les paramètres de résistance mobilisés lors du glissement et de mieux comprendre les mécanismes de rupture.

Chapitre V : stratégies et techniques de stabilisation

Dans ce chapitre une étude de confortement a été menée à l'aide du logiciel GEO5, proposant deux solutions visant à garantir la stabilité et la sécurité du site affecté par le glissement de terrain. Cette étude intègre une analyse multicritère afin de sélectionner à solution techniquement et économiquement favorable. Par la suite, une étude d'avant-projet détaillé (APD) a été consacrée à la solution retenue.

Enfin, le mémoire se clôture par une conclusion récapitulative, mettant en évidence les principaux enseignements et connaissances acquises au cours de cette étude.

CHAPITRE I : Généralités

I. Introduction :

Un mouvement de terrain c'est un déplacement, soudain ou progressif, du sol ou du sous-sol sous l'effet de facteurs naturels, tels que les séismes, les précipitations ou les cycles de gel/dégel, ou bien les activités humaines comme les travaux de terrassement les constructions non étudiées et non planifiées.

II. Les types de mouvements de terrain et leur cause :

Les mouvements de terrain se manifestent sous de multiples formes, et cela s'explique par la diversité des facteurs qui influence. Ils résultent de processus naturels comme l'érosion et la dissolution, de la nature même des matériaux, ainsi que des déformations et ruptures provoquées par des charges statiques ou dynamiques bien que la structure géologique joue également un rôle déterminant dans leur apparition, parmi les grands mouvements de terrain sont :

- Les coulées et les laves torrentielles.
- Les écroulements et les chutes de blocs.
- Les glissements.
- Les mouvements de fluage.

II.1 Les coulées et les laves torrentielles :

II.1.1 Définition :

Sont des écoulements des matériaux comme les débris la boue l'eau le long d'une pente ; les laves torrentielles sont des coulées plus au moins fluides transportés sur des grandes surfaces avec des grands vitesses.

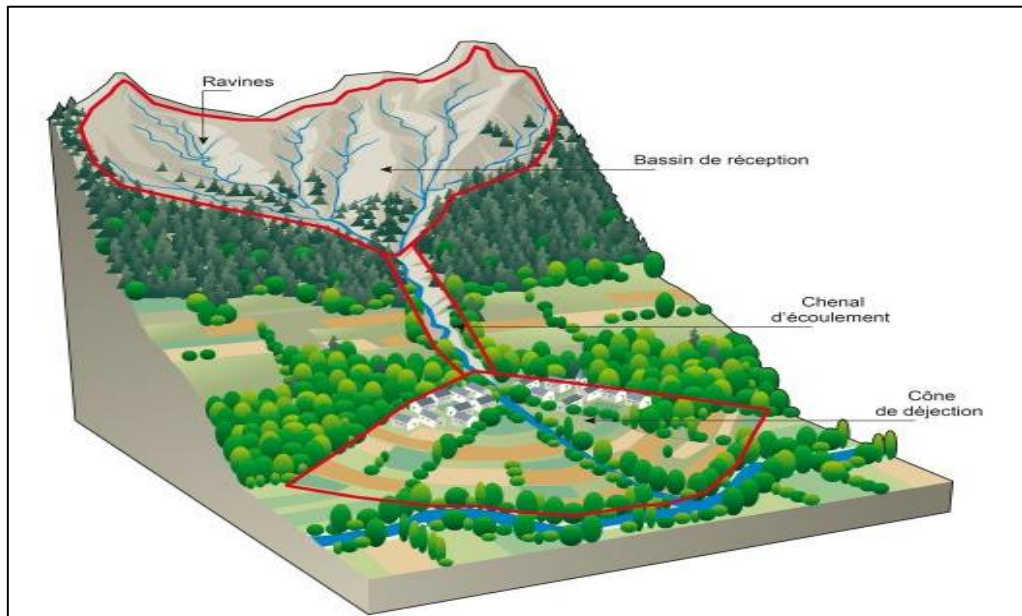


Figure II-1 : Processus de formation et d'écoulement d'une lave torrentielle.

II.1.2 Causes principales du déclenchement :

- Une forte précipitation.
- L'instabilité géologique de terrain.
- La nature de sol et leur caractéristiques physiques et mécanique.

II.2 Les écroulements et les chutes de blocs :

II.2.1 Définition :

Sont généralement d'origine naturelle, mais peuvent être également favorisés par l'activité de l'homme.



Figure II-2 : Chutes des blocs.

II.2.2 Causes principales du déclenchement :

- L'instabilité géologique.
- L'altération.
- L'érosion.
- Les séismes.
- Les terrassements non gérés.

II.3 Les mouvements de fluage :

II.3.1 Définition :

Sont des déformations continue sur certains sols, ils se manifestes par des mouvements diffus du sol sans une zone de rupture clairement définie.

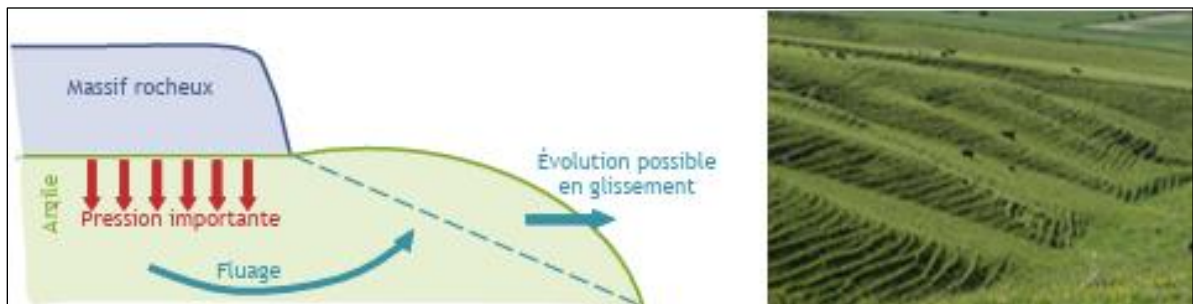


Figure II-3 : Glissement de fluage du terrain.

II.3.2 Causes principales du déclenchement :

- La saturation du sol.
- Les contraintes appliquées et leur durée.
- Le changement des caractéristiques mécaniques des matériaux.

II.4 Les glissements :

II.4.1 Définition :

Sont des déplacements vers le bas et l'extérieur d'une masse de terre suit la pente de cette masse, il existe trois types de glissement de terrain selon la géométrie de la surface de rupture et la profondeur et la vitesse de glissement :

- Le glissement plan ou translationnel le long d'une surface plan.
- Le glissement rotationnel ou circulaire le long d'une surface convexe.
- Le glissement composite (la surface de rupture est un mélange entre les deux derniers type).

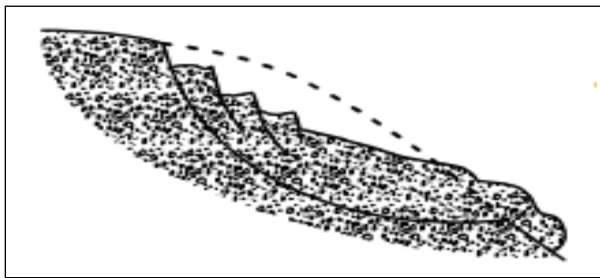


Figure II-4 : Glissement rotationnel.

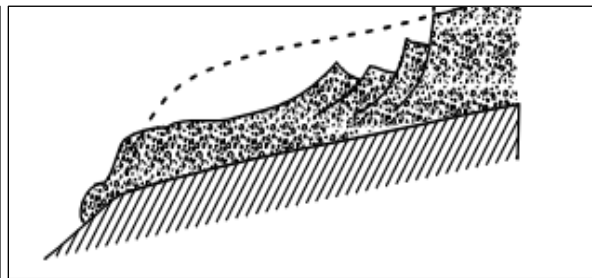


Figure II-5 : Glissement plan.

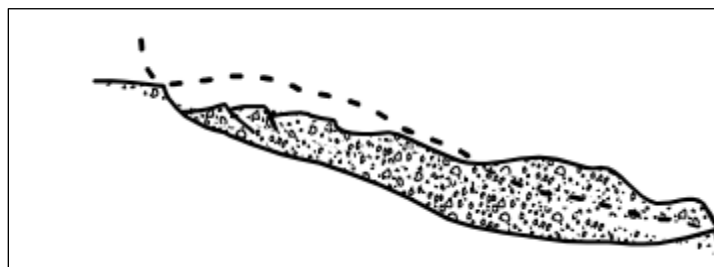


Figure II-6 : Glissement composite.

Le tableau suivant présente les différentes valeurs de classification selon la profondeur :

Tableau II-1 : Classification des glissements selon profondeur [1]

Glissement	Profondeur de glissement
Superficiel	0 à 2
Semi-profond	2 à 10
Profond	>10

Le tableau suivant présente les classifications selon l'activité en fonction de l'évolution de la vitesse moyenne de glissement à long terme :

Tableau II-2: Classification des glissements selon la vitesse [1]

Glissement	Vitesse de glissement
Très lent	0 à 2 cm/an
Peu actif, lent	2 à 10 cm /an
Actif	>10 cm/an

II.4.2 Causes principales du déclenchement :

- La pente.
- La nature des sols.
- Les activités humaines.
- Une forte précipitation.
- Les séismes.
- Les hauteurs importantes.

III. Les techniques de stabilisation :

On peut les résumer en quatre grandes catégories

- Les terrassements pour modifier la géométrie et assurer l'équilibre des masses.
- Le drainage évacuation de l'eau rabattement des nappes.
- Le renforcement mécanique.
- Des mesures de protection superficielle.

III.1 Les techniques de terrassement :

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, la technique de stabilité par terrassement reste la méthode plus naturelle. On peut identifier ces méthodes sur trois grandes méthodes :

- Des actions pour équilibrer la masse (chargement de pied ou déchargement de la tête)
- Des actions pour changer la géométrie de la pente. (Reprofilage)
- Des substitution partielle ou totales de la masse instable.

III.1.1 Chargement de pied et déchargement de la tête :

Un remblai ajouté au pied d'un glissement peut avoir deux effets sur la stabilité de la masse en mouvement :

- si la surface de rupture passe sous le remblai, ce dernier va augmenter les contraintes normales sur la surface de rupture et la résistance au cisaillement. On parle alors de (remblai de) chargement de pied
- si le remblai est construit devant la surface de rupture, il va constituer une sorte de soutènement de la masse qui glisse, qui se mettra en butée sur le massif résistant. On parle alors de (remblai de) butée de pied

La technique de l'allègement en tête consiste en l'évacuation par terrassement d'une certaine épaisseur de matériaux situés dans la partie supérieure du glissement. Cette technique, très rustique, suppose que l'on puisse accéder à la zone en mouvement et transporter les matériaux vers une zone de dépôt. (Lcpc) [1]

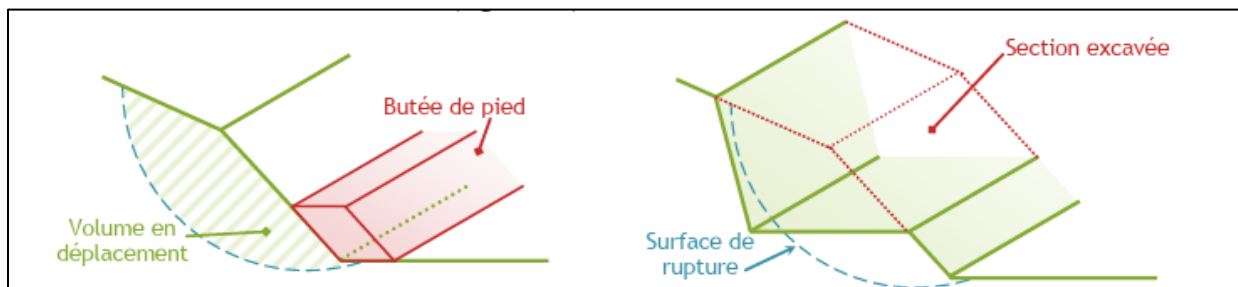


Figure III-1: Schéma de remblais de chargement de pied et de butée de pied.

III.1.2 Le reprofilage :

C'est une modification de la pente d'un talus ou bien améliore ses conditions de stabilité et renforcer la sécurité, L'une des méthodes couramment utilisées pour cela est le retaluté du terrain naturel. Ce procédé consiste à adoucir la pente moyenne du talus, ce qui est particulièrement adapté aux talus de déblais. Cependant, dans le cas des versants naturels, l'adoucisement de la pente est généralement moins efficace, car cela nécessite des volumes importants de sol pour une amélioration relativement faible du coefficient de sécurité. [1]

III.1.3 La substitution :

La technique de la substitution et du masque drainant consiste à évacuer tout ou partie des sols médiocres et les remplacer par des matériaux frottant (et drainants) jusqu'à un niveau inférieur à celui de la surface de rupture. [1]

III.2 Les techniques de drainage :

Sont des techniques essentielles dans la stabilisation des mouvements de terrain qui sont focaliser sur le contrôle des eaux superficielles et les nappes pour améliorer la résistance mécanique de la masse, les diverses techniques de drainage peuvent être classées en quatre groupes :

- Les tranchées drainantes et éperons drainant.
- Les puits drainants et les galeries drainantes.
- Les drains subhorizontaux.
- Les assainissements de surface.

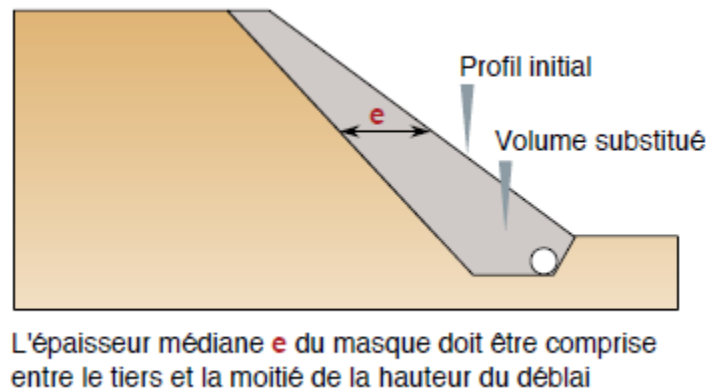


Figure III-2: Schéma d'un masque drainant dans un déblai

III.3 Les techniques de renforcement :

Les renforcements sont des dispositifs exerçant une action mécanique, soit permanente, soit mobilisée en cas de mouvement, venant s'ajouter aux efforts résistants naturels (résistance au cisaillement du sol). [1]

Il existe quatre méthodes de renforcement :

- Les clouages souples.
- Les clouages rigides.
- Les soutènements rigides et souples.
- Les tirants d'ancrage.

III.3.1 Les clouages souples :

Le renforcement par inclusions souples, ancrées dans le terrain stable, constituées de barres ou de micropieux, apporte des efforts résistants qui s'opposent au mouvement.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. [1]

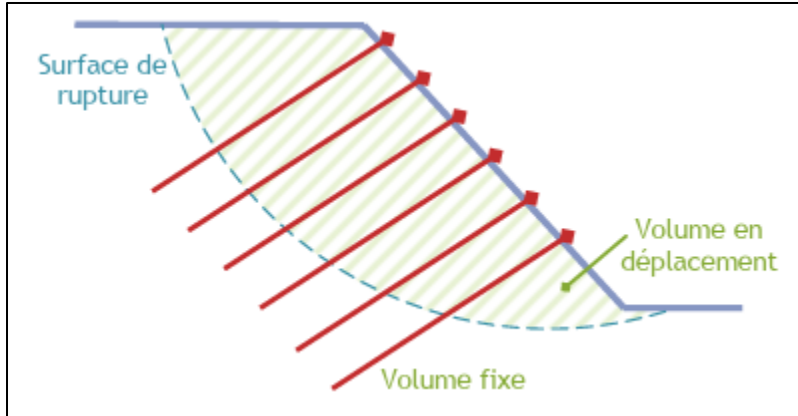


Figure III-3: Schéma du principe d'un clouage souple.

III.3.2 Les clouages rigides :

Le renforcement consiste à introduire dans le sol des éléments résistants rigides : Rangées de pieux, de barrettes, de profilés métalliques, le clouage rigide repose sur le principe que le mouvement de la partie supérieure du massif engendre des efforts qui sont transmis par les clous au substratum dont la réaction s'oppose au mouvement. Compte tenu de leur inertie importante, les pieux ou barrettes travaillent principalement en flexion/cisaillement alors que les clous de faible inertie « Clouage souple » travaillent plutôt en traction/flexion.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais elles visent à s'opposer à ceux-ci par l'introduction d'éléments rigides accroissant les efforts résistants. [1]

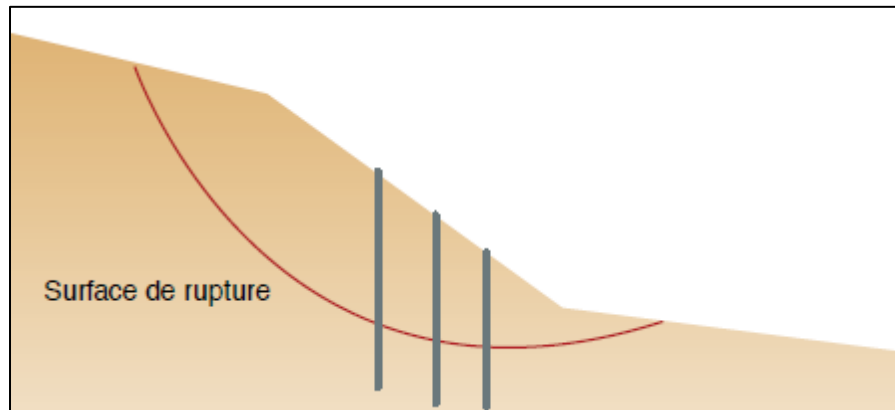


Figure III-4: Schéma de principe d'un clouage rigide.

III.3.3 Les soutènements rigides et souples :

Les ouvrages de soutènements rigides (murs en béton) ont pour objectif d'empêcher le mouvement du sol. Le principe de stabilisation consiste à bloquer tous les mouvements de terrain par un ouvrage capable d'encaisser les efforts engendrés par la masse en mouvement en revanche les soutènements souples sont couramment utilisés en raison de leur flexibilité et de leur capacité à se déformer. En d'autres termes, ils peuvent s'ajuster aux déformations du sol et s'adapter en conséquence. [1]

III.3.4 Les tirants d'ancrage :

Les tirants (précontraints), parfois appelés ancrages actifs, sont une technique de stabilisation reposant sur la mise en tension d'inclusions métalliques ancrées dans un substratum stable.

Le principe consiste à accroître les efforts résistants par ajout d'efforts extérieurs stabilisateurs et par augmentation de la résistance au cisaillement résultant de l'accroissement des contraintes normales effectives sur la surface de rupture

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à bloquer les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. [1]

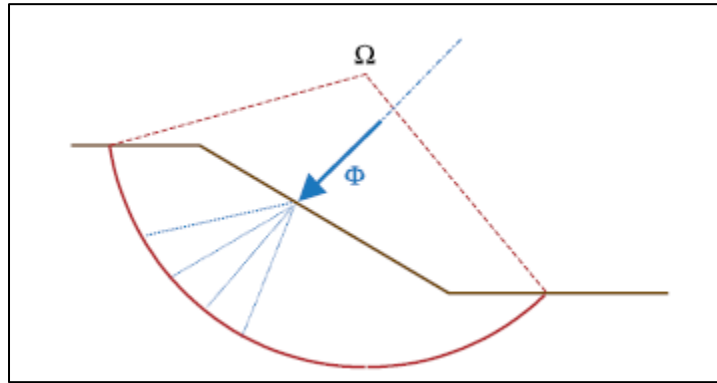


Figure III-5:Schéma de principe de l'action d'un tirant.

IV. Démarches à suivre pour l'étude d'un mouvement de terrain :

- Investigations préliminaires collecter les données, délimitation de la zone.
- Levé topographique.
- Investigation géologique hydrologique.
- Investigation géotechnique (S. carottés ; S. pressiométrique ; P.D.L ; inclinomètre et géophysique).
- Analyse et interprétation des données proposer des solutions (APS).
- Modélisation et l'analyse de la stabilité (APD).
- Suivi et contrôle.

V. Conclusion :

En conclusion, les mouvements de terrain résultent de l'interaction entre des facteurs naturels et des interventions humaines. Leur prévention et leur gestion nécessitent une étude approfondie des sols, une planification rigoureuse des aménagements et l'adoption de mesures adaptées pour limiter les risques et leurs impacts sur les infrastructures et les populations.

CHAPITRE II : Présentation du projet

I. Introduction :

Dans ce chapitre, nous présentons le projet relatif au glissement de terrain qui située entre deux cités (204et 104 logement) de la wilaya de Constantine commune de Didouche Mourad, nous abordons en particulier sa localisation et données météorologique et sismique de la zone étudiée.

II. Présentation du projet :

Ce projet concerne le glissement de terrain au niveau deux cités (cités 204et 104 logement) de la wilaya de Constantine commune de Didouche Mourad anciennement Bizot lors de la colonisation, qui a cause des dégradations importantes au niveau des chalets, la topographie et l'assainissement de la zone.



Figure II-1:Vue satellite du site glissement.

III. Situation géographique :

La commune de Didouche Mourad est située dans la wilaya de Constantine, au nord-est de l'Algérie. Elle se trouve à environ 25 kilomètres au nord de la ville de Constantine, le long de la route nationale RN3, qui constitue un axe de communication majeur entre Constantine et Skikda. Cette commune bénéficie d'une position géographique stratégique, à la jonction entre les zones urbaines et les premières hauteurs du massif de l'Atlas Tellien. Ce dernier, caractérisé par un relief accidenté et un couvert végétal relativement dense, confère à la région un paysage naturel varié et un potentiel écologique intéressant.

Didouche Mourad s'étend sur un territoire combinant des zones agricoles, des espaces boisés et des zones urbanisées en développement.



Figure III-1 Vue satellite sur localisation de la commune de Didouche Mourad au sein de la wilaya de Constantine

IV. Géologie régionale :

D'après la carte géologique d'El Harai au 1/50 000, la région englobant le terrain d'étude présente une géologie dominée par des formations sédimentaires d'âge Mio-Pliocène continental. Ces formations sont caractérisées par une faible ou une absence de tectonisation, ce qui suggère une relative stabilité tectonique postérieure à leur dépôt. Lithologiquement, elles sont principalement constituées d'argiles rouges sableuses, témoignant d'un environnement de sédimentation fluviatile ou lacustre à dominante continentale. Ces argiles renferment par endroits des lentilles ou des niveaux conglomératiques, composés d'éléments bien roulés, d'origine numidienne, indiquant un transport fluviatile prolongé ou énergétique.



Figure IV-1 : La carte géologique El Harai échelé 1/50 000

V. Hydrologie générale :

Le terrain du projet appartient au bassin versant exoréique N°10 Kébir-Rhumel (selon le découpage de (l'A.N.R.H). Lequel est caractérisé par une grande complexité hydrogéologique. Il s'étend sur une superficie totale d'environ 8 800 Km². Il est drainé par deux cours d'eau importants dans la partie méridionale, l'oued Rummel et dans la partie occidentale l'oued Enndja.

Leur confluence à l'aval donne l'oued El Kébir, qui rejoint, plus au Nord, la Méditerranée.

Le bassin versant Kébir-Rhumel divisé en 7 sous-bassins. Notre site appartient au sous-bassin Oued Kebir maritime N°10 07 (superficie 1320 Km²).

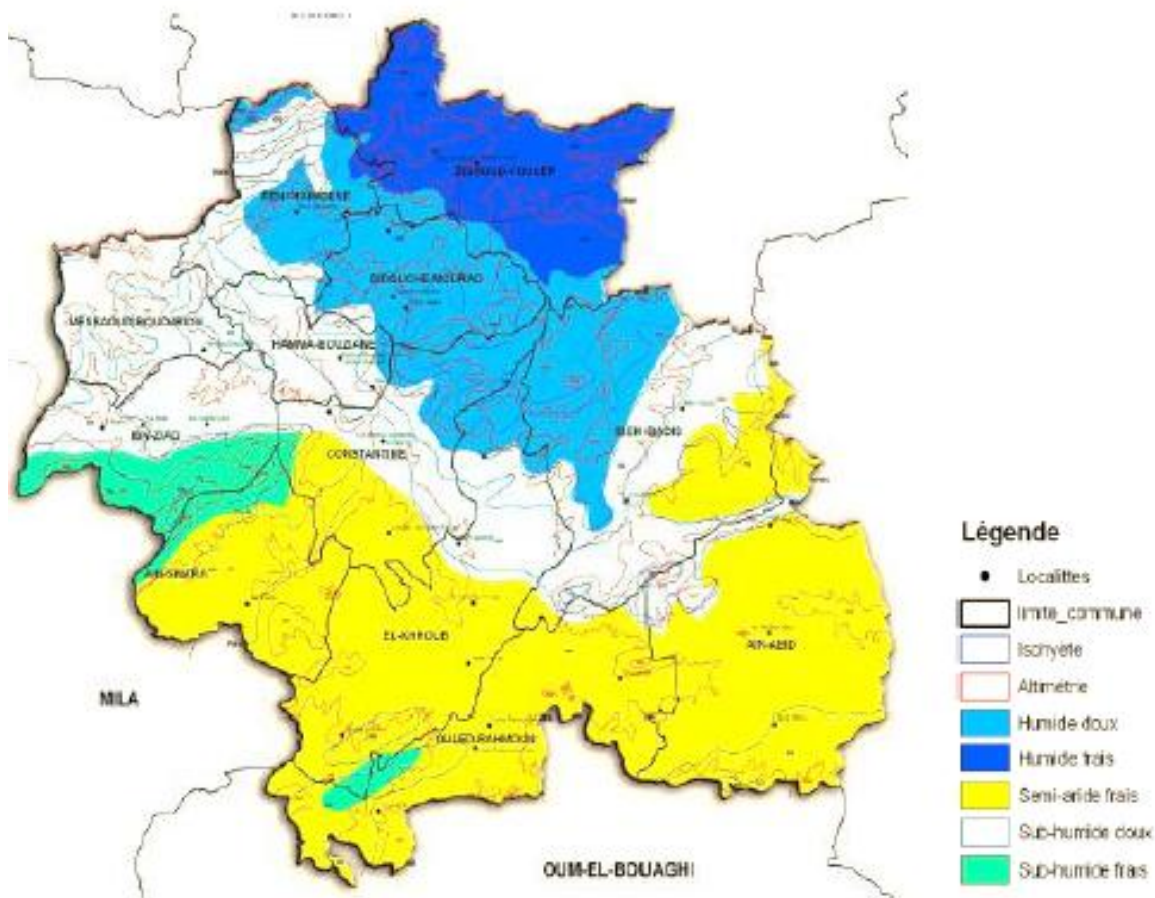


Figure V-1 Carte de la Répartition Climatique de la Wilaya de Constantine

VI. Cadre climatologique :

Le climat de la commune de Didouche Mourad, située dans la wilaya de Constantine, est de type méditerranéen à tendance semi-continentale, influencé par la topographie locale et la relative proximité de la mer Méditerranée. Il se caractérise par des étés courts, très chauds, secs et généralement dégagés, contrastant avec des hivers relativement longs, frais, partiellement nuageux et marqués par des précipitations modérées à localement importantes.

Sur le plan thermique, les températures enregistrées au cours de l'année varient généralement entre 3 °C en hiver et 34 °C en été, avec des extrêmes rares descendant légèrement en dessous de 0 °C ou dépassant ponctuellement les 39 °C lors d'épisodes caniculaires. L'amplitude thermique entre le jour et la nuit peut être notable, surtout durant les intersaisons.

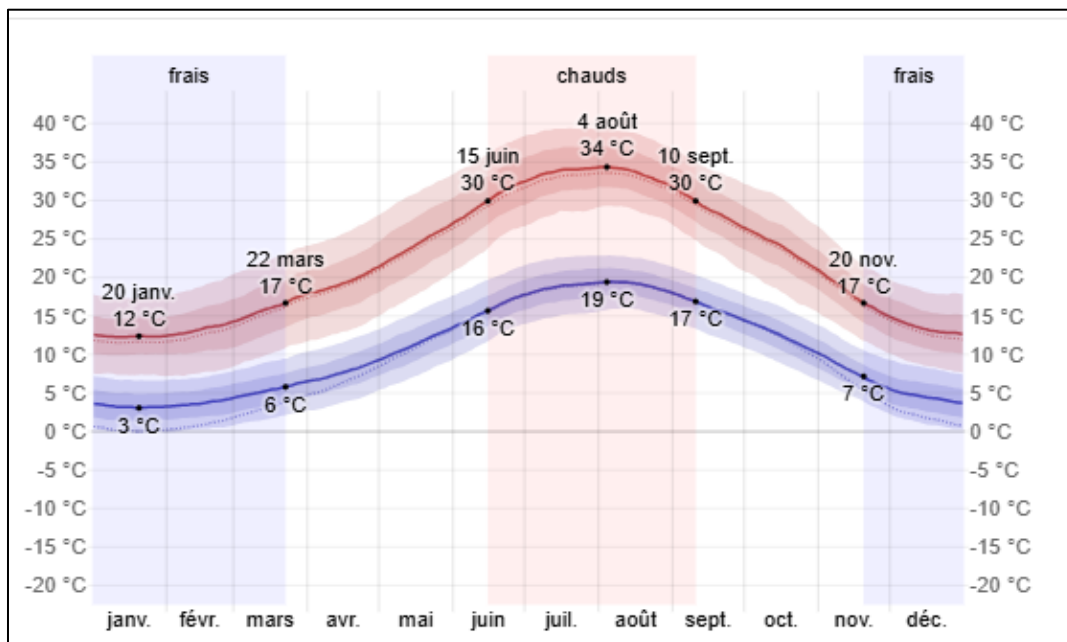


Figure VI-1 : Températures moyennes mensuelles de la wilaya ([Weather Spark](#))

Tableau VI-1 : Tableau récapitulatif des températures de la wilaya ([Weather Spark](#))

Moyenne	Janv.	Févr.	Mars	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août.	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Haute	12 °C	13 °C	16 °C	19 °C	24 °C	30 °C	34°C	33°C	29°C	24°C	18°C	13°C
Temp	7 °C	8 °C	11°C	13°C	18°C	23°C	26°C	26°C	22°C	18°C	12°C	8 °C
Basse	3 °C	4 °C	5 °C	8 °C	12°C	16°C	19°C	19°C	16°C	12°C	8 °C	4 °C

Les précipitations sont plus fréquentes entre le 1er septembre et le 5 juin, période durant laquelle la probabilité quotidienne de précipitation dépasse 16 %. Janvier est le mois le plus pluvieux, avec en moyenne 8,1 jours de précipitation. à l’inverse, la période la plus sèche s’étend du 5 juin au 1er septembre, juillet étant le mois le moins pluvieux avec seulement 1,6 jour de précipitation en moyenne. Les précipitations se manifestent principalement sous forme de pluie, la probabilité maximale étant atteinte le 1er janvier avec 27 %.

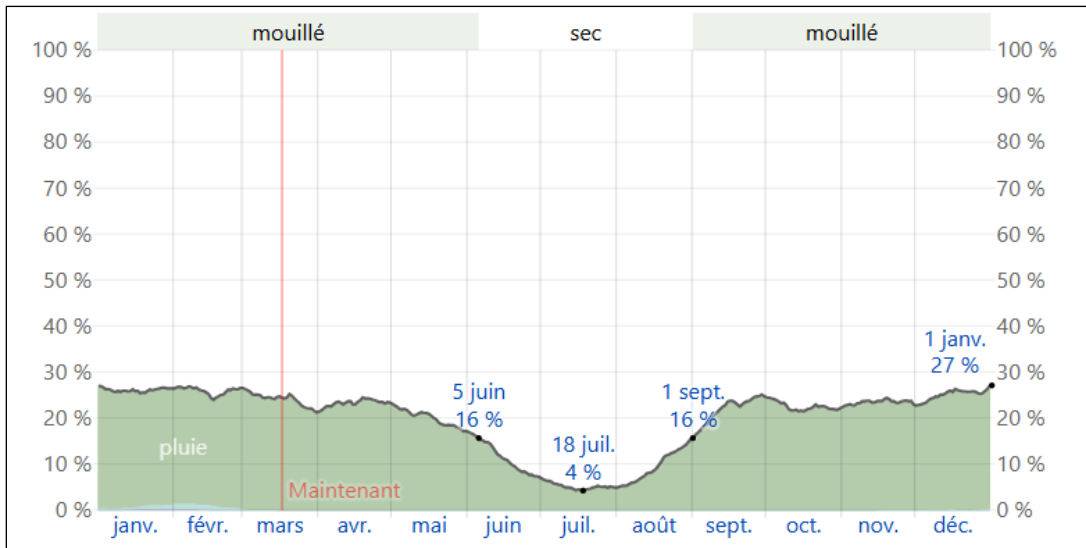


Figure VI-2 : Précipitations moyennes mensuelles de la wilaya ([Weather Spark](#))

Tableau VI-2 : Tableau récapitulatif des précipitations de la wilaya ([Weather Spark](#))

Jours	Janv.	Févr.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc
Pluie	7,8j	7,0j	7,4j	7,0j	6,2j	3,4j	1,6j	3,0j	6,6j	7,0j	7,0j	7,7j
Mélange	0,2j	0,3j	0,0j	0,0j	0,0j	0,0j	0,0j	0,0j	0,0j	0,0j	0,0j	0,1j
Tous	8,1j	7,3j	7,4j	7,0j	6,2j	3,4j	1,6j	3,0j	6,6j	7,0j	7,0j	7,8j

VII. La sismicité de la zone :

Selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 2024), la wilaya de Constantine était classée en zone V indiquant une sismicité élevée, le coefficient d’accélération à prendre en compte est $a= 0.25$, avec :

$$k_h = 0.5 a \text{ (Forces horizontales.)}$$

$$k_v = \pm 0.3 k_h \text{ (Forces verticales.)}$$

Cette classification était basée sur l'historique sismique de la région, qui a connu plusieurs séismes notables, notamment ceux du 4 août 1908 ($M_s=5,25$), du 6 août 1947 ($M_s=5,3$) et du 25 octobre 1985 ($M_s=6,0$)

Tableau VII-1 Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher pour $T=475$ ans (RPA2024)

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Élevée	0.25
VI	Élevée	0.30

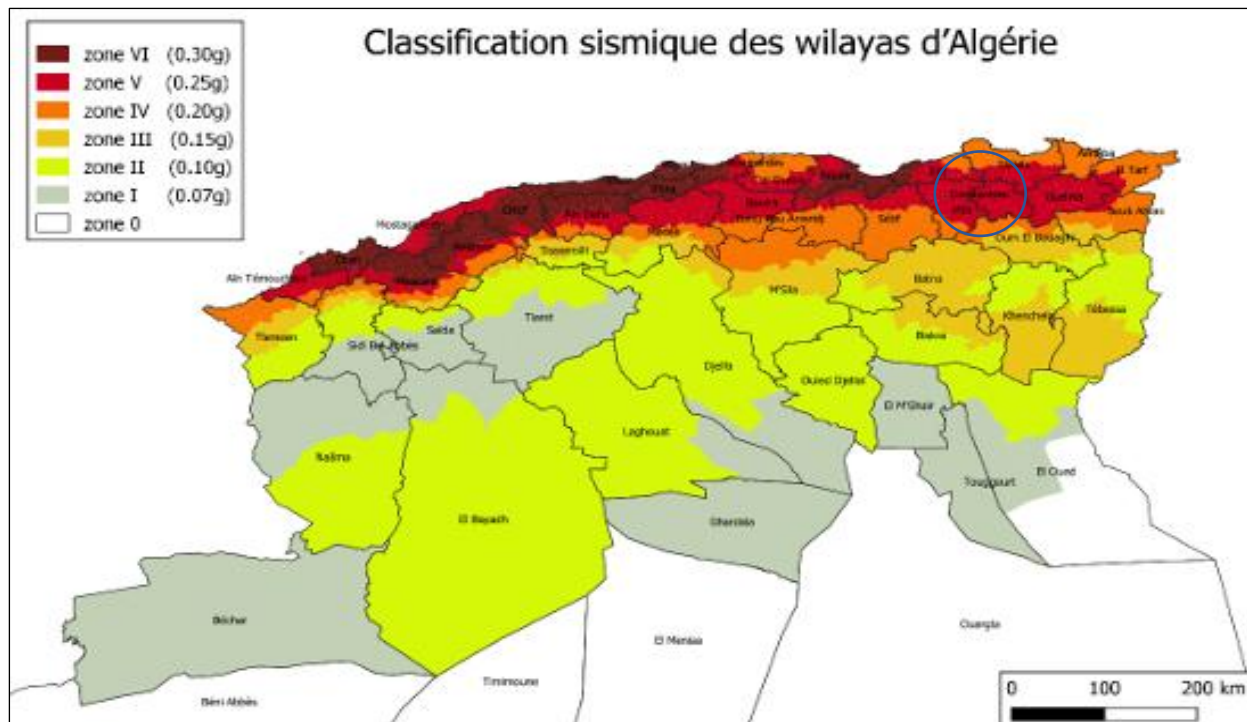


Figure VII-1 Zonage sismique de l'Algérie : zoom sur zones I à VI (RPA 2024)

VIII. Conclusion :

L'analyse de la localisation de site de projet et l'hydrologie et du contexte sismique de la zone révèle un risque élevé de glissements de terrain. La présence de sols argileux du Miocène-Pliocène, très sensibles à la saturation en eau, combinée aux pentes naturelles et à une possible activité sismique, aggrave les risques d'instabilité. Il est donc important de prendre en compte ces paramètres pour évaluer la stabilité du site et mettre en place des mesures de mitigation adaptées.

Pour mieux comprendre les causes de la généralisation de ces glissements, il est essentiel de réaliser un diagnostic détaillé du site. Cette analyse approfondie permettra de mieux cerner les facteurs déclencheurs et d'adopter des mesures de prévention adaptées à la spécificité du terrain.

CHAPITRE III : Diagnostic

I. Description du glissement :

Les premières observations du site ont révélé un désordre du terrain évoluant dans un milieu homogène. Les riverains se sont montrés inquiets quant à la réhabilitation de leurs chalets, construits avant 1992.

Afin de diagnostiquer la situation, nous avons mené une enquête auprès des habitants, examiné des albums photos du site datant de 1998 et consulté l'historique des images satellites de Google Earth. Cette investigation nous a permis de confirmer que le glissement de terrain en question n'est pas récent il remonte au début de l'année 1998.

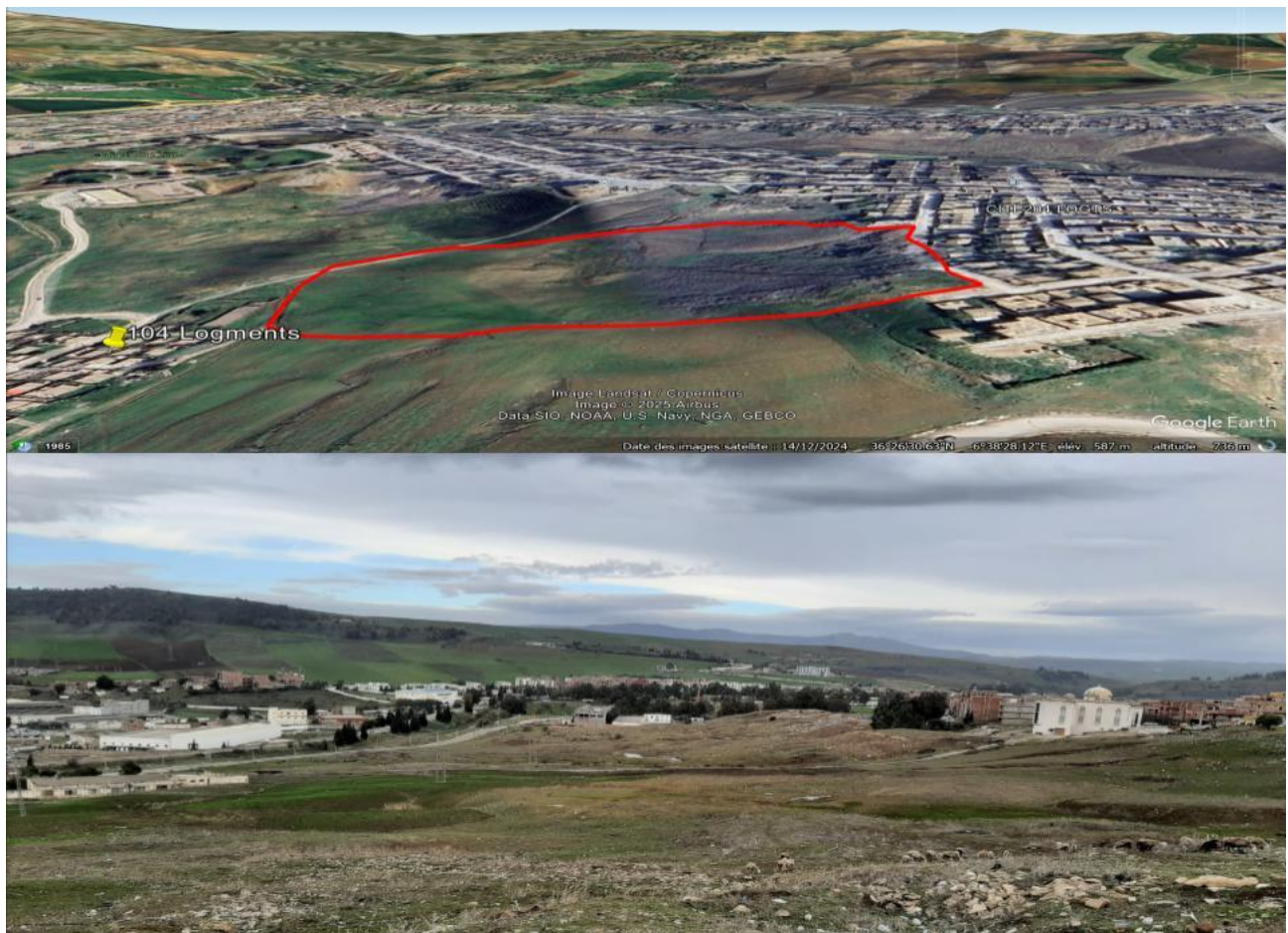


Figure I-1: Vue satellite et photo réelle de la zone de glissement

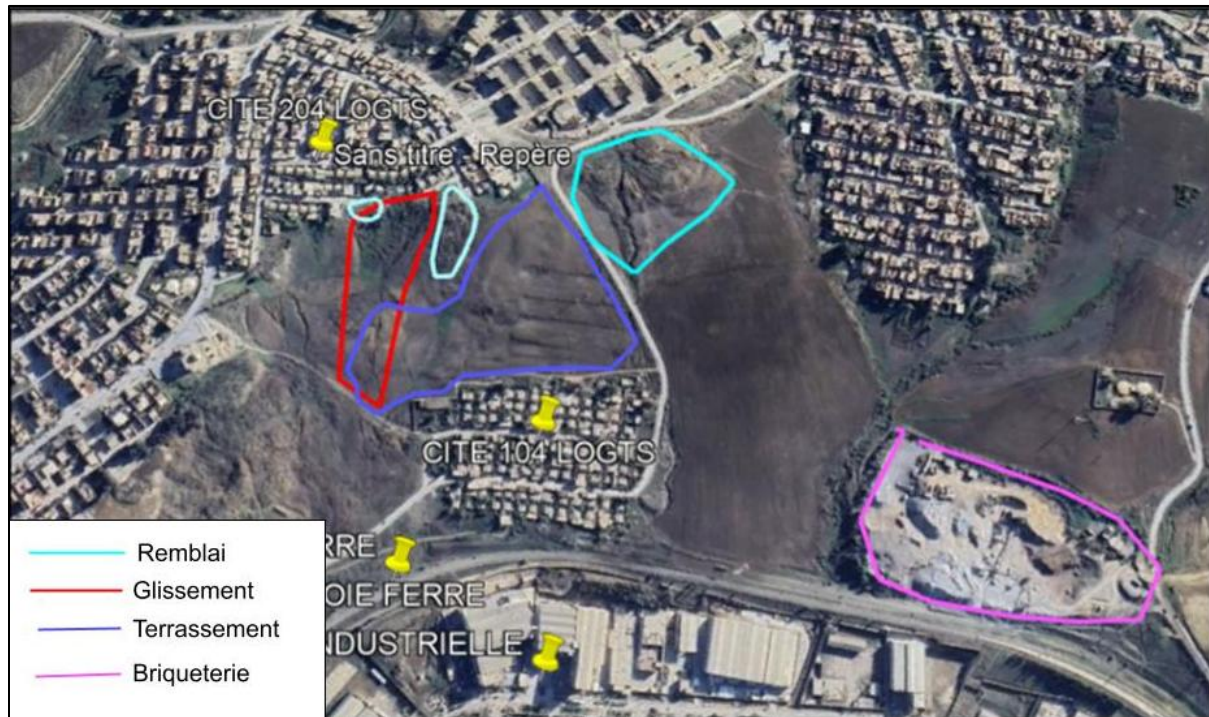


Figure I-2 : Vue satellite de la zone du glissement.

Ce type de glissement se caractérise par l'apparition de surfaces de cisaillement relativement bien définies au sein du massif de sol.

L'analyse diachronique des images satellites de Google Earth, couvrant la période de 2003 à 2025, révèle une rupture de type rotationnel, se développant le long d'une surface de cisaillement en forme de cuillère, vaguement sphérique.

Ce mécanisme de glissement entraîne un déplacement en bloc des matériaux, donnant lieu à une topographie désorganisée, marquée par des ondulations irrégulières, des bosses, ainsi que de nombreuses contre-pentes. Ce relief chaotique est typique des glissements rotationnels en terrain meuble, et témoigne d'une instabilité évolutive susceptible d'être réactivée sous l'effet de facteurs déclenchants tels que les précipitations, les variations de charge ou les modifications anthropiques du terrain.



Figure I-8:Vue satellite 2003



Figure I-6:Vue satellite 2006



Figure I-5:Vue satellite 2014



Figure I-7:Vue satellite 2016

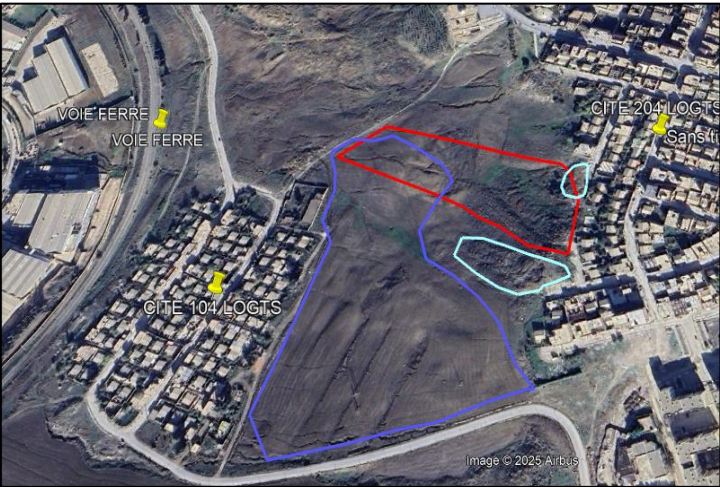


Figure I-3:Vue satellite 2024



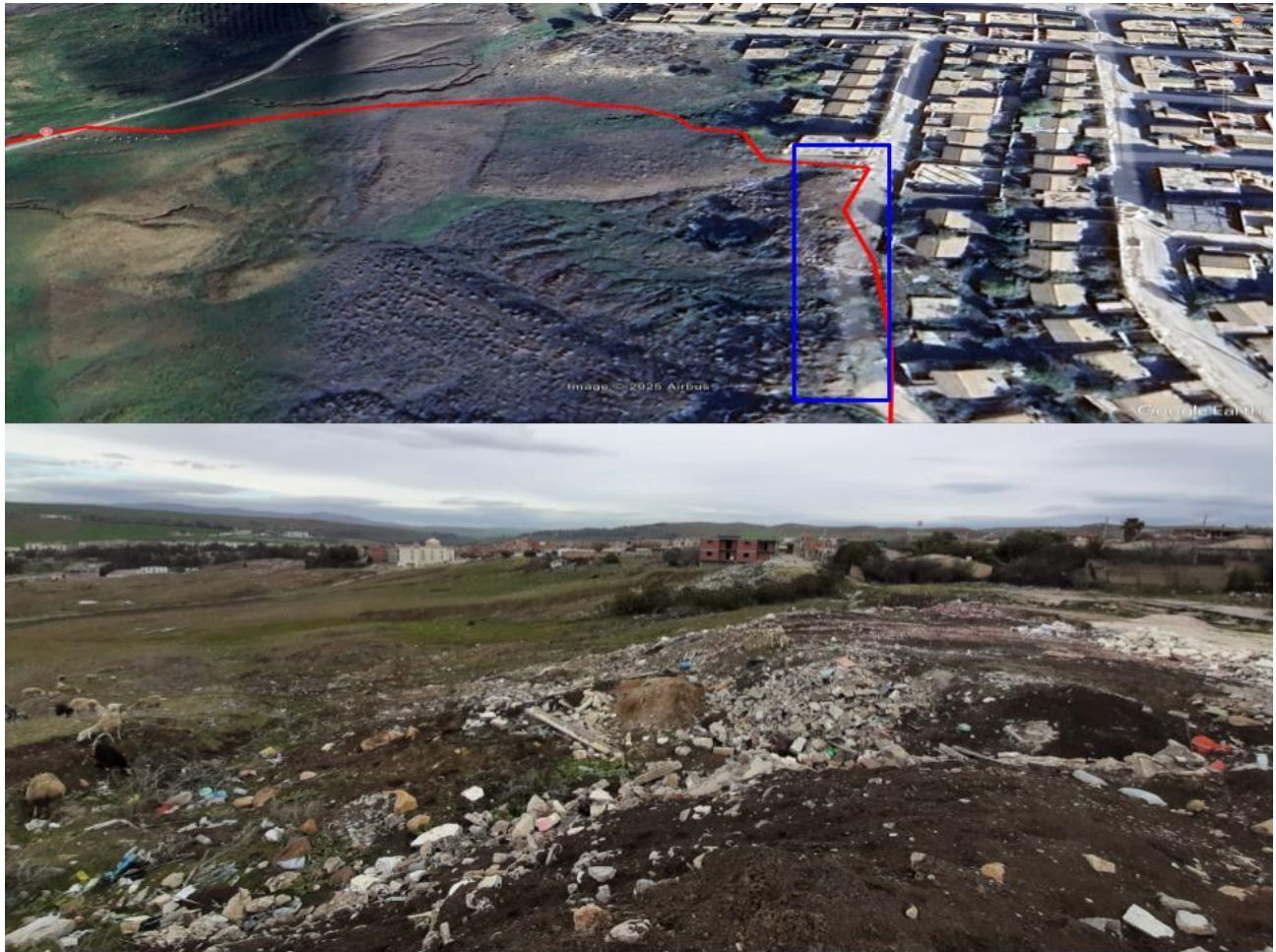
Figure I-4:Vue satellite 2025



Figure I-9:Cote aval du glissement (36°26'18.63"N 6°38'22.90"E)



Figure I-10: Basculement d'un mur dans 104 log (36°26'15.74"N 6°38'16.22"E)



**Figure I-11: Effondrement partiel de la route dû à un glissement (36°26'13.91"N
6°38'26.95"E)**



Figure I-12:Le réseau d'assainissement est apparu par suite du glissement



Figure I-13:La forme de glissement et des glissements régressifs.



Figure I-14:Des stagnations des eaux



Figure I-15: Stagnation des eaux sur la route



Figure I-16: Affaissement de la route et stagnation d'eau



Figure I-17: Le glissement actif peut endommager l'infrastructure ferroviaire

On observe également la présence de petites ravines courtes, présentant des entailles récentes, ainsi que de modestes cônes de déjection en pied de pente. Ces éléments traduisent une dynamique érosive active, susceptible de favoriser des affaissements latéraux localisés. Le site, laissé à l'abandon, montre peu ou pas de mesures de stabilisation, ce qui contribue à l'aggravation progressive du phénomène.

Il est très probable que cette instabilité ait été amplifiée par des interventions anthropiques, en particulier les terrassements associés à l'exploitation d'une briqueterie implantée à proximité. Ce dernier extrait directement l'argile du site pour les besoins de la production, ce qui altère profondément la morphologie naturelle du terrain, fragilise les pentes et perturbe l'équilibre géotechnique de l'ensemble. En l'absence de traitement ou de contrôle, le glissement s'est poursuivi par phases successives, suivant le même mécanisme rotationnel initial, sur une surface de rupture préexistante, accentuant ainsi la dégradation du relief et la perte de stabilité du site.

De nouvelles surfaces de rupture, plus profondes et parfois emboîtées avec le premier glissement, ont conduit à un processus en chaîne (glissement régressif).

Nous avons constaté que la partie supérieure du terrain, située derrière la cité des 204 logements, a fait l'objet de terrassements antérieurs, provoquant un mouvement progressif du sol sur un relief accidenté. Avec le temps, cette instabilité s'est amplifiée.

I.1 Observations des désordres :

- Apparition de fissures et de crevasses sur la surface du sol.
- Déplacement progressif des masses de terre, entraînant des ondulations et des irrégularités topographiques.
- Formation de contre-pentes et de zones bosselées.
- Instabilité des fondations des chalets et affaissement de certaines structures.
- Dégradation des voiries et des réseaux d'assainissement (fissuration des revêtements, déformation des canalisations).
- Présence d'infiltrations et de stagnations d'eau en amont et en aval du talus.
- Accumulation d'eau favorisant l'érosion et la déstructuration des matériaux argileux et gypseux.
- Formation de petites ravines et de cônes de déjection liés à l'évacuation des matériaux déplacés.
- Absence ou inefficacité du système de drainage, augmentant les poussées hydrostatiques.
- Influence des terrassements et remblais réalisés sans stabilisation adéquate.
- Impact des charges statiques et dynamiques dues aux nouvelles constructions et au passage d'engins lourds.

I.2 Causes des instabilités du glissement de terrain :

Les analyses menées sur le site ont permis d'identifier plusieurs facteurs responsables de l'instabilité du terrain causés par :

- La présence de formations limoneuses-argileuses et gypseuses, connues pour leur sensibilité à l'eau, favorise la déstructuration du terrain.
- Les écoulements et la stagnation de l'eau en amont et en aval du talus ont entraîné une saturation du sol, réduisant sa résistance et augmentant les pressions interstitielles.
- L'absence de drainage efficace a intensifié la pression de l'eau souterraine, accélérant le glissement.
- Des terrassements non-étudié par la briquerei (production brique) qui est juste accoté le site de glissement.
- Remblais mal contrôlés ont contribué à la déstabilisation du sol.
- Surcharges statiques et dynamiques.
- La construction des nouvelles infrastructures utilisant des matériaux lourds a alourdi la charge exercée sur le sol et le passage des engins et ont amplifié l'instabilité.
- Absence de mesures de stabilisation.

II. Conclusion :

Le diagnostic d'un glissement de terrain ancien s'est développé de manière progressive, avec des ruptures rotationnelles successives, aggravées par des terrassements non contrôlé et l'absence de drainage.

Les désordres constatés incluent des fissures, affaissements, dégradations des voiries et réseaux, stagnations d'eau, ainsi qu'une instabilité généralisée du terrain. Les causes identifiées sont la nature fragile des sols, la saturation en eau, le manque de stabilisation, et les surcharges dues aux constructions récentes et les dépôts des remblais.

Le diagnostic initial du site fournit une idée générale de ses caractéristiques. Mais, pour une compréhension et une analyse approfondie d'un glissement de terrain, il est indispensable de mener des études approfondies, aussi bien sur le terrain qu'en laboratoire. C'est pour cette raison qu'une étude géotechnique détaillée est nécessaire afin de mieux saisir le phénomène et de déterminer avec précision les caractéristiques du sol.

CHAPITRE VI : Investigation Géotechnique

I. Introduction :

Dans ce chapitre est focalisé sur la description détaillée de la campagne d'investigation géotechnique du site tout en mettant en évidence les résultats et les interprétations des différentes analyses réalisées.

II. Campagne géotechnique :

La campagne de reconnaissance géotechnique effectuée sur le terrain, durant laquelle le laboratoire de la SET Sétif a réalisé des travaux sur terrain par l'exécution des sondages carottés équipé en piézomètre, suivi par le prélèvement d'échantillons intacts pour analyse au laboratoire, ainsi des sondages pressiométriques réalisés par LTP Est.

Le programme de reconnaissance in-situ et en laboratoire a été établi par la société S.E.T.S, Il comprend :

II.1 Les Essais in situ :

- Quatre (04) sondages carottés (SC01, SC02, SC03, SC04) de 20 à 25 m de profondeur avec mise en place de piézomètre et prélèvement (NF P94-157-1) d'échantillons intacts pour analyse en laboratoire.
- Sept (07) sondages pressiométriques (SP01, SP02, SP03, SP04, SP05, SP06, SP07) de 20 à 25m de profondeur avec mesure de gonflement de la sonde à chaque 1m de profondeur (04/07 ont été réalisés) conformément à la norme NF P94-110-1.
- Cinq (05) sondage inclinomètre (SC01, SC03, SP04, SC07, SC09) selon LTPE Skikda (programme d'investigation en 2020.)

II.2 Les Essais de laboratoire :

- Détermination de la teneur en eau naturelle (NF P 94-050).
- Mesure de la densité humide et sèche (NF P 94-050).
- Analyse granulométrique et sédiment métrique (NF P 94-056 et NF P 94-057).
- Détermination des limites d'Atterberg (NF P 94-051).
- Essai de compressibilité à l'œdomètre (NF P 94-090-1).
- Cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande (NF P 94-071-1).
- Analyses chimiques (NF P18-011).

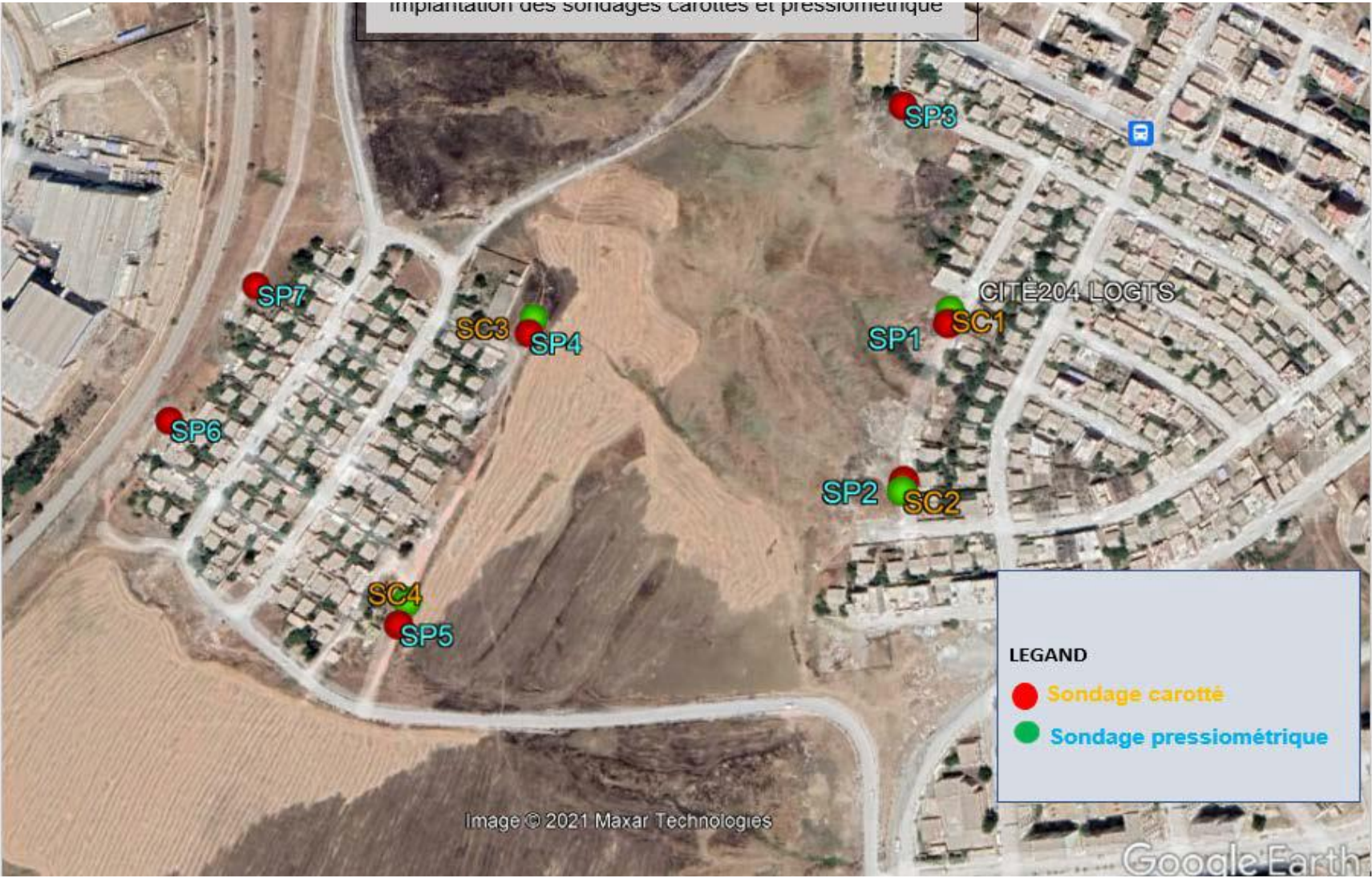


Figure II-1: Plan des sondages carottés et pressiométrique.

III. Résultats des essais

III.1 Lithologie

Sondage 1 et 2 :

La stratigraphie des sols à l'aval 204 révélée par les deux sondages carottés SC01 et SC02, montre une épaisseur d'environ 15m de remblai 1.5m des argiles marrons cette couche repose sur des argiles marneuse (avec des interactions des gypseuses).

Sondage 3et 4 :

La stratigraphie des sols a l'amont de cte104 révélée par deux sondage carottés SC03 et SC04, montre une épaisseur de 2m des terres végétales puis une couche de 6m des argiles limoneuses et une grande couche d'argile marneuse d'épaisseur de 18.5m.

Tableau III-1 : Description lithologique des sondages carottés.

SC N° Emplacement		Profondeur (m)	Lithologie
SC 01	Côté Aval / cité 204	00.00-14.80	Remblai (des dépôts)
		14.80-16.30	Argile marron
		16.30-24.00	Argile marneuse (jaunâtre)
		24.00-25.50	Argile marneuse (beige grisâtre avec des insertions gypseuses)
SC 02	Côté Aval / cité 204	00.00-08.00	Remblai
		08.00-12.00	Argile marneuse (rougeâtre)
		12.00-25.50	Argile marneuse (beige grisâtre avec des insertions gypseuses)
SC 03	Côté Amont / cité 104	00.00-02.00	Terre végétale
		02.00-08.00	Argile limoneuse
		08.00-20.00	Argile marneuse (avec des insertions gypseuses) (Petits blocs de gypse 10.0-11.0 m)
SC 04	Côté Amont / cité 104	00.00-02.00	Terre végétale
		02.00-04.00	Argile limoneuse
		04.00-22.50	Argile marneuse (avec des insertions gypseuses)

Les caractéristiques physique et chimique :

Tableau III-2Récapitulatif des essais en laboratoire sur échantillons intacts récupérés des sondages carottés

SC n°	Nature de sol	Profondeur (m)	Wn (%)	γ_h (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	Sr (%)	80 μ m (%)	WL (%)	IP (%)	SO ₄ (%)	CaCO ₃ (%)	MO (%)	
SC 01	Argile	15.90-16.30	27.35	1.94	1.52	97	98	70	33	0.24	5.13	6.85	
		17.50-18.00	27.90	2.00	1.56	99	97	/	/	/	/	/	
		19.60-20.00	25.66	2.00	1.62	99	75	49	/	/	0.24	6.85	5.82
		21.00-21.30	28.35	1.99	1.53	99	99	/	/	/	/	/	/
		22.60-23.00	24.95	2.04	1.63	99	99	/	/	/	/	/	/
		24.00-25.00	26.91	2.03	1.67	99	99	/	/	1.00	5.82	3.56	
		25.00-25.50	26.07	2.07	1.70	99	99	/	/	/	/	/	/
SC 02	Argile	08.50-09.00	26.03	2.12	1.73	99	99	/	/	0.51	13.5	5.71	
		11.50-12.00	21.80	2.09	1.72	99	97	/	/	/	/	/	
		12.80-13.50	21.77	2.09	1.72	99	97	/	/	/	/	/	
		14.30-15.30	22.69	2.09	1.70	99	92	/	/	1.42	8.60	5.26	
		17.50-18.00	21.82	2.09	1.70	99	97	/	/	/	/	/	
		20.50-21.00	21.62	2.08	1.71	99	97	70	48	1.02	8.60	5.09	
		23.50-24.00	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/

Légende :

Wn : Teneur en eau ; **γ_h** : Densité humide ; **γ_d** : Densité sèche ; **Sr** : degré saturation ; **WL** : limite de liquidité ; **IP** : Indice de plasticité ; **SO₄** : % sulfates **CaCO₃** : % chlorures ; **MO** : % matière organique.

Tableau III-3 : Récapitulatif des essais en laboratoire sur échantillons intacts récupérés des sondages carottés .

SC N°	Nature de sol	Profondeur (m)	Wn (%)	γ_h (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	Sr (%)	80 μ m (%)	WL (%)	IP (%)	SO4 (%)	CaCO3 (%)	MO (%)
SC 03	Argile	07.50-08.00	28.38	1.94	1.51	99	94	82	48	0.48	9.41	5.60
		09.00-09.50	26.76	1.99	1.57	98	98	/	/	0.85	10.27	4.90
		12.00-12.50	34.23	1.89	1.41	99	97	45	44	0.44	10.61	4.78
		15.00-15.50	26.44	2.03	1.60	99	99	84	54	1.27	8.90	3.80
		16.50-17.00	24.60	2.03	1.62	99	99	/	/	0.23	8.56	3.50
		19.50-20.00	26.10	2.01	1.60	99	98	/	/	0.55	9.58	2.90
SC 04	Argile	07.00-07.50	20.91	1.97	1.47	96	98	/	/	1.47	10	4.24
		08.80-10.50	23.85	2.01	1.61	99	99	/	/	0.66	11	4.30
		11.60-12.00	21.80	2.06	1.69	99	99	47	45	/	/	/
		15.00-16.50	22.77	2.08	1.67	99	99	/	/	1.24	08	4.21
		17.50-18.00	23.28	2.07	1.65	99	99	/	/	/	/	/
		20.50-21.00	24.55	2.06	1.65	99	98	39	39	/	/	/
		22.00-22.50	20.45	2.11	1.75	99	98	/	/	0.83	08	3.77

Légende :

Wn : Teneur en eau ; **γ_h** : Densité humide ; **γ_d** : Densité sèche ; **Sr** : degré saturation ; **WL** : limite de liquidité ; **IP** : Indice de plasticité ; **SO4** : % sulfates **CaCO3** : % chlorures ; **MO** : % matière organique.

IV. Interprétation des essais :

A partir des résultats de l'ensemble des essais de laboratoire, chaque famille de sols définie au moment de l'établissement des coupes géologiques des travaux de reconnaissance et peut être caractérisée par ses propriétés physiques et chimiques à savoir :

IV.1 Analyses physiques :

Teneur en eau naturelle (W_n) et degré de saturation (S_r) :

Les valeurs de la teneur en eau mesurées sur les différentes profondeurs varient de 20 à 34%, faisant état d'un sol faible à moyennement humide à humide. Le degré de saturation varie de 94 à 99%.

Densité sèche (γ_d) et humide (γ_h) :

La densité sèche (γ_d) mesurée est variable de 1.35 à 1.75 t/m³, ce qui confère au sol une densité humide apparente (γ_h) de l'ordre de 1.81 à 2.11 t/m³.

D'après la norme géotechnique basée sur le critère de la densité sèche, les sols analysés font partie de la famille des sols semi dense à dense (selon LCPC).

Les essais granulométriques et sédiment métrique réalisés sur les échantillons des sols, indiquent un pourcentage plus au moins élevé des passants à 80 μ m, soit entre 92% et 99% signifiant un sol fin.

Plasticité :

Les essais de plasticité effectués à l'aide de la boîte de Casagrande sur les argiles en question ont donné les valeurs suivantes :

Les limites de liquidité (W_l) sont comprises entre 64 et 84 %, et les indices de plasticité ont donné des valeurs comprises entre 33 et 54%.

D'après l'abaque de Casagrande et les valeurs de limite de liquidité et l'indice de plasticité résultants, le sol en question est peut-être classé dans la catégorie des sols très plastiques.

IV.2 Analyses chimiques :

- Les résultats de la teneur en carbonate signifient que le sol testé est une argile légèrement carbonatée
- La teneur en matières organiques variée entre 2.90 % 6.85% : indiquent un sol faiblement organique.
- De point de vue agressivité et selon la norme (NF P18-011), le sol est classé dans les trois environnements « A1, A2 et A3 » néant à faiblement à fortement agressif ou les mesures de protection sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 : Définition des classes d'agressivité (NF P 18-011).

Symbole et degré d'agressivité (%)	Environnement	Mesures de protection
A0 (< 0.24)	Nul (ou néant)	Pas de mesures particulières. Le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques.
A1 (0.24 - 0.60)	Faiblement agressif	Adaptation de la composition et de la mise en œuvre aux conditions du milieu (dosage en ciment, catégorie de ciment, E/C, cure adjuvants).
A2 (0.60 - 1.20)	Moyennement agressif	Adaptation de la composition et de la mise en œuvre aux conditions du milieu avec action spécifique sur la nature et le dosage en ciment, le rapport E/C.
A3 (1.20 - 2.40)	Fortement agressif	Nécessité d'une protection externe (enduits, peintures) ou interne (imprégnation).
A4 (> 2.40)	Très fortement agressif	Nécessité d'une protection externe (enduits, peintures) ou interne (imprégnation).

IV.3 Caractéristiques mécaniques :

Les essais mécaniques sur les échantillons intacts permettent de caractériser le comportement du sol vis-à-vis d'un chargement donné. Essai Cisaillement Direct type (CD)
Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau IV-2: Les caractéristiques mécaniques des sondages

SC N°		SC01	SC02	SC03	SC04
Profondeur (m)		7.80-8.00	12.80-13.50	15.00-15.50	20.50-21.00
Cisaillement rectiligne (CD)	C'	0.74	0.24	0.11	0.21
	φ'	7	15	16	20

Les caractéristiques intrinsèques sont données comme suit :

- La cohésion du sol : $0.11 < C' < 0.74$ bar
- L'angle de frottement du sol : $7^\circ < \varphi' < 20^\circ$.

IV.4 Essais pressiométriques :

L'essai pressiométrique est un essai de chargement statique du terrain en place, effectuée grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement introduite dans un forage. L'essai permet d'obtenir une courbe de variation volumique du sol en fonction de la contrainte appliquée, et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane.

On détermine trois paramètres : Le module de déformation du sol (E) (module de Ménard ou module pressiométrique) la pression de fluage (Pf) La pression limite (Pl).

Tableau IV-3: Les résultats de pressiométriques.

Profonde	SP 1			SP2			SP3			SP4		
	E (Bar)	PI (Bar)	E/PI	E (Bar)	PI (Bar)	E/PI	E (Bar)	PI (Bar)	E/PI	E (Bar)	PI (Bar)	E/PI
1	166.30	7.60	21.88	21.00	9.50	2.21	193.10	11.70	16.50	276.30	18.30	15.10
2	162.50	9.90	16.41	144.40	10.80	13.37	114.50	10.80	10.60	317.70	18.90	16.86
3	210.70	9.70	21.72	291.20	10.70	27.21	112.20	12.30	9.12	165.10	18.50	8.96
4	176.00	9.80	17.96	290.40	11.80	24.61	209.40	10.30	20.33	330.90	14.60	23.22
5	302.50	10.90	27.75	100.10	12.90	7.76	208.10	10.60	19.63	249.70	14.20	16.92
6	264.50	10.80	24.49	148.30	12.80	11.59	144.20	10.10	14.28	152.60	12.30	12.75
7	164.00	11.00	14.91	332.20	11.70	28.45	112.30	11.00	10.26	537.20	12.10	27.88
8	84.40	10.50	8.04	290.40	13.10	22.17	120.50	8.20	14.70	102.10	13.00	14.01
9	229.70	13.10	17.53	268.40	12.80	20.97	76.40	8.50	8.99	116.90	12.80	9.06
10	690.50	15.70	43.98	524.50	14.80	35.44	68.80	8.80	7.82	165.30	15.30	10.80
11	234.50	13.20	17.77	166.70	15.10	11.04	152.60	14.30	10.67	103.30	8.60	11.78
12	228.80	13.50	16.95	566.90	14.70	38.56	317.60	14.00	22.69	87.60	10.20	8.59
13	162.40	15.60	10.41	245.80	14.80	16.61	413.20	13.40	30.84	244.00	7.90	30.89
14	404.90	16.50	23.98	432.30	15.80	27.37	547.40	14.30	38.28	255.30	7.90	36.19
15	159.40	15.30	10.42	320.70	15.60	33.38	161.80	14.10	11.46	114.80	7.60	14.89
16	158.70	14.10	11.26	545.80	16.90	32.30	274.50	15.80	17.37	116.90	7.50	15.85
17	239.40	15.10	15.85	271.90	17.50	15.54	209.40	15.40	13.60	71.60	6.70	11.19
18	246.50	16.80	14.87	172.70	19.50	8.66	432.50	15.00	28.83	71.60	7.60	9.45
19	534.1	18.20	29.35	207.30	20.10	10.31	158.30	16.40	9.65	105.30	8.10	19.58
20	307.20	18.60	16.52	225.10	20.60	10.93	231.00	16.20	14.26	160.30	9.70	16.52
21	483.90	18.30	26.44	170.90	27.30	6.26	328.40	16.60	19.78	/	/	/
22	249.70	19.60	12.74	333.20	30.30	11.00	432.50	17.60	24.57	/	/	/
23	684.90	19.50	35.12	354.50	29.50	12.02	545.50	18.30	29.81	/	/	/
24	537.00	19.50	27.54	296.20	31.60	9.37	250.80	18.70	13.41	/	/	/

IV.5 Levés piézométriques :

Lors de la réalisation des sondages (SC02, SC04, SC06, SC08, SC10 et SC11) « réalise par LTPE » nous avons introduit un tube piézométrique dans chacun d'entre eux. Les lectures du niveau d'eau ont été effectuées au début des postes, indiquant un niveau d'eau compris entre 0.10 m et 2.50 m en amont, et entre 0.66 m et 3.50 m en aval.

Levés piézométriques : Les variations du niveau piézométrique sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV-4: Levés piézométriques

Sondage N°	Profondeur des niveaux d'eau (m)	Dates des lectures
SC02	2.70	09.01.2020
	2.60	10.01.2020
	2.58	11.01.2020
	2.56	12.01.2020
	2.54	13.01.2020
	2.52	14.01.2020
	2.50	15.01.2020
	2.70	10.06.2020
	2.58	19.04.2020
	2.80	15.06.2020
SC04	0.66	19.04.2020
	1.30	15.06.2020
SC06	0.10	15.06.2020
	0.50	19.04.2020
SC08	1.20	13.01.2020
	1.30	14.01.2020
	1.27	15.01.2020
	1.67	19.04.2020
	3.35	15.06.2020
SC10	2.75	19.04.2020
	3.50	15.06.2020
SC11	0.74	14.01.2020
	1.25	19.04.2020
	3.11	15.06.2020
SP3	2.50	19.04.2020
	2.50	15.06.2020

IV.6 Les inclinomètres :

L'essai consiste à introduire dans un tube muni de quatre rainures de guidage, une sonde Inclinométrique et mesurer, à différentes profondeurs, l'angle entre l'axe de l'élément du tube guidée la verticale. [11]

L'orientation du tube dans le sens présumé du glissement se représente par la direction (-A A+) en se référant toujours au Nord géographique. Dans notre cas, la direction (-A+A) est Nord 91°Est, presque Est-ouest

L'inclinaison du tube guide, par rapport à la verticale, est obtenu en déplaçant la sonde avec un pas constant égale à la longueur de celle-ci (50 cm). La même procédure se répète aux différents intervalles de temps.

L'examen des variations enregistrées nous a permis de connaître la position, le sens et l'évolution des déplacements latéraux dans sur une période ne dépasse pas 5 mois.

NB : 05Cinq essais ont été programme et réalisés par (LTP EST) au niveau du site.

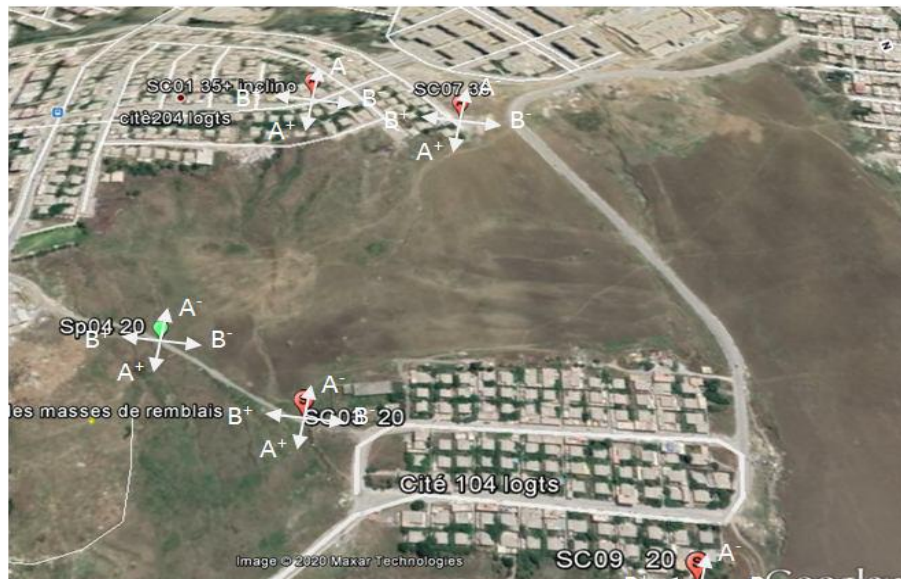
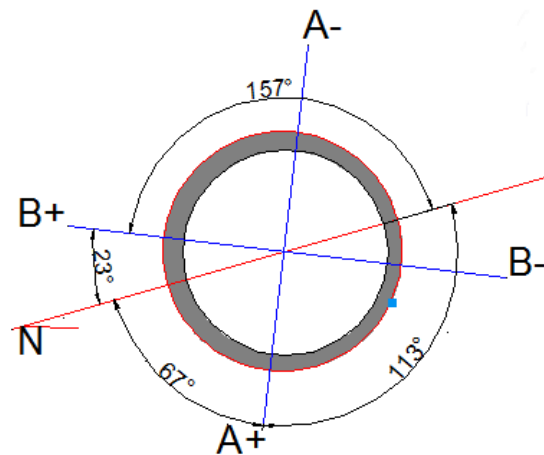


Figure IV-1:Les positionnements des inclinons sur le site

Tableau IV-5: Résultats inclinomètres Selon la direction –A-

Inclinomètre	Prof.de forage (m)	Prof déplacement (m)	Déplacement cumulé en tête (mm)
SC01	25.5	17.5	12
SC03	21	13	83
SP04	27	23	6
SC07	25.5	25.5	29
SC09	20.5	16	12

Tableau IV-6: Résultats inclinomètres selon la direction -B-

Inclinomètre	Prof.de forage (m)	Prof déplacement (m)	Déplacement cumulé en tête (mm)
SC01	25.5	17.5	12
SC03	21	15.5	11
SP04	27	23	5
SC07	25.5	23	69
SC09	20.5	16	12

Les vitesses de déplacement observées sur notre site varient dans la plage « lent à moyen » (au sens) du tableau de l'échelle cinématique du mouvement de terrain.

En phase de paroxysme, les mouvements peuvent atteindre des vitesses rapides.

Les facteurs déclenchants sont généralement :

- Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation des pressions Interstitielles, etc.)
- La dissolution des gypses.
- Les terrassements.
- L'érosion naturelle (ruissellements, érosions de berges etc.)
- Les accélérations produites par des séismes.

Commentaire :

Les résultats fournis par le LTPE de Skikda à partir des essais inclinométrique ne permettent pas d'estimer de manière fiable la profondeur du cercle de glissement. En effet, les mesures enregistrées présentent une certaine incohérence, notamment un déplacement horizontal de 83 mm en seulement cinq mois durant l'année 2020, ce qui soulève des doutes sur leur représentativité ou sur les conditions exactes du mouvement à cette période afin de confirmer ou d'infirmer ces valeurs et de mieux localiser la surface de rupture, une analyse rétroactive (back analysis) à l'aide d'un logiciel spécialisé sera réalisée. Cette démarche permettra d'obtenir une estimation plus rigoureuse et fiable de la profondeur du glissement.

V. Analyse à rebours (Back analysis) :

L'analyse à rebours, également appelée rétro-analyse ou calcul inverse, est une méthode utilisée pour reconstituer l'état de stabilité d'un versant ayant déjà subi un glissement, dans le but

de déterminer les paramètres de résistance au cisaillement réellement mobilisés. Elle repose sur l'hypothèse que, lors de la rupture, le facteur de sécurité est proche de l'unité ($F \approx 1$), traduisant un état limite d'équilibre.

En fixant ce facteur dans un logiciel de stabilité, les paramètres géotechniques sont ajustés jusqu'à ce que la surface de rupture modélisée corresponde à celle observée sur le terrain.

Cette approche s'appuie sur les données issues des relevés géologiques, des investigations géotechniques et de l'analyse de la géométrie du glissement. Elle permet ainsi d'estimer de manière plus réaliste les caractéristiques mécaniques des sols en place, et constitue un outil précieux pour comprendre les mécanismes de rupture et concevoir des solutions de stabilisation adaptées.

V.1 Profil représentatif :

Le profil présentant le glissement le plus notable est situé aux coordonnées 36°26'12.97"N ; 6°38'26.69"E, en amont des 204 logements.

Le profil présenté ci-après met en évidence la coupe géologique qui englobe la série de glissements

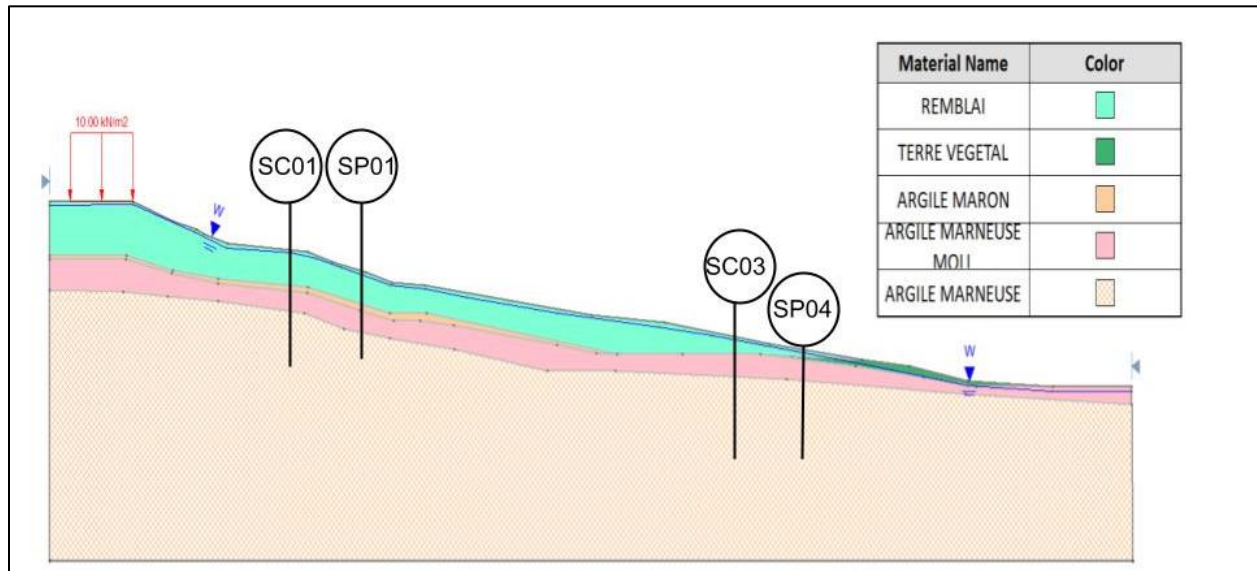


Figure V-1: Profil critique géologique.

V.2 Les paramètres de calcul :

- Une surcharge routière et les maisons estimée à 10 KPa par mètre linéaire.
- Niveau d'eau à environ 2 à 3 mètres de profondeur par rapport au terrain naturel d'après la compagne géotechnique.
- Les caractéristiques de la formation associée au glissement (la couche argileuse) sont établies grâce à une analyse rétrospective (back analysis).

V.3 Résultat de l'analyse à rebours :

L'analyse à rebours effectuée à l'aide du logiciel Slide, selon la méthode de Bishop, a permis d'obtenir les résultats suivants :

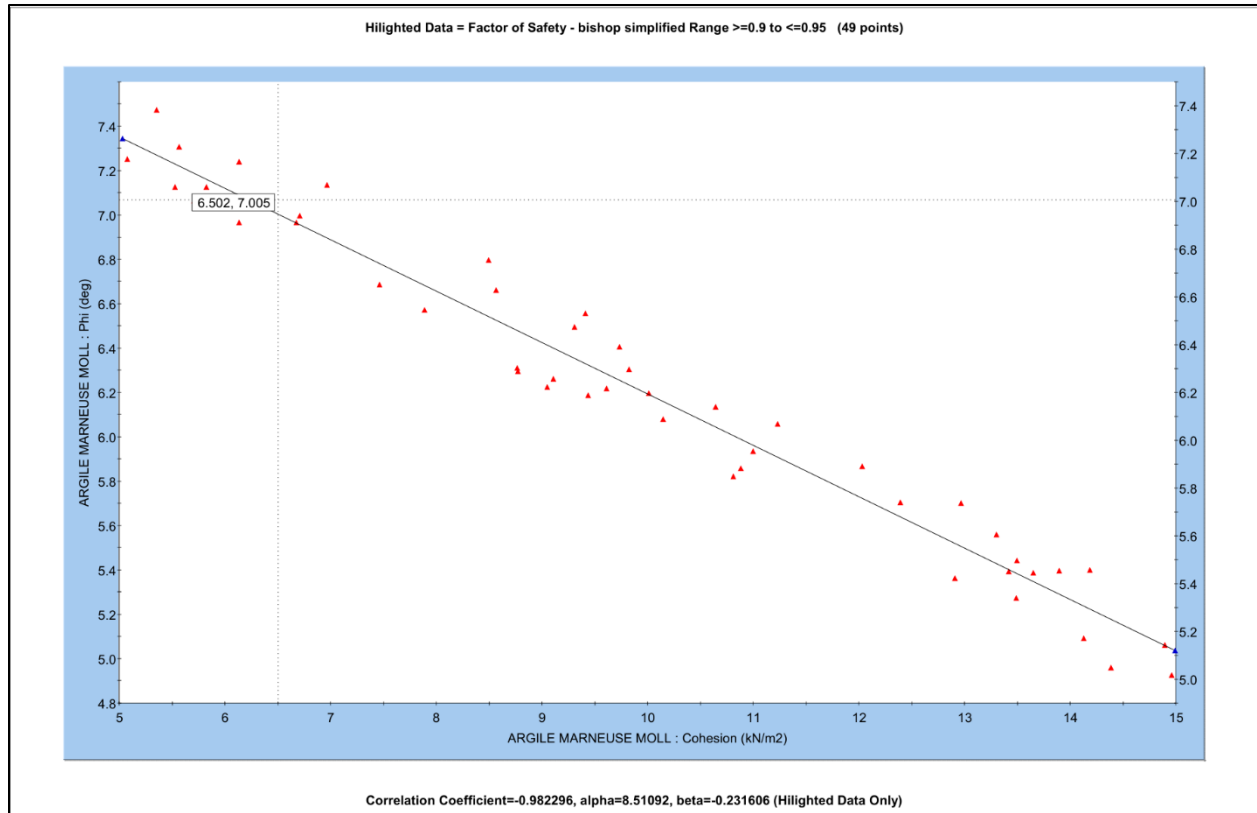


Figure V-2: Corrélation entre la cohésion et l'angle de frottement.

Le graphique, obtenu grâce à l'analyse à rebours sur Slide, montre comment la cohésion et l'angle de frottement interne de l'argile marneuse molle varient pour maintenir un facteur de sécurité proche de l'équilibre (entre 0.90 et 0.95).

On constate que lorsque la cohésion augmente, l'angle de frottement diminue, ce qui est logique puisque ces deux paramètres se compensent pour assurer la stabilité.

Le point (6.5 kN/m² ; 7.0°) peut être pris comme valeur représentative du sol dans cet état limite.

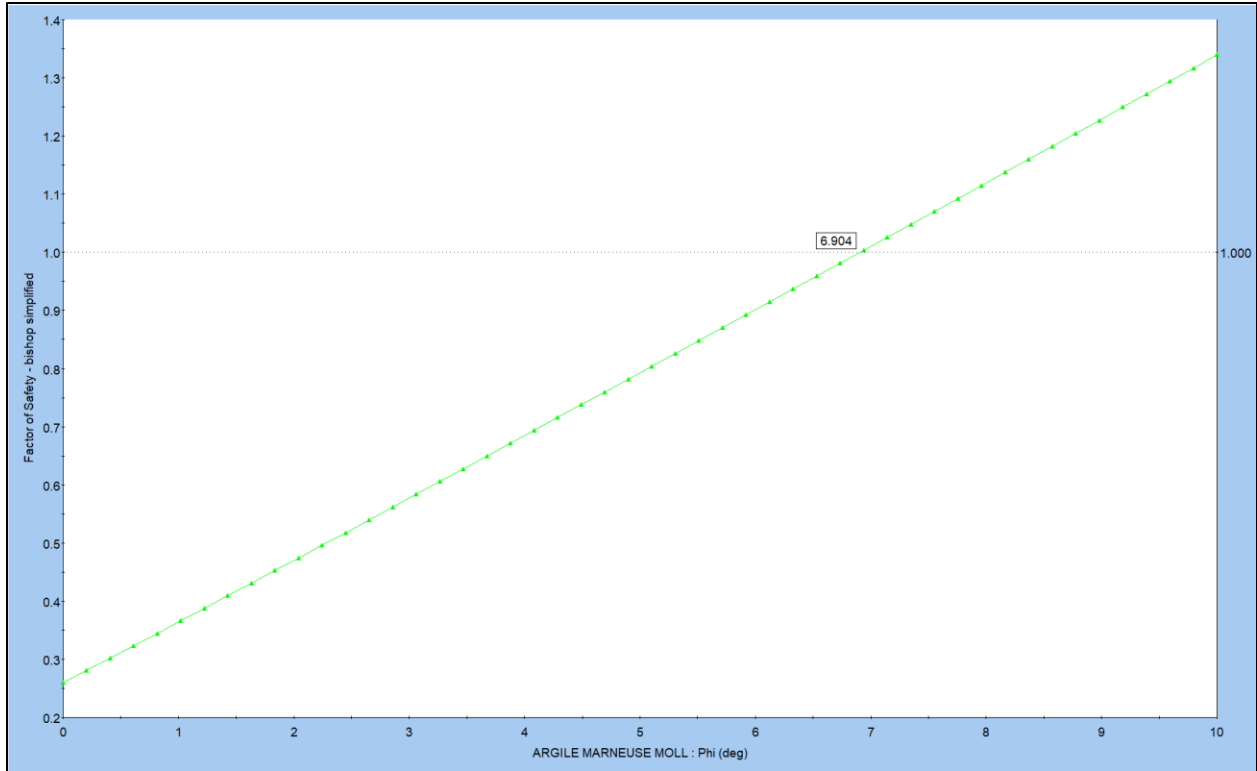


Figure V-3: Résultats avec analyse rebours.

Ce graphique montre l'évolution du facteur de sécurité (méthode de Bishop simplifiée) en fonction de l'angle de frottement interne ϕ pour l'argile marneuse molle. On observe une relation linéaire croissante : plus l'angle de frottement augmente, plus le facteur de sécurité s'améliore.

En conclusion, les caractéristiques géomécaniques adoptées pour les calculs de stabilité sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-1:Caractéristiques géomécaniques des couches

	γ (KN/m ³)	ϕ (°)	C (KPa)
Remblai	19	25	5
Argile marron	17	5	10
Terre végétale	18	15	5
Argile marneuse molle	18	7	6.5
Argile marneuse	20.5	15	24

VI. Conclusion :

Les résultats obtenus à la suite de l'investigation menée par le LTPE de Skikda, ainsi que le rapport complémentaire de SETS ce dernier, nous ont fourni les données essentielles pour passer à l'étape suivante de la modélisation et pour envisager des solutions de confortement.

Les différents essais réalisés sur le site du glissement ainsi qu'en laboratoire ont permis de déterminer la classe du sol. Cette classification fournit des informations indispensables sur la nature de la masse de terrain, en vue de la modélisation et de la proposition de solutions de confortement appropriées.

Chapitre V : Stratégie et Technique de Stabilisation

I. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons proposer des solutions techniquement et économiquement efficaces de renforcement adaptées pour résoudre le problème de stabilité.

Aujourd’hui, l’utilisation d’un logiciel de calcul de stabilité des pentes est devenue incontournable pour l’analyse des glissements de terrain. Plusieurs outils existent, chacun se distinguant par ses méthodes de calcul, ses possibilités de modélisation et ses approches analytiques. Néanmoins, leur but principal reste le même identifier la surface de rupture potentielle et évaluer le facteur de sécurité associé. Dans le cadre de ce projet, l’étude de stabilité a été réalisée à l’aide du logiciel GEO5.

II. Évaluation de la stabilité initiale :

Le cercle de glissement est défini à partir de deux points identifiés sur le site comme étant les limites observées du mouvement.

II.1 Cas statique :

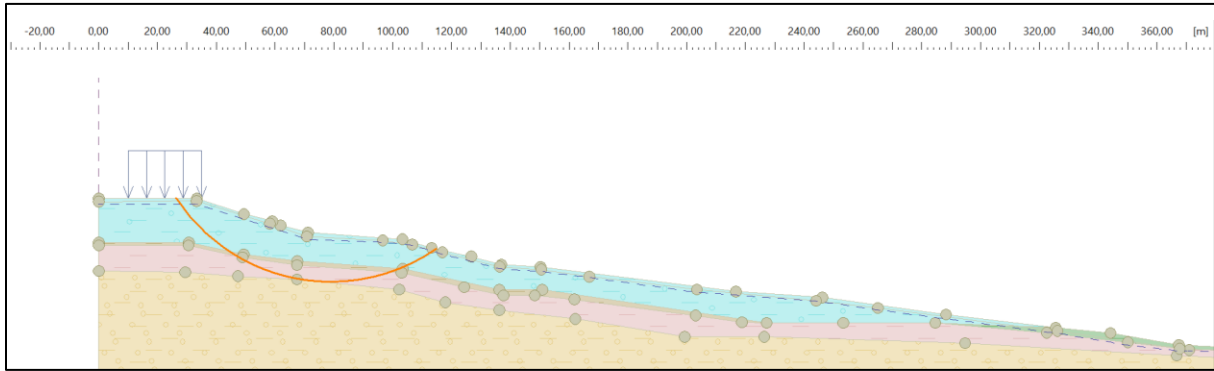


Figure II-1:Modélisation du cercle de glissement standard.

Le facteur de sécurité a été évalué en condition statique à l’aide de cinq méthodes basées sur la méthode des tranches. Le tableau ci-dessous présente les résultats obtenus.

Tableau II-1:Résultats facteur de sécurité (statique).

La méthode d’analyse	La valeur de facteur de sécurité	La vérification
Bishop	0.93	NOT ACCEPTABLE
Fellenius /petterson	0.77	NOT ACCEPTABLE
Spencer	0.96	NOT ACCEPTABLE
Janbu	0.93	NOT ACCEPTABLE
Morgentem-price	0.93	NOT ACCEPTABLE

II.2 Cas dynamique :

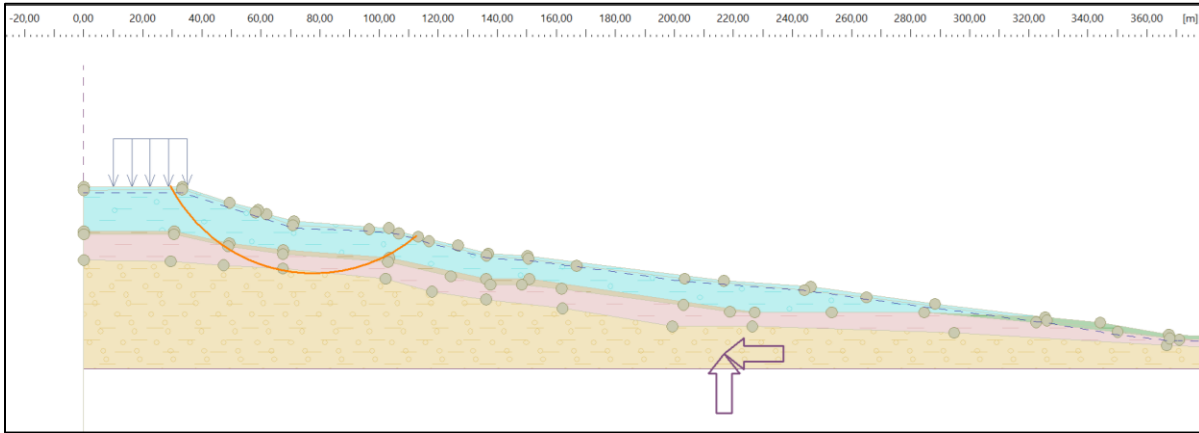


Figure II-2:Modélisation du cercle de glissement standard (dynamique).

Le facteur de sécurité a été évalué dans le cadre d'une analyse dynamique, en considérant une accélération horizontale du sol $a = 0,25 g_a$

Les coefficients pseudo-statiques adoptés sont les suivants :

- $K_h = 0,125$ (forces horizontales)
- $K_v = \pm 0,0375$ (forces verticales)

Tableau II-2:Résultats facteur de sécurité (dynamique).

La méthode d'analyse	La valeur de facteur de sécurité	La vérification
Bishop	0.72	NOT ACCEPTABLE
Fellenius /petterson	0.57	NOT ACCEPTABLE
Spencer	0.78	NOT ACCEPTABLE
Janbu	0.74	NOT ACCEPTABLE
Morgentem-price	0.74	NOT ACCEPTABLE

III. Les solutions de confortement :

Les solutions que nous avons retenues, en tenant compte des contraintes du site, sont les suivantes :

- Première solution : la mise en place d'une rangée des pieux, combinée à un système de drainage ;
- Deuxième solution : des terrassements en banquettes (reprofilage), renforcés par des géotextiles, accompagnés d'un système de drainage et d'un rabattement de la nappe phréatique.

III.1 Stabilisation par une rangée de pieux :

III.1.1 Description :

Des pieux de 1,2 mètre de diamètre seront installés à une profondeur de 30 mètres, espacés de 1,3 mètre sur une distance de 60 mètres. Ils auront une résistance maximale à l'effort tranchant de 2500 kN/ml. Par conséquent, le nombre total de pieux prévu dans cette configuration est de 40. Les pieux seront surmontés d'une longrine en béton armé, qui servira de poutre couronnement. Cette longrine aura une largeur de 1,50 mètre et une épaisseur de 1,0 mètre.

Les résultats de l'analyse de stabilité effectuée par le logiciel sont les suivants :

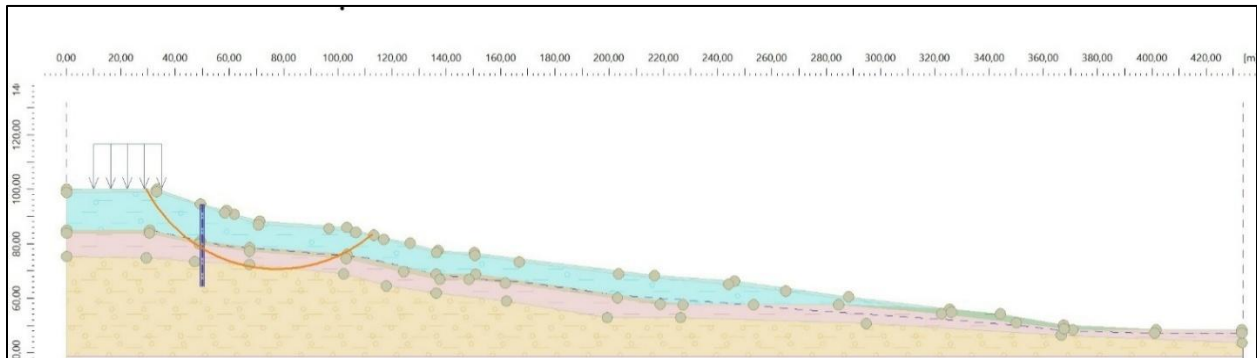


Figure III-1:Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 1 cas statique.

Tableau III-1:Résultats facteur de sécurité (statique).

La méthode d'analyse	La valeur de facteur de sécurité	La vérification
Bishop	2.28	ACCEPTABLE
Fellenius /petterson	1.99	ACCEPTABLE
Spencer	1.69	ACCEPTABLE
Janbu	1.70	ACCEPTABLE
Morgentem-price	1.70	ACCEPTABLE

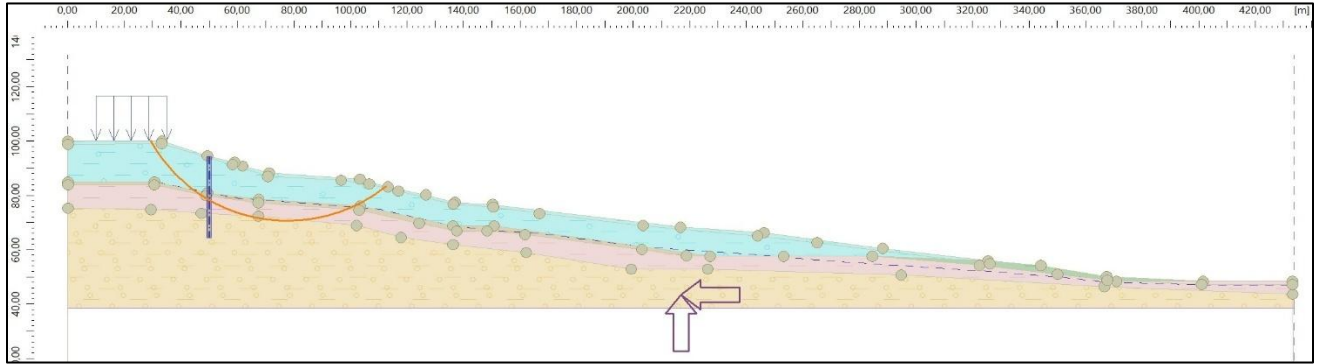


Figure III-2: Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 1 cas dynamique.

Tableau III-2: Résultats facteur de sécurité (dynamique).

La méthode d'analyse	La valeur de facteur de sécurité	La vérification
Bishop	1.36	ACCEPTABLE
Fellenius /petterson	1.19	ACCEPTABLE
Spencer	1.55	ACCEPTABLE
Janbu	1.53	ACCEPTABLE
Morgentem-price	1.53	ACCEPTABLE

III.1.2 Interprétation des résultats :

Après modélisation du profil et stabilisation du glissement à l'aide de rideau des pieux de 1,2 m de diamètre, il a été constaté que le profil présente une stabilité satisfaisante, aussi bien en conditions statiques que dynamiques ;

III.1.3 Évaluation approximative des coûts :**Tableau III-3:Évaluation approximative des coûts de la solution 1**

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire (2025)	Prix total (2025)
Terrassement (purge partielle et évacuation)	M ³	5000	600 DZD	3 000 000.00 DZD
Pieux de 1,2 m de diamètre et de 30 m de longueur (esp. 1,3 m)	MI	1230	65 000 DZD	79 950 000.00 DZD
Poutre de couronnement	M ³	360	52 000 DZD	18 720 000.00 DZD
Parement géo-synthétique	M ²	3500	10 000 DZD	35 000 000.00 DZD
Total HT				137 000 000 .00 DZD
TVA (19%)				25 872 300.00 DZD
Total TTC				162 043 000 .00 DZD

III.2 Terrassement (allègement en tête) et confortement par un remblais / géotextiles :**III.2.1 Description :**

Une opération de terrassement a été réalisée afin de retirer la couche instable à l'origine du glissement. Le système de confortement mis en place repose sur la reconstitution du talus par un remblai technique constitué de matériaux à fort angle de frottement, associé à des géotextiles de renforcement disposés en couches successives. Parallèlement, des puits de drainage ont été implantés dans la zone pour assurer le rabattement de la nappe phréatique et réduire la pression Interstitielle dans le massif.

Le résultat de stabilité obtenu, en termes de facteur de sécurité et de cercle de glissement critique, est présenté dans la figure ci-après :

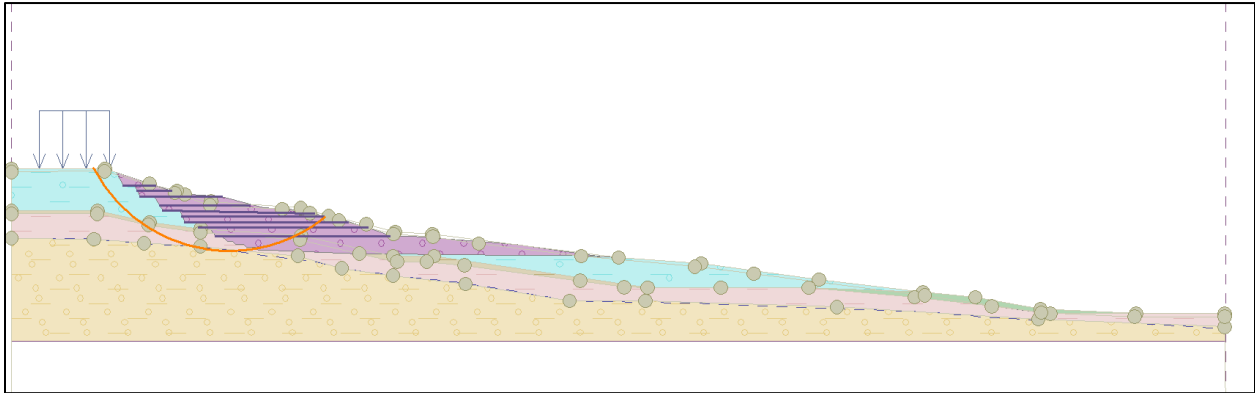


Figure III-3: Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 2 cas statique.

Tableau III-4: Résultats facteur de sécurité de la solution 2 cas statique .

La méthode d'analyse	La valeur de facteur de sécurité	La vérification
Bishop	1.85	ACCEPTABLE
Fellenius /petterson	1.75	ACCEPTABLE
Spencer	1.55	ACCEPTABLE
Janbu	1.53	ACCEPTABLE
Morgentem-price	1.53	ACCEPTABLE

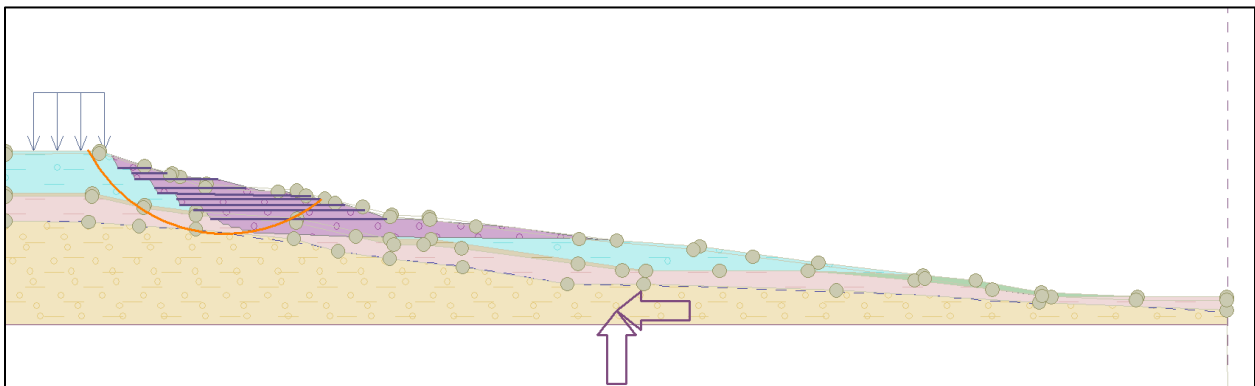


Figure III-4: Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 2 cas dynamique.

Tableau III-5: Résultats facteur de sécurité de la solution 2 cas dynamique .

La méthode d'analyse	La valeur de facteur de sécurité	La vérification
Bishop	1.10	ACCEPTABLE
Fellenius /petterson	1.08	ACCEPTABLE
Spencer	1.30	ACCEPTABLE
Janbu	1.25	ACCEPTABLE
Morgentem-price	1.25	ACCEPTABLE

III.2.2 Interprétation des résultats :

Après modélisation du profil et mise en œuvre de la solution de stabilisation par terrassement, remblai technique et renforcement par géotextiles, il a été constaté que le talus présente une stabilité satisfaisante, aussi bien en conditions statiques que dynamiques.

III.2.3 Évaluation approximative des coûts :**Tableau III-6: Évaluation approximative des coûts de la solution 2**

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total
Terrassement en déblais	M ³	73 500	600.00 DZD	44 100 000.00 DZD
Remblai technique compacté	Ml	73 500	1 400.00DZD	102 900 000.00 DZD
Fourniture de géotextile et pose de géotextile	M ³	40 000	400.00 DZD	16 000 000.00 DZD
Réalisation des puits drainants D2500 mm y compris forage et soutènement des parois.	Ml	75	600 000.00 DZD	45 000 000.00
Pompage + gestion des eaux pompées	U	5	10 000 DZD	50 000.00 DZD
			Total HT	208 050 000.00 DZD
			TVA (19%)	39 529 500.00 DZD
			Total TTC	247 579 500.00 DZD

IV. Analyse multicritère et choix de la solution :

À la suite de nos observations précédentes, nous avons opté pour deux stratégies pour faire face au glissement de terrain. Il est désormais essentiel de se prononcer sur l'option à choisir.

Pour faire un choix éclairé d'un point de vue technique et économique, nous avons effectué une analyse prenant en compte plusieurs critères.

Tableau IV-1: Analyse multicritère

Solution	Avantages	Inconvénients	Coûts
Stabilisation par une rangée de pieux	<ul style="list-style-type: none"> - Elle ne comporte pas un grand travail de terrassement ; - Réalisables par des entreprises locales - Une bonne adaptation sur le site - Le niveau de sécurité est grand - Elle préserve la topographie naturelle du site. - Une courte durée de la réalisation. - Permet de travailler même sous la nappe phréatique ; 	<ul style="list-style-type: none"> - L'équipement, le béton et les armatures représentent un coût important. - Risque de défauts d'exécution ; - Difficulté de mise en œuvre en présence d'obstacles 	162 043 000 .00 DZ
Terrassement (allègement en tête) et confortement par un remblais et des géotextiles	<ul style="list-style-type: none"> - Un équipement de construction minimal est adopté. Cela comprend l'utilisation d'engins de terrassement, de forage ; - Adaptabilité aux sols difficiles - Maîtrise des eaux souterraines ; 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessite souvent un budget d'investissement élevé. - Délais de réalisation plus longs - Besoin de main-d'œuvre spécialisée - Risques environnementaux - 	247 579 500.00 DZ

IV.1 Synthèse :

À l'issue de l'analyse des deux solutions de confortement proposées, il ressort que les deux premières alternatives présentent des performances globalement satisfaisantes. Toutefois, après une évaluation comparative approfondie, notre préférence s'oriente clairement vers la première solution, à savoir le confortement par un rangée de pieux. Ce choix repose sur plusieurs critères, tant techniques qu'économiques :

- Garantissant une meilleure stabilité de l'ouvrage.
- Plus économique en termes de coût global de réalisation.
- Un délai d'exécution plus court, ce qui est favorable au respect du planning de projet.
- Se distingue par un impact environnemental réduit, en cohérence avec les exigences actuelles de durabilité.

En somme, cette solution apparaît comme la plus efficace, optimisée et adaptée aux contraintes spécifiques du site.

V. Etude d'Avant-projet détaillé « Dimensionnement de pieux » :

V.1 Type des pieux utilisés :

Le type de pieux utilisé dans ce projet, compte tenu les contraintes du site, notamment la nature du sol et l'état hydrogéologique, est les pieux forés ce choix s'avère le plus adapté à ce cas. En effet, la norme NF EN 1536+A1 définit les principes généraux pour l'exécution des pieux forés. Elle s'applique aux pieux de section circulaire ainsi qu'aux barrettes de section rectangulaire, en T ou en L en une seule opération elle concerne :

- Les pieux forés ayant un rapport profondeur/diamètre supérieur à 5,
- Les pieux dont le diamètre est compris entre 0,3 m et 3,0 m,
- Les barrettes,
- Les pieux et barrettes à éléments structurels préfabriqués circulaires dont la plus petite dimension est supérieure à 0,3 m.

Elle couvre la réalisation :

– de pieux forés isolés, de groupes de pieux forés, ainsi que de parois réalisées avec des pieux sécants, contigus ou espacés.

- Les pieux peuvent être en béton armé, en béton non armé, en béton armé avec des armatures spéciales (profilés ou tubes en acier), ou constitués d'éléments préfabriqués en béton.

V.2 La méthode de réalisation :

La norme NF EN 1536+A1 encadre l'exécution des pieux forés, en définissant les exigences techniques et les bonnes pratiques pour garantir la qualité, la sécurité et la durabilité de ces fondations profondes. La méthode générale se déroule en plusieurs étapes :

- Implantation : repérage précis de l'emplacement des pieux sur le terrain.
- Forage : creusement du sol à l'aide d'outils adaptés, avec stabilisation par tubage ou boue de forage selon la nature du sol.
- Nettoyage du fond : élimination des boues et matériaux détachés pour garantir une bonne base au béton.
- Mise en place de l'armature : introduction verticale de la cage d'armature en acier.
- Bétonnage : coulage du béton par tube plongeur depuis le fond du forage vers le haut, de manière continue, pour éviter la ségrégation.
- Retrait du tubage : effectué progressivement durant le bétonnage ou après, selon le procédé utilisé.
- Contrôles de qualité : vérifications dimensionnelles, essais sur béton et essais de chargement si nécessaires.

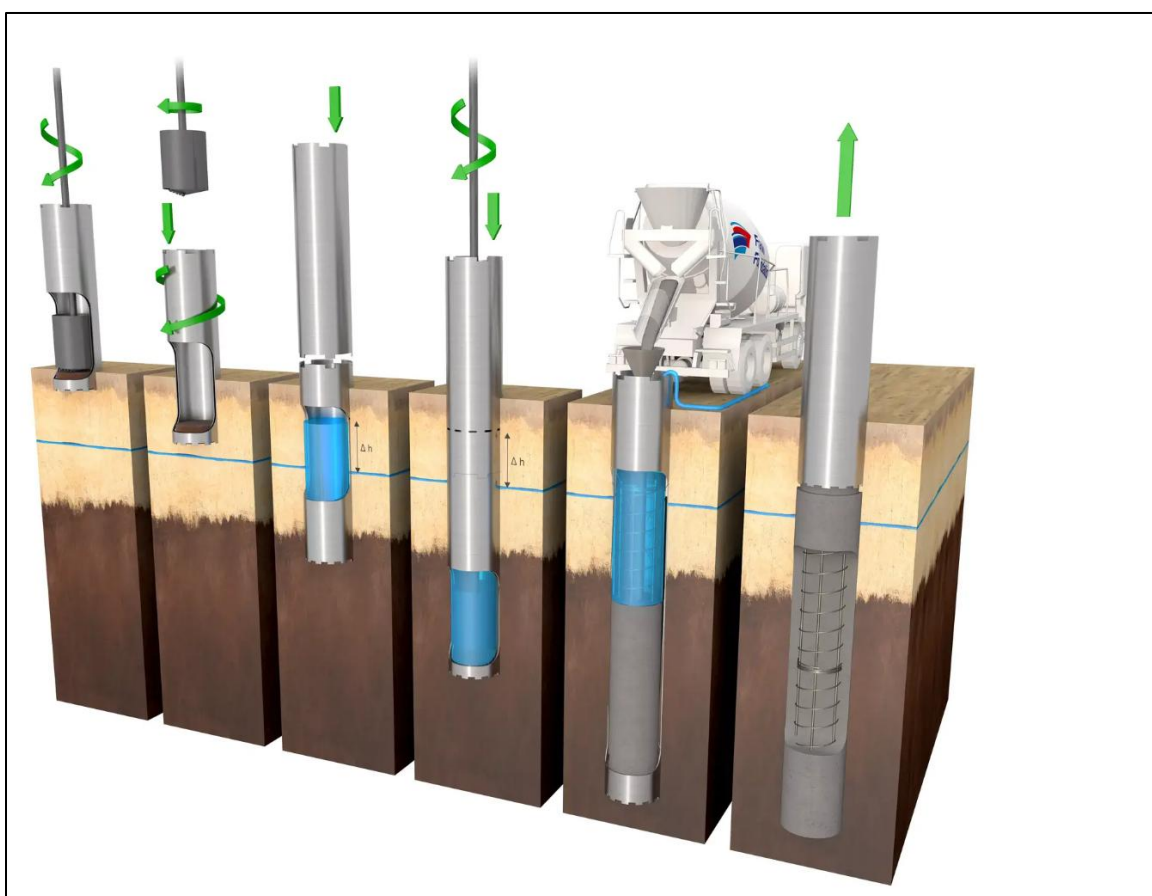


Figure V-1: Les étapes détaillées de la réalisation des pieux forés.

V.3 La géométrie des pieux :

Dans le cadre de ce projet, des pieux forés verticaux en béton armé ont été retenus pour stabiliser la zone instable. Leur géométrie a été définie de manière à garantir à la fois la stabilité globale du versant et la résistance locale des éléments porteurs :

Diamètre (D) : 1,20 m ; Profondeur (L) : 30,00 m ; entraxe : 1,30 m

V.4 Ferrailage des pieux :

La norme NF EN 1536+A1 encadre l'exécution des pieux forés, les armatures longitudinales sont dimensionnées pour résister aux efforts de traction induits par la flexion ou le cisaillement agissant sur le pieu. Le diamètre de ces armatures doit être au minimum de 12 mm, pouvant aller jusqu'à 32 mm, voire 40 mm à titre exceptionnel. Elles sont généralement réparties de manière uniforme sur le pourtour du pieu, afin d'assurer une répartition homogène des efforts. Le nombre d'armatures longitudinales doit être au moins égal à six (6), conformément aux exigences de stabilité et de performance mécanique de la cage d'armature.

Et pour les armatures transversales généralement constituées d'étriers ou de spirales, ont pour rôle principal d'assurer le maintien en place des armatures longitudinales, de contribuer à la résistance au cisaillement, et de contenir le béton pour éviter l'éclatement sous les efforts transversaux.

Le diamètre minimal des armatures transversales est généralement de 6 mm, et leur espacement est déterminé en fonction du diamètre du pieu, de la longueur d'ancrage, et des sollicitations mécaniques.

Pour une rangée de pieux :

- $A_s = 122.72 \text{ cm}^2$
- 25T25
- $C = 70 \text{ mm}$

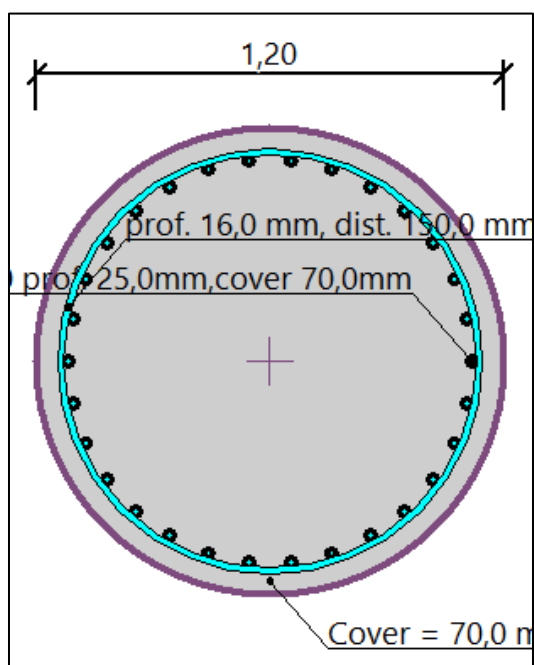


Figure V-2: Schéma de ferrailage longitudinal d'une rangée de pieux.

Pour les armatures transversales :

Des cerces de T16 $s_t = 8$ cm en zone de renforcement ;

Des cerces de T14 $s_t = 15$ cm en zone courante ;

V.5 Vérification structurale des pieux :

Aussi le ferrailage est vérifié sous les déferents sollicitations

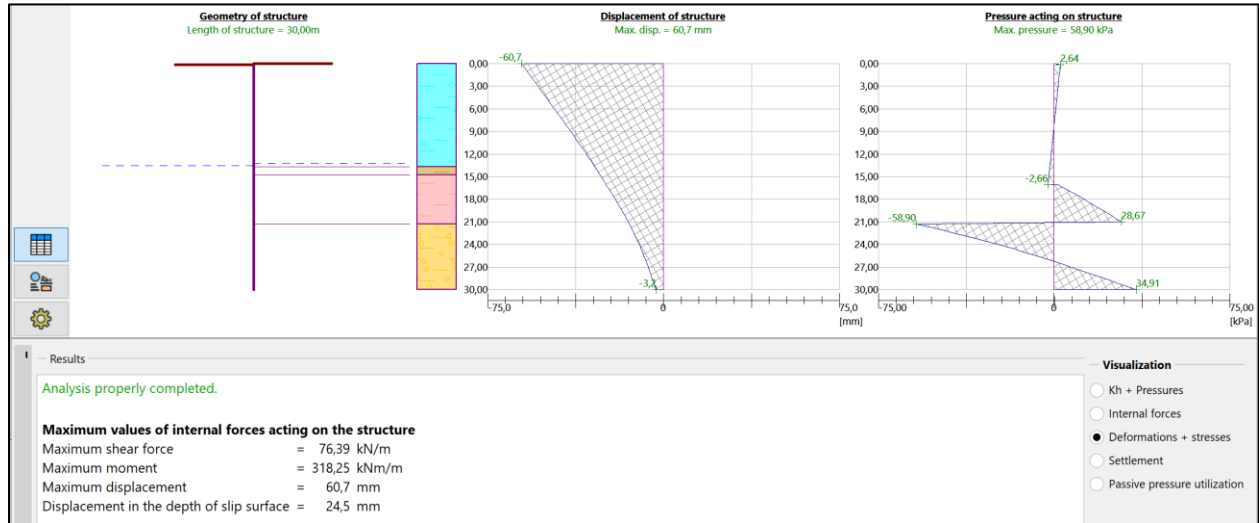


Figure V-3:Vérification les déformations cas statique.

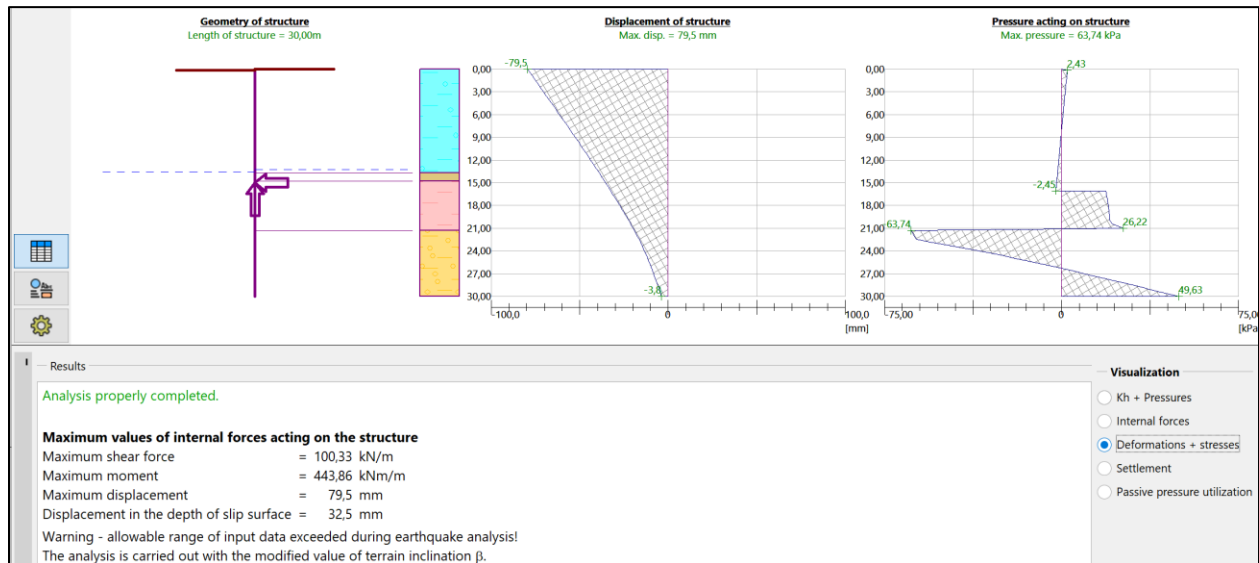


Figure V-4:Vérification les déformations cas dynamique.

Conclusion et Perspectives :

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons mené une étude complète portant sur un glissement de terrain situé dans la commune de Didouche Mourad, entre les deux cités 204 et 104 logements. À travers une approche méthodique, ce travail a permis de diagnostiquer les causes profondes du mouvement, d'analyser les caractéristiques géotechniques du sol affecté et faire un back analysis à l'aide de logiciel slide pour connaître mieux les caractéristiques du sol et la couche glissent sur le site, et de proposer deux solutions techniques adaptées pour stabiliser la zone concernée ;

La première solution c'est la mise en place d'une rangée des pieux, combinée à un système de drainage ; pour la deuxième solution c'est des terrassements en banquettes (reprofilage), renforcés par des géotextiles, accompagnés d'un système de drainage et d'un rabattement de la nappe phréatique.

L'utilisation du logiciel GEO5 a permis de modéliser avec précision le comportement du sol et d'évaluer les deux stratégies de confortement. Après on a fait une analyse multicritère des solutions proposées a conduit à la sélection des pieux ; une solution technico-économiquement optimal, pour laquelle une étude d'avant-projet détaillé a été élaborée.

Les résultats obtenus ont démontré l'importance d'une approche rigoureuse et plusieurs disciplines dans la prévention et le traitement des glissements de terrain. Ils soulignent également l'utilité des outils de simulation numérique dans l'aide à la décision pour la conception et l'optimisation des ouvrages de stabilisation.

En conclusion, ce travail a permis non seulement de répondre aux problématiques spécifiques du site étudié, mais également d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques sur le domaine de stabilisation. Il ouvre ainsi la voie à d'autres études similaires, visant à renforcer la sécurité des infrastructures.

Références bibliographiques :

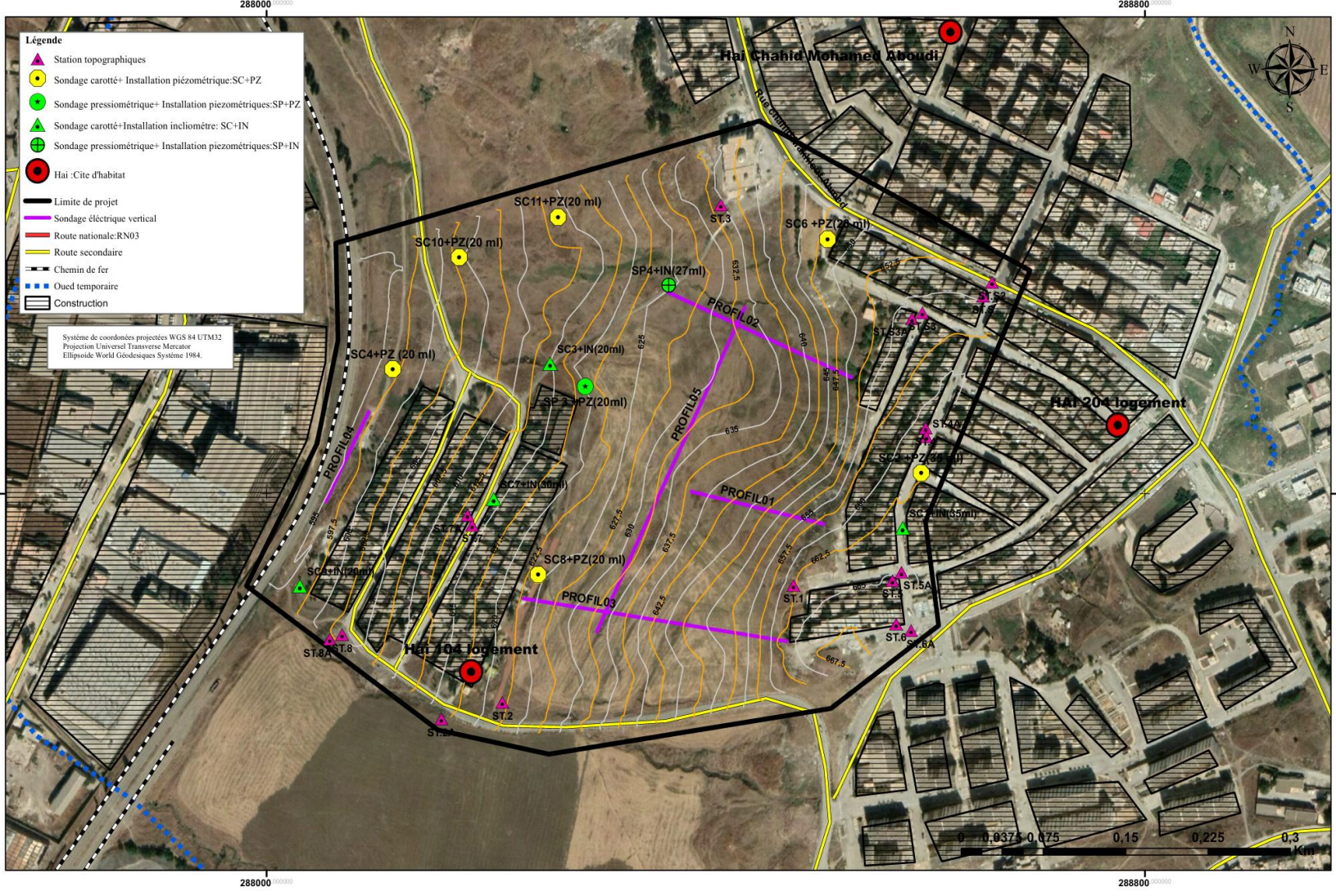
- [1] CEREMA. (2017). *Prévention et stabilisation des glissements de terrain : Conception, mise en œuvre et maintenance des dispositifs : Guide technique*. Éditions du Cerema.
- [2] Desodt, C., Launay, J., & Horsin Molinaro, H. (2017, 2 mai). *Les glissements de terrain, modélisation et prévision*. École normale supérieure Paris-Saclay.
- [3] Abidi, M. E. H. (2022, 22 avril). *Conférence sur les glissements de terrain* [Présentation PowerPoint]. GEOCONSEIL.
- [4] Benslimane, C.-E. (2014). *Confortement d'un glissement de terrain par clouage en micropieux mixtes Athenia (W) Boumerdes* (Mémoire de master, Université de Bejaia). Encadré par O. Sadaoui et M. Chennine. Soutenu le 22 juin 2014.
- [5] Meftah, K., & Ben Ali, M. *Cours & exercices de géotechnique 1 selon Eurocodes 7*. Institut Supérieur des Études Technologiques de Nabeul / École Supérieure des Ingénieurs de l'Équipement Rural Medjez El Bab.
- [6] Serratrice, J. F. (2022). *Inclinomètre en tubes rainurés : Aspects pratiques*. Cerema Méditerranée.
- [7] Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville (2024). *Document Technique Réglementaire D.T.R.-B.C.2.48 : Règles Parasismiques Algériennes (RPA2024)*.
- [8] Rocscience Inc. (1989–2002). *Slide 2D limit equilibrium slope stability : User's guide*.
- [9] [GEO5]. (1/2020). *Stabiliser une pente à l'aide de pieux stabilisateurs : Cahier technique*.
- [10] AFNOR
- [11] Université Gustave Eiffel. (2021). *Méthodes d'auscultation de la structure : Auscultation des fondations – Inclinomètre en forage*. Cerema.
- [12] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS). (1994). *Méthodes de calcul des fondations profondes (D.T.R. BC 2.33.2)*. Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Construction, République Algérienne Démocratique et Populaire.

Sites web :

- 1 <https://fr.weatherspark.com/>
- 2 <https://sisgeo.com/fr/produits/tubes-inclinometriques/tube-inclinometrique/>
- 3 <https://topographi.blogspot.com/2011/04/glissement-de-terrain.html/>
- 4 https://www.georisques.gouv.fr/articles-risques/mouvements-de-terrain/conditions-dapparition-et-facteurs-declenchants?utm_source=chatgpt.com#summary-target-2/
- 5 https://www.ikonet.com/fr/ledictionnairevisuel/terre/geologie/mouvements-de-terrain.php#google_vignette/

LES ANNEXES :

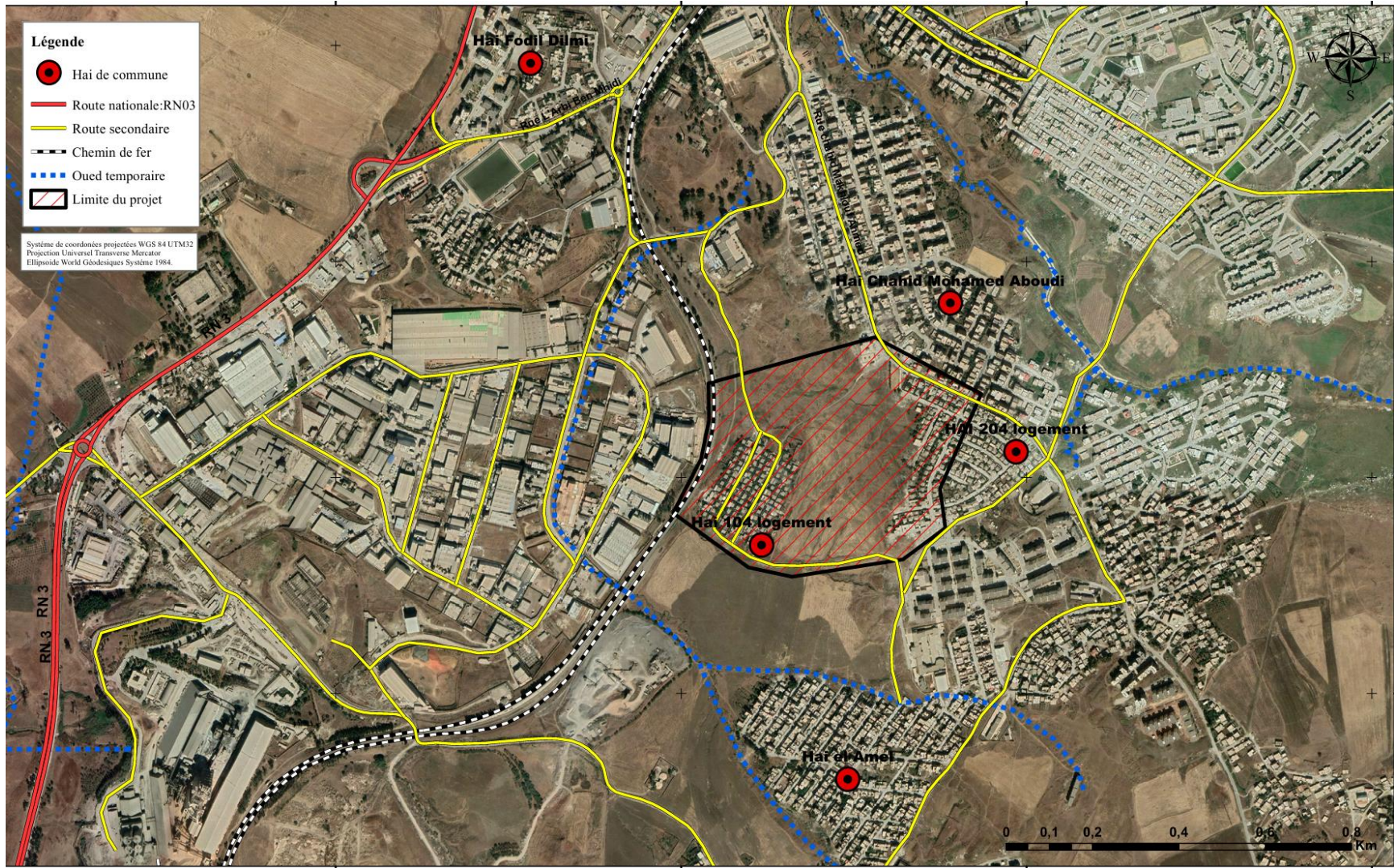
ANNEXES 01 :
Les cartes



- Légende**
- ▲ Station topographiques
 - Sondage carotté+ Installation piézométrique:SC+PZ
 - Sondage pressiométrique+ Installation piézométriques:SP+PZ
 - ▲ Sondage carotté+Installation incliomètre: SC+IN
 - Sondage pressiométrique+ Installation piézométriques:SP+IN
 - Hai -Cite d'habitat
 - Limite de projet
 - Sondage électrique vertical
 - Route nationale:RN03
 - Route secondaire
 - Chemin de fer
 - Oued temporaire
 - Construction

Système de coordonnées projetées WGS 84 UTM32
 Projection Universel Transverse Mercator
 Ellipsoïde World Geodésiques Système 1984.

0 0,0375 0,075 0,15 0,225 0,3
 Km



ANNEXES 02 :

Les résultats d'investigation géotechnique

PROJET: Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts

N° Dossier : 28/E/25/2021.

Date : 21/11/2021.

Sondages Carottier N° : 01

Caisse N° : 01

Profondeur : 00^m.00 - 07^m.50



PROJET: Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts

N° Dossier : 28/E/25/2021

Date : 21/11/2021.

Sondages Carottier N° : 01

Caisse N° : 02

Profondeur : 07^m.50 - 12^m.00



PROJET: Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts
N° Dossier : 28/E/25/2021

Date : 22/11/2021.

Sondages Carottier N° : 01

Caisse N° : 03

Profondeur : 12^m.00 - 18^m.00



PROJET: Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts
N° Dossier : 28/E/25/2021

Date : 23/11/2021.

Sondages Carottier N° : 01

Caisse N° : 04

Profondeur : 18^m.00 - 23^m.00



PROJET: Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts
N° Dossier : 28/E/25/2021

Date : 23/11/2021.

Sondages Carottier N° : 01

Caisse N° : 05

Profondeur : 23^m.00 - 25^m.50



PROJET: Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts

N° Dossier : 28/E/25/2021.

Date : 17/11/2021.

Sondages Carottier N° : 02

Caisse N° : 01

Profondeur : 00^m.00 - 07^m.50



PROJET: Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts

N° Dossier : 28/E/25/2021

Date : 18/11/2021.

Sondages Carottier N° : 02

Caisse N° : 02

Profondeur : 07^m.50 - 12^m.00



PROJET: Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts

N° Dossier : 28/E/25/2021

Date : 18/11/2021.

Sondages Carottier N° : 02

Caisse N° : 03

Profondeur : 12^m.00 - 16^m.50



PROJET: Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts

N° Dossier : 28/E/25/2021

Date : 20/11/2021.

Sondages Carottier N° : 02

Caisse N° : 04

Profondeur : 16^m.50 - 21^m.00



PROJET: Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts
N° Dossier : 28/E/25/2021

Date : 20/11/2021.

Sondages Carottier N° : 02

Caisse N° : 05

Profondeur : 21^m.00 - 25^m.50





Argile marneuse (rougeâtre)

PROJET: Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts

N° Dossier : 28/E/25/2021.

Date : 29/11/2021.

Sondages Carottier N° : 03

Caisse N° : 01

Profondeur : 00^m.00 - 06^m.50



PROJET: Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts

N° Dossier : 28/E/25/2021

Date : 29/11/2021.

Sondages Carottier N° : 03

Caisse N° : 02

Profondeur : 06^m.50 - 11^m.00



PROJET: Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts
N° Dossier : 28/E/25/2021

Date : 01/12/2021.

Sondages Carottier N° : 03

Caisse N° : 03

Profondeur : 11^m.00 - 17^m.00



PROJET: Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts
N° Dossier : 28/E/25/2021

Date : 01/12/2021.

Sondages Carottier N° : 03

Caisse N° : 04

Profondeur : 17^m.00 - 20^m.00



SC 03 : (Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts)

0.00-2.00 : terre végétale

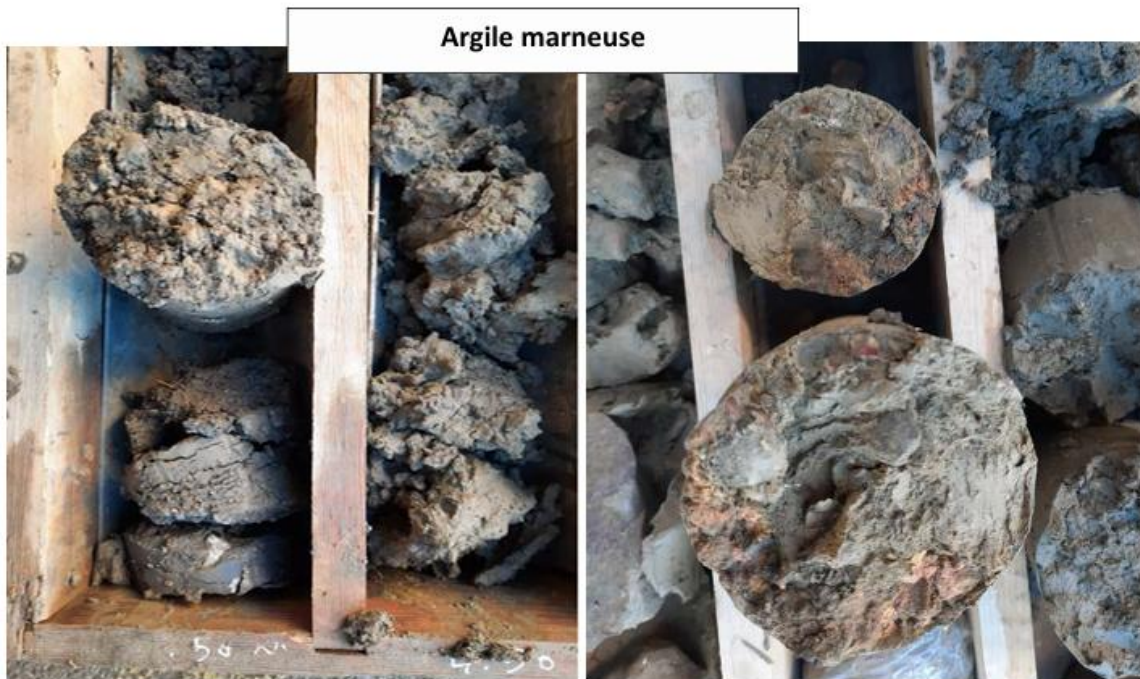
2.00-8.00 : Argile limoneuse

8.00-20.00 : Argile marneuse (avec des insertions gypseux). BLOC DE GRES

(Petits blocs de grés 10.0-11.0 m)

Profondeur des échantillons

(7.5-8.0), (9.0-9.5), (12.0-12.5), (13.5-14), (15.0-15.5), (16.5-17.0), (18.0-18.5) (19.5-20.0).



Argile marneuse (avec des insertions gypseux)



Bloc de grès



Argile marneuse



PROJET: Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts

N° Dossier : 28/E/25/2021.

Date : 28/11/2021.

Sondages Carottier N° : 04

Caisse N° : 01

Profondeur : 00^m.00 - 06^m.00



PROJET: Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts

N° Dossier : 28/E/25/2021

Date : 28/11/2021.

Sondages Carottier N° : 04

Caisse N° : 02

Profondeur : 06^m.00 - 10^m.50



PROJET: Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts
N° Dossier : 28/E/25/2021

Date : 28/11/2021.

Sondages Carottier N° : 04

Caisse N° : 03

Profondeur : 10^m.50 - 15^m.00



PROJET: Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts
N° Dossier : 28/E/25/2021

Date : 28/11/2021.

Sondages Carottier N° : 04

Caisse N° : 04

Profondeur : 15^m.00 - 19^m.50



PROJET: Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts

N° Dossier : 28/E/25/2021

Date : 28/11/2021.

Sondages Carottier N° : 04

Caisse N° : 04

Profondeur : 19^m.50 - 22^m.50



SC 03 : (Etude géotechnique du projet glissement de terrain cité 204 logts et cité 104 logts)

0.00-2.00 : terre végétale

2.00-4.00 : Argile limoneuse

4.00-22.50 : Argile marneuse (avec des insertions gypseux).

Profondeur des échantillons

(7.0-7.5), (8.8-9.0), (10.3-10.5), (11.6-12.0), (13.0-13.5), (14.5-15.0), (16.0-16.5)

(17.5-18.0). (19.0-19.5) (20.5-21.0) (22.0-22.5).

Argile limoneuse



Argile marneuse



Argile marneuse (avec des insertions gypseux)



GRAVIER



Ref. Chantier : essais labo / set setif

Sondage : SCO1

Profondeur : 7.50-8.00m

Type de prélèvement :

Nature :

Essai de cisaillement rectiligne - cisaillement direct

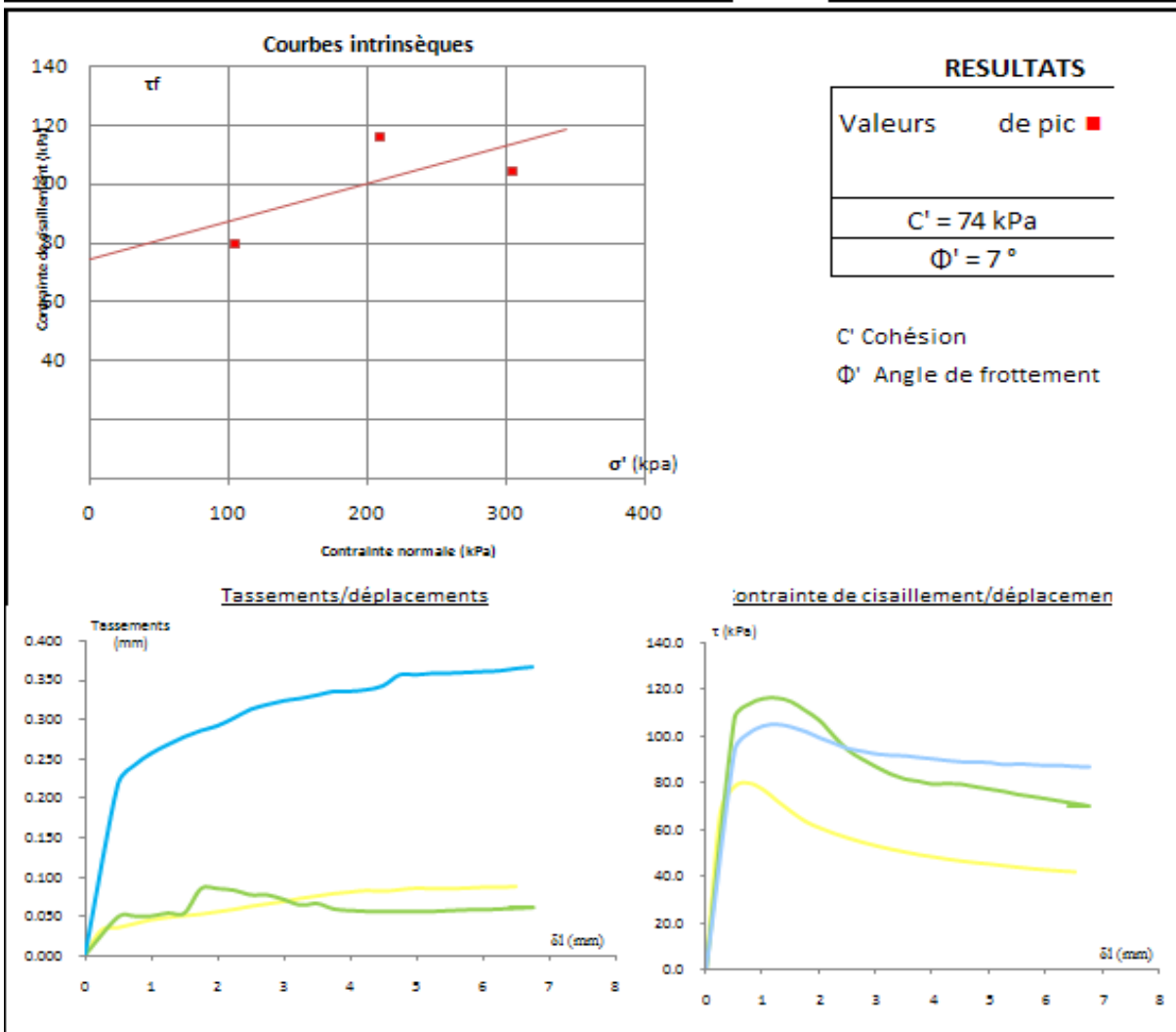
Norme XP 94-071-1

type d'essai	Consolidé - drainé (CD)		
vitesse de cisaillement	0.014	mm/min	
ps estimée	2.7	(Mg/m ³)	

Eprouvette	
Section :	28.27 mm ²
hauteur :	20 / 20 / 20 mm

N°	Etat initial					Après consolidation pd (Mg/m ³)	Après cisaillement W (%)
	Ep	ρh (Mg/m ³)	ρd (Mg/m ³)	W (%)	e		
1		0.89	0.71	26.5	2.82	25.3	33.3
2		0.58	0.46	27.6	4.90	15.2	31.7
3		0.65	0.51	27.0	4.30	17.0	34.2

σ' (kpa)	Valeurs de résistance au cisail		
	τ _{ps} (kPa)	δ _{τ_{ps}} (mm)	
104.1	80.1	0.8	
208.2	116.1	1.3	
303.6	104.7	1.3	



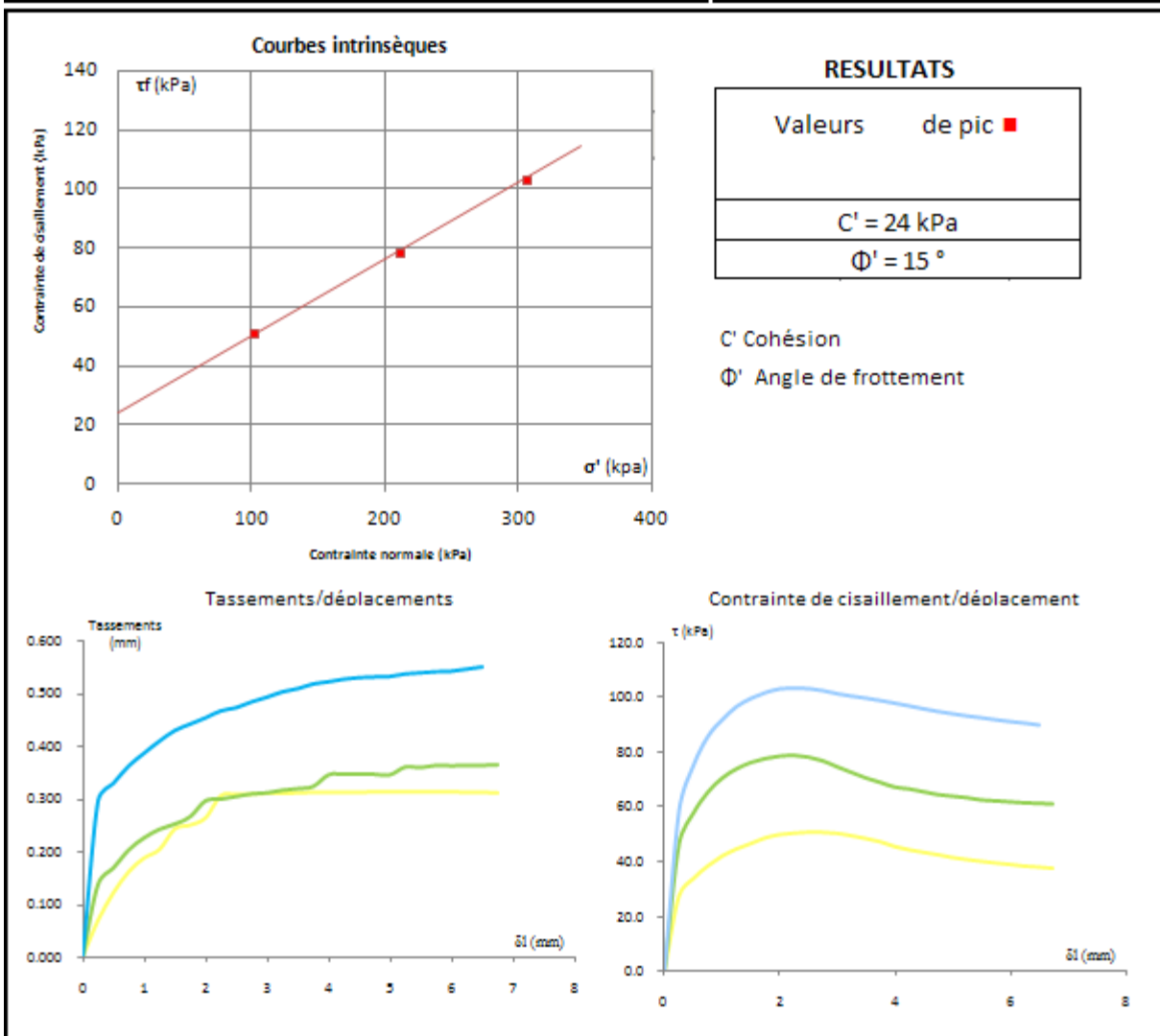
Ref. Chantier : essais labo / sets
 Sondage : sc02
 Profondeur : 12.80-13.50
 Type de prélèvement :
 Nature :

Essai de cisaillement rectiligne - cisaillement direct

Norme XP 94-071-1

type d'essai Consolidé - drainé (CD) vitesse de cisaillement 0.0048 mm/min ps estimée 2.7 (Mg/m ³)	Eprouvette Section : 36.00 mm ² hauteur : 20/20/20 mm
---	--

N°	Etat initial					Après consolidation ρd (Mg/m ³)	Après cisaillement W (%)	σ' (kPa)	Paramètres de résistance au cisaillement		
	Ep	ph (Mg/m ³)	pd (Mg/m ³)	W (%)	e				Sr (%)	τ _{1,2} (kPa)	δ _{1,2} (mm)
1	0.46	0.39	18.7	5.99	8.4	1.87	28.6	102.2	50.6	2.5	
2	0.42	0.35	18.8	6.66	7.6	2.05	24.5	211.2	78.5	2.3	
3	0.46	0.39	18.8	5.96	8.5	1.91	26.3	306.6	103.1	2.3	

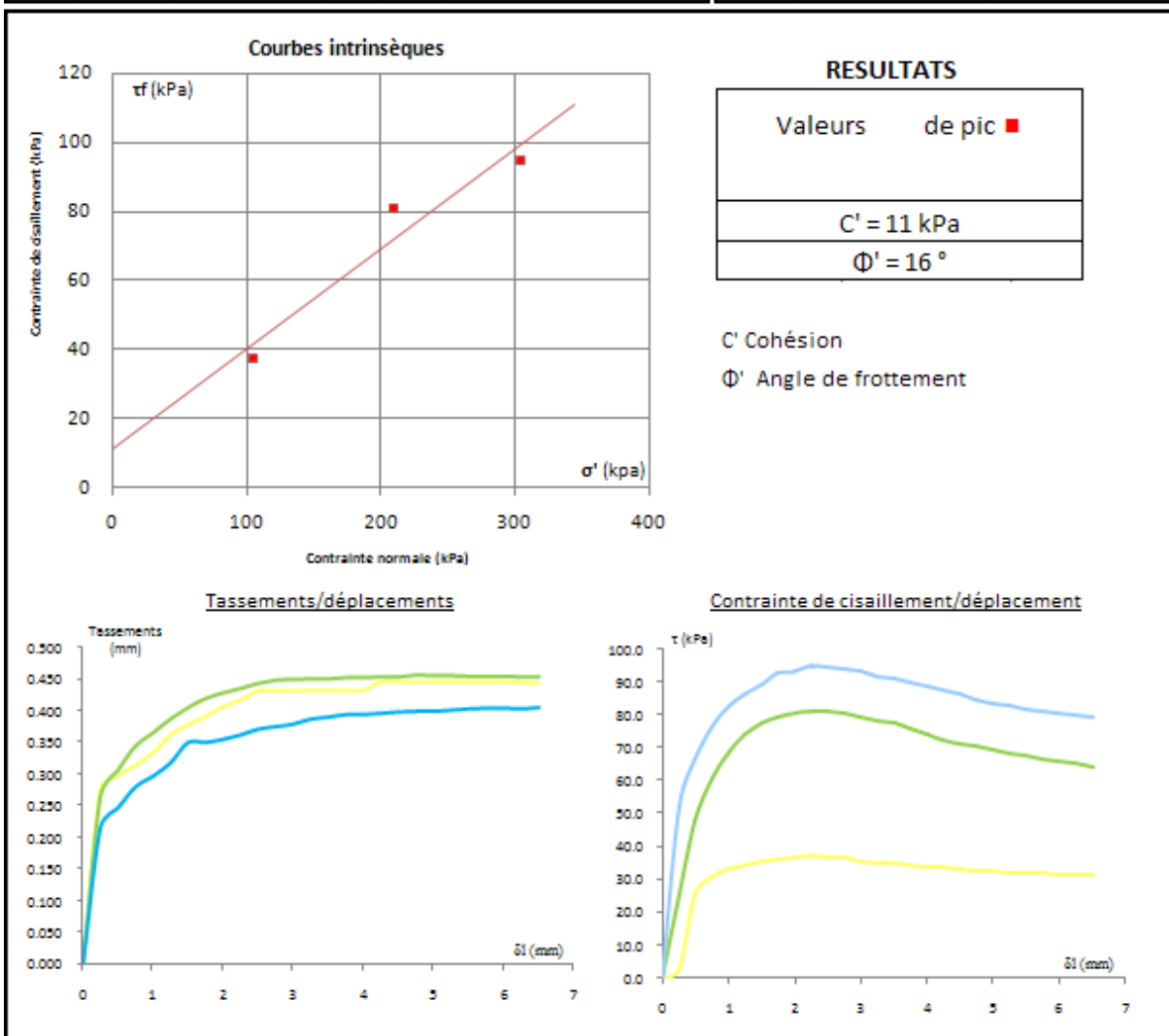


Ref. Chantier : essais labo / sets
 Sondage : sc03
 Profondeur : 15.00-15.50m
 Type de prélèvement :
 Nature :

Essai de cisaillement rectiligne - cisaillement direct

Norme XP 94-071-1

type d'essai Consolidé - drainé (CD)						Eprouvette				
vitesse de cisaillement 0.0048 mm/min						Section : 36.00 mm ²				
ps estimée 2.7 (Mg/m ³)						hauteur : 20 / 20 / 20 mm				
N°	Etat initial					Après consolidation	Après cisaillement	σ' (kpa)	Paramètres de résistance au cisaillement	
	Ep	ph (Mg/m ³)	pd (Mg/m ³)	W (%)	e	Sr (%)	pd (Mg/m ³)		W (%)	$\tau_{t,p}$ (kPa)
1	0.58	0.40	43.1	5.68	20.5	1.71	28.1	104.1	37.3	2.3
2	0.61	0.48	26.8	4.64	15.6	1.84	29.2	208.2	81.2	2.3
3	0.58	0.51	13.7	4.26	8.7	1.96	17.7	303.6	95.0	2.3



Ref. Chantier : essais labo / sets

Sondage : sc04

Profondeur : 20.50/21

Type de prélèvement :

Nature :

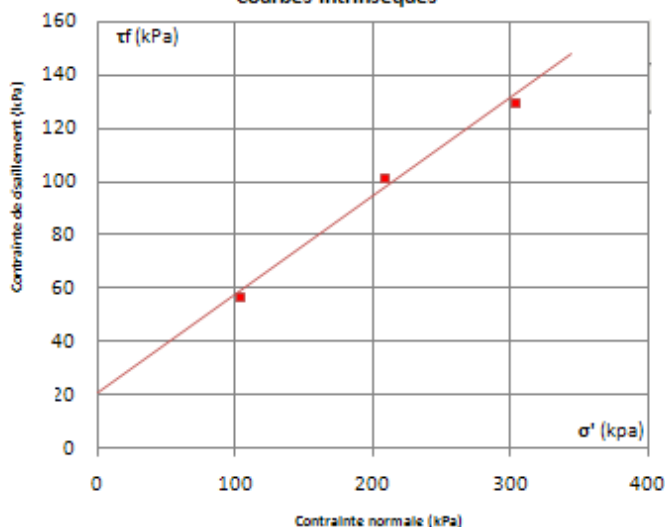
Essai de cisaillement rectiligne - cisaillement direct

Norme XP 94-071-1

type d'essai Consolidé - drainé (CD) vitesse de cisaillement 0.0048 mm/min ps estimée 2.7 (Mg/m ³)	Eprouvette Section : 36.00 mm ² hauteur : 20 / 20 / 20 mm
---	--

N°	Etat initial					Après consolidation	Après cisaillement	σ' (kpa)	Paramètres de résistance au cisaillement		
	Ep	ph (Mg/m ³)	pd (Mg/m ³)	W (%)	e	Sr (%)	pd (Mg/m ³)		W (%)	$\tau_{t,p}$ (kPa)	$\delta_{t,p}$ (mm)
1		0.48	0.40	20.0	5.69	9.5	1.65	29.0	104.1	56.9	2.3
2		0.63	0.53	20.4	4.13	13.3	1.79	31.4	208.2	101.2	2.5
3		0.51	0.42	20.6	5.37	10.3	1.75	23.2	303.6	129.6	2.5

Courbes intrinsèques



RESULTATS

Valeurs de pic ■

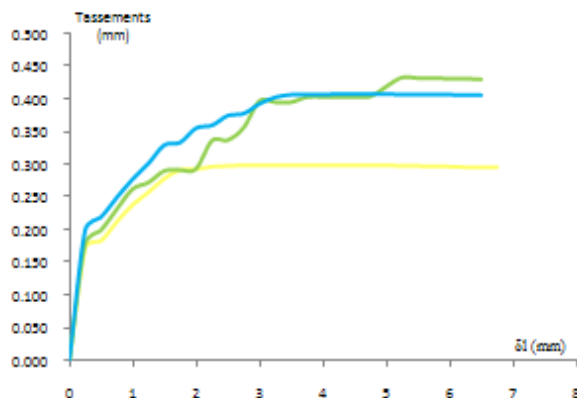
$$C' = 21 \text{ kPa}$$

$$\Phi' = 20^\circ$$

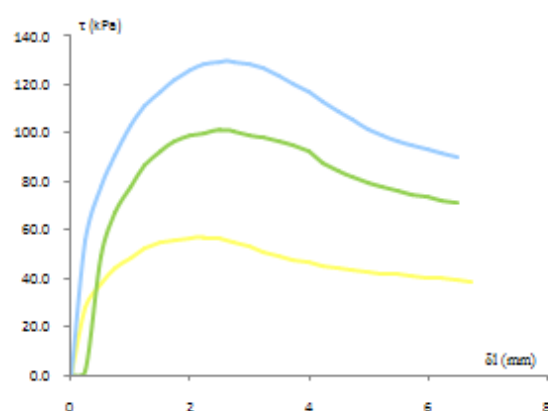
C' Cohésion

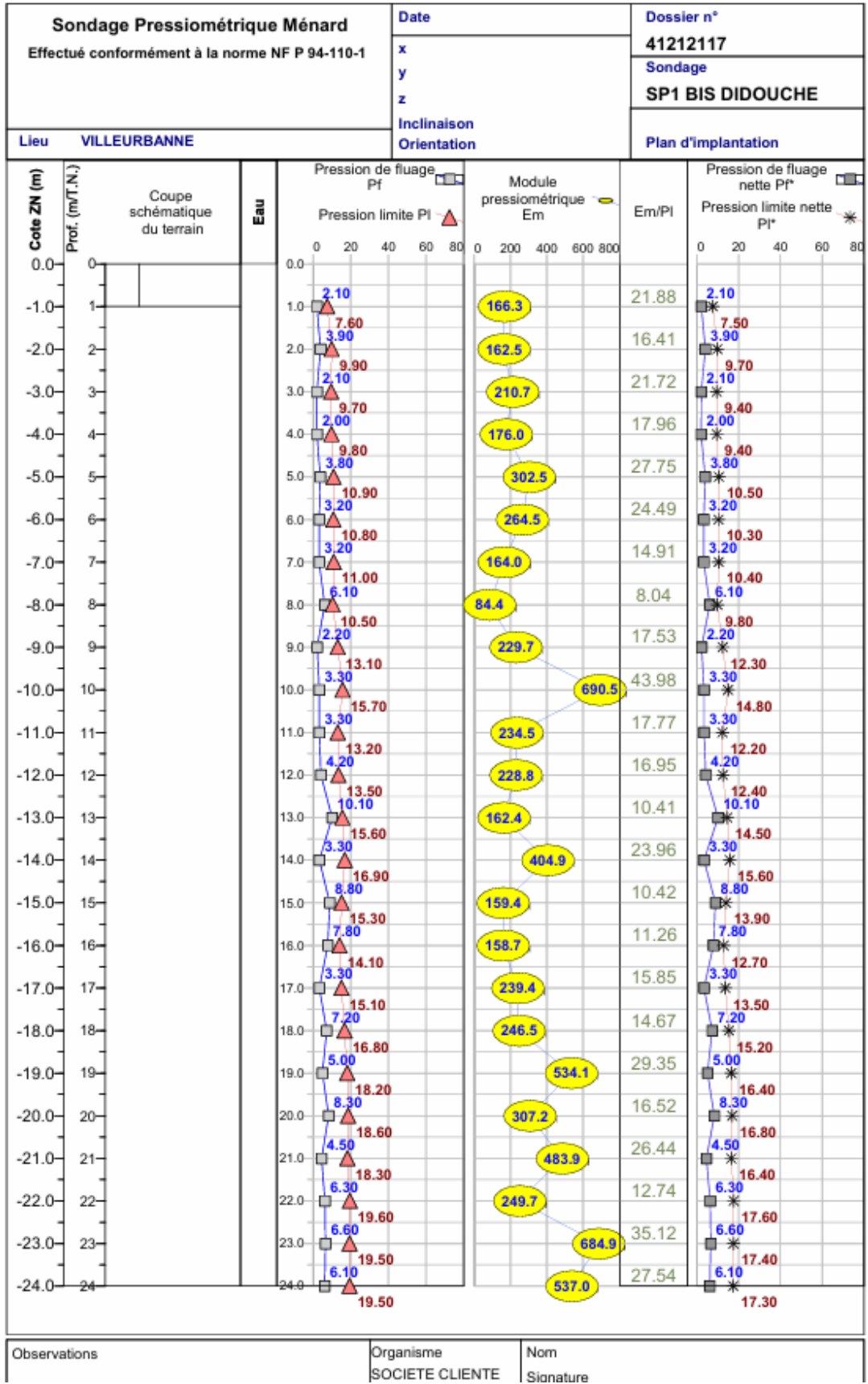
Φ' Angle de frottement

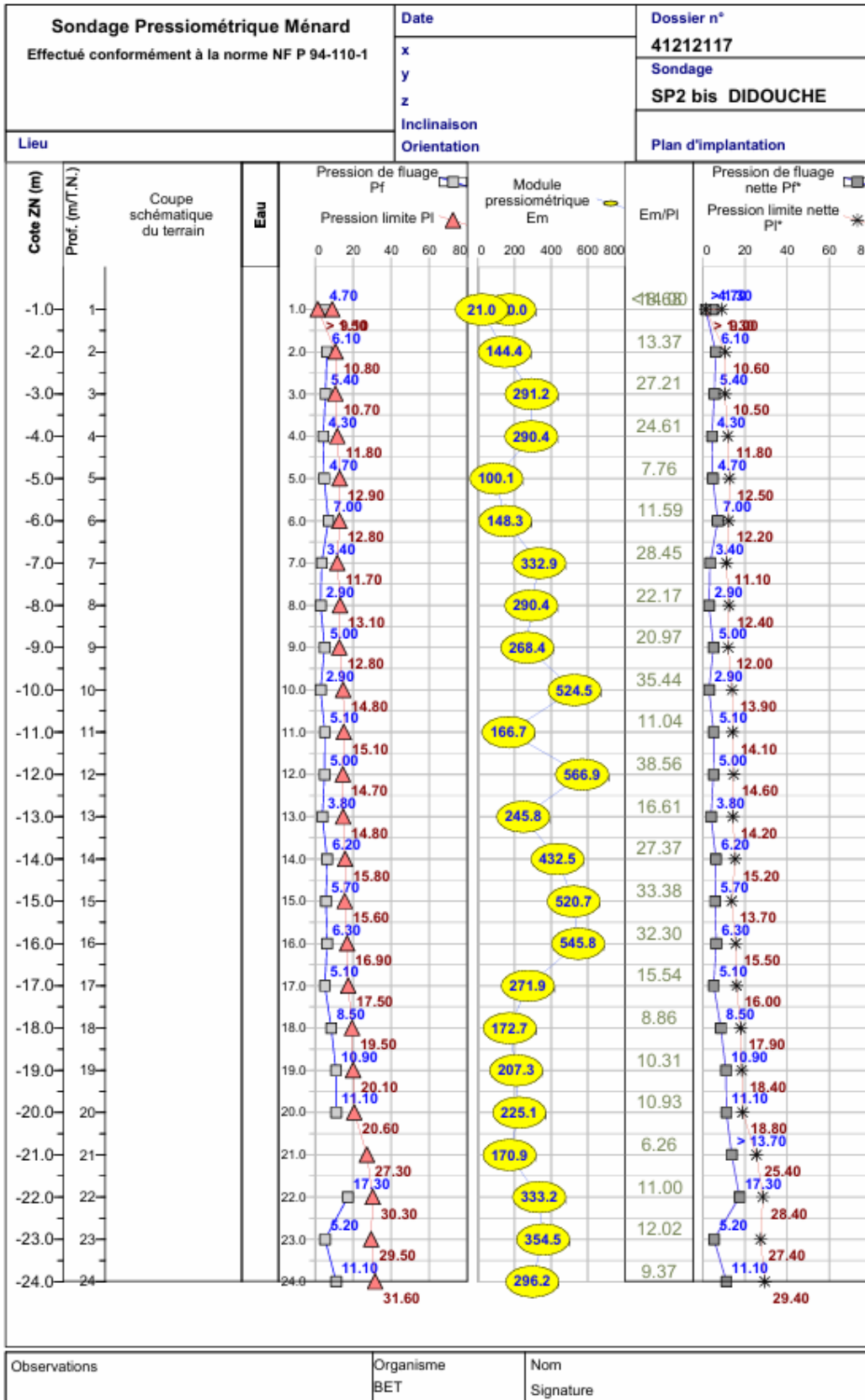
Tassements/déplacements

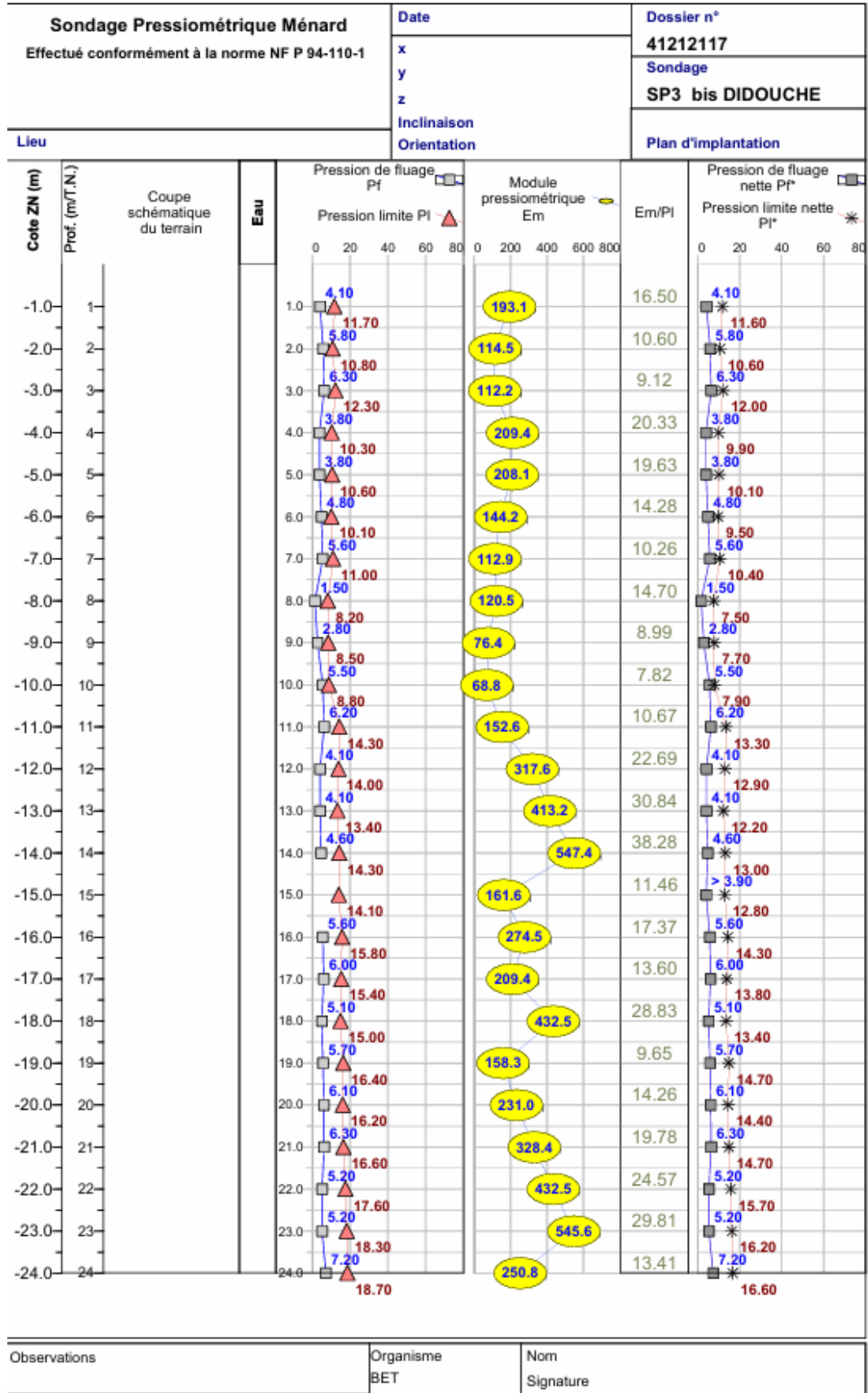


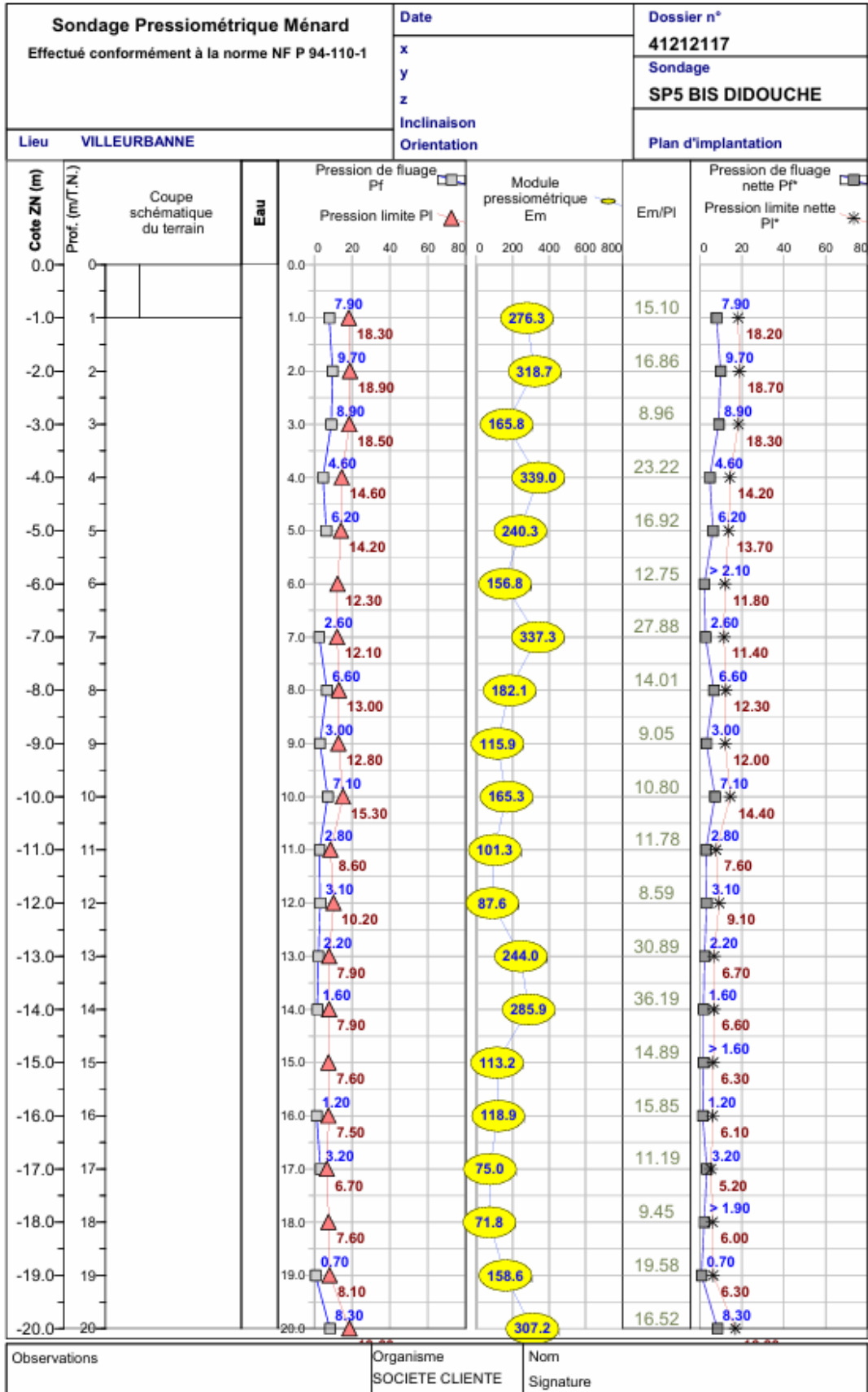
Contrainte de cisaillement/déplacement







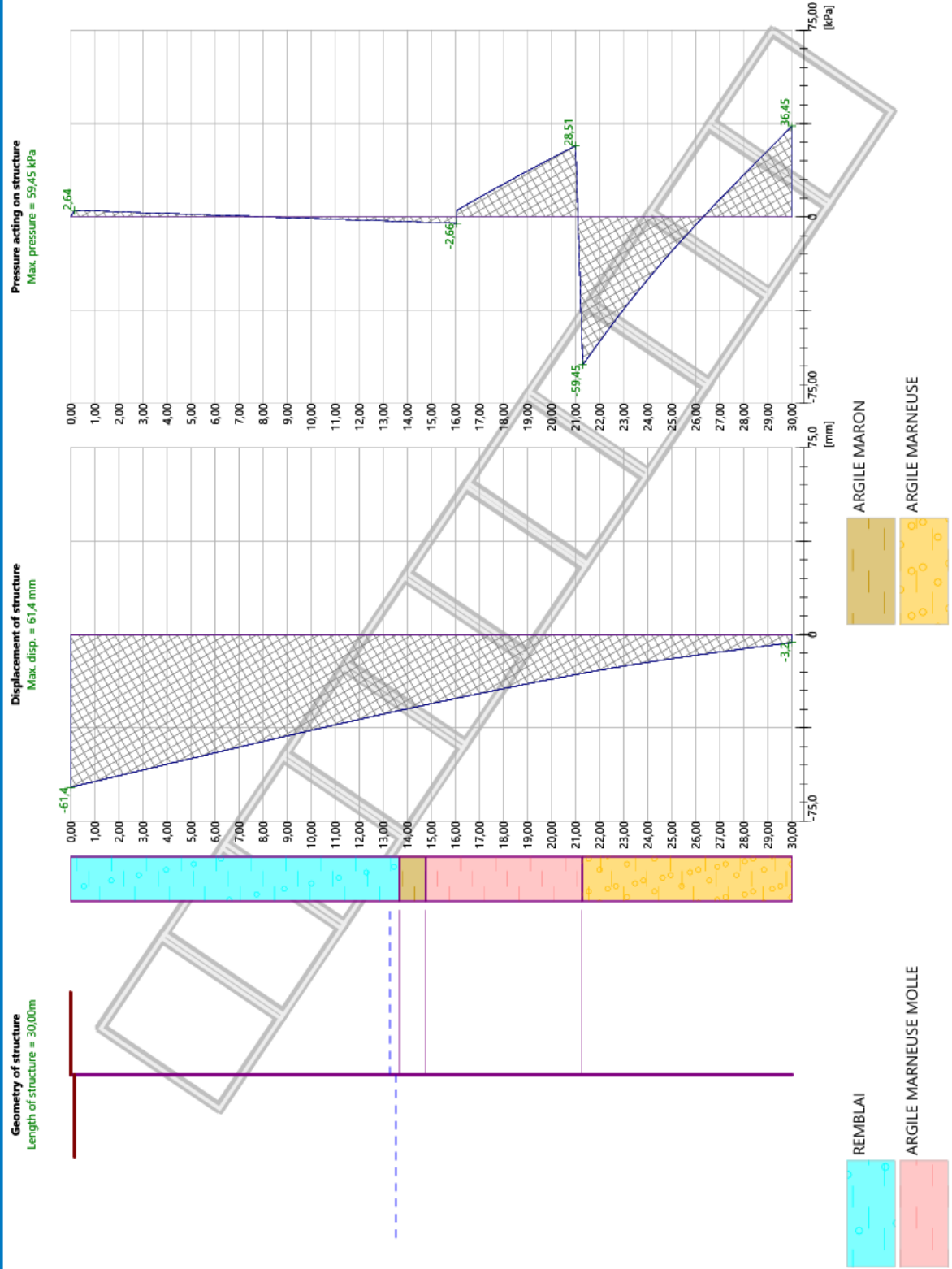




ANNEXES 03 :
Vérification des pieux

Name :

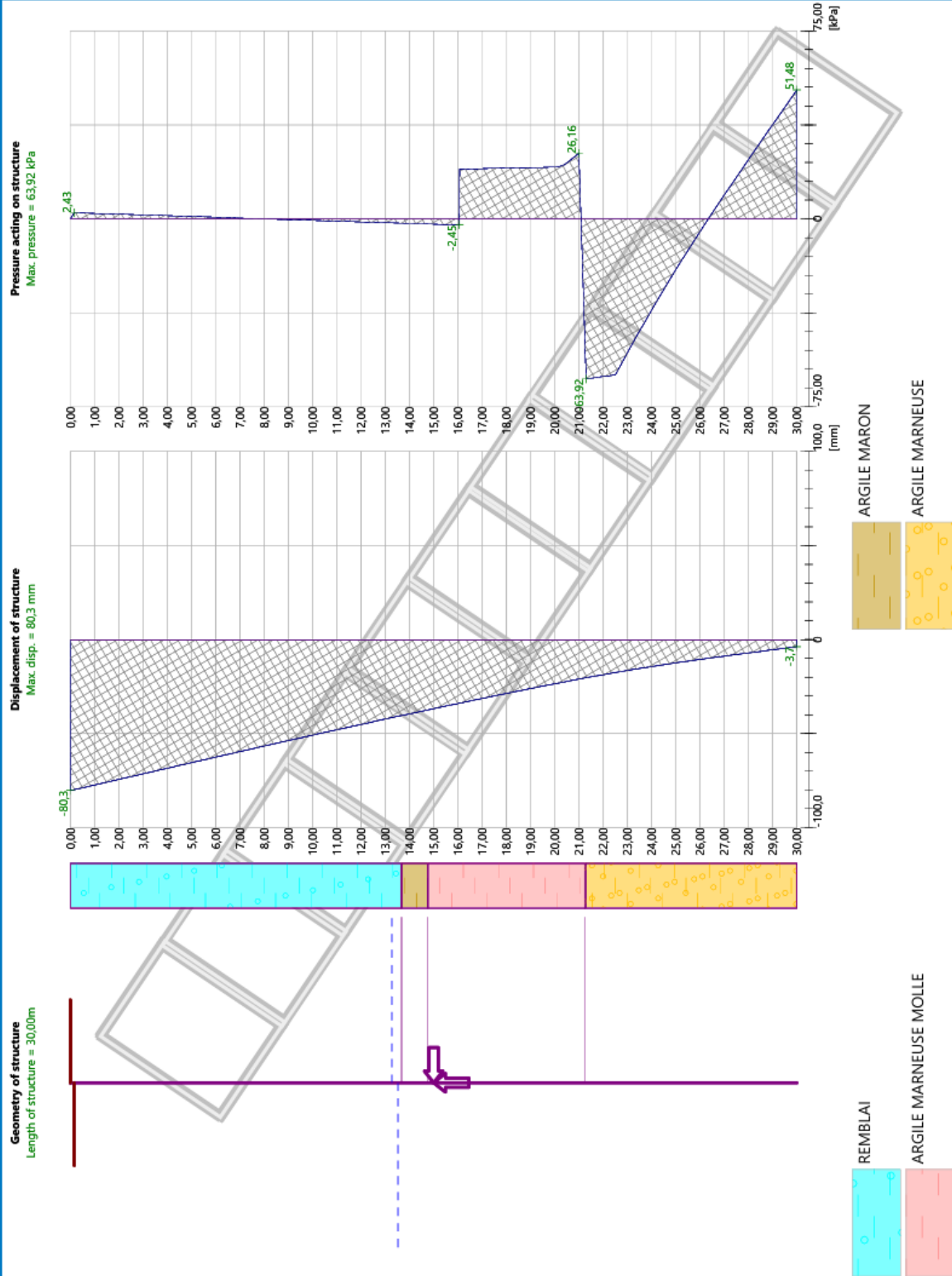
Stage - analysis : 1 - 1



HANANE

Name :

Stage - analysis : 1 - 1



ANNEXES 04 :
Vérification Structural des pieux

