République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا لألشغال العمومية

فرنسيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Etude de la stabilité d'un remblai d'essai sur sol compressible dans le tronçon Est de l'AEO

Présenté par :

BENRABAH Nihad

KADA Farida

Encadré par :

Mme. DERRICHE Zohra

Mr. HAMMADI Kamel

Promotion 2022 /2023

Remerciements

En premier lieu, nous voudrions remercier notre encadrante Mme DERRICHE de nous avoir encadré et orienté tout au long de notre travail et parfois même de nous avoir remonté le moralet de toujours nous avoir encouragé.

Ensuite nous remercions notre co-encadrant et chef de département M HAMADI de nous avoiraidé à avoir toutes les données nécessaires et d'avoir éclairé notre chemin.

Et nous sommes reconnaissantes envers l'organisme l'Algérienne des autoroutes en particulierà M. HAMOUD de nous avoir si bien accueilli à Taref et de nous avoir fait visiter le site objetde notre étude et de nous avoir fournis toutes les données en si peu de temps.

Ensuite nous voudrions surtout remercier M. OMARI qui a consacré du temps à nous aider dudébut jusqu'au dernier instant, de partager avec nous tout ce qu'il savait du domaine et de nousavoir tant appris.

On remercie aussi M. MESSAI de nous avoir aussi aidé et orienté et nous avoir consacré son temps de nous avoir appris tant de nouvelles choses.

Nos remerciements s'adressent aussi au Département Infrastructures de Base DIB.

Dédicace

A mes parents,

A mon cher papa, mon roi et mon modèle dans cette vie, je te dédie ce travail tout en souhaitantque je sois à la hauteur de tes espérances et que tu sois fier de moi. Que ce travail soit un symbole de remerciement pour tous les sacrifices que tu as pu faire pour moi. Ta bienveillance et ton amour indéfectible ont été les piliers qui m'ont permis d'atteindre cette étape importante de ma vie.

A ma chère maman, ma source de sagesse, toi qui a toujours tout fait pour que j'étudie dans debonnes conditions je te dédie ce travail et j'espère que tu y trouveras le fruit de tes sacrifices. C'est grâce à ton amour infini, ta patience infatigable et ton dévouement sans faille que j'ai puréaliser ce projet.

Je vous aime infiniment.

A mes deux frères, Hichem et Abdelhadi merci de m'avoir toujours épaulé et soutenu et d'êtremes piliers. Je vous aime.

A mon seul et unique oncle que je considère comme un deuxième père, j'espère que je te rendsfier et que je t'honore, je t'aime.

A la mémoire de mes deux grands-pères qui auraient été fiers de moi.

A chaque membre de ma famille qui m'a toujours aimé et soutenu et cru en moi.

A tous mes amis qui m'ont toujours épaulé et surtout au groupe UNO merci pour ces merveilleuses 5 années je vous aime.

A mon binôme Nihed, je n'aurais jamais pu rêver d'un binôme meilleur que toi. Tu as été un soutien pour moi et une source d'inspiration. Sans toi je n'aurais jamais pu y arriver. Ton intelligence et ta créativité ont beaucoup apporté. Toi qui es mon binôme pour la vie et pour letravail et je remercie Dieu de t'avoir mis sur mon chemin.

FARIDA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A toi mon père, qui a fait l'impossible pour me donner le bonheur, ainsi pour tous tes sacrifices,tes encouragements constants, ton soutien sans qui faille a été la clé de ma réussite. Je suis fierd'être ton enfant.

A ma mère, tu es la plus chère au monde, tu es la lumière qui a illuminé mon chemin tout au long de ma vie, tes sacrifices, ton amour et ton soutien ont été la fondation sur laquelle j'ai construit mon parcours c'est grâce à ta force, ta sagesse et ta bienveillance que j'ai pu aller au bout de mes rêves.

Je dédie également ce mémoire à ma sœur IKRAM, tu as toujours été là pour moi. Tu m'as donné tout ton amour et tu as été ma plus grande source de motivation. Grâce à toi, j'ai pu grandir et me développer en sachant que j'avais quelqu'un qui croyait en moi sans réserve. Ta présence bienveillante et ton soutien ont été des éléments essentiels de ma réussite. Je te remercie du fond du cœur pour tout ce que tu as fait pour moi.

A mon frère IMAD, tu es mon plus grand allié.

A mon meilleur ami d'enfance. Depuis le début de notre amitié, mon confident et mon partenairede vie. Tu as toujours cru en moi, m'encourageant à poursuivre mes rêves et me soutenant dans les moments les plus difficiles. Ta présence constante et ton soutien inconditionnel m'ont donnéla force de surmonter tous les obstacles. Je te suis extrêmement reconnaissante pour tout ce quetu as fait pour moi.

À tous mes amis UNO et Salim et à ceux qui ont partagé ces cinq années d'université avec moi,

Cette dédicace est aussi pour vous, Vous avez été une source de joie, de bonheur et de soutien tout au long de notre parcours universitaire. Nos moments passés ensemble, ont été précieux.

A mon binôme Farida Ta contribution à ce projet a été exceptionnelle. Ta perspicacité, tes idéesbrillantes et ton dévouement ont enrichi chaque aspect de ce travail. Ta capacité à trouver des solutions créatives et à apporter une perspective unique a permis de relever les défis auxquels nous avons été confrontées. Je suis sincèrement reconnaissante d'avoir eu la chance de travailleravec toi.

NIHAD

Résumé

Le présent mémoire documente les études centrées sur l'analyse de stabilité et la proposition desolutions du remblai sur sol compressible. Le site en question se trouve au point kilométrique PK384+000 de l'autoroute Est-Ouest dans la wilaya d'El Taref.

Après une étude diagnostic de la rupture on a réalisé une analyse à rebours (back anlysis) qui apermis d'arrêter la résistance mécanique du sol de fondation du remblai. Plusieurs solutions pour la poursuite des travaux ont été proposés et mises en œuvre.

Une analyse multicritère a permis de retenir la solution déchargement des contraintes.

Abstract

This thesis focuses documents the studies focusing on the analysis and proposed solutions for the compressible embankment. The site is located at kilometre point PK384+000 on the east- west highway in the wilaya of Taref. After a diagnostic study of the failure, a back analysis was carried out to determine the mechanical resistance of the embankment's foundation soil. Severalsolutions for continuing the work were proposed and implemented. A multicriteria analysis ledto the selection of the « stress unloading » solution.

ملخص

نشر هذا التقرير الحالي دراسات متركزة على تحليل واقتراح حلول للردم القابلة للانضغاط. يقع الموقع عند النقطة الكيلومترية 384+000 من الطريق السريع الشرق-الغرب في والية الطارف. بعد دراسة تشخيصية للفشل، تم إجراء تحليل عكسي (Back Analysis) الذي ساعد على تحديد المقاومة الميكانيكية لتربة الأساس للحفرة. تم اقتراح العديد من الحلول وتنفيذها لمواصلة الأعمال. أدى تحليل متعدد المعايير إلى اختيار الحل "تخفيف الضغط".

Liste des figures

Figure 1: Schéma de rupture par poinçonnement d'un remblai sur couche molle. (Ocha et al, 1996) **3**
Figure 2: Rupture circulaire sans fissuration (Ochiai et al, 1996) **4**
Figure 3: Rupture circulaire avec fissuration (Ochiai et al, 1996) **4**
Figure 4: Schématisation du principe de la technique de construction par étapes. **6**
Figure 5: Rupture circulaire dans un remblai avec une banquette latérale. **6**
Figure 6: Conception par la technique des matériaux allégé **7**
Figure 7: Vue satellitaire du tronçon. 8
Figure 8: Carte d'élévations de la zone étudiée 9
Figure 9: Carte géologique 10
Figure 10: Carte de localisation des stations pluviométriques selon ANRH **12**
Figure 11: Carte d'indice d'humidité topographique 13
Figure 12: Carte de zonage sismique du territoire national-source GCS **14**
Figure 13: Schéma explicatif du plan d'exécution de la planche d'essai. **14**
Figure 14: Schéma explicatif de l'installation et les mesures effectués par les tasso-mètres de différentes profondeurs. **15**
Figure 15: Schéma explicatif de l'installation et les mesures effectués par les tasso-mètres de la surface du sol **16**
Figure 16: Schéma d'emplacement des piquets de mesure de déplacement du sol **16**
Figure 17: Piquet de mesure de déplacement du sol 16
Figure 18: Plan de disposition des instruments de mesures. **18**
Figure 19: Résultats de mesures des déplacements des zones A et B **19**
Figure 20: Résultats de mesures de déplacements des zones C et D. **20**
Figure 21: Corrélations de la cohésion Cu. 21
Figure 22: Résultats de l'analyse à rebours (back analysis) **22**
Figure 23: Variation du coefficient de sécurité en fonction du temps (Bishop & Bjerrum 1960) **23**
Figure 24: Résultats de l'analyse de stabilité à court terme au PK 380+840 ..... **24**
Figure 25: Rupture circulaire du remblai. 24
Figure 26: Plan de localisation et d'implantation des essais in situ du PK384+700 au PK385+00. ..... **27**
Figure 27: Résultats des différentes Couches du sol au niveau du PK384+840. ..... **28**
Figure 28: Graphe représentant la pression limite en fonction de la profondeur des pressiomètres SP1, SP2, SP3, SP4. ..... **29**
Figure 29: Configuration du remblai constitué d'EPS 34
Figure 30: Résultats de calcul de stabilité de la solution 1. ..... **35**
Figure 31: Résultats de calcul de stabilité de la solution 1. ..... **36**
Figure 32: Résultat de l'analyse de stabilité de la 2ème variante (Phase définitive) **37**
Figure 33: Résultats de calcul de stabilité de la solution 3. ..... **38**
Figure 34: Coupe type des travaux de la solution 3. 38
Figure 35: Coupe type des travaux de la solution 3. ..... **Error! Bookmark not defined.**
Figure 36: Coupe type des travaux de la solution 3. ..... **Error! Bookmark not defined.**

Figure 37 : Analyse de stabilité générale en situation fondamentale à court terme de la phase 1.....44
Figure 38: Analyse de stabilité générale en situation sismique de la phase 1. 44
Figure 39: Graphe représentant de l'accroissement de contrainte Δσ en fonction de la distance de chargement. 45
Figure 40: Analyse de stabilité générale en situation fondamentale (Court Terme) de la phase 2.....46
Figure 41: Analyse de stabilité générale en situation fondamentale (Long Terme) de la phase.2.....46
Figure 42: Analyse de stabilité générale en situation sismique phase 02. 47
Figure 43: Analyse de stabilité interne en situation fondamentale (court terme) de la phase 1. 48
Figure 44: Analyse de stabilité interne en situation sismique phase provisoire 48
Figure 45: Analyse de stabilité interne en situation fondamentale (Court Terme). 49
Figure 46: Analyse de stabilité interne en situation fondamentale (Long Terme). 49
Figure 47: Analyse de stabilité interne dans le cas sismique.....50
Figure 48: Schéma de rupture par poinçonnement d'un remblai sur couche molle. 50
Figure 49: Facteur correcteur μ en fonction du coefficient de pression interstitielle A…53
Figure 50: Graphe représentant l'évolution dans le temps du tassement oedométirque du logiciel settle.....56
Figure 51: Evolution du tassement en fonction du temps 58

Liste des tableaux

Tableau 1: Les précipitations moyennes annuelles. 11
Tableau 2: Période de retour des précipitations journalières maximales. 11
Tableau 3: Historique de la réalisation. 17
Tableau 4: Paramètres de la couche d'argile 22
Tableau 5 : Les paramètres de calcul retenus. 23
Tableau 6: Résultats de l'essai pressiométrique du LOT 2. 28
Tableau 7: Classification des sols d'après Ménard (Cassan, tome1, p.265). 30
Tableau 8: Résultats de l'essai SPT du LOT 2. 30
Tableau 9: Qualificatif de compacité du sol 31
Tableau 10: Résultats des essais d'identification. 32
Tableau 11: Résultats des essais mécaniques au niveau du remblai. 32
Tableau 12: Résultats des essais mécaniques au niveau du sol de fondation. 33
Tableau 13: Résultats de l'essai œdométrique 33
Tableau 14: Devis de la solution 1. 39
Tableau 15: Devis de la solution 2. 39
Tableau 16: Devis de la solution 3. 40
Tableau 17: Critères des variantes. 40
Tableau 18: Valeurs des coefficients d'accélération de zones. RPA 99 version 2003 42
Tableau 19: Coefficients de charge sismique selon le RPA. 42
Tableau 19: Présentation du remblai. 42
Tableau 20:Paramètres de l'analyse en phase transitoire 43
Tableau 22: Valeurs des caractéristiques de cisaillement. 45
Tableau 23: Tableau récapitulatif des résultats de l'analyse de stabilité générale. 47
. Tableau 24: Tableau récapitulatif des résultats de l'analyse de stabilité interne 50
Tableau 25: Résultats des calculs du coefficient de sécurité 51
Tableau 26: Résultats de calcul du tassement immédiat. 52
Tableau 31: Résultats des tassements de consolidation. 54
Tableau 28: Valeur du facteur temps en fonction du degré de consolidation. 54
Tableau 29: Résultats de calcul du tassement de fluage 57
Tableau 30: Résultats du tassement final. 57

Nomenclature

EPS	**Polystyrène expansé**
TWI	**Indice d'humidité topographique**
SPT	**Essai de pénétration standard**
GTR	**Guide des terrassements routiers**
PK	**Point kilométrique**

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE....12
Chapitre I : GENERALITES....2
I.1 Généralité sur les remblais d'essai....2
I.1.1 Objectifs des remblais d'essai....2
I.2 Problèmes spécifiques au remblai sur sol compressible....3
I.2.1 Problème de stabilité....3
I.2.2 Problème de déformation....5
I.3 Les techniques de construction des remblais sur sol compressible....5
I.3.1 La construction a cadence contrôlée....5
I.3.2 Réalisation de banquette latérale stabilisatrice....6
I.3.3 Utilisation de Matériaux allégés....6
Chapitre II : PRESENTATION DU PROJET....8
II.1 Description du tracé....8
II.2 La topographie de la zone d'étude....9
II.3 Géologie de la zone d'étude....10
II.4 Hydrologie de la zone d'étude....10
II.5 Précipitation....11
II.6 Climat....13
II.7 Sismicité de la zone d'étude....13
Chapitre III : DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE DE LA RUPTURE – G5.....15
III.1 Introduction....14
III.2 Revue sur la planche d'essai réalisée....14
III.2.1 But de la planche d'essai....14
III.2.2 Sur l'exécution de la planche d'essai....14
III.2.3 Dispositif de suivi des tassements et des déplacements en profondeur sur la surface du sol 15
III.3 Analyse de la destruction du remblai....17
III.3.1 Historique de la réalisation de la planche d'essai....17
III.3.2 Résultat de l'observation de l'évolution du remblai....18
III.3.3 Analyse des résultats....21
III.4 Revue sur l'étude géotechnique....21
III.4.1 Analyse à rebours....22
III.4.2 Analyse de stabilité....23
III.5 Conclusion....25

Chapitre IV : INVESTIGATION GEOTECHNIQUE -G5. 26
IV.1 Contenu de la campagne géotechnique 27
IV.2 Synthèse de la campagne d'investigation géotechnique 28
IV.2.1 Lithologie des forages 28
IV.2.2 Essais pressiométriques 28
IV.2.3 Essai standard pénétration test 30
IV.3 Essais au laboratoire 31
IV.3.1 Identification physique 31
IV.3.2 Essai de cisaillement 32
IV.3.3 Essai oedométrique 33
IV.4 Conclusion 33
Chapitre V : ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION – G2 AVP 34
V.1 Introduction 34
V.2 Solution 01 : Remblai allégé par polystyrène expansé 34
V.3 Solution 2 : Exécution par phase 36
V.4 Solution 3 : Remblai stabilisé par des banquettes latérales 37
V.5 Devis de comparaison des variantes 39
V.5.1 Solution 1 : Remblai allégé par polystyrène expansé 39
V.5.2 Solution 2 : Construction par phase 39
V.5.3 Solution 3 : Remblai stabilisé par des banquettes latérales 40
V.6 Analyse multicritère 40
V.7 Conclusion 41
Chapitre VI : ETUDE D'EXECUTION – G3.....42
VI.1 Introduction 42
VI.2 Hypothèse générale 42
VI.2.1 Sismicité 42
VI.2.2 Remblai 42
VI.2.3 Eau 42
VI.2.4 Sols 43
VI.3 Analyse de stabilité 43
VI.3.1 Stabilité vis-à-vis le glissement 43
VI.3.2 Stabilité vis-à-vis le poinçonnement du sol de fondation 50
VI.3.3 Calcul du coefficient de sécurité au poinçonnement 51
VI.3.4 Vérifications des tassements 52
VI.3.5 Cinétique du tassement 57

VI.4 Devis quantitatif et estimatif 59
VI.5 Conclusion.....59
CONCLUSION GENERALE 60
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....61
ANNEXES 62

Introduction générale

La conception du Lot Est de la liaison autoroutière EST-OUEST, sur le tronçon reliant El Tarfaux frontières tunisiennes, la conception prévoyait la construction de remblais de grandes hauteurs, atteignant environ 14 à 15 mètres. Cependant, les résultats de l'étude géotechnique ont révélé la présence de sols de fondation très compressibles. En conséquence, l'entreprise japonaise COJAAL (Consortium japonais pour l'autoroute Algérienne), en charge initialement de la réalisation, a décidé de mettre en place une planche d'essai entre les PK384+690 et PK384+910 afin de déterminer la conception finale du remblai entre les PK384+220 etPK385+100. En juillet 2008, ce remblai d'essai réalisé jusqu'à une hauteur de 15 mètres, a subiune destruction.

L'objectif de ce mémoire est de documenter le travail visant à proposer une conception finale pour le remblai en intervenant après la rupture.

Pour se faire il a été procédé à la réalisation des différentes missions géotechniques conformément à la norme NF P 94-500 « Classification des missions d'ingénierie géotechnique
» à savoir :

- **Mission G5 : Diagnostic Géotechnique.**

Elle a pour but de déterminer à la base des analyses des différents documents relatifs à l'étude et l'exécution de la planche d'essai ayant subi la rupture sur la base d'une investigation géotechnique initiale et complémentaire (spécifique), les principales causes de la rupture et ainsi que les mesures qui devront être prises en compte lors de la proposition de l'éventuelle conception du remblai sont avancées et justifiées.

- **Mission G2 Avant-projet : Etude Géotechnique de Conception.**

Il s'agit de présenter dans le courant de cette étape les différentes solutions de traitement proposées pour poursuivre avec la réalisation du remblai. Une analyse multicritère comparativeentre les différentes solutions.

- **Mission G3 : Etude Géotechnique d'Exécution.**

La solution retenue est étudiée dans le détail notamment l'établissement d'une note de calcul pour la définition et le dimensionnement (justificatif) de l'ouvrage géotechnique étudié.

Le présent mémoire qui documente le travail réalisé outre qu'une introduction et une conclusionest structuré comme suit :

Chapitre 01 : Généralités sur les remblais sur sol compressible.
Chapitre 02 : Présentation du projet et du site.
Chapitre 03 : Diagnostic de la rupture survenue.
Chapitre 04 : Investigation géotechnique sur sol de fondation.
Chapitre 05 : Etude de conception des solutions
Chapitre 06 : Etude d'exécution de la solution retenue.

Chapitre I : Généralités

La construction des remblais peut présenter des défis de stabilité sur différents types de solsproblématiques, tels que :

- Les tourbes : Ce sont des sols organiques riches en matière végétale décomposée, qui sont généralement caractérisés par une faible résistance et une grande déformabilité.
- Les vases : Ce sont des sols fins, généralement composés de sédiments argileux ou limoneux, déposés au fond des plans d'eau. Ils sont souvent caractérisés par une faible résistance et une grande compressibilité.
- Les argiles molles : Ce sont des sols argileux qui ont une faible résistance et une importante déformabilité, ce qui les rend sujettes aux tassements.
- Les limons argileux ou lâches : Ce sont des sols constitués de fines particules argileuses ou limoneuses, qui peuvent avoir une faible résistance et une grande compressibilité.

Ces sols sont couramment appelés "sols compressibles" ou "sols mous", car ils présentent une forte déformabilité, une faible perméabilité et une résistance limitée.

La profondeur et l'épaisseur des sols compressibles jouent un rôle crucial dans la nature et l'ampleur des problèmes associés à la construction des remblais, ainsi que dans les solutions envisageables pour les résoudre :

- En surface, la médiocrité des sols pose avant tout des problèmes de stabilité.
- Plus la couche compressible est épaisse, plus les tassements sont importants et évoluent lentement au fil du temps (SETRA L. e.).

Dans le cas des ouvrages importants, lorsque la stabilité est douteuse ou que la connaissance précise des amplitudes ou vitesse de tassements présente un intérêt particulier, les méthodes d'étude traditionnelles à base d'essais en place et en laboratoire ne suffisent généralement plus et il peut être utile et rentable de construire un ouvrage expérimental, dont l'observation du comportement et l'analyse permettra de préciser les conditions de réalisation de l'ouvrage final.

I.1 Généralité sur les remblais d'essai

I.1.1 Objectifs des remblais d'essai

Le remblai d'essai est donc un complément à la reconnaissance géotechnique traditionnelle, cette reconnaissance se termine normalement par le dimensionnement des ouvrages à construire.

On fait recours à un remblai d'essai, si les amplitudes de tassement calculées paraissent exagérées par rapport à ce que l'on peut attendre du site, si les temps de tassement résultant des essais de laboratoire sont supérieurs aux délais disponibles mais sont probablement surestiméespar suite des insuffisances des méthodes de calcul, si la stabilité de l'ouvrage est limitée et quel'on doive préciser la valeur réelle du coefficient de sécurité en vue d'une construction par étapes.

En pratique, les remblais d'essai sont donc toujours construits pour répondre à une ou plusieursquestions apparues à l'occasion de la reconnaissance géotechnique du site de l'ouvrage. (Magnan)

Ces questions peuvent concerner :

- La stabilité de l'ouvrage,
- L'amplitude réelle des tassements et des déplacements latéraux du sol de fondation,
- La vitesse des tassements,
- L'efficacité d'un procédé de construction sur le site considéré (drains verticaux, etc.),
- Le comportement d'une couche de sols très organique.

En règle générale, les remblais d'essai ont des dimensions au plus égales à celle de l'ouvrage réel. Il est souhaitable de construire un remblai de même largeur et hauteur que le projet chaquefois que c'est possible, néanmoins on peut se contenter d'un remblai de hauteur plus faible, lorsqu'il s'agit notamment de tester les conditions de drainage ou la vitesse de consolidation dusol de fondation.

I.2 Problèmes spécifiques au remblai sur sol compressible

La construction de remblais sur les sols compressibles pose deux types de problèmes particuliers de stabilité et de déformations. Ces problèmes doivent être traités quelle que soit l'épaisseur du remblai ou celle du sol mou de fondations.

I.2.1 Problème de stabilité

Différents types de ruptures des remblais sur sols compressibles ont été présentés et mentionnés dans la littérature. On cite à titre d'exemple celles présentées par Larue et al 1974,Terzaghi et al, 1996, Hasnita, Hirman 2009, ces derniers ont présenté trois catégories principales de rupture pour les remblais sur sol compressible. (Hirman)

A. Rupture par poinçonnement du remblai :

La rupture par manque de capacité portante se produit dans les conditions de présence d'unsol de fondation inapte à recevoir les charges de remblai. Cela veut dire que la capacité portantede fondation est moindre que les contraintes de chargement appliquées par le remblai ce qui setraduit par le poinçonnement du remblai(enfoncement) dans la couche de fondation. Un schéma de rupture d'un remblai par poinçonnement est donné dans la figure suivante :

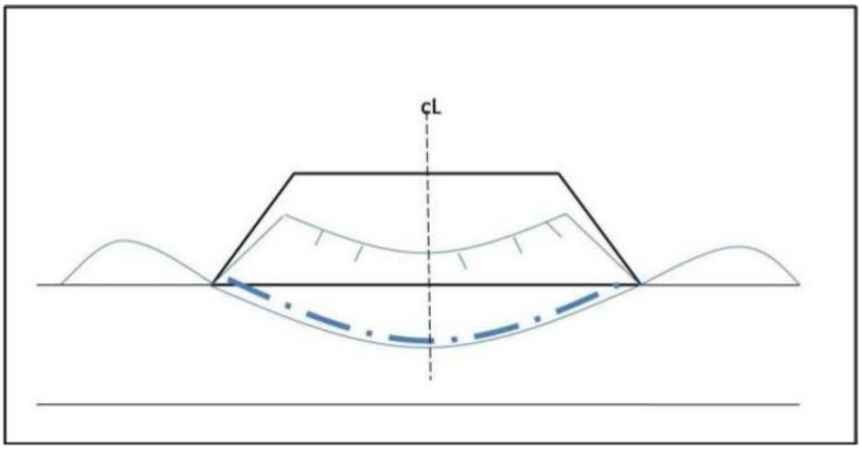


Figure 1: Schéma de rupture par poinçonnement d'un remblai sur couche molle. (Ocha et al,1996).

B. Rupture circulaire :

Ce type de rupture est également connu en tant que circulaire et se produit normalement dans les talus du remblai par l'effet des forces motrices supérieures à l'effort de résistance, résultantpar la présence d'une croute épaisse avec forte consolidation (sur-consolidé), cette situation tend à limiter les déplacements horizontaux et empêche donc la fissuration préalable du remblai.Donc cette condition de rupture se produit par glissement et sans fissuration.

Un schéma de rupture circulaire du rembali est donné dans la figure suivante :

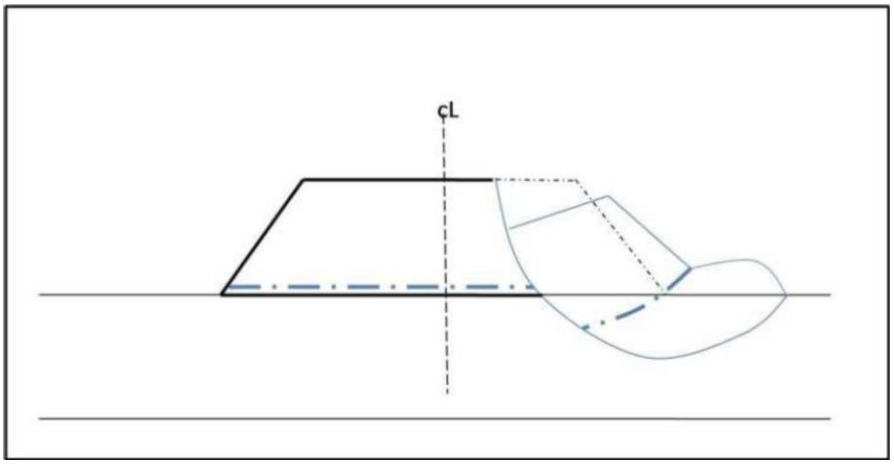


Figure 2: Rupture circulaire sans fissuration (Ochiai et al, 1996).

C. Rupture par effet de mouvements horizontaux :

La rupture par effet de mouvements horizontaux à côté du corps de remblai est liée à la consolidation des sols de fondations et de l'épaisseur de la croute, la rupture du remblai se produit donc par glissement accompagnée par des fissures de traction observées dans le corpsdu remblai. Un schéma de rupture circulaire avec fissurations du remblai par poinçonnement est donné dans la figure suivante :

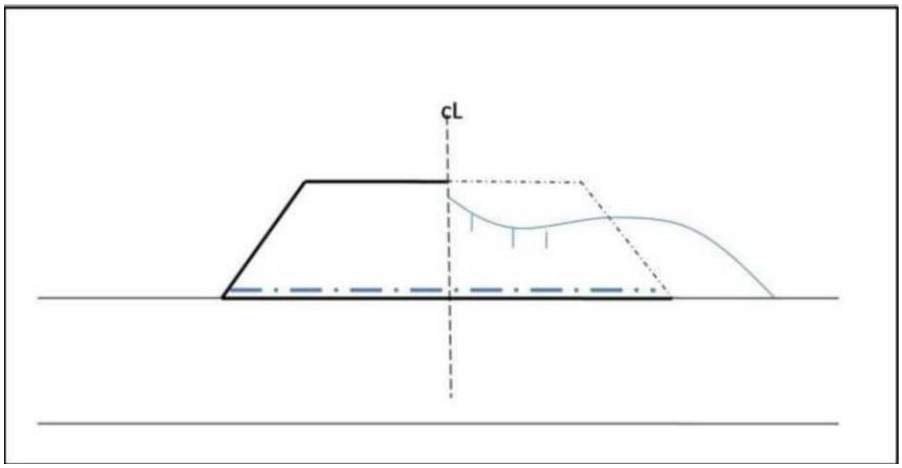


Figure 3: Rupture circulaire avec fissuration (Ochiai et al, 1996).

I.2.2 Problème de déformation

Les sols compressibles se déforment verticalement (tassement) et horizontalement sous les remblais. Ces déformations ne sont pas instantanées. Elles commencent pendant la constructionet peuvent durer pendant des mois, voire des années ou des dizaines d'années suivant les propriétés de consolidation des sols et l'épaisseur des couches de fondation.

I.3 Les techniques de construction des remblais sur sol compressible

(SETRA L. e.)

Le choix des techniques de construction des remblais dépend :

- Du temps disponible pour l'exécution des travaux.
- De l'amplitude des déformations tolérées après la mise en service.
- Des contraintes d'environnement du projet (emprise, sensibilité aux vibrations, protection des nappes phréatiques, etc.).
- Des contraintes budgétaires.

Les solutions adoptées se rattachent à deux groupes de techniques :

- Le premier groupe rassemble les dispositions constructives directement rattachées au remblai (construction par étapes, surcharge, etc.).
- Le second groupe est celui des techniques qui nécessitent des interventions dans le sol de fondation (drainage, colonnes ballastées, etc.).

Dispositions constructives relatives au remblai :

- Construction du remblai par étapes.
- Réalisation de Banquettes latérales stabilisatrices.
- Utilisation de matériaux allégés pour réaliser le remblai.

Dispositions constructives relatives au sol de fondation :

- Renforcement du sol de fondation (colonnes ballastée).
- Accélération de la consolidation (pré-chargement du remblai, drains verticaux).

Il convient de noter que les interventions sur le sol de fondation, bien que potentiellement efficaces, sont souvent associées à des coûts beaucoup plus élevés.

I.3.1 La construction a cadence contrôlée

La construction d'un remblai en plusieurs étapes s'impose comme solution dans la majorité desprojets, où la résistance au cisaillement non drainée du sol est faible au début du chargement. Lorsque l'édification des grands remblais procède en une seule étape avec un taux de chargement rapide, pose le problème de rupture à court terme.

Le remblai est construit par couches successives jusqu'au profil désiré, en laissant le temps nécessaire à la consolidation de la fondation après avoir posé chaque couche du remblai. La méthode est souvent utilisée quand le temps disponible à la construction est suffisamment long,et quand la résistance au cisaillement de la fondation est trop faible pour supporter un remblai avec surcharge rapidement construit (Marche René et al.,1972). Donc le remblai est construit par couches ; l'épaisseur de la couche suivante est déterminée par un calcul de stabilité en fonction de la résistance du sol acquise par consolidation à la fin de l'étape précédente (figure

4). Cette méthode nécessite des délais importants si le sol compressible est épais et peu perméable. Dans l'ensemble on peut dire que cette solution comporte non seulement le choix de la géométrie du remblai, mais aussi l'évaluation du gain de résistance en cours de construction.

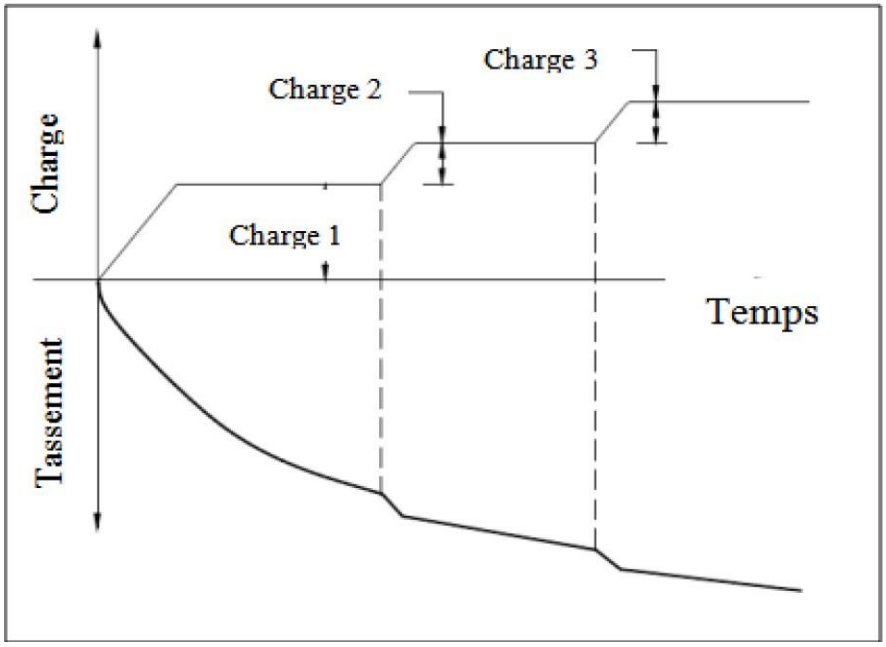


Figure 4: Schématisation du principe de la technique de construction par étapes.

I.3.2 Réalisation de banquette latérale stabilisatrice

Cette technique améliore la stabilité du remblai en l'élargissant par des banquettes de plusfaible hauteur Ces banquettes servent de contrepoids vis à vis de la rupture circulaire et améliorent également la stabilité au poinçonnement du remblai.

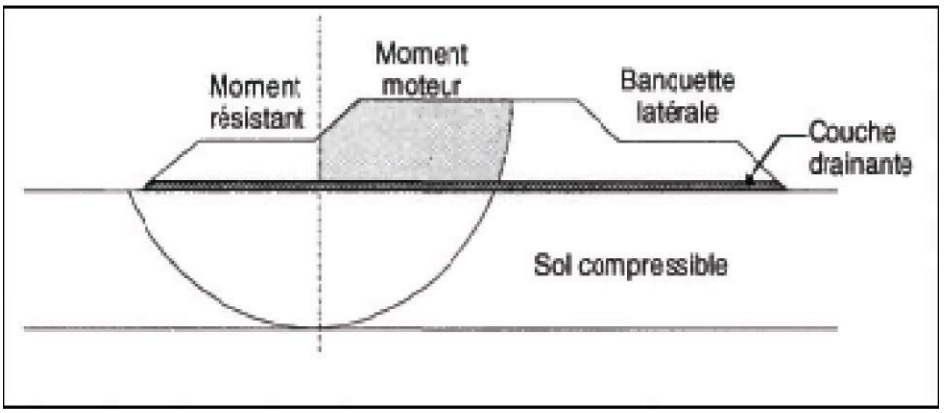


Figure 5: Rupture circulaire dans un remblai avec une banquette latérale.

I.3.3 Utilisation de Matériaux allégés

Le procédé est basé sur l'utilisation d'EPS (polystyrène expansé) d'une masse volumique environ 100 fois moindre que celle des matériaux de remblai utilisés habituellement. Cette trèsfaible densité, des caractéristiques physiques et mécaniques élevées, et sa grande stabilité chimique, ont montré la durabilité excellente d'EPS sous les sollicitations répétées en laboratoire et depuis 25 ans sur des nombreuses réalisations. (Guide SETRA, utilisation du polystyrène expansé en construction routière). (SETRA) (IDRRIM)

On peut classer les applications actuelles du polystyrène expansé en construction routière en 4classes :

- Allègement des remblais sur sols compressibles.
- Allègement des remblais sur versants instables.
- Réduction des efforts horizontaux.

Autres applications :

- Protection des chaussées contre le gel.
- Diminution des phénomènes vibratoires.

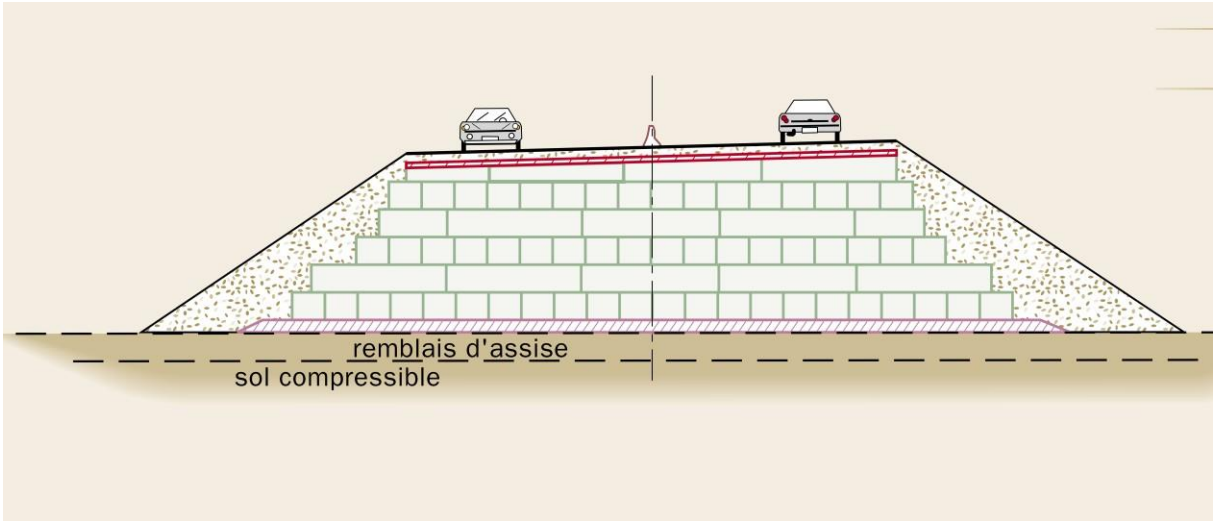


Figure 6: Conception par la technique des matériaux allégé.

Chapitre II : Présentation du projet

Le tronçon étudié dans ce projet fait partie de la section 2 (PK380 au PK390) du lot EST de laliaison autoroutière EST-OUEST et se situe entre le lac des oiseaux et la commune de BOUTELDJA, comme illustré sur la figure 7 ci-dessous :

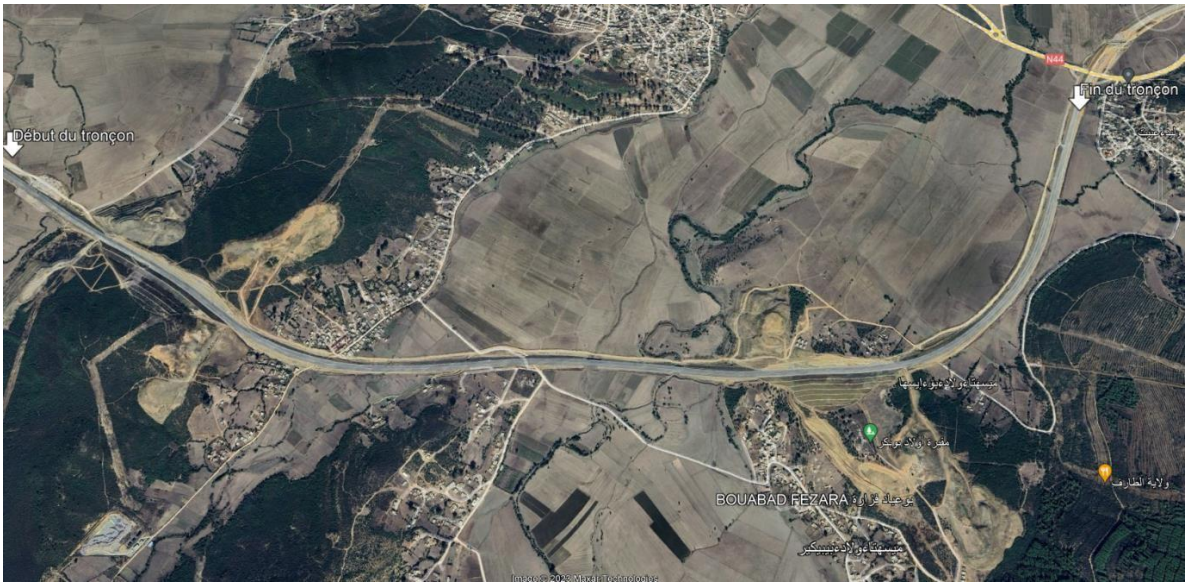


Figure 7: Vue satellitaire du tronçon.

Dans cette section, nous nous focaliserons non pas sur la problématique géométrique, maisplutôt sur un enjeu de stabilité géotechnique.

Plus précisément, notre étude portera sur le remblai du PK 384+220 au PK 385+100 en sebasant sur les résultats de la planche d'essai réalisé au préalable.

II.1 Description du tracé

Notre tronçon se trouve du côté EST du projet autoroutier EST-OUEST dans la partie BOURDJ BOUARIREDJ aux frontières tunisiennes, dans la wilaya de TAREF plus précisément entre lelac des oiseaux et la ville de Bouteldja.

Ce tronçon commence au PK380 et s'arrête au PK390 sur un linéaire de 10 KM. Il traverse d'un côté une zone montagneuse et d'une autre des villages et il est parallèle avec la RN44.

Cette section connait beaucoup de problèmes géotechniques tels que des glissements de ou desruptures de terrain, et même des problèmes d'érosion, et possède aussi des zones inondables.

PK 384+000	**Rupture du terrain d'assise due à un remblai d'une hauteur importante et représente aussiune zone inondable.**
PK386+550 - PK388+360	La 4^{e} zone inondable de la section.
PK 389+000	Glissement du terrain.
PK389+400 - PK392+880	La 5^{e} zone inondable.

II.2 La topographie de la zone d'étude

La zone d'étude est composée de 3 ensembles différents : le littoral, les plaines et les montagnes.



Figure 8: Carte d'élévations de la zone étudiée.

Le littoral : Cette zone comprend une bande littorale qui s'étale du Sud vers l'Est en directionde la frontière tunisienne, avec des altitudes qui varient de 346m au Sud du Lac Mellah, 325 au niveau de Kef segleb, et 573m au niveau de Kef Radjela, frontière tunisienne.
Quant à la plaine sublittorale, son l'altitude est inferieure a 100m. Elle est caractérisée par des problèmes de drainage avec des inondations répétitives.

Les plaines : La plaine de Annaba, dont l'altitude est inférieure à 10m, est un environnementfréquemment envahi par les eaux marines. Elle est occupée au centre par les marécages de M'Krada, dont les alluvions de l'oued Seybouse et de Bounamoussa forment le creux de cette cuvette.

La vallée basse d'Oued el Kebir-bougons, quant à elle, est flanquée aux extrémités par des étangs marécageux tels que le lac des oiseaux et la zone de Righia.

Malheureusement, ces plaines sont affectées par une absence de bon système de drainage, étantdonné l'imposant cordon dunaire s'étalant de l'embouchure de la Seybousse jusqu'au Cap Rosa.Ce dernier se dresse telle une véritable barrière entre l'intérieur de la plaine et la mer. Le seul oued Mafragh est capable de le traverser, bien qu'il soit souvent obstrué durant l'hiver. Les exutoires d'Ouest vers l'Est sont peu nombreux : Seybouse, Boukamira, Mafragh (Oued El Kebir et ses affluents demeurent les seuls émissaires). Enfin, Messida est l'unique voie de sortiepour les eaux de la plaine de Oum Tboul, ainsi que pour le lac Tonga.

Les montagnes : les montagnes sont situées au Sud et se composent de chaines orientées deSO-NE. Elles sont d'une altitude relativement faible, qui atteint 1202m a Djbel Ghorra sur la ligne frontière, et présentent des sommets tabulaires dominant des versants a pentes

raides avecdes vallées profondes et étroites. Les monts de Cheffia sont près de 450m dominés par des

massifs dont l'altitude varie entre 600 et 700m. En outre Djebel Rhorra (1202m) et djbeAddeda(573m) constituent une véritable barrière le long de la frontière tunisienne. C'est sur ce territoireque les plus vastes espaces forestiers existent (1700 Km^2 pour la wilaya).

II.3 Géologie de la zone d'étude

Les caractéristiques géologiques de la région située entre Annaba et El Kala, au sud des lacs Fetzara et Marais de Mekhada : la zone d'étude se caractérise par la présence de flysch, Les collines de cette région datent du Miocène et sont principalement constituées de grès, de limonset de roches argileuses. Les dépôts de grès forment les hauteurs des collines avec des affleurements abrupts, tandis que les grès fins et les roches argileuses forment des pentes légèresdans les zones vallonnées. Les basses plaines de la région sont des plaines alluviales, des zonesvallonnées et des marais, composées de matériaux non consolidés tels que l'argile, les limons, le sable et le gravier.

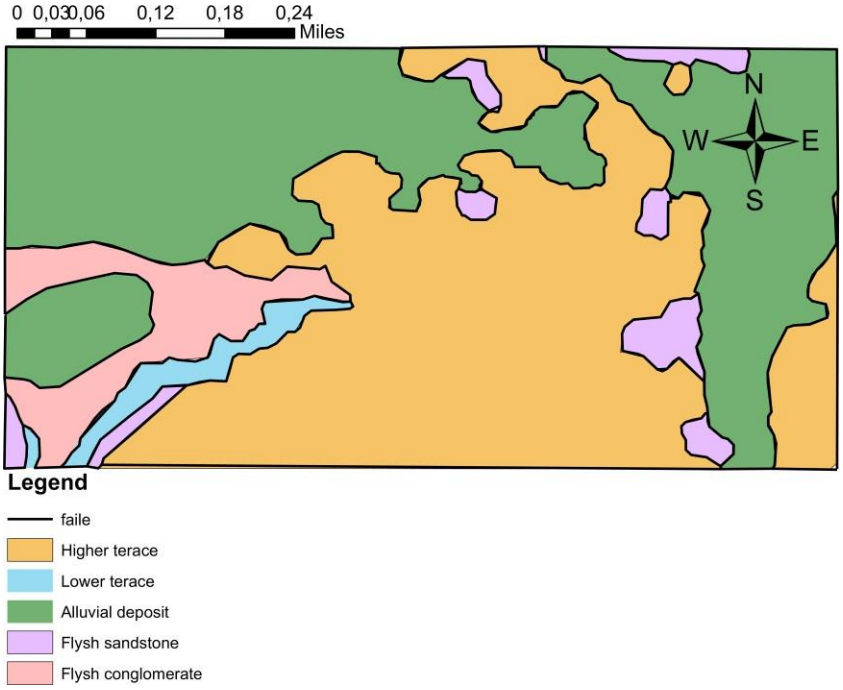


Figure 9: Carte géologique.

II.4 Hydrologie de la zone d'étude

Le tracé de l'autoroute traverse les principales rivières, à savoir oued Seybouse, oued Bounamoussa et oued El Kebir et passe à travers la proximité sud de Garaat EL Mekhada.

Oued : presque tous les oueds qui sont situés dans la zone d'étude sont des oueds mineurs encaissés dans des vallées raides au sein de formation tertiaires. Il n'existe pas d'écoulement pendant la saison sèche

Barrage : selon le FAO il n'existe pas de barrage près de tracé dont l'objectif est de contrôlerou d'atténuer les inondations, il existe 7 barrages en amont du tracé, dont quatre (4) sont fonctionnels et trois (3) sont en cours de réalisation

Inondation : La zone d'étude présente des caractéristiques topographiques variées, comprenant des zones inondables et des zones humides. En effet, l'analyse a permis d'identifier la présence de neuf zones inondables spécifiques, situées dans la zone 3, s'étendant du pk 384+220 au pk 385+100, la zone 4, allant du pk 386+550 au pk 388+460, ainsi que la zone 5, s'étendant du pk389+400 au pk 392+880.

II.5 Précipitation

Le tableau ci-dessous représente les précipitations moyennes mensuelles entre 2000 et 2006enregistrés par la station météorologique de ANNABA.

Tableau 1: Les précipitations moyennes annuelles.

ITEM	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	AVR	MAI	JUIN	JUL	AOUT	Annuelle
Précipitations (mm)	105.4	77.7	60.5	39.4	46.4	70.9	16.8	51.4	42.6	94.3	143.1	783.7

Les précipitations pour chaque période de retour sont estimées par les ingénieursde l'ANRH, et sont détaillées dans le tableau ci- dessous :

Tableau 2: Période de retour des précipitations journalières maximales.

Période de retour (ans)	Pont Bouchet	Asfour	Ain El Assel
2	49.0	48.7	56.3
5	71.9	83.3	77.6
10	87.1	106.2	91.7
20	101.7	128.1	105.3
25	110.0	135.1	109.6
50	120.5	156.5	122.8
100	134.6	177.8	135.9



Figure 10: Carte de localisation des stations pluviométriques selon ANRH.

La figure 11 ci-dessous représente la carte TWI (Le Topography Wetness Index) qui est une mesure qui permet d'évaluer la relation entre la géomorphologie et la position hydrographiqued'une zone donnée.

L'utilisation de cet indice permet de prédire les zones saturées du sol qui ont le potentiel de générer un écoulement terrestre. Il est particulièrement utile pour démontrer les zones inondables qui pourraient être affectées par un débordement causé par des précipitations intenses.

L'outil de création de modèles d'ArcGIS est utilisé pour calculer le TWI et produire une couchequi représente cette information.

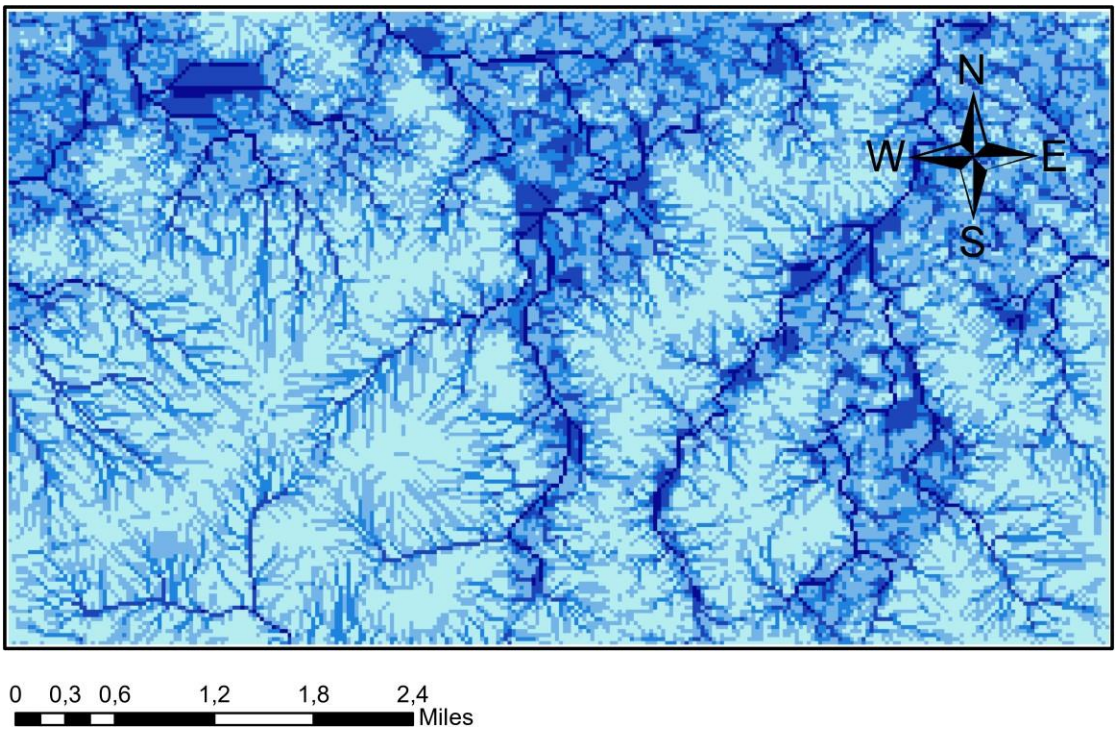


Figure 11: Carte d'indice d'humidité topographique.

II.6 Climat

Le tracé du projet est situé dans la partie nord-est du pays. C'est l'une des régions les plus arrosée d'Algérie, elle est soumise au climat méditerranéen, saison pluvieuse d'octobre en maiet un été très chaud, humide, sec et dégagée dans l'ensemble, la température varie généralementde *7 °C* à *32 °C* et est rarement inférieure à *4 °C* ou supérieure à *37 °C*.
Les moyennes annuelles de précipitation sont du sud au nord de 720 mm, celle de l'évapotranspiration 1,640 mm/an.

La vitesse de vent est de 2.85 Km/h.

II.7 Sismicité de la zone d'étude

Les Wilayas d'Annaba et de Skikda sont classées dans la catégorie « II a », c'est à dire dansune zone de sismicité moyenne.

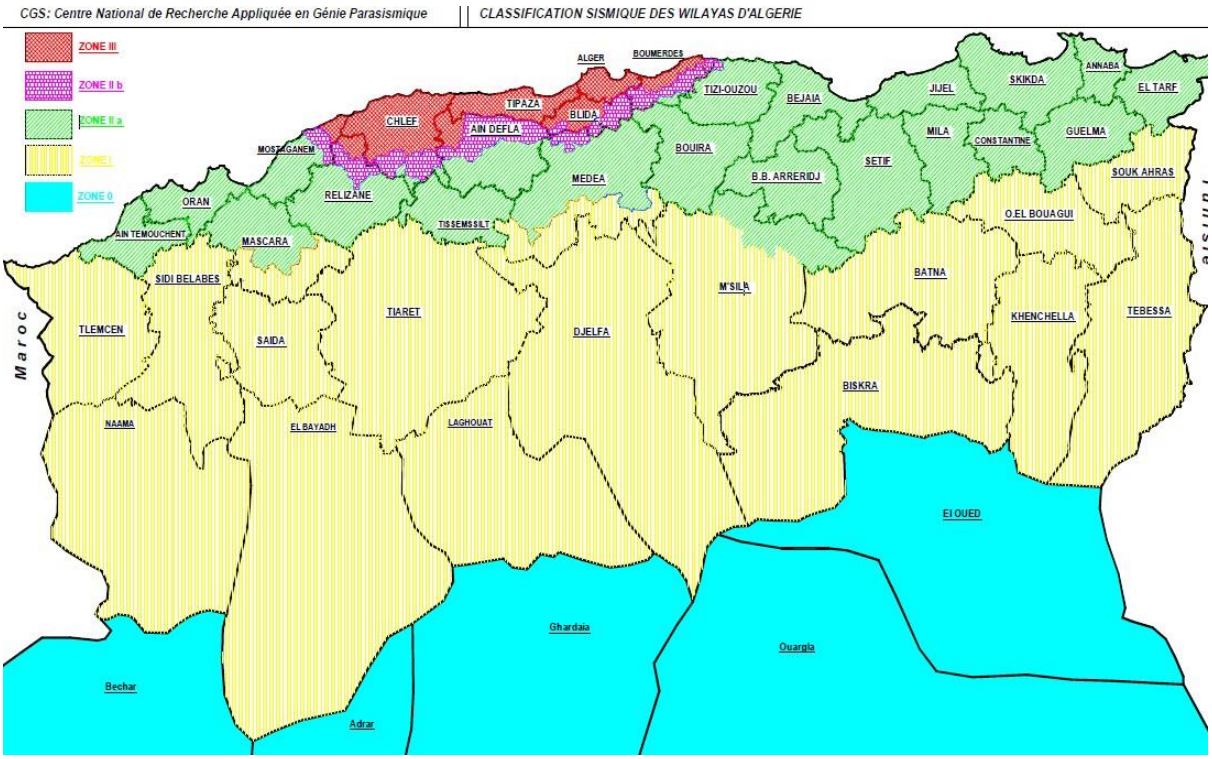


Figure 12: Carte de zonage sismique du territoire national-source GCS.

Chapitre III : Diagnostic géotechnique de la rupture - G5

III.1 Introduction

Ce chapitre s'inscrit dans le cadre d'une mission G5 Diagnostic Géotechnique selon la norme NF P 94-500 (AFNOR, NF P 94-500), dont un extrait est présenté en annexe 1 du présent rapport. Il a pour objectif d'analyser des différents documents relatifs à la planche d'essai au PK384 ayant subi une rupture par glissement en juillet 2008, à savoir l'étude géotechnique et les plans d'exécution. Afin de présenter une approche de traitement éventuelle sur la base de l'analyse et l'interprétation des données disponibles à ce stade.

III.2 Revue sur la planche d'essai réalisée

III.2.1 But de la planche d'essai

Le but principal de la planche d'essai réalisée était d'évaluer le tassement réel induit par la consolidation du sol réalisée sous la charge du remblai, afin de déterminer le surhaussement nécessaire pour les remblais de 8, 10, 12 et 16m devant être construits sur des couches de gravier ou d'argile à l'effet d'accélérer la consolidation du sol de fondation. Les investigations ont été réalisées sur les tronçons PK384+700～PK384+900, où les tassements prévus étaient les plus importants.

III.2.2 Sur l'exécution de la planche d'essai

En se référant aux plans d'exécution des travaux et de surveillance de l'évolution du remblai d'essai, une planche d'essai remblai de 15m de hauteur a été réalisé par couches successives de 30cm, en utilisant des matériaux C1A3m (au sens de la norme NF P 11-300 « Exécution des terrassements - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières » (GTR) obtenu du déblai aux environs du PK385.

Avant la construction du remblai, une inspection de l'assise a été effectuée. Le remblai a été réalisé par des couches égales ou inférieures à 30cm. Le nombre de passes de compactage a été confirmé pendant la planche d'essai. Les éléments de classe granulaire dépassant les 200 mm ontété éliminés manuellement. La pente du talus du remblai était de 1 :1,8. Pour garantir la qualité,les spécifications relatives aux travaux de remblai sur l'emprise ont été appliquées à la planche d'essai, et la qualité a été assurée par la réalisation d'essais de plaque conformément à la réglementation sur chaque couche.

La figure 13 représente un schéma explicatif du plan d'exécution de la planche d'essai :

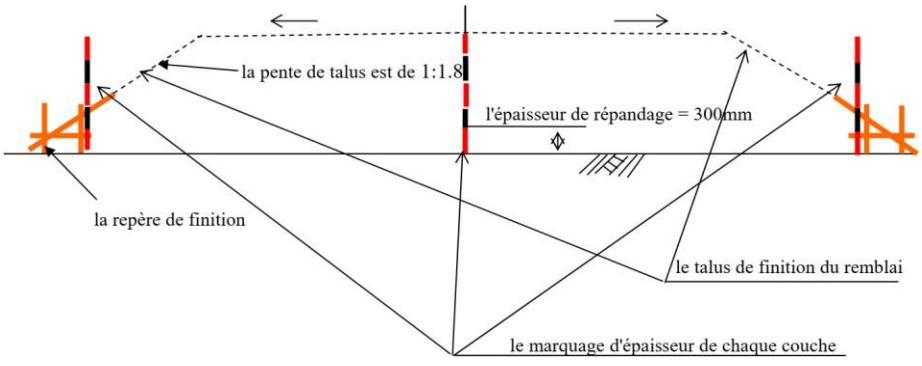
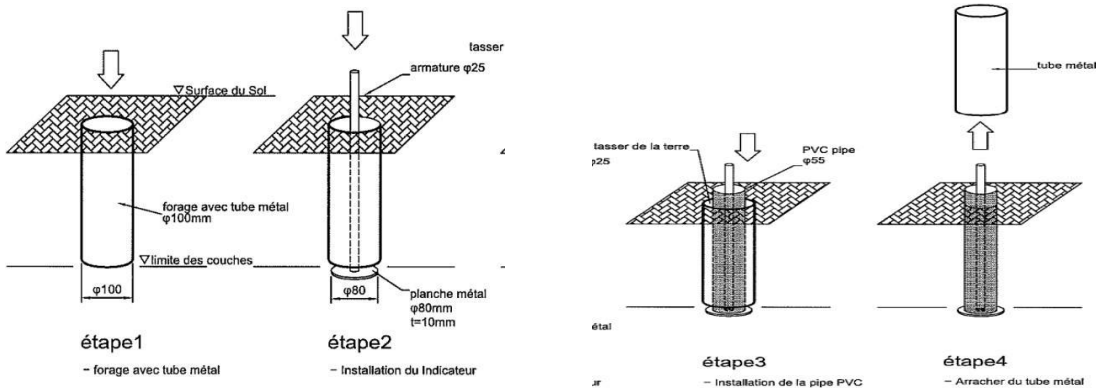


Figure 13: Schéma explicatif du plan d'exécution de la planche d'essai.

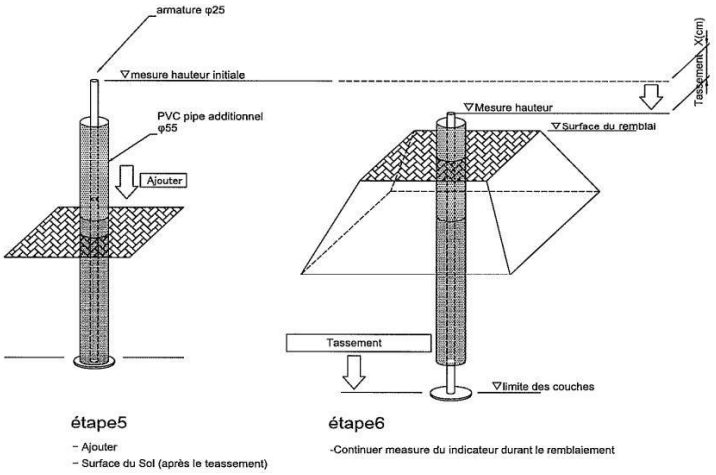
III.2.3 Dispositif de suivi des tassements et des déplacements en profondeur sur la surface du sol

Le suivi des tassements de la surface du sol et de la couche d'argile a été assuré en installant l'instrumentation suivante :

- **Des Tasso-mètres de différentes profondeurs**



Etape d'installation



Etape de mesure

Figure 14: Schéma explicatif de l'installation et les mesures effectués par les tasso-mètres dedifférentes profondeurs.

- **Des Tasso-mètres de la surface du sol**

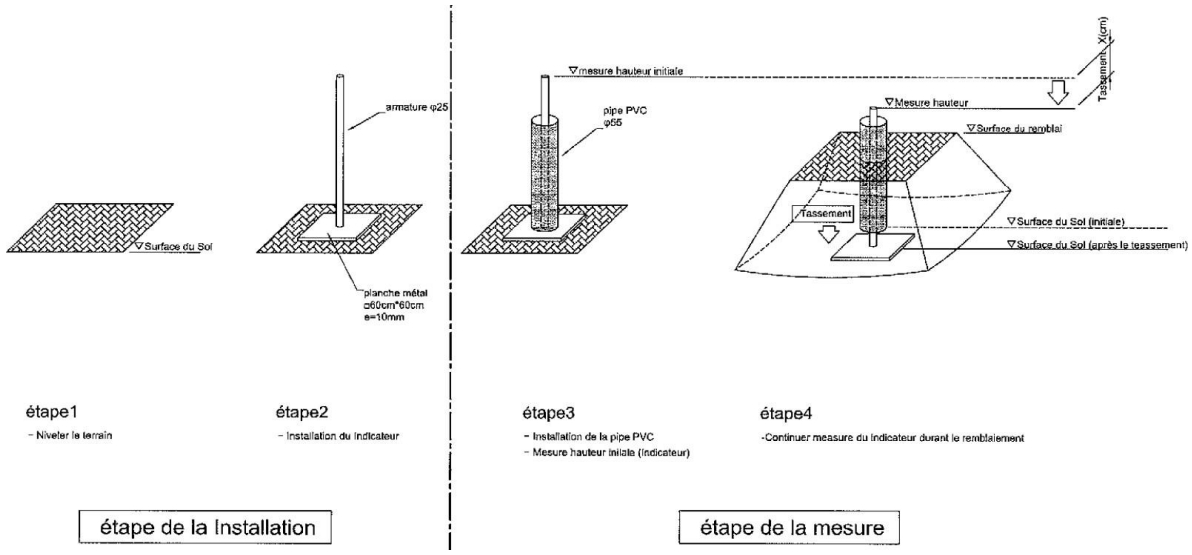


Figure 15: Schéma explicatif de l'installation et les mesures effectués par les tasso-mètres dela surface du sol.

- **Piquets de mesure de déplacement du sol**

Les piquets ont été implantés pour mesurer le déplacement du pied de talus. Pour réaliser le piquet de mesure de déplacement, un tuyau d'acier d'environ 2m a été implanté, et un clou a été installé à son extrémité. La hauteur de ce clou et la distance horizontale ont été mesuré pour saisirle déplacement journalier.

Les figures16 et 17 ci-dessous représentent un schéma l'emplacement des piquets de mesures dedéplacement.

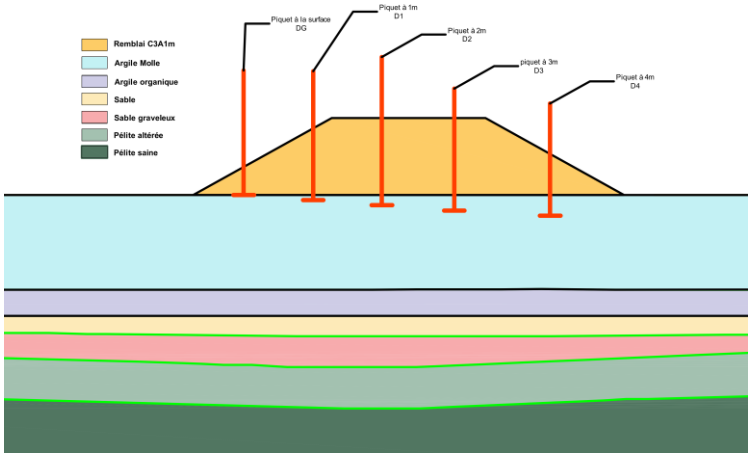


Figure 16: Schéma d'emplacement des piquets demesure de déplacement du sol.

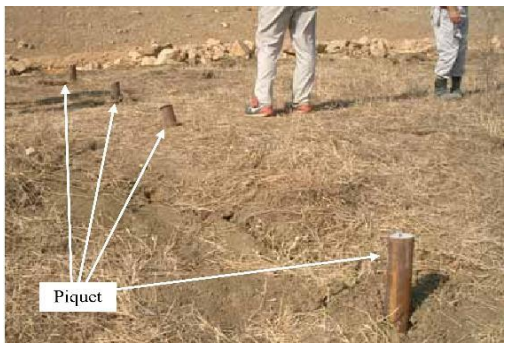


Figure 17: Piquet de mesure de déplacement du sol.

III.3 Analyse de la destruction du remblai

III.3.1 Historique de la réalisation de la planche d'essai

Le tableau suivant présente un aperçu chronologique des principaux événements et des faits quiont caractérisé le projet depuis le démarrage des travaux jusqu'à la rupture du remblai. Cet historique d'évènement est reproduit sur la base des documents et les informations fournis parl'entreprise :

Tableau 3: Historique de la réalisation.

ANNEE	MOIS	EVENEMENTS
2008	Juin	**18/06** : Début de la réalisation
		23/06 : Achèvement du remblai d'unehauteur de 1,5m
	Juillet	**03/07 : Achèvement du remblai d'une hauteur de 3,0m**
		16/07 : Achèvement du remblai d'une hauteur de 4,0m
		26/07 : Achèvement du remblai d'une hauteur de 9,5m
		27/07 : Achèvement du remblai d'une hauteur de 10,5m
		28/07 : Achèvement du remblai d'une hauteur de 11,5m
		29/07 : Achèvement du remblai d'une hauteur de 13,8m
		30/07 : Achèvement du remblai d'une hauteur de 15,0m
		31/07 : Apparition des fissures sur la surface du remblai
		31/07 : Apparition d'une fissure au milieu du sommet de remblai (Zone D et une partie de la zone C).
		31/07 : Au milieu du sommet de remblai une bosse d'1 m environ constatée (le côté droit dans la direction d'arrivé s'est affaissé).
	Aout	**01/08 : Destruction par glissement au milieu du remblai**
		03/08 : Glissement stabilisé.

Les photos des différentes phases sont jointes en **Annexe 02.**

III.3.2 Résultat de l'observation de l'évolution du remblai

Tassement de différentes profondeurs

Les Tasso-mètres ont été placés à différentes profondeurs dans les zones A (remblai de 8m) et D(remblai de 16m), Dans les zones B (remblai de 10m) et C (remblai de 12m). Depuis le 29 juillet,un tassement brusque s'est produit dans la zone D, où le glissement a eu lieu, tandis que dans la zone C voisine, il y a eu une légère augmentation du tassement. Dans les zones A et B le tassement brusque ne s'est pas produit.

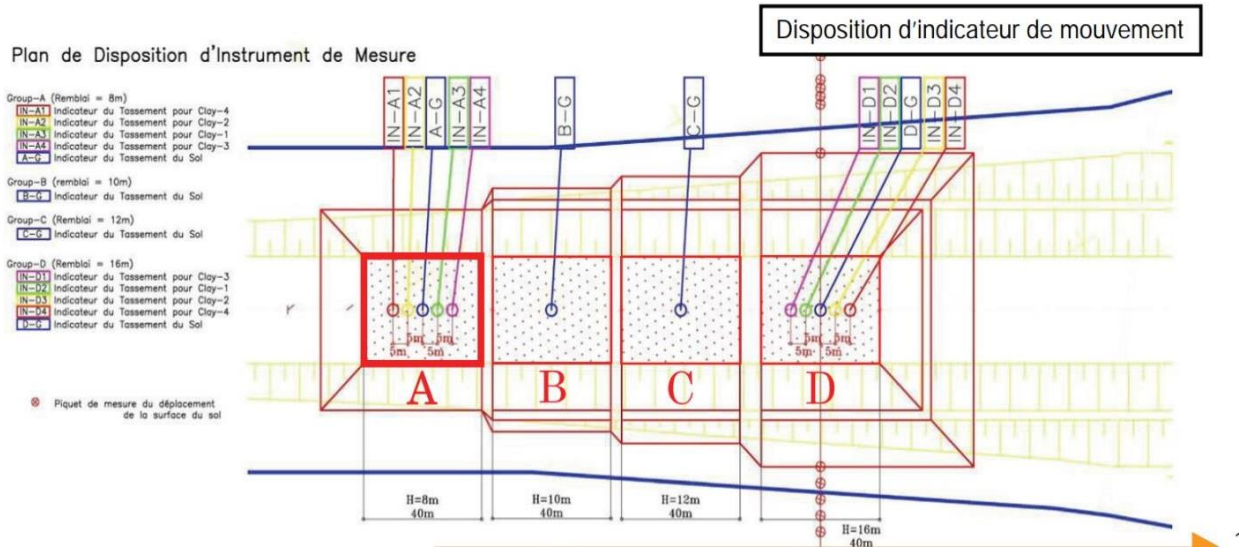


Figure 18: Plan de disposition des instruments de mesures.

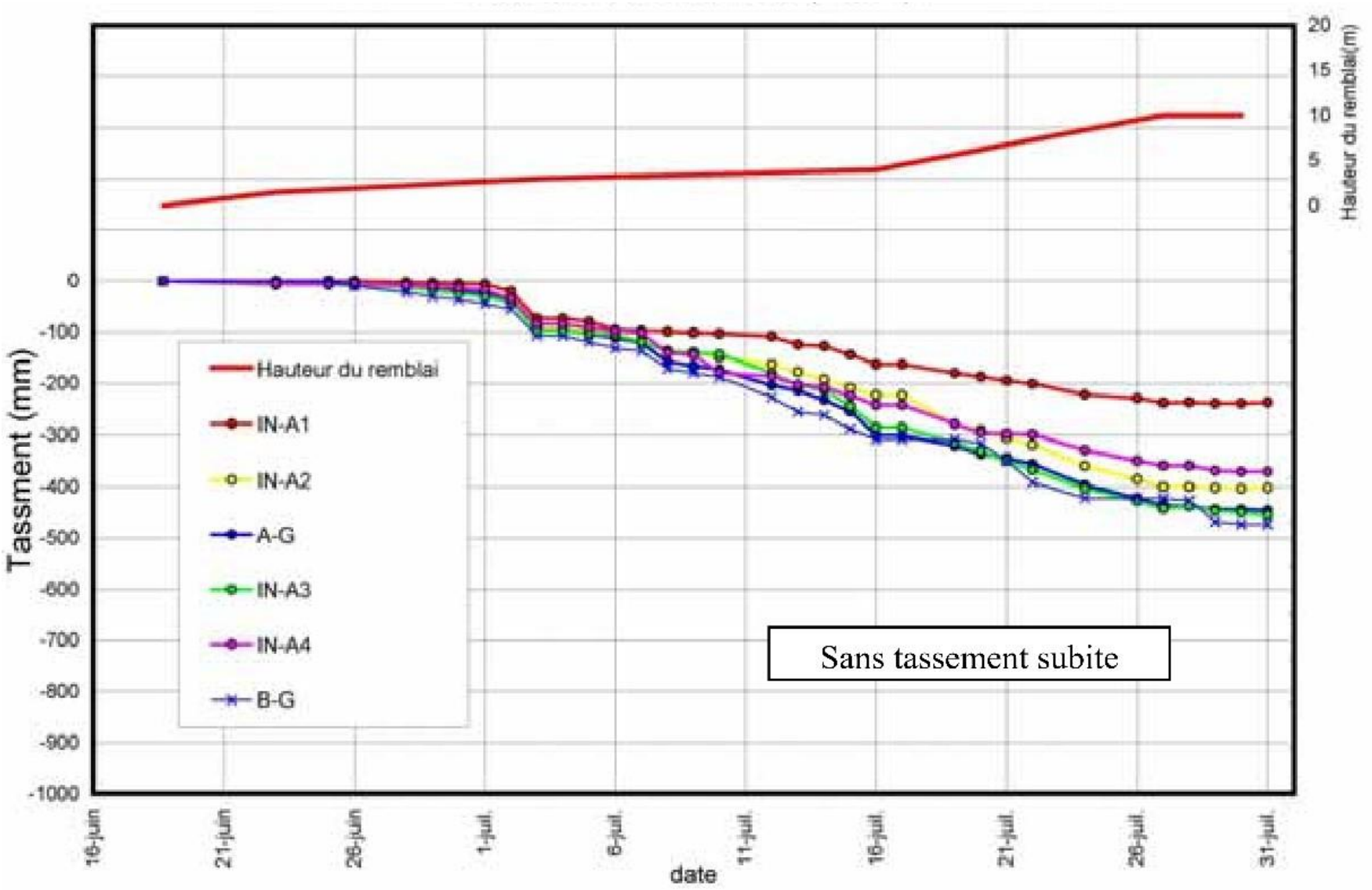


Figure 19: Résultats de mesures des déplacements des zones A et B.

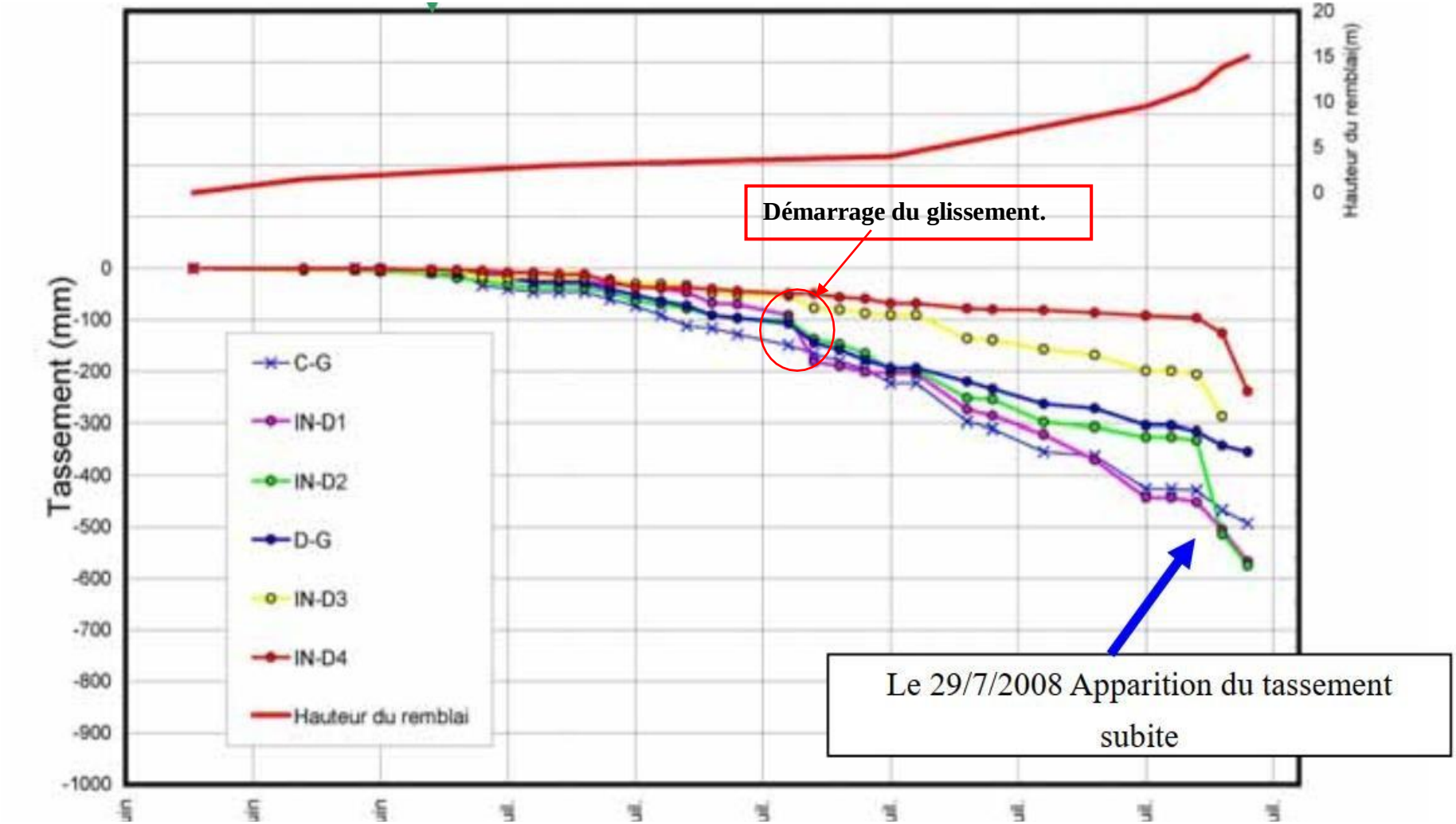


Figure 20: Résultats de mesures de déplacements des zones C et D.

Tassement sur le pied de talus :

Les piquets de mesure de déplacement installés à deux côtés du remblai ne montrent pas les accumulations de déplacement ni vertical ni horizontal, même le 31 juillet au matin où le glissement a commencé à grande échelle.

III.3.3 Analyse des résultats

Dans un fonctionnement normal les tassements enregistrés devraient variés en respectant cet ordre : DG (en surface) > D1 (à 1m) > D2 (à 2m) > D3 (à 3m) > D4 (à 4m) (voir figure 20).

On peut observer que cet ordre est respecté dans les tassements du remblai A (à h=8m) et B (àh=10m) (voir figure 19).

Le fait que D1 > DG et D2 > DG indique que les tassements D1 et D2 ne sont pas des tassements de consolidation mais des tassements dus au déplacement du glissement enregistré dans le sol de fondation.

III.4 Revue sur l'étude géotechnique

En analysant l'étude de stabilité de la planche d'essai réalisé par COJAAL, nous avons constatéqu'en utilisant les paramètres de cisaillements (Cohésion C, Angle de frottement Φ) tiré des résultats de la reconnaissance géotechnique le remblai est stable, Toutefois nous avons reéffectuél'analyse de stabilité en utilisant les paramètres de cisaillement déduits des corrélations avec la pression limite, rapport de sur- consolidation et la contrainte effective du sol.

- Corrélation de la cohésion Cu en fonction de la pression limite Pl*

La cohésion non drainée de l'argile molle est ajustée à partir par la corrélation de Cassan(1972) : (M.das)

c_u	Clay type	References
$(p_l - p_o)/k$	$k = 2$ to 5	Menard (1957)
$(p_l - p_o)/5.5$	Soft to firm clays	Cassan (1972) and Amar and Jézéquel (1972)
$(p_l - p_o)/8$	Firm to stiff clays	
$(p_l - p_o)/15$	Stiff to very stiff clays	
$(p_l - p_o)/6.8$	Stiff clays	Marsland and Randolph (1977)
$(p_l - p_o)/5.1$	All clays	Lukas and LeClerc de Bussy (1976)
$(p_l - p_o)/10+25$		Amar and Jézéquel (1972)
$(p_l - p_o)/10$	Stiff clays	Martin and Drahos (1986)
$p_l/10+25$	Soft and stiff clay	Johnson (1986)

Figure 21: Corrélations de la cohésion Cu.

Relations empiriques entre la pression limite et la cohésion ultime (Clarke, 1995).

- Corrélation de la cohésion Cu en fonction de la contrainte effective du sol et le rapport de sur-consolidation

La cohésion non drainée de l'argile sur-consolidée est ajustée à partir par la corrélation de Jamiolkowski (1985)

$$\underline{C_{uFV}} \qquad \left(\sigma_V \right. \quad F$$

C_{uFV}

σ_{V^F}

$)_{NC}^{OC}(\overline{OCR})^m$

La cohésion drainée de l'argile normalement consolidé est ajustée à partir de la corrélation deSkepmton (1948)

$$(\frac{C_{uFV}}{\sigma_{V^F}})_{NC} = 0.11 + 0.0.0037\ IP$$

III.4.1 Analyse à rebours

Afin de valider les hypothèses prises nous avons procédé à une analyse à rebours des paramètresde sol en admettant pour le cercle de glissement qui a eu lieu un facteur de sécurité FS = 1 correspondant à la limite de stabilité, les résultats de l'analyse à rebours sont illustrés dans la figure 22.

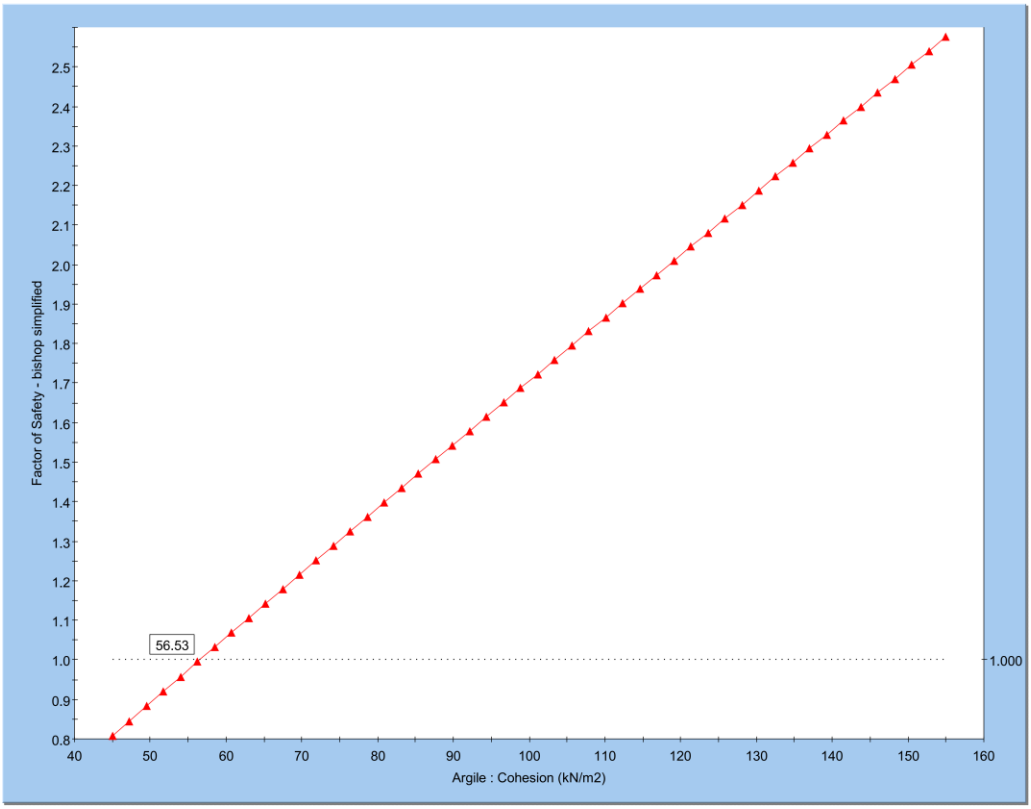


Figure 22: Résultats de l'analyse à rebours (back analysis).

Les paramètres obtenus pour la couche d'argile sont résumés dans le tableau 4 :

Tableau 4: Paramètres de la couche d'argile estimé sur la base de corrélation.

Approche	Cu (KPa)
Analyse à rebours	56
Corrélation avec la pression limite (Cassan, 1972)	54
Corrélation avec la contrainte effective Ladd & DeGroot, 2003)	42

III.4.2 Analyse de stabilité

- **Approche de calcul**

Etant donné que la rupture s'est effectuée à court terme (2 jours après achèvement de la réalisation du remblais) nous avons opté pour la méthode de calcul ϕu = 0 selon Bishop & Bjerrum 1960.

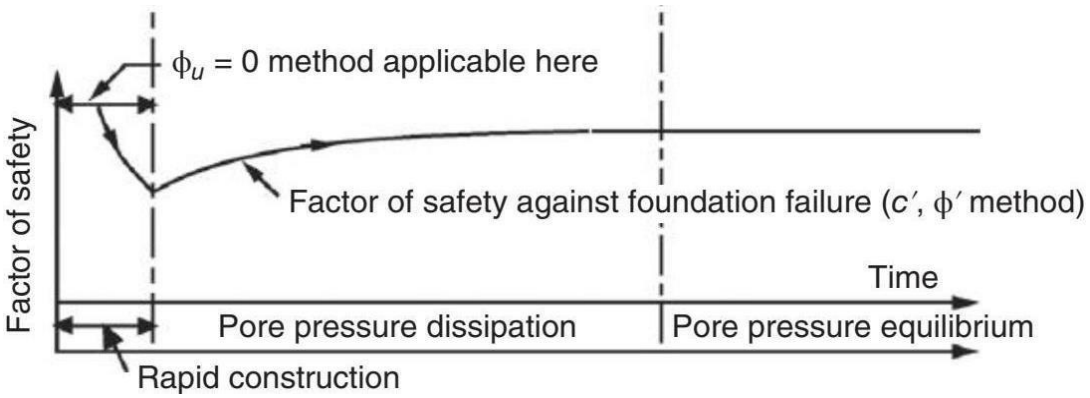


Figure 23: Variation du coefficient de sécurité en fonction du temps (Bishop & Bjerrum1960).

- **Paramètres de calcul**

Les paramètres de calcul retenus sont résumés dans le tableau 5 :

Tableau 5 : Les paramètres de calcul retenus.

Natures du sol	Epaisseur (m)	Paramètres de cisaillement			
		Non-drainé		Drainé	
		Cu* (KPa)	Φu (°)	C' (KPa)	Φ'(°)
Remblais (C1A3m)	15	-	-	5	30
Argile	17	54	0	-	-
Argile organique	5	57	0	-	-
Sable	4	-	-	0	33
Sable graveleux	5	-	-	0	35
pélite altérée	7	173	0	-	-
Pélite saine	-	-			

***La valeur de la cohésion non-drainé de l'argile correspond à la valeur maximale de la cohésion corrélée avec la pression limite parmi les corrélations déjà effectué.**

- **Résultat de l'analyse**

Le calcul est effectué en utilisant le critère de rupture de Mohr-Coulomb avec la formulation deBishop. Les résultats de l'analyse de stabilité sont illustrés dans la figure 24.

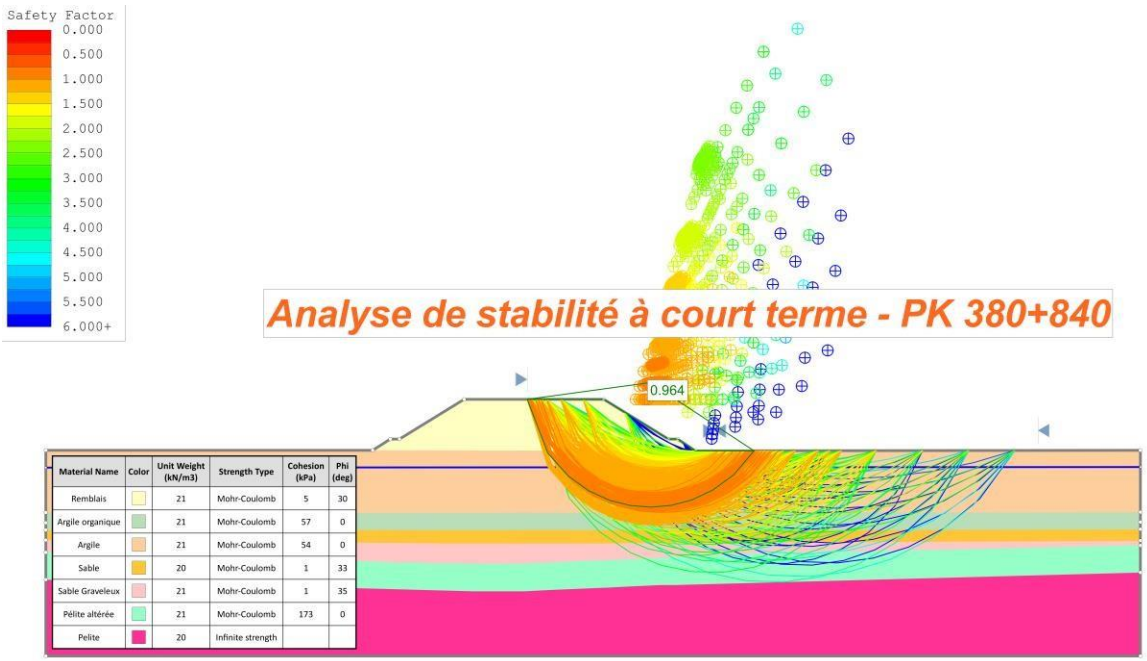


Figure 24: Résultats de l'analyse de stabilité à court terme au PK 380+840.

Les résultats obtenus (FS < 1,0) concluent que le remblai n'est pas stable vis-à-vis du glissementprofond. Par ailleurs attestent que les paramètres de cisaillement obtenus par les corrélations avecla pression limites sont plus fiables et peuvent être utilisés dans la suite des calculs, ces paramètres sont conformes aux résultats de l'analyse à rebours effectuée (Voir annexe).



Figure 25: Rupture circulaire du remblai.

III.5 Conclusion

Les paramètres de cisaillement (C, ϕ) utilisés dans l'étude de stabilité initiale réalisée par COJAAL correspondent Casagrande correspondent à un chemin de chargement du type UU :
« non consolidé – non-drainé ». Ces paramètres ont conclu à la stabilité du remblai. L'expérience a montré que ces paramètres ne sont pas fiables, ils nécessitent d'être confirmés par des corrélations avec les différents essais in-situ qui sont plus fiables. Ils nécessitent d'êtreconfirmés par des corrélations avec les différents essais in situ qui sont plus fiables.

Ceci dit que cette rupture aurait pu être prédite par les experts japonais dés lorsqu'elle a démarré bien avant la rupture fatale, toutefois ces experts ne sont pas habitués de travailler avec l'essaipressiométrique, mais plutôt avec l'essai CPT (Cone Penetration Test) dont l'utilisation n'étaitpas très courante en Algérie.

Les corrélations avec l'essai pressiométrique ont donné des résultats fiables et seront utilisés dans la suite des différentes analyses des solutions proposées.

On peut donc admettre que la rupture qui a eu lieu est le résultat d'une surestimation de la résistance des couches de fondation qui supportent le remblai ce qui a autorisé une réalisation du remblai à une vitesse supérieure à la capacité de consolidation du sol de fondation.

Chapitre IV : Investigation géotechnique -G5

IV.1 Contenu de la campagne géotechnique

Le programme de reconnaissance géotechnique au niveau du remblai d'essai situé du PK384+220 au PK385+100 par le BET COJAAL et son conseillé ingénieur BCS consiste en laréalisation de :

- Douze (12) sondages pressiométriques (SP01 à SP12) de profondeur allant de 15 à 44m, avec lecture des caractéristiques pressiométriques (E, Pf* et pl*) chaque 1,5 à 3,0m, conformément à la norme NF P94-110-1. (Annexe)
- Huit (08) sondages carottés de 15 m à 30 ml de profondeur, avec prélèvement des échantillons pour la réalisation des essais laboratoire. (Annexe)
- Une série d'essais au laboratoire physiques et mécaniques sur les échantillons récupérés à différentes profondeurs,

Le plan de localisation et d'implantation des essais in situ du pk 384+700 au PK385+000 (où se situe le remblai d'essai) est présenté sur la figure 26 suivante :

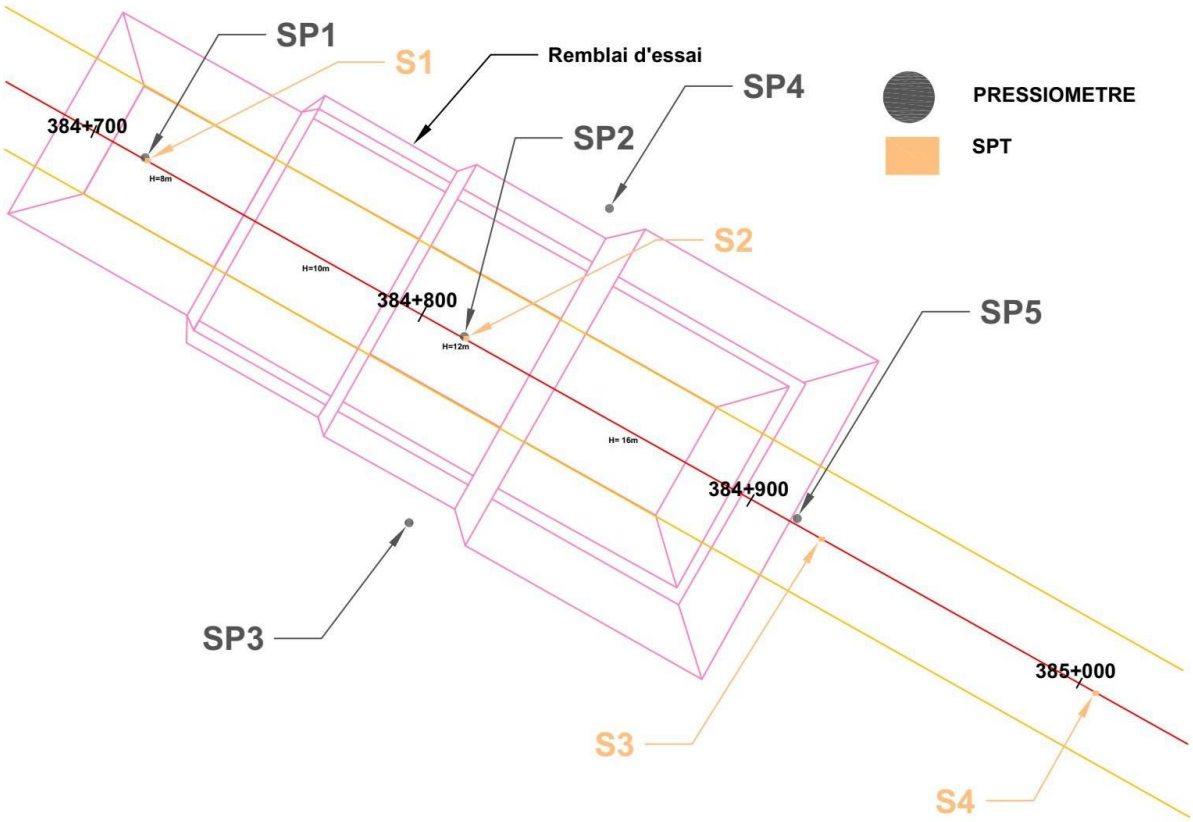


Figure 26: Plan de localisation et d'implantation des essais in situ du PK384+700 au PK385+00.

IV.2 Synthèse de la campagne d'investigation géotechnique

IV.2.1 Lithologie des forages

La lithologie du sol de fondation sur lequel serai posé le remblai se caractérise essentiellement par une couche argileuse en surface très compressible d'une épaisseur d'environ 20 à 22 m dontla partie inférieure (4-5m) est caractérisée par une teneur en matière organique élevée, la formation argileuse est posée sur une formation sableuse d'une épaisseur de 9m environ dont la partie inférieure (3 à 4m) est caractérisée par des passages graveleux. L'ensemble se repose sur substratum rocheux dénommé pélite dont le toit est altéré.

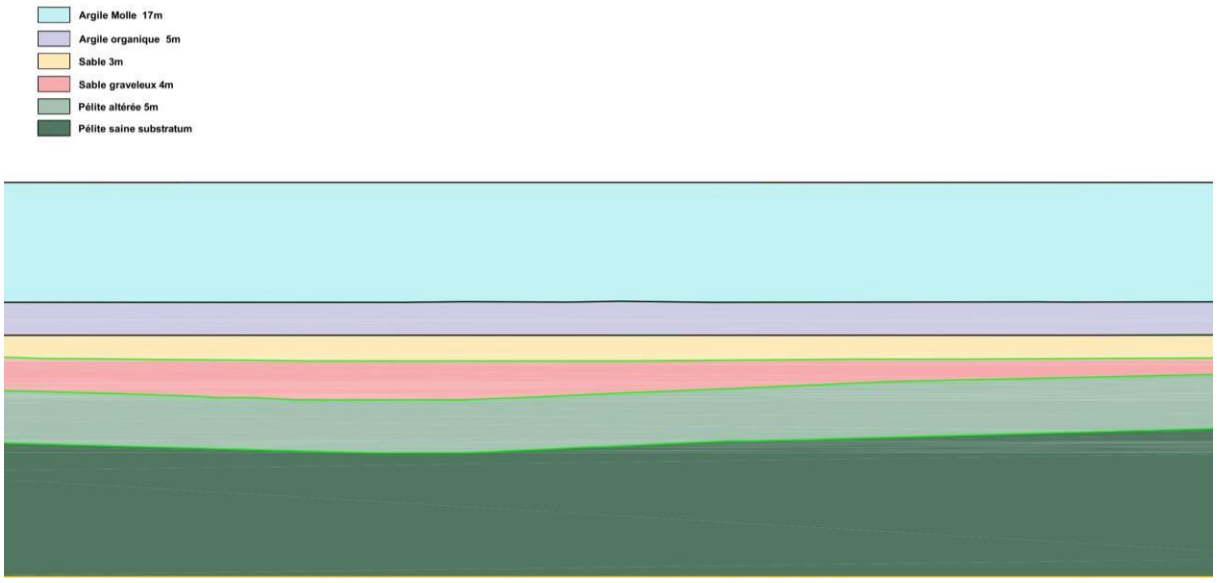


Figure 27: Lithologie du sol au PK384+840.

IV.2.2 Essais pressiométriques

Les résultats des essais pressiométriques sont synthétisés dans les tableaux ci-dessous :

LOT du PK384+720 au PK384+950

Tableau 6: Résultats de l'essai pressiométrique du LOT 2.

	SP1			SP2			SP3			SP4			SP5		
profondeur	PL* (bar)	E (bar)	Cu (KN/m²)	PL* (bar)	E (bar)	Cu (KN/m²)	PL* (bar)	E (bar)	Cu (KN/m²)	PL* (bar)	E (bar)	Cu (KN/m²)	PL* (bar)	E (bar)	Cu (KN/m²)
1.5	-	-	-	-	-	-	4.7	55	58.8	4.7	51	58.8	6.50	117.0	81.3
3.0	-	-	-	5.5	51	68.8	2.8	19	50.9	3.5	22	63.6	5.70	87.50	71.3
4.5	-	-	-	-	-	-	1.2	6	21.8	0.7	5	12.7	4.90	50.30	61.3
6.0	-	-	-	5.2	56	65	1.3	6	23.6	1.7	6	30.9	4.50	68.70	56.3
7.5	-	-	-	-	-	-	1.8	12	32.7	1.1	5	20	3.60	123.0	65.5
9	-	-	-	5.4	59	67.5	1.8	34	32.7	3.2	19	58.2	4.00	33.60	50.0
9.5	5.30	110.4	66.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10.5	-	-	-	-	-	-	3.4	32	61.8	3.2	17	58.2	5.20	106.9	65.0
11	4.10	103.7	51.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12.0	-	-	-	5.2	63	65	2.4	21	43.6	4.4	23	55	4.40	52.60	55.0
12.5	4.70	72.90	58.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5.6	41	70	4.00	74.50	50.0
14	4.80	126.7	60.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15.0	-	-	-	7.7	81	96.3	-	-	-	5.1	53	63.8	3.10	52.40	56.4

15.5	8.70	292.0	108.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
16.5	-	-	-	-	-	-	6.3	73	78.8	3	9	54.5	3.70	56.00	67.3
17	5.90	214.7	73.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
18.0	-	-	-	7.3	77	91.3	5.8	46	72.5	5.8	47	72.5	8 .5	142.1	106.3
18.5	3.30	75.60	60.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5.2	31	65	3.00	46.40	54.5
20	3 .30	64.90	60.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
21.0	-	-	-	7.1	81	88.8	7	47	87.5	6	50	75	2.20	26.70	40.0
21.5	6.20	78.60	77.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.1	21	56.4	23.00	211.5	153.3
23	5.30	168.4	66.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
24.0	-	-	-	7.7	86	96.3	-	-	-	3.3	18	60	37.8	604.9	252
24.5	8.10	274.8	101.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25.5	-	-	-	-	-	-	7.3	77	91.3	4.7	29	58.8	52.7	972.2	351.3
26	3.70	119.6	67.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
27.0	-	-	-	27	385	180	0.9	17	16.4	1.8	18	32.7	37.6	510.6	250.7
27.5	2.20	83.50	40.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
28.5	-	-	-	-	-	-	30.5	220	203.3	28.5	196	190	37.40	433.3	249.3
29	2.40	196.6	43.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
30.0	-	-	-	33	505	220	81.8	4039	545.3	45.5	377	303.3	42.3	608.0	282
30.5	9.60	234.7	120.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
31.5	-	-	-	-	-	-	82	9240	546.7	81.4	5477	542.7	37.9	534.0	252.7
32	6.90	147.4	86.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
33.0	-	-	-	-	-	-	81.9	8854	546	81.3	8501	542	48.6	993.6	324.0
33.5	0.00	18.50	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
34.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	81.2	11620	541.3	48.5	992.4	323.3
35	0.00	18.40	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
36.0	-	-	-	-	-	-	81.7	4284	544.7	81.2	6965	541.3	52.2	976.6	348
36.5	10 .20	316.2	68.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
38	8.60	146.4	107.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
39.5	26.40	434.4	176.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
41	41.30	637.7	275.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
42.5	41.20	963.2	274.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
44	43.40	673.7	289.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

La figure 28 ci-dessous représente la variation des Pressions limites en fonction de la profondeur :

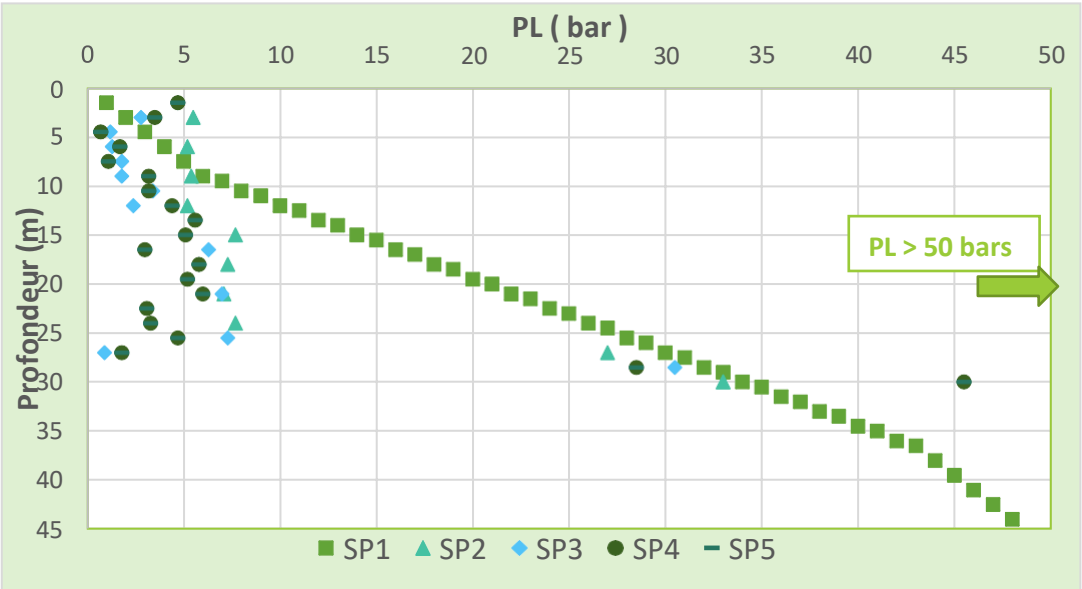


Figure 28: Graphe représentant la pression limite en fonction de la profondeur despressiomètres SP1 à SP5.

Il est observé que dans les strates proches de la surface les valeurs de pression limite sont relativement faibles, ce qui indique la présence d'une couche de sol mou.

L'analyse des données obtenues à partir de l'essai pressiométrique attestent d'un état légèrementsur-consolidée pour les argiles de surface à fortement sur-consolidé selon la classification de Menard présenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau 7: Classification des sols d'après Ménard (Cassan, tome1, p.265).

Rapport $\frac{Em}{Pl-P0}$	Nature du sol
$\frac{Em}{Pl-P0} < 5$	Argile remaniée et triturée
$5 < \frac{Em}{Pl-P0} < 8$	Argiles sous consolidée ou légèrement remaniée
$8 < \frac{Em}{Pl-P0} < 12$	Argile normalement consolidée
$12 < \frac{Em}{Pl-P0} < 15$	Argile légèrement sur consolidé
$\frac{Em}{Pl-P0} > 15$	Argile fortement sur consolidé

IV.2.3 Essai standard pénétration test

Les résultats des essais de pénétration standard sont synthétisés dans les tableaux ci-dessous :

Lot 2 du PK384+720 au PK385+002

Tableau 8: Résultats de l'essai SPT du LOT 2.

	S1	**S2**	**S3**	**S4**
Profondeur (m)	**Valeur N**	**Valeur N**	**Valeur N**	**Valeur N**
1.5 ~ 1.95	-	12	10	8
3 ~ 3.45	-	15	22	-
4.5 ~ 4.95	-	15	25	-
6 ~ 6.45	-	8	19	19
7.5 ~ 7.95	-	12	34	20
9 ~ 9.45	-	15	38	16
9.5 ~ 9.95	15	-	-	-
10.5 ~ 10.95	-	-	>50	26
11 ~ 11.45	17	-	-	-
12 ~ 12.45	-	18	>50	19
12 .5 ~ 12.95	10	-	-	-
13 ~ 13.45	-	-	-	>50
13.5 ~ 13.95	-	19	-	-
14 ~ 14.45	9	-	-	-
15 ~ 15.45	-	-	>50	16
15.5 ~ 15.95	9	-	-	-
16.5 ~ -	-	-	-	REFUS
16.5 ~ 16.95	-	19	-	-
17 ~ 17.45	13	-	-	-
18 ~ 18.45	-	21	-	41
18.5 ~ 18.95	16	-	-	-
19.5 ~ 19.95	-	23	-	>50

20 ~ 20.45	17	-	-	-
21 ~ 21.45	-	23	-	44
21.5 ~ 21.95	16	-	-	-
22.5 ~ 22.95	-	23	-	>50
23 ~ 23.45	17	-	-	-
24 ~ 24.45	-	27	-	>50
24.5 ~ 24.95	13	-	-	-
25.5 ~ 25.95	-	29	-	>50
26 ~ 26.45	16	-	-	-
27 ~ 27.45	-	-	-	-
27.5 ~ 27.95	10	-	-	>50
28.5 ~ 28.95	-	-	-	>50
29 ~ 29.45	9	-	-	-
30.5 ~ 30.95	17	-	-	-
32 ~ 32.45	17	-	-	-
33.5 ~ 33.95	44	-	-	-
35 ~ 35.45	38	-	-	-
36.5 ~ 36.95	45	-	-	-
38 ~ 38.45	46	-	-	-
39.5 ~ 39.95	43	-	-	-
41 ~ 41.45	41	-	-	-
42.5 ~ 42.95	45	-	-	-

L'analyse des données obtenues à partir de l'essai SPT attestent d'un état lâche (partie inférieure) à moyennement dense (partie supérieure) de la couche sableuse selon le tableau ci-dessous suivant la norme NF P 94-011 :

Tableau 9: Qualificatif de compacité du sol.

État du sol	**N**
Très lâche	< 4
Lâche	4 à 10
Moyennement dense	10-30
Dense	30-50
Très dense	> 50

IV.3 Essais au laboratoire

IV.3.1 Identification physique

Les résultats obtenus sur les principaux essais d'identification réalisés en laboratoire sur des prélèvements issus des échantillons puits d'essai et des échantillons de sondage

Tableau 10: Résultats des essais d'identification.

Sondage N°	PK	Profondeur (m)	<80µm (%)	W %	Sr %	Yh t/m³	Yd t/m³	W_L %	W_P %	IP -
S-1.2-LO-14	384+467	2.72-3.15	98.0	30.3	100	1.95	1.49	64.0	26.3	37.7
		7.10-7.50	95.5	26.1	99	1.98	1.57	53.8	22.9	30.9
		11.45-11.80	98.3	26.4	100	1.99	1.58	60.7	25.5	35.2
		18.65-19.05	76.0	18.1	99	2.13	1.81	51.8	20.9	30.9
B71	384+510	3.00-3.45	98.5	-	-	-	-	-	-	-
		6.00-6.45	96.0	-	-	-	-	-	-	-
S-1.2-LR-23c	384+840	5.00-6.00	98.0	20.5	88	1.98	1.64	45.5	23.0	22.5
		10.00-11.00	98.0	28.1	89	1.85	1.44	50.1	26.8	23.3
		15.00-16.00	100	19.6	78	1.91	1.59	51.0	29.6	21.4
		20.00-21.00	98.0	25.1	88	1.89	1.51	50.0	22.8	27.2
S-1.2-LR-24	384+998	1.00-1.35	94.0	20.4	86	1.97	1.64	58.0	29.0	29.0
		5.50-6.00	95.0	20.5	80	2.07	1.72	49.0	27.0	22.0
		10.15-10.45	48.0	14.4	89	2.15	1.88	36.0	17.0	19.0
		12.80-13.05	57.0	15.8	98	2.17	1.88	28.0	19.0	9.0

Des essais de limites d'Atterberg ont été effectués conformément à la norme NF P94-05, cela apermis de caractériser la consistance du sol et de le classer. La limite de liquidité moyenne est de 49,82% et une limite de plasticité moyenne de l'ordre de 24,15% ce qui donne un indice deplasticité moyen de l'ordre de 25,67%, ce qui explique l'état plastique de cette argile.

Après le calcul de l'indice de consistance moyen Ic=0,95 on peut qualifier comme plutôt fermeselon la norme NF P 94-011.

IV.3.2 Essai de cisaillement

Les résultats des essais mécaniques réalisés sur des échantillons issus des sondages carottés sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 11: Résultats des essais mécaniques au niveau du remblai.

Sondage N°	PK	CD (Essai de cisaillement direct)		CU (Essai de cisaillement direct)		UU (Essai de cisaillement triaxial)	
		$\emptyset'$ (°)	C' (KPa)	$\emptyset_U$ (°)	C_u (KPa)	$\emptyset_U$ (°)	C_u (KPa)
PK345	345+100	28.0	17.0	23	34	32	107
PK353	353+200	23.0	27.0	26	9	30	243
PK363	363+800	21.0	31.0	21	22	30	115
PK365	365+000	26.0	45.0	26	74	35	79
PK367	367+000	41.0	16.0	42	4	47	59
PK372-2	371+840	21.1	0.0	-	-	30	11.5
PK372-2	371+840	30.6	0.0	-	-	-	-
PK372-2	371+840	26.3	0.0	-	-	-	-
PK375	375+500	24.0	19	23	29.7	38	163.3
PK384	384+800	23.0	12.2	28	4.6	-	-
PK384	384+800	12.0	23.2	18	17.6	29	91.2
PK385	385+450	21.0	34	19	34.4	24	152.0
PK401	401+960	19.0	22	12	55	35	125.0
PK406	406+300	21.0	21.0	18	29.9	26	127.0
PK410	410+020	30.0	17.0	34	11	39	74.0
PK418	418+110	19.0	36.8	22	21.1	24	200.6

Tableau 12: Résultats des essais mécaniques au niveau du sol de fondation.

Sondage N°	PK	Profondeur (m)	CD (Essai de cisaillement direct)		CU (Essai de cisaillement triaxial)	
			$\emptyset_U$ (°)	C_u (KPa)	$\emptyset_U$ (°)	C_u (KPa)
S 1.2-LO-14c	384+720	5.45	15	14.6	17	30.9
S1.2-LO-14c	384+720	9.40	10.0	9.70	16	14.7
S-1.2-LR-26c	390+560	2.50	16	2.3	18	9.3
S-1.2-LR-26c	390+560	5.50	10	16.4	13	15.4
S-1.2-LR-26c	390+560	9.00	10	35.6	21	2.00
S-1.2-LO-20	394+171	5.60	7	44.0	-	-
S-1.2-LO-22	397+071	13.25	15	53.0	-	-

IV.3.3 Essai oedométrique

Les résultats des essais œdométriques réalisés sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 13: Résultats de l'essai œdométrique.

N° de forage	PK	Profondeur (m)			Œdomètre			
		De	à	Moyenne	P'_C (KPa)	C_C	C_g	C_V (cm^2/s)
S1.2-LR-23c	**384+840**	5.0	6.0	5.5	136	0.246	0.045	2.1E -04
		10.0	11.0	10.5	84	0.344	0.064	1.2E -04
		15.0	16.0	15.15	205	0.424	0.062	1.4E -04
		20.0	21.0	20.5	120	0.327	0.059	1.2E -04

IV.4 Conclusion

La réalisation d'une étude géotechnique approfondie a permis d'avoir une coupe longitudinale exhaustive du tronçon étudié, mettant en évidence toutes les caractéristiques géométriques et géotechniques pertinentes :

- Les essais in-situ nous ont permis de définir une coupe de la zone étudiée (environs 17m d'argile), et aussi à déterminer que nous avons un sol légèrement à fortement sur-consolidé.
- Il n'a pas été possible de nous fier aux résultats des essais mécaniques qui n'étaient pas fiables, ce qui nous a mené à faire des corrélations pour la suite de nos calculs.
- Les essais œdométriques nous ont aidé à évaluer la compressibilité du sol en mesurant son module de déformation ou son indice de compression.

Geological Profile at the Filling Site between PK 384+100 and PK 384+340
Prifile Geologique en Section de Remblai entre PK 384+100 et PK 385+340
Scale (échelle)
H= 1:4000
V= 1:400

Cross Section 1
Profile en Travers 1
Cross Section 2
Profile en Travers 2
Cross Section 3
Profile en Travers 3

ORIGINALE

COTES (m)

Fill, S1.2-LO-16Pd
PK 384+270(El=12.58m)
OA384.2 (C1), Anchor Pile (A2N)
Test pile,PK 384+390(El=10.11m)
OA384.2 (C1), S1.2-LO-15Pc
PK 384+401 (El=11.40m)
OA384.2 (C1), S1.2-LO-15P
PK 384+405 (El=12.37m)
OA384.2 (C2), S1.2-LO-14, (PK 384+468) (Boring)
S1.2-LO-14b (PK 384+470(EL= 12.03m)
OA384.2 (C2), S1.2-LO-15Pb
PK 384+474 (El= 11.80m)
Fill, S1.2-LO-14C (Boring)
PK 384+720 (El=30.25m)
Fill, S1.2-LO-16Pa
PK 384+720 (El=20.25m)
Lot Loute S1.2-LR-16Pb
PK 384+840 (El=12.20m)
Fill S1.2-LO-16Pa
PK 384+950 (El=12.69m)
Lot Loute S1.2-LR-24
PK 384+998 (El=12.95m)
Fill S1.2-LO-16Pb
PK 385+040 (El=12.07m)
S1.2-LOP1-20P
PK 385+ , El=14.30m

PK384+690
PK384+910

C1 P1 C2

16.2m
12.2m
10.1m
8.2m

EL+28.2
EL+24.2
EL+22.2
EL+20.2

Recent Colluvium (Clay with Gravel)
Colluvions Recente (argile avec Gravier)
Old Colluvium (Clay with gravel)
Ancien Colluvions (Argile avec Gravier)
Pelite, Pelite
Faille probable
direction N05°E, pendage indéterminé
(Probable fault from surface survey,
strike N05°E, dip unknown)
Weathered Cracky Pelite
Pelite Tres Alteree
Clay with gravel
Argile avec Gravier
Gravel
Gravier
Clay
Argile
Tegene clay
Argile Organique
Organic Sand, Sable Organique
Organic Clay
Argile Organique
Sand
Sable
Loose Sand
Sable Lâche
Alternation of Sand and Gravel with clay
Alternance de Sable et Gravier avec argile
Weathered Cracky Pelite
Pelite Tres Alteree
Pelite
Pelite
Old Colluvium (Clay with gravel)
Ancien Colluvions (Argile avec Gravier)

Nom de Couche	Constitution Géologique	Essai Pressiométrique		Valeur N
		Valeur Pl* (bar)	Valeur E (bar)	
Remblai	Dominance de sol argileux avec mélange de sol sableux, de sol graveleux	Pas de données	Pas de données	Pas de données
Sol Argileux supérieur	Dominance de sol argileux, avec dans son ensemble un mélange de particules sableuses. Existence dans la partie supérieure de la couche, de zone où le mélange sableux n'apparaît pas.	Partie en Plaine : 0.6~8.2 Moyenne 2~5 Pied de montagne : 2.0~15 Moyenne 4~6	Partie en Plaine PK384+720 : 72.9~292 Moyenne 100 Partie en Plaine PK384+860 : 48~72.7 Moyenne 15~20 Pied de montagne PK384+270 : 21.2~27.1 Moyenne 25 Pied de montagne PK385+000 : 61.0~147 Moyenne 75	Partie en Plaine : 10~17 Pied de montagne : 10~38
Sol Argileux supérieur (couche organique inférieure)	Dominance de sol argileux, avec un mélange dans son ensemble d'une petite quantité de particules sableuses.	Partie en Plaine : 2.2~9.6 Moyenne 3~6 Pied de montagne : Sans	Partie en Plaine PK384+720 : 82.5~235 Moyenne 100 Partie en Plaine PK384+860 : 21.3~85.1 Moyenne 40 Pied de montagne : Sans	Partie en Plaine : 9~17 Pied de montagne : Sans
Sol Sableux Inférieur	Dominance de sol sableux, dur.	Partie en Plaine : 1.6~10.2 Moyenne 3~6 Pied de montagne : Sans	Partie en Plaine PK384+720 : 146~316 Moyenne 200 Partie en Plaine PK384+860 : 16.6~77 Moyenne 20 Pied de montagne : Sans	Partie en Plaine : Plus de 44~50 Pied de montagne : Sans
Sol Graveleux Inférieur	Dominance de grave et sol graveleux, dur.	Partie en Plaine : 28.5~45.5 Moyenne 30~40 Pied de montagne : Sans	Partie en Plaine PK384+720 : 638~963 Moyenne 900 Partie en Plaine PK384+860 : 198~377 Moyenne 250 Pied de montagne : Sans	Partie en Plaine : Plus de 41~50 Pied de montagne : Sans
Colluvions	Dominance d'un mélange de sable et de grave à un sol argileux.	Partie en Plaine : Sans Pied de montagne : 24~28.5 Moyenne 25	Partie en Plaine : Sans Pied de montagne PK384+270 : 498~886 Moyenne 650 Pied de montagne PK385+000 : 213~449 Moyenne 300	Partie en Plaine : Sans Pied de montagne : Plus de 19~50 (Excepté un parte faible de 16.19, le reste est de plus de 50)
Roche altérée	Couche d'argilite altérée	Partie en Plaine : Sans Pied de montagne PK384+270 : 45~55 Moyenne 55 Pied de montagne PK385+000 : 24.8~28.6 Moyenne 26	Partie en Plaine : Sans Pied de montagne PK384+270 : 1045~1926 Moyenne 1750 Pied de montagne PK385+000 : 347~700 Moyenne 400	Partie en Plaine : Sans Pied de montagne : Plus de 44~50
Argilite	Argilite	Partie en Plaine : Sans Pied de montagne : 50~66 Moyenne 60	Partie en Plaine : Sans Pied de montagne : 850~2441 Moyenne 1500	Partie en Plaine : Sans Pied de montagne : Plus de 50

DISTANCES CUMULEES

383+920 383+960 384+000 384+040 384+080 384+120 384+160 384+200 384+240 384+280 384+320 384+360 384+400 384+440 384+480 384+520 384+560 384+600 384+640 384+680 384+720 384+760 384+800 384+840 384+880 384+920 384+960 385+000 385+040 385+080 385+120 385+160 385+200 385+240 385+280 385+320 385+360

Chapitre V : Etude géotechnique de conception - G2 AVP

V.1 Introduction

Ce chapitre s'inscrit dans le cadre d'une mission G2 « Etude de conception » selon la norme NF P 94-500, dont un extrait est présenté en annexe 1 du présent rapport. Il a pour objectif de présenter, en se référant aux résultats du diagnostic géotechnique de la rupture qui a eu lieu ainsi que les différents résultats de la campagne d'investigation géotechnique, des solutions pour stabiliser le remblai objet de cette étude.

Dans le cadre de cette étude 3 solutions qui agissent sur le remblai ont été proposées et qui seront détaillés dans ce chapitre, à savoir :

- **Solution 01** : Remblai allégé par polystyrène expansé ;
- **Solution 02** : Construction par phase ;
- **Solution 03** : Remblai stabilisé par des contrepoids.

On rappelle que la solution retenue dans le cadre du projet était de réduire la hauteur du remblaijusqu'à 8 m. Bien que cette solution réponde aux exigences de la stabilité du remblai, mais elleimplique beaucoup de changements par rapport à la conception du tronçon autoroutier, ce changement est généralement très peu apprécié par les Maitres d'ouvrage. A cet effet les solutions proposées dans le cadre de ce chapitre retiennent les conditions initiales du tracé routier (Hauteur du remblai : 15 m).

V.2 Solution 01 : Remblai allégé par polystyrène expansé

Grâce à son poids très léger, et sa capacité à supporter des charges très importantes. La substitution d'une partie d'un remblai existant par des blocs de polystyrène expansé (*figure 29*)constitue une technique fiable et efficace pour réduire les tassements des remblais sur sols compressibles et soulager les sols supports.

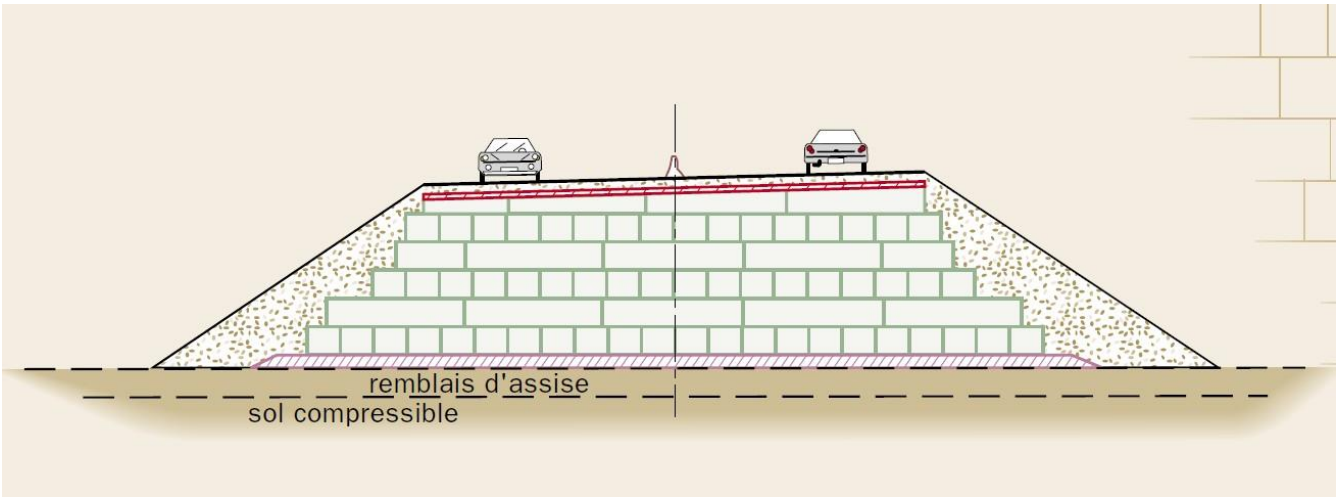
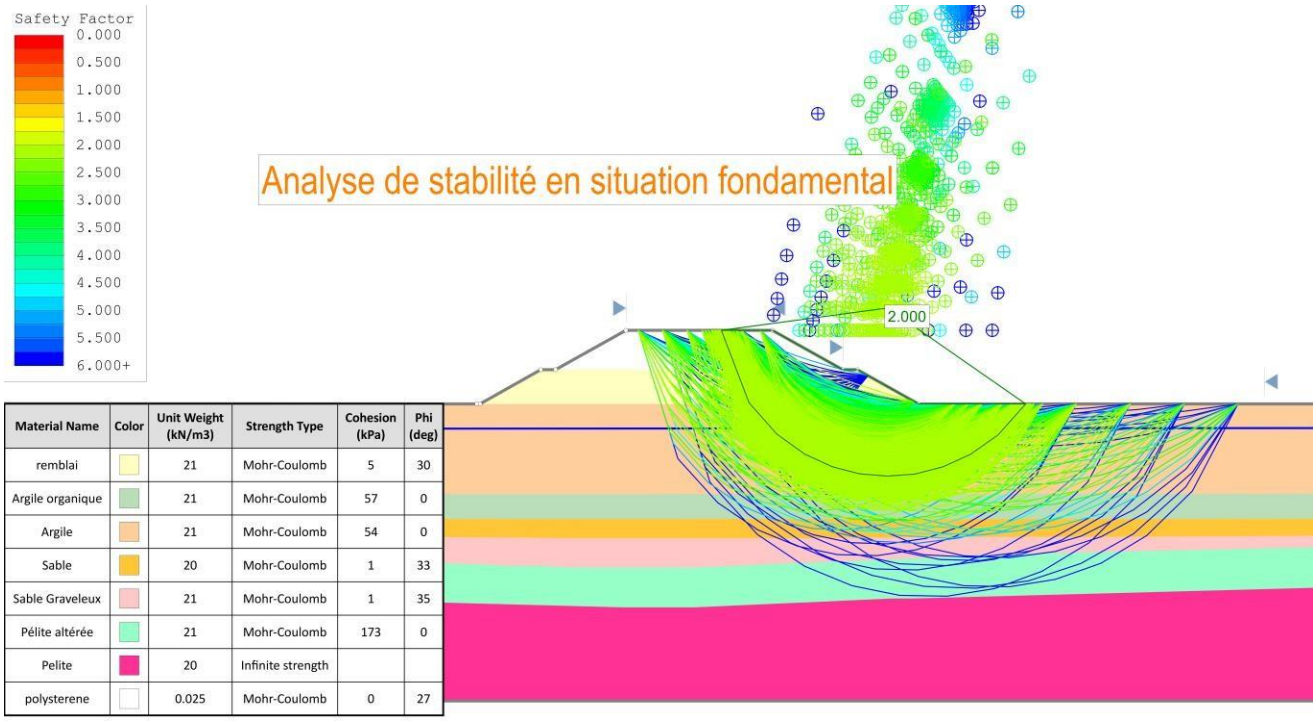


Figure 29: Configuration du remblai constitué d'EPS.

La conception proposée N°01 consiste en :

- Réalisation d'un remblai (C3A1m) de hauteur de 7 m en optant une pente de 1 :1,8 pour les talus latéraux de ce remblai ;
- Mise en œuvre d'un lit de pose en grave concassé GC 20/40 d'une épaisseur de 15cm ;
- Mise en œuvre du polystyrène expansé Type NIDAstyrène RA 100 (fiche technique en ANNEXE 03). (Nidaplast environnement)
- Réalisation d'une dalle en béton armé par treillis soudé d'une épaisseur de 20 cm ;
- Mise en œuvre du corps de chaussée.

La figure 30 montre les résultats du calcul de stabilité vis-à-vis le glissement à court terme enutilisant le critère de rupture de Mohr-Coulomb et la formulation de Bishop au PK 384+840 :



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
remblai		21	Mohr-Coulomb	5	30
Argile organique		21	Mohr-Coulomb	57	0
Argile		21	Mohr-Coulomb	54	0
Sable		20	Mohr-Coulomb	1	33
Sable Graveleux		21	Mohr-Coulomb	1	35
Pélite altérée		21	Mohr-Coulomb	173	0
Pelite		20	Infinite strength		
polysterene		0.025	Mohr-Coulomb	0	27

Figure 30: Résultats de calcul de stabilité de la solution 1.

V.3 Solution 2 : Exécution par phase

La solution consiste à décharger les pressions interstitielles des sols sur une première phase enlaissant la couche de fondation se consolider sous la charge d'un remblai d'une hauteur à déterminer, pour obtenir un gain de résistance exprimée en une augmentation de la résistance Δc_u. Et puis procéder à la réalisation de la 2ème couche du remblai une fois la consolidation atteint les 60 % de la consolidation totale.

Pour arrêter la hauteur maximale à ne pas dépasser par la détermination des Fs pour différenteshauteur (figure 31). La hauteur max est celle qui correspond Fsmin≤ 1.5

La figure 31 représente la variation du facteur de sécurité en fonction de la hauteur du remblai :

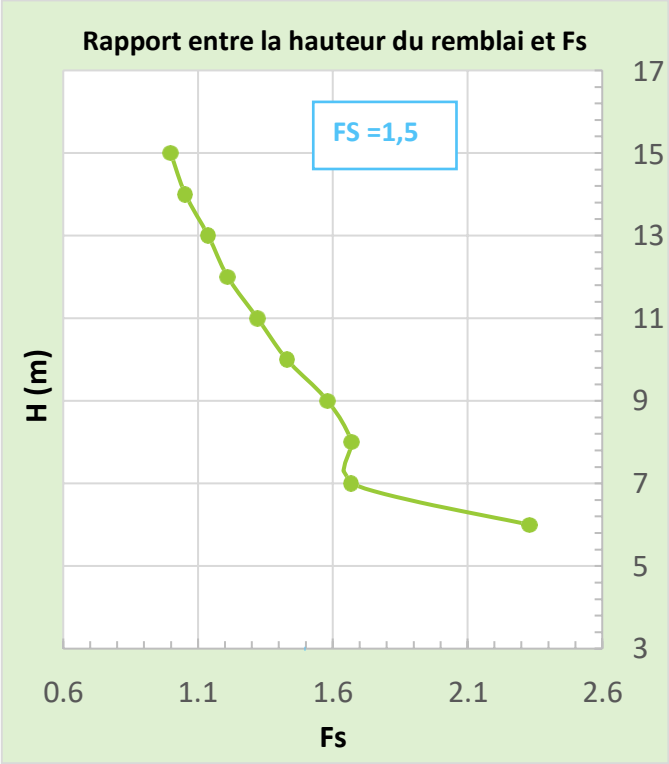


Figure 31: Résultats de calcul de stabilité de la solution 1.

En optant pour un facteur de sécurité minimale FS= 1,5 prenant une marge de 30% par rapportaux conditions de stabilité à court terme vis-à-vis le glissement du remblai, nous limitons la hauteur du remblai de la première phase à 09 m.

Cette solution de traitement consiste à :

- Réaliser en première phase un remblai (C3A1m) d'une hauteur de 9 m et d'une pente de 1 :1,8 des talus latéraux avec deux bermes (voir figure 35).
- Attendre jusqu'à ce que la consolidation de la couche de fondation soit à 60% terminée.
- Continuer la réalisation du remblai jusqu'à atteindre 15 m de hauteur.

La figure 32 montre les résultats du calcul de stabilité vis-à-vis le glissement à court terme enutilisant le critère de rupture de Mohr-Coulomb et la formulation de Bishop au PK 384+840 :

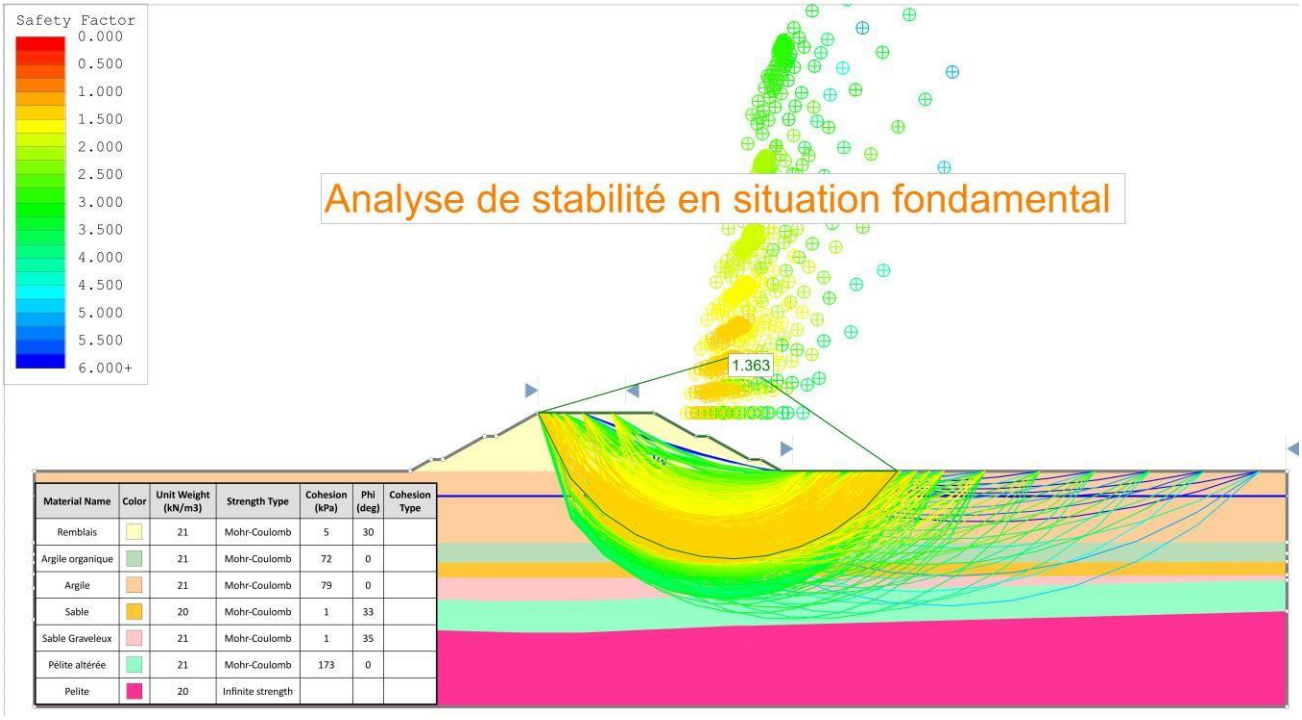


Figure 32: Résultat de l'analyse de stabilité de la 2ème variante (Phase définitive).

V.4 Solution 3 : Remblai stabilisé par des banquettes latérales

La solution consiste à réaliser des banquettes latérales qui participeront à la stabilité externe et générale du remblai.

Cette solution consiste à :

- Réaliser en premier lieu un contrepoids d'une hauteur de 8m et d'une largeur de 30m en terrassant par pente de 1V2H.
- Continuer la réalisation du remblai jusqu'à atteindre 15m de hauteur avec la même pente 1:2.

La figure 33 montre les résultats du calcul de stabilité vis-à-vis le glissement à court terme en utilisant le critère de rupture de Mohr-Coulomb et la formulation de Bishop au PK 384+840 :

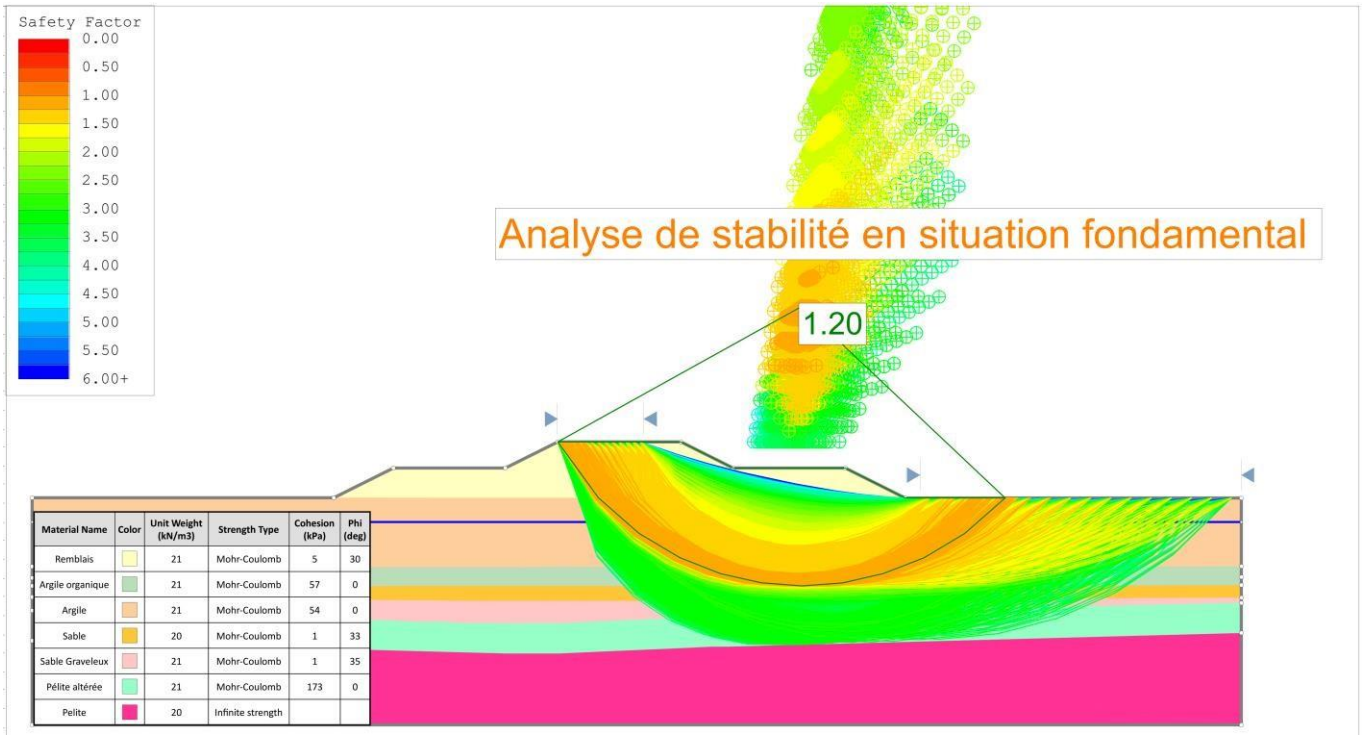
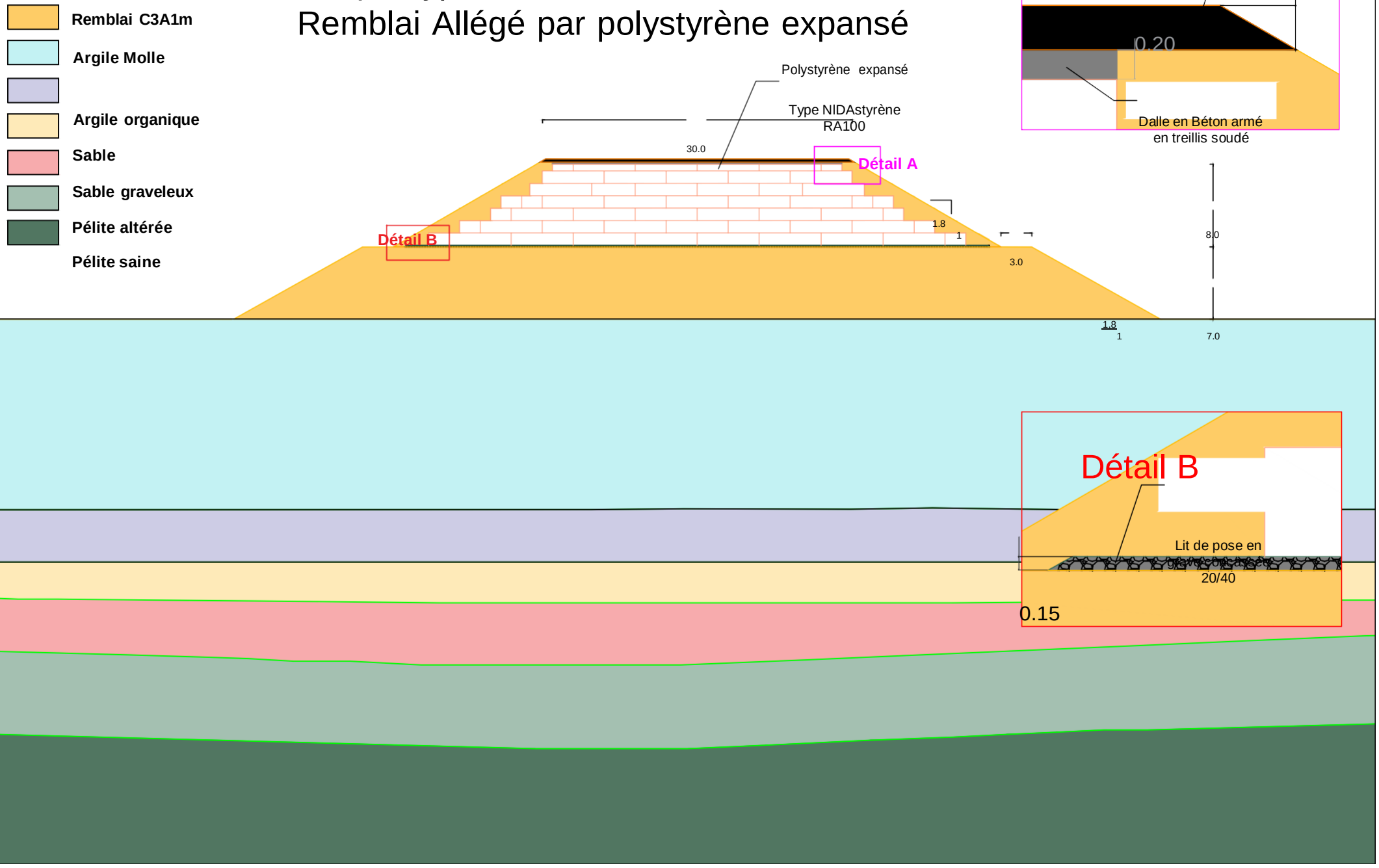


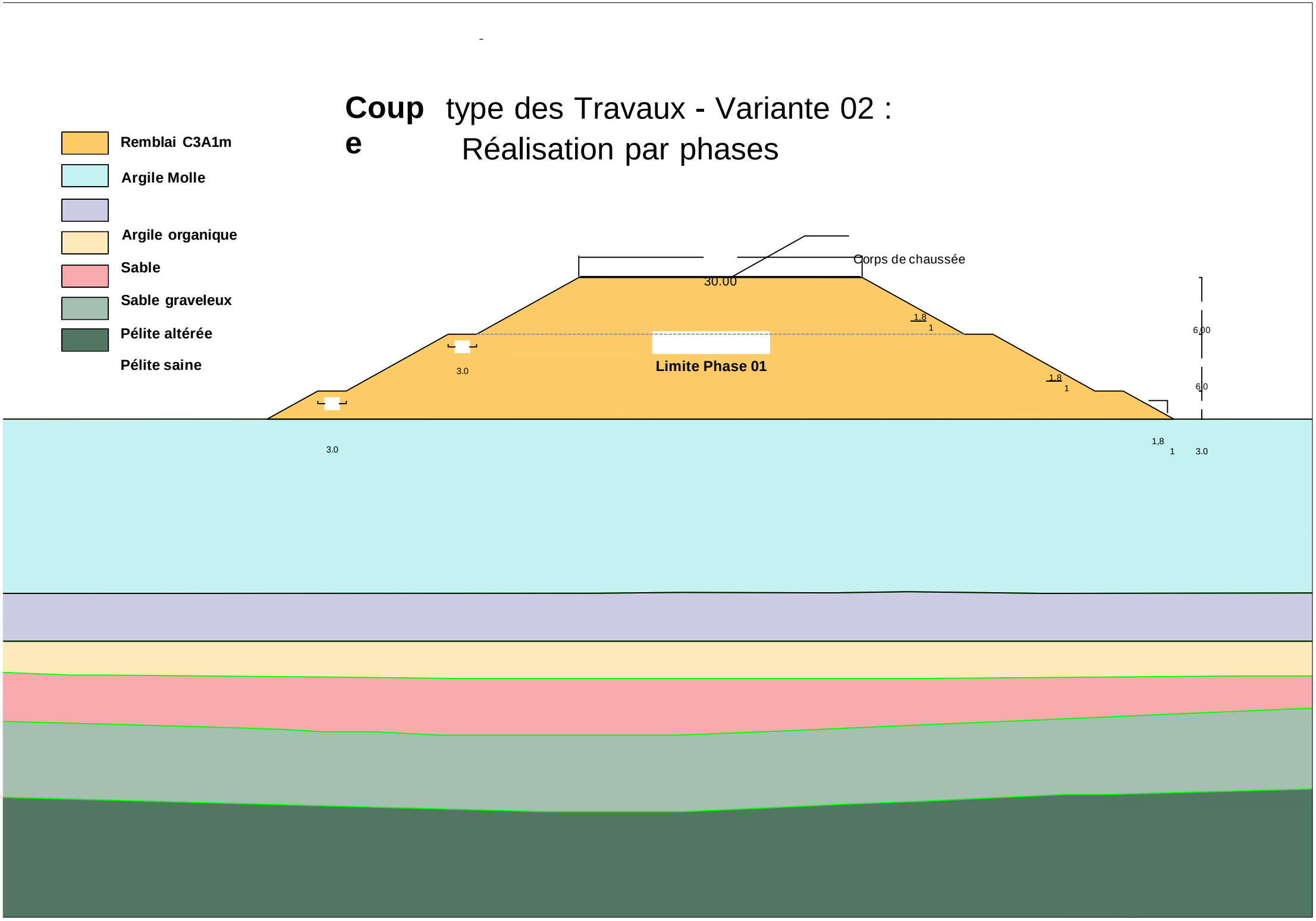
Figure 33: Résultats de calcul de stabilité de la solution 3.

Les figure 34, 35 et 36 représentent la coupe type des travaux des variantes 01, 02 et 03 respectivement :

Coupe type des Travaux - Variante 01 : Remblai Allégé par polystyrène expansé

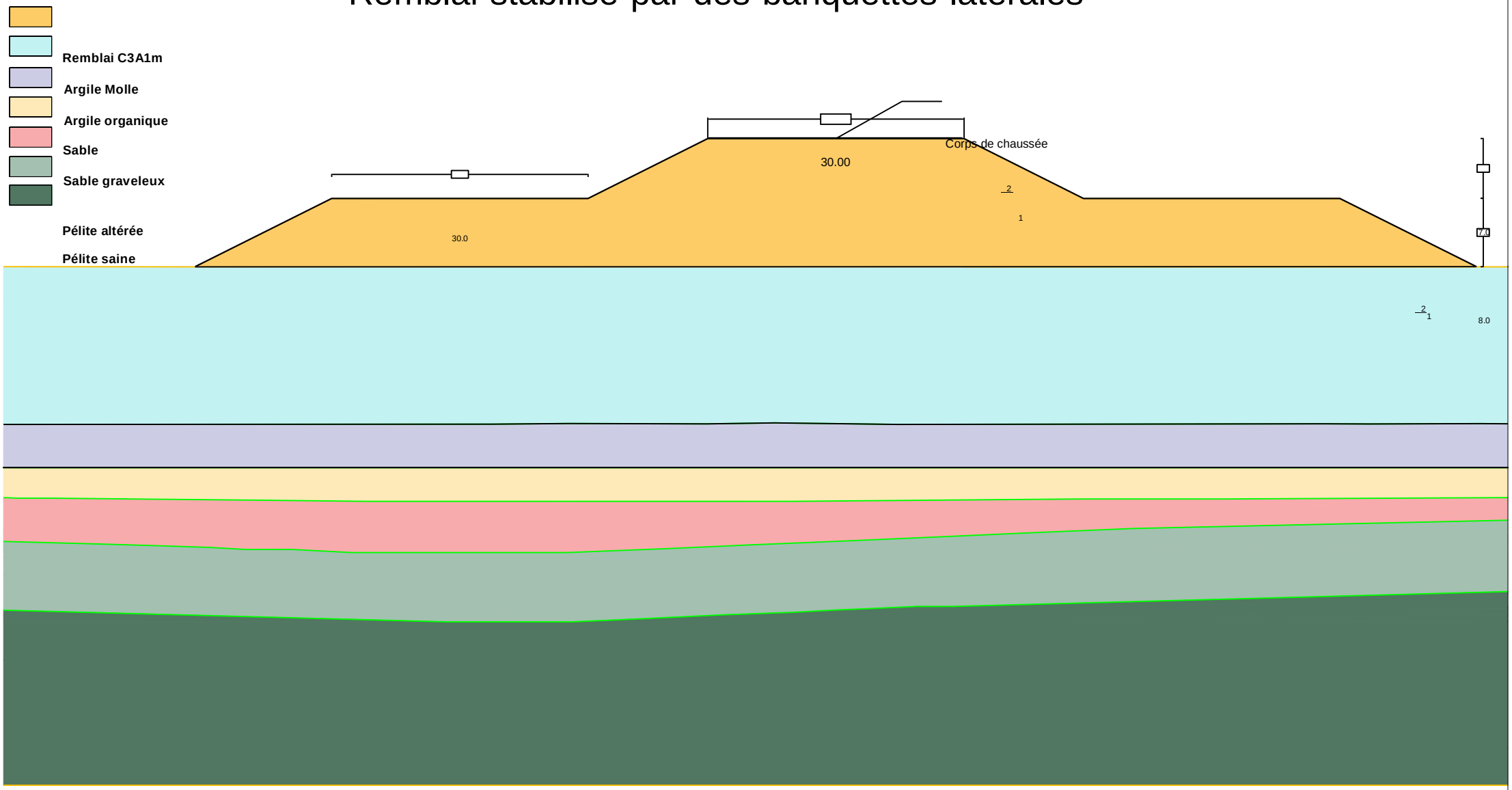


Coupe type des Travaux - Variante 02 : Réalisation par phases



Coupe type des Travaux - Variante 03 :

Remblai stabilisé par des banquettes latérales



V.5 Devis de comparaison des variantes

Ce devis propose une comparaison des coûts par mètre linéaire pour les trois solutionsproposées

V.5.1 Solution 1 : Remblai allégé par polystyrène expansé

Tableau 14: Devis de la solution 1.

Article	Désignation	U	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Terrassement	Réalisation de terrassement en Remblai de 7m de hauteur de matériaux type (C3A1m) ;	**M3**	588,16	200	117 632
Polystyrène expansé	L'utilisation du polystyrène expansé de type nidastyrène RA100 ;	**M3**	320	3000	960 000
Couche en béton	Réalisation d'une dalle en béton armé par treillis soudé d'une épaisseur de 20 cm ;	**M3**	5,6	200	1120
Couche en grave concassé	Mise en œuvre d'un lit de pose en grave concassé GC 20/40 d'une épaisseur de 15cm ;	**M3**	8,5	1000	8500
		Montant total		1 087 252 DA	

V.5.2 Solution 2 : Construction par phases

Tableau 15: Devis de la solution 2.

Article	Désignation	U	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Terrassement	Réaliser en première phase un remblai (C3A1m) d'une hauteur de 9 m et d'une pente de 1 :1,8 des talus latéraux avec deux bermes, puis continuer la réalisation du remblai jusqu'à atteindre 15 m de hauteur.	M3	925,93	500	462965
		Montant total		462 965 DA	

V.5.3 Solution 3 : Remblai stabilisé par des banquettes latérales

Tableau 16: Devis de la solution 3.

Article	Désignation	U	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Terrassement	Réaliser en premier lieu un contrepoids d'une hauteur de 8m et d'une largeur de 30m en terrassant par pente de 1V2H ensuite Continuer la réalisation du remblai jusqu'à atteindre 15m de hauteur avec la même pente 1:2.	**M3**	1380	500	690000
		Montant total		690 000DA	

V.6 Analyse multicritère

L'objectif fondamental de cette analyse consiste à effectuer une évaluation méthodique desbénéfices et des limitations associées à chaque variante, afin de mener une comparaison rigoureuse et d'élire la solution optimale.

Le tableau 17 ci-dessous représente les avantages et inconvénients de chaque variante.

Tableau 17: Critères des variantes.

Solutions	Critères de comparaison	
Remblai alléger par polystyrène expansé	**Avantages**	- Mise en place facile du polystyrène expansé. - Le polystyrène expansé contribue à la protection de l'environnement en réduisent la consommation d'énergie. - Difficulté de transport stockage et mise en œuvre. - Un délai de construction court.
	Inconvénients	- Très peu utilisé en Algérie. - Une Solution couteuse par rapport aux autres variantes.
Remblai stabilisé par des banquettes latérales	**Avantages**	- Un délai de réalisation court. - Une mise en œuvre facile et la présence de main d'œuvre qualifiée. - Une construction coûteuse en raison de la quantité de matériau nécessaire pour créer le poids supplémentaire requis mais elle reste économique par rapport à d'autres.
	Inconvénients	- Une exigence d'emprise spatiale accrue pour la mise en place des banquettes ce qui peut limiter l'utilisation de terrain environnant.

		- La nécessité potentielle pour l'État d'entreprendre des mesures d'expropriation foncière afin d'obtenir l'espace supplémentaire requis pour la réalisation de ces contrepoids. - Les remblais contrepoids ont un impact significatif sur l'environnement.
Construction par phase	**Avantages**	- Une Facilite de mise en œuvre et la présence de main d'œuvre qualifiée. - Un délai de construction court. - Une solution économique par rapport à d'autres.
	Inconvénients	- Cette solution a un impact négatif sur l'esthétique de l'environnement.

V.7 Conclusion

Compte tenu des différents critères caractérisant le projet, trois (03) conceptions ont étéproposées pour le remblai objet du projet à savoir :

- **Solution N°1** : Remblai alléger par polystyrène expansé ;
- **Solution N°2 :** construction par phase ;
- **Solution N°3 :** Remblai stabilisé par des contrepoids.

La solution N°02 (construction par phase) est la solution optimale dans notre cas car elle nenécessite aucun changement dans le projet.

Chapitre VI : Etude d’Exécution -G3

VI.1 Introduction

Ce chapitre s'insère dans le cadre d'une mission « G3 – Étude Géotechnique d'Exécution » selon la classification des missions géotechniques (NF P94 500 révisée en novembre 2013) jointe en Annexe 1. Il concerne la réalisation de la solution retenue 'Déchargement des pressions interstitielles' présentée dans le cadre de la mission G2.

La présente note a pour objectifs de présenter les hypothèses de calcul utilisées pour le dimensionnement de l'ouvrage et les résultats obtenus.

Les hypothèses décrites ci-après concernent :

- **Sismicité** : coefficient d'accélération sismique de zone, coefficient de charge sismique,
- **Sols** : caractéristiques géo-mécaniques,
- **Eau** : position de la nappe,
- **Calculs de stabilité** : logiciel utilisé, méthode, coefficients de sécurité ect…,

VI.2 Hypothèse générale

Suite à l'analyse des différents documents normatifs, on retiendra les éléments suivants :

VI.2.1 Sismicité

Tableau 18: Valeurs des coefficients d'accélération de zones. RPA 99 version 2003

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

Tableau 19: Coefficients de charge sismique selon le RPA.

Zone	a	Kh	Kv
II.a	0.25	0.125	0.04

VI.2.2 Remblai

Tableau 20: Présentation du remblai.

Provenance	Classification selon GTR	Observation générale selon GTR
Du déblai situé aux environs du PK385	C_1A_3m	Ces sols ne posent pas de problème d'utilisation en remblai sauf par forte pluie

VI.2.3 Eau

Aucun suivi piézométrique n'a été mentionné dans les rapports d'investigation relative à la stabilité. Toutefois, le niveau de la nappe phréatique a été pris a -5m du niveau TN dans la conception initiale du remblai d'essai a cet effet de la nappe phréatique est pris a -5m du niveauTN.

VI.2.4 Sols

Tableau 21:Paramètres de l'analyse en phase transitoire

Natures du sol	Epaisseur (m)	Paramètres de cisaillement			
		Non-drainé		Drainé	
		Cu (KPa)	Φu (°)	C' (KPa)	Φ'(°)
Remblais (C1A3m)	15	-	-	5	30
Argile	17	54 79	0	17	28
Argile organique	5	57 72	0	23,5	25
Sable	4	-	-	0	33
Sable graveleux	5	-	-	0	35
pélite altérée	7	173	0	-	-
Pélite saine	-	**Infiniment rigide**			

VI.3 Analyse de stabilité

L'analyse de stabilité consiste à vérifier pour les différentes phases (provisoire H=9,0m ;définitive H=15m) la stabilité du remblai vis-à-vis les points suivants :

- La stabilité vis-à-vis le glissement.
- La stabilité vis-à-vis le poinçonnement.
- La vérification des tassements.

VI.3.1 Stabilité vis-à-vis le glissement

VI.3.1.1 Stabilité générale

Cette analyse consiste à vérifier la stabilité générale du système (Remblai, Sol de fondation)vis-à-vis le glissement.

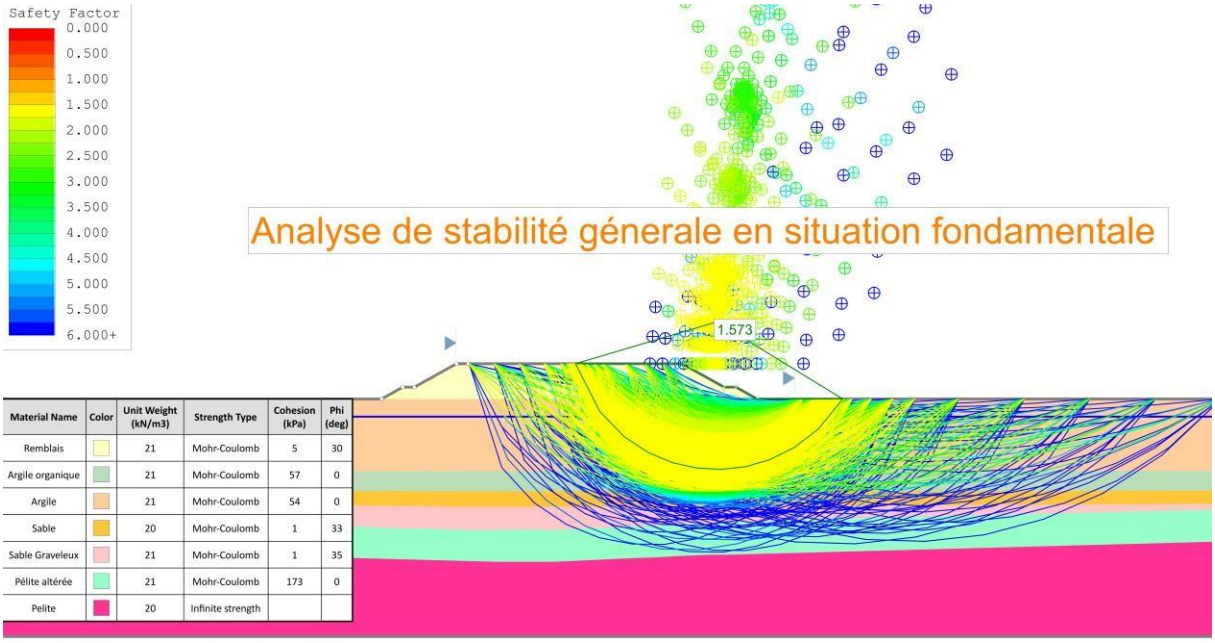
Les résultats de cette dernière sont divisés en deux phases :

Phase provisoire

La réalisation d'une première partie du remblai d'une hauteur de 9m qui consiste à laisser la consolidation atteindre un taux de 60% pour avoir un gain de résistance.

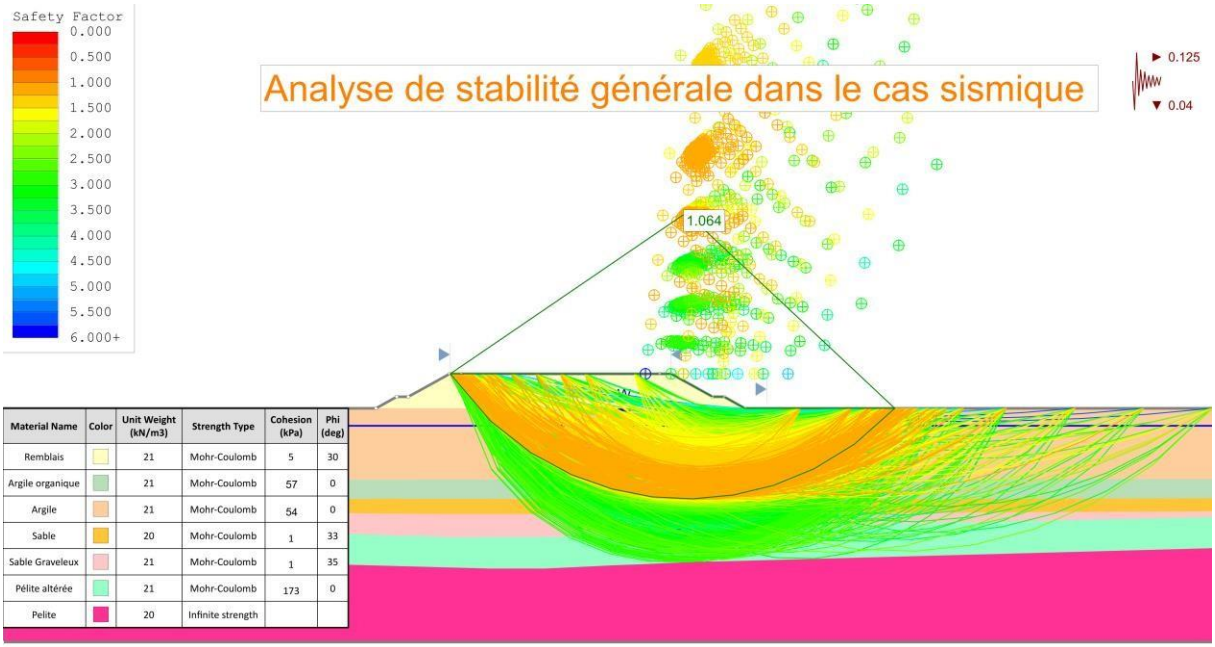
L'analyse de stabilité est effectuée en utilisant la méthode d'équilibre limite selon laformulation de Mohr-Coulomb, en utilisant le logiciel SLIDE.

Les résultats de l'analyse de stabilités de la phase provisoire (coefficient de sécurité et cerclesde glissement critique) sont présentés dans les figures 37 et 38.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Remblais		21	Mohr-Coulomb	5	30
Argile organique		21	Mohr-Coulomb	57	0
Argile		21	Mohr-Coulomb	54	0
Sable		20	Mohr-Coulomb	1	33
Sable Graveleux		21	Mohr-Coulomb	1	35
Pélite altérée		21	Mohr-Coulomb	173	0
Pelite		20	Infinite strength		

Figure 34 : Analyse de stabilité générale en situation fondamentale à court terme de la phase 1.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Remblais		21	Mohr-Coulomb	5	30
Argile organique		21	Mohr-Coulomb	57	0
Argile		21	Mohr-Coulomb	54	0
Sable		20	Mohr-Coulomb	1	33
Sable Graveleux		21	Mohr-Coulomb	1	35
Pélite altérée		21	Mohr-Coulomb	173	0
Pelite		20	Infinite strength		

Figure 35: Analyse de stabilité générale en situation sismique de la phase 1.

Phase définitive :

Après le gain de résistance, on poursuit la réalisation du remblai jusqu'à atteindre 15m de hauteur. Dans ce cas, la cohésion non drainée est modifiée car l'état du sol a subi un changementdû à la consolidation et au gain de résistance.

Evolution de la cohésion :

Comme cité précédemment, une fois la consolidation achevé le sol de fondation aura un gain de résistance. Cette dernière se traduit par le changement des caractéristiques du sol qui vont augmenter car d'après Magnan la cohésion non drainée est associée à un état donné du sol. Si

cet état change, par exemple du fait de la consolidation du sol au cours du temps la cohésion non drainée est modifiée. Pour certain problème, il est donc important de caractériser les variations de Cu avec l'état de contrainte effectives du sol au début du cisaillement. C'est ce que traduit le paramètre λc_u. (J.Magnan, Résistance au cisaillement)

Dans notre cas pour un taux de consolidation de 60% on a :

$$\Delta c_u = 0.6 \lambda c_u \Delta \sigma'$$

λc_u : obtenue à partir du tableau présente en annexe « valeurs typique des caractéristiques de résistance au cisaillements des sols selon Magnan).

$\Delta \sigma'$: accroissement de contrainte apporté par le remblai au milieu de la couche. Obtenue à l'aide du logiciel Settle 3D. (figure 39)

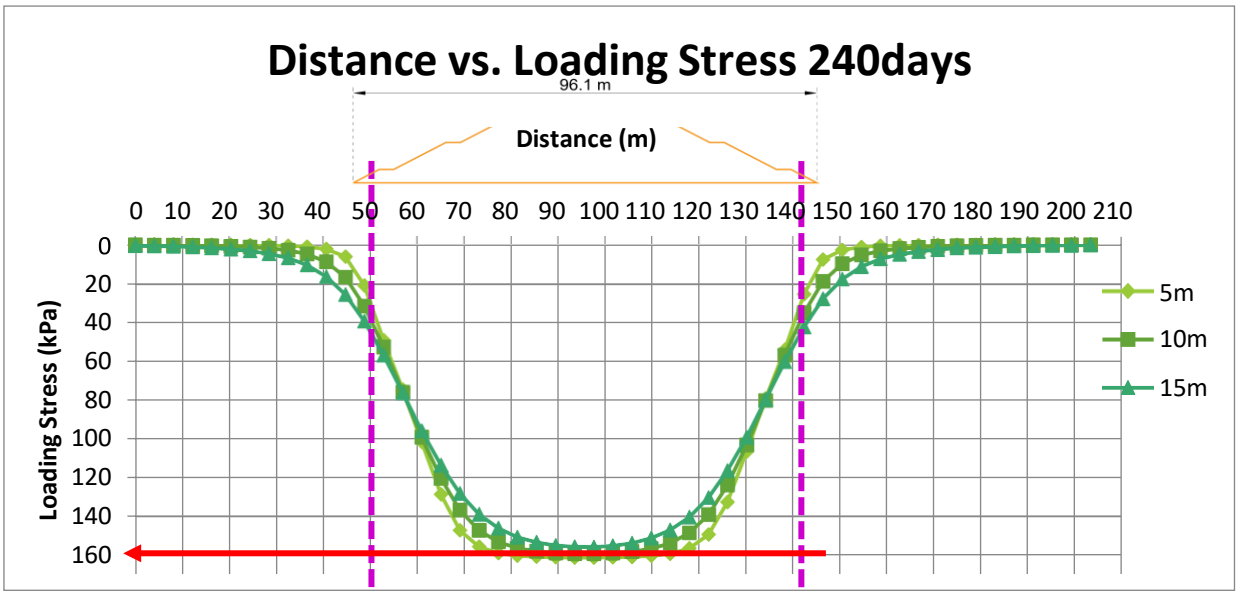


Figure 36: Graphe représentant de l'accroissement de contrainte Δσ en fonction de ladistance de chargement.

L'accroissement de contrainte correspondant à 60% de la consolidation est de l'ordre de 160KPa.

Le Δc_u obtenu sera ajouté à la cohésion d'avant consolidation comme le démontre le tableau ci-dessous :

Tableau 22: Valeurs des caractéristiques de cisaillement.

Z(m)	λc_u	$\Delta \sigma'$ **(KPa)**	Δc_u **(KPa)**	$c_u = c_u + \Delta c_u$ **(KPa)**
A mi- couche d'argile $Z = 8.5$	0.26	160	25	79
A mi- couche d'argile organique$Z = 19.5$	0.29	86	14,84	72

Les résultats de l'analyse de stabilités de la phase définitive (coefficient de sécurité et cerclesde glissement critique) sont présentés dans les figures 40, 41 et 42 :

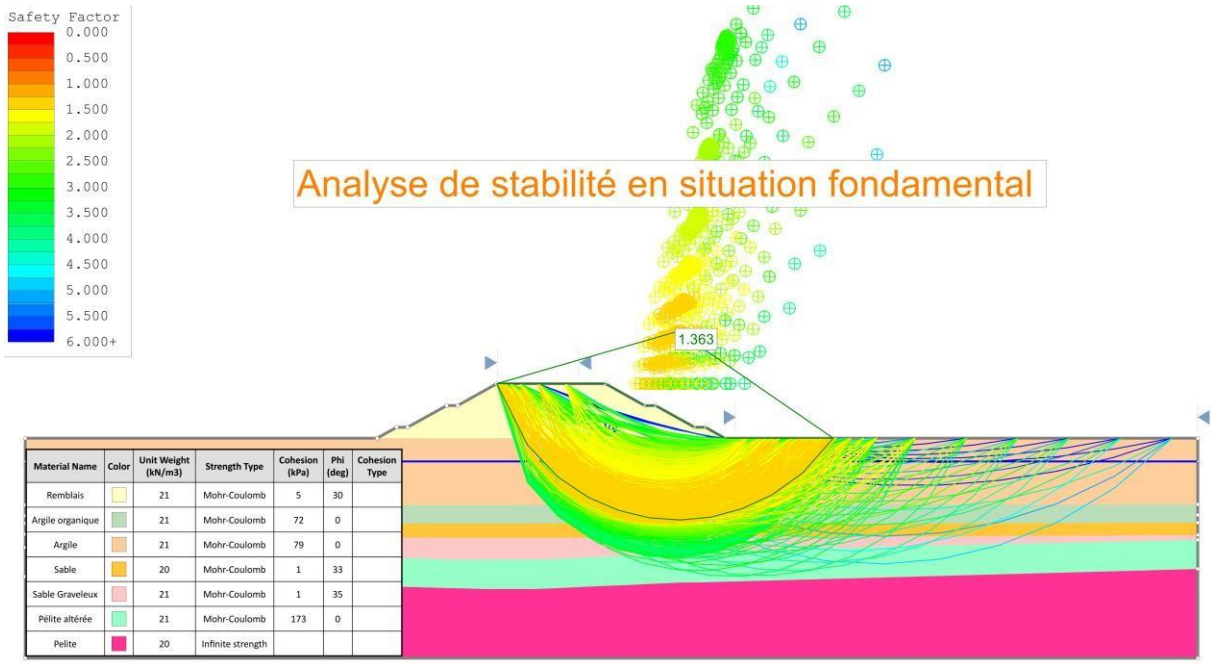


Figure 37: Analyse de stabilité générale en situation fondamentale (Court Terme) de la phase2.

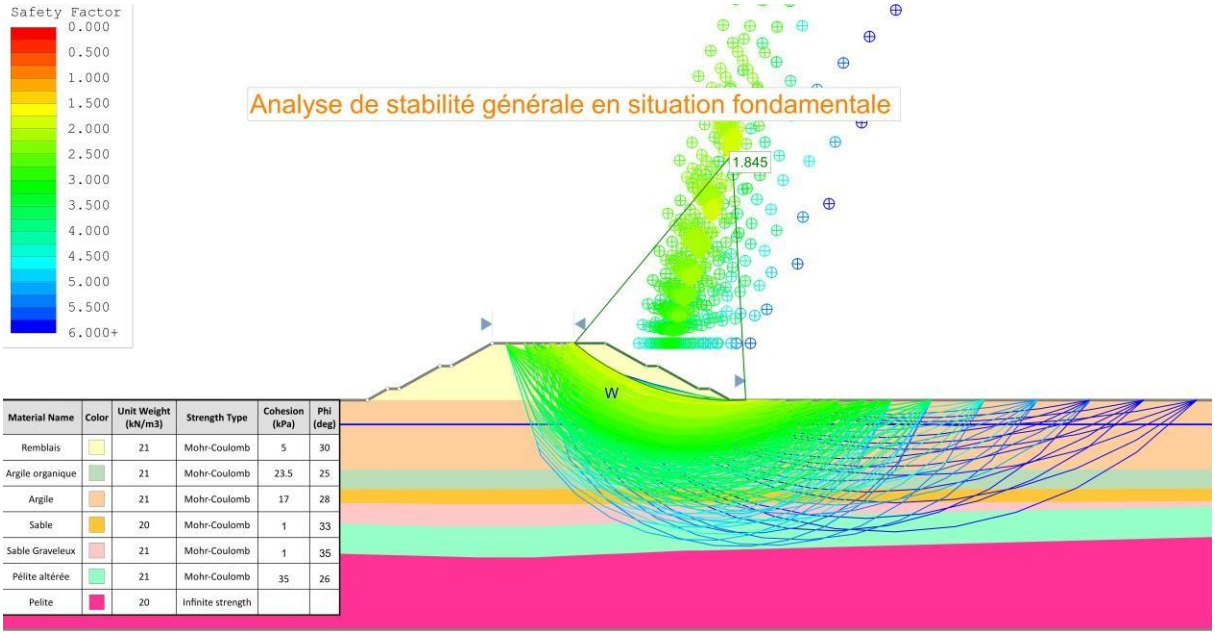


Figure 38: Analyse de stabilité générale en situation fondamentale (Long Terme) de la phase.
2.

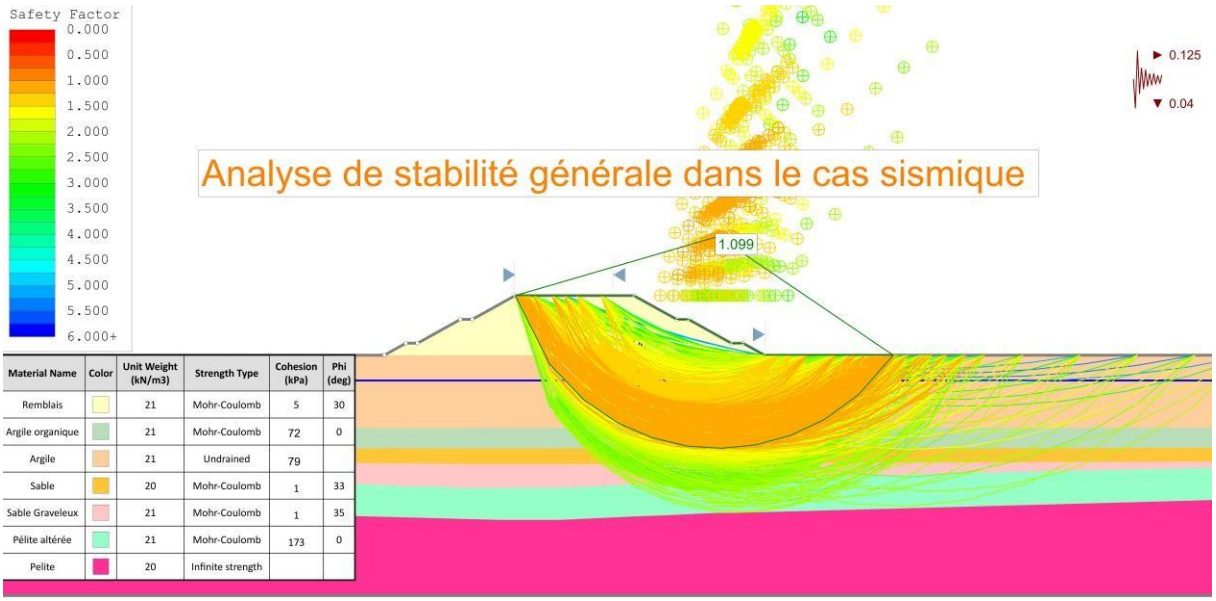


Figure 39: Analyse de stabilité générale en situation sismique phase 02.

Les résultats de l'analyse de stabilité générale sont résumés dans le tableau 23 :

Tableau 23: Tableau récapitulatif des résultats de l'analyse de stabilité générale.

Phase	H_{max} (m)	FS_{min} Général		
		Court terme ≥ 1.20	Long terme ≥ 1.50	Sismique ≥ 1.00
Provisoire	09	**1,57**	-	**1,06**
Définitive	15	**1,36**	**1,85**	**1,10**

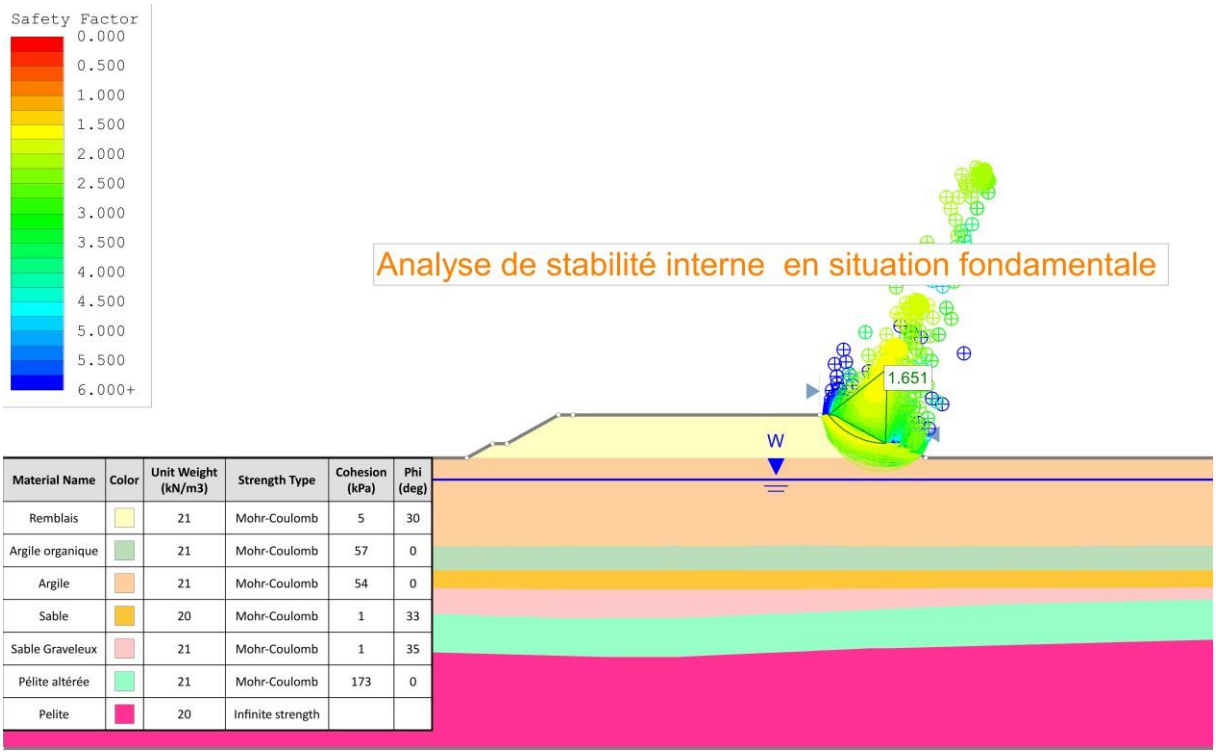
VI.3.1.2 Stabilité interne

Elle se réfère à la capacité des talus latéraux à résister aux forces internes qui pourraientprovoquer son effondrement ou son glissement.

L'analyse de stabilité est effectuée en utilisant la méthode d'équilibre limite selon laformulation de Mohr-Coulomb, en utilisant le logiciel SLIDE.

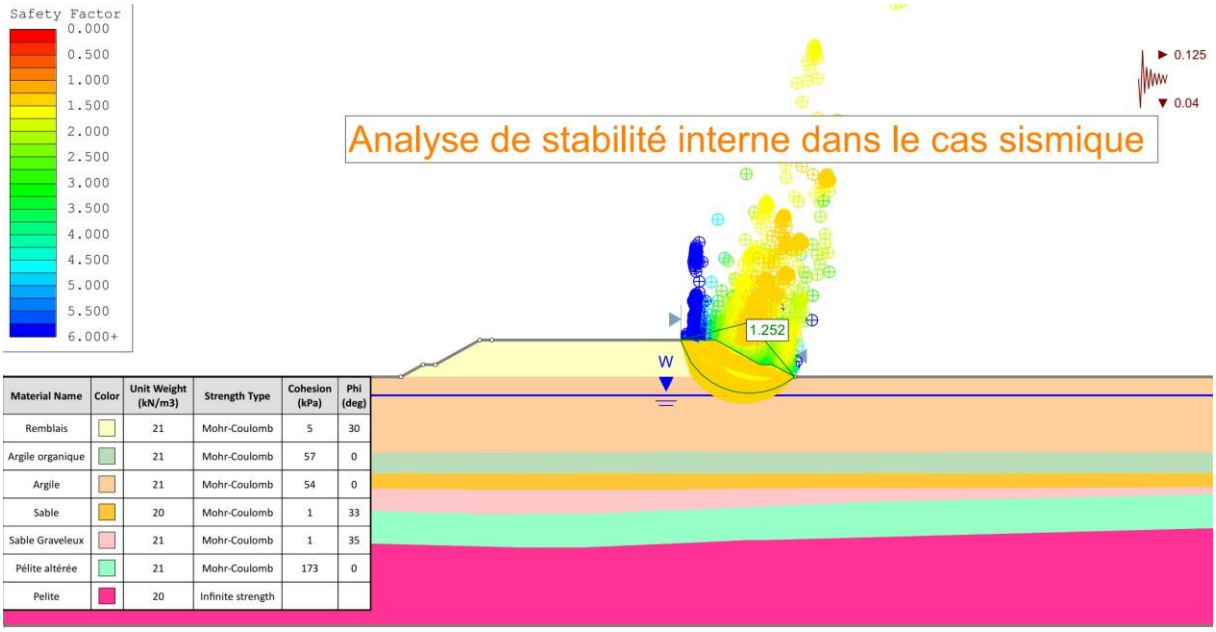
Phase provisoire :

Les résultats de l'analyse de stabilité interne de la phase provisoire (coefficient de sécurité etcercles de glissement critique) sont présentés dans les figures 43, 44.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Remblais		21	Mohr-Coulomb	5	30
Argile organique		21	Mohr-Coulomb	57	0
Argile		21	Mohr-Coulomb	54	0
Sable		20	Mohr-Coulomb	1	33
Sable Graveleux		21	Mohr-Coulomb	1	35
Pélite altérée		21	Mohr-Coulomb	173	0
Pelite		20	Infinite strength		

Figure 40: Analyse de stabilité interne en situation fondamentale (court terme) de la phase 1.

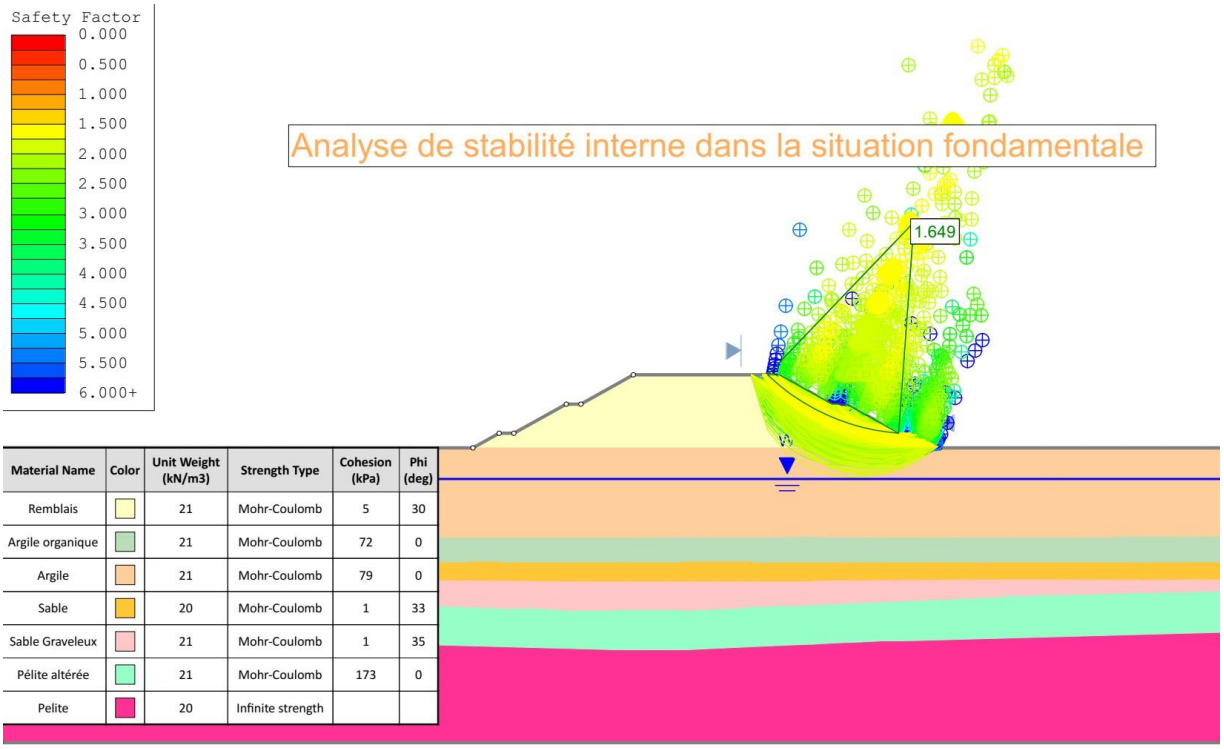


Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Remblais		21	Mohr-Coulomb	5	30
Argile organique		21	Mohr-Coulomb	57	0
Argile		21	Mohr-Coulomb	54	0
Sable		20	Mohr-Coulomb	1	33
Sable Graveleux		21	Mohr-Coulomb	1	35
Pélite altérée		21	Mohr-Coulomb	173	0
Pelite		20	Infinite strength		

Figure 41: Analyse de stabilité interne en situation sismique phase provisoire.

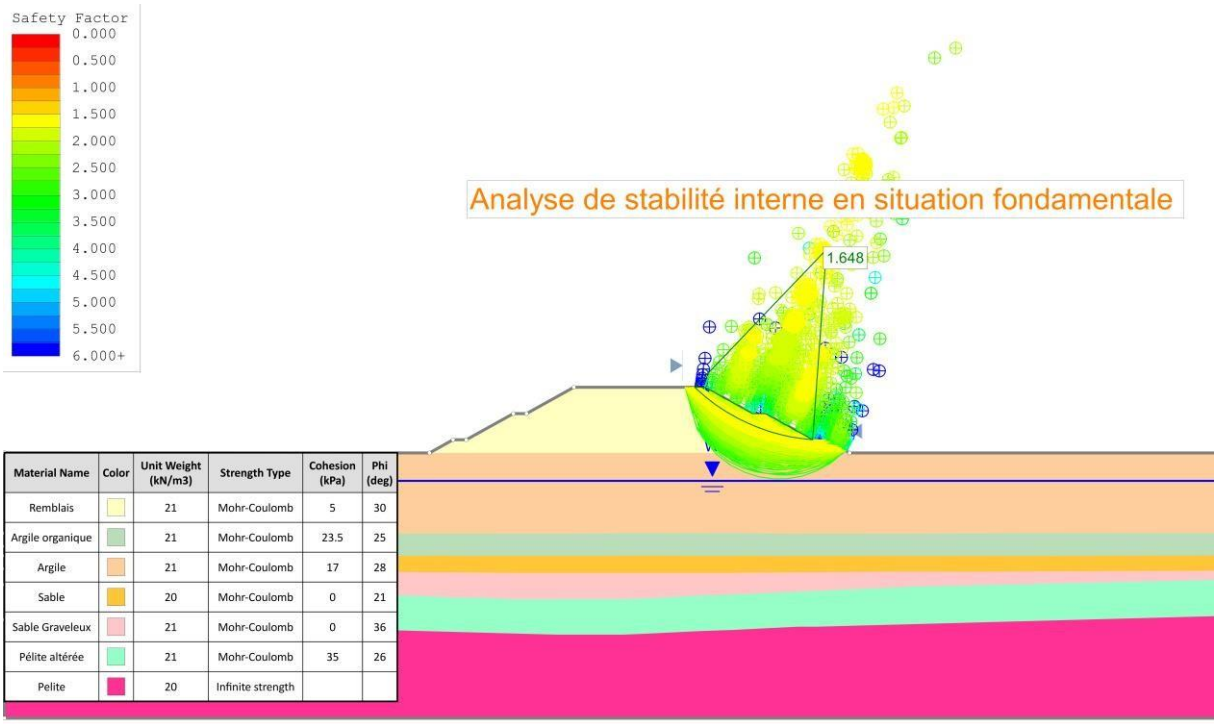
Phase définitive :

Les résultats de l'analyse de stabilité interne de la phase définitive (coefficients de sécurité etcercles de glissement critique) sont présentés dans les figures 41, 42.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Remblais		21	Mohr-Coulomb	5	30
Argile organique		21	Mohr-Coulomb	72	0
Argile		21	Mohr-Coulomb	79	0
Sable		20	Mohr-Coulomb	1	33
Sable Graveleux		21	Mohr-Coulomb	1	35
Pélite altérée		21	Mohr-Coulomb	173	0
Pelite		20	Infinite strength		

Figure 42: Analyse de stabilité interne en situation fondamentale (Court Terme).



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
Remblais		21	Mohr-Coulomb	5	30
Argile organique		21	Mohr-Coulomb	23.5	25
Argile		21	Mohr-Coulomb	17	28
Sable		20	Mohr-Coulomb	0	21
Sable Graveleux		21	Mohr-Coulomb	0	36
Pélite altérée		21	Mohr-Coulomb	35	26
Pelite		20	Infinite strength		

Figure 43: Analyse de stabilité interne en situation fondamentale (Long Terme).

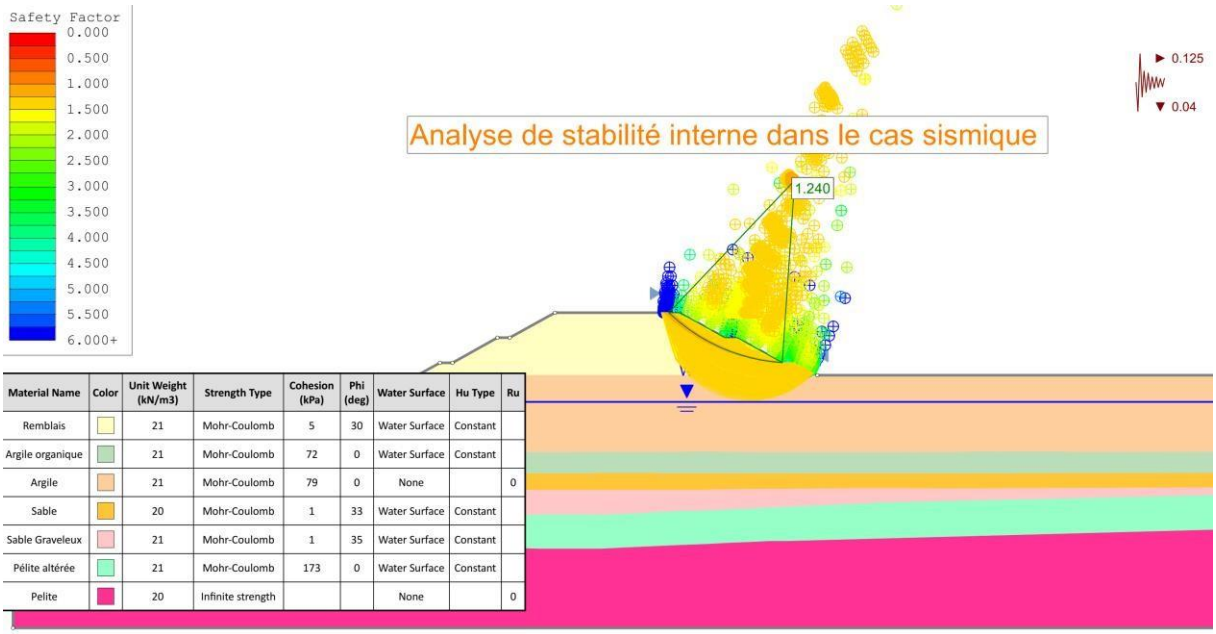


Figure 44: Analyse de stabilité interne dans le cas sismique.

Les résultats de l'analyse de stabilité générale sont résumés dans le tableau 24 :

. Tableau 24: Tableau récapitulatif des résultats de l'analyse de stabilité interne.

Phase	H_{max} (m)	Fs_{min} interne		
		Court terme ≥ 1.20	Long terme ≥ 1.50	Sismique ≥ 1.00
Provisoire	09	**1,65**	-	**1,26**
Définitive	15	**1,65**	**1,65**	**1,24**

VI.3.2 Stabilité vis-à-vis le poinçonnement du sol de fondation

VI.3.2.1 Méthode d'étude de poinçonnement

Pour la stabilité au poinçonnement le schéma de rupture de sol de fondation est supposéanalogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle.

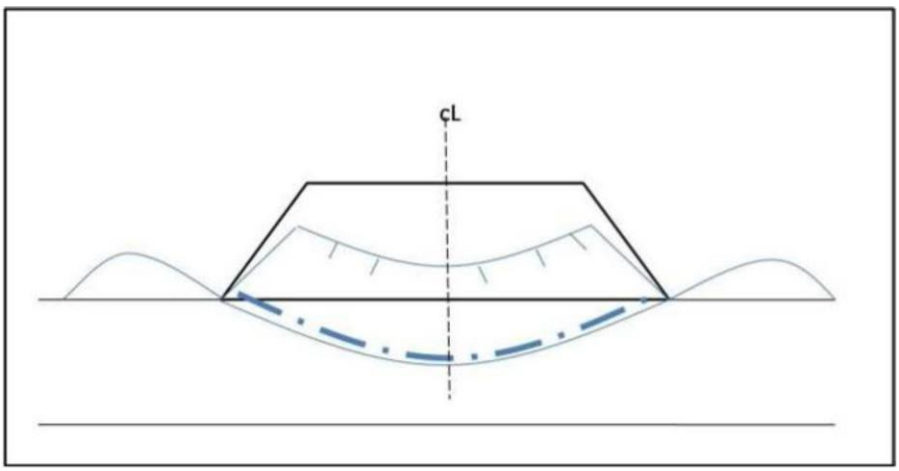


Figure 45: Schéma de rupture par poinçonnement d'un remblai sur couche molle.

A court terme (cas généralement le plus défavorable) la pression maximale admissible sur lesol q_{max} en fonction de la cohésion non drainée est donnée par :

$$qmax = (\pi + 2)c_u \qquad \textbf{(MAGNAN,1984)}$$

La contrainte apportée par le remblai de poids volumique Υ_r et de hauteur h_r estapproximativement sous l'axe est donnée par :

$$q = \Upsilon_r h_r$$

Donc le coefficient de sécurité est donné par :

$$F = \frac{qmax}{q} = \frac{(\pi + 2).c_u}{\Upsilon_r h_r}$$

En fait, lorsque le remblai est large vis-à-vis de l'épaisseur du sol compressible, le schéma de rupture correspondant au coefficient $(\pi + 2)$ (cas d'une fondation superficielle de dimension réduite sur une couche épaisse d'argile) n'est plus acceptable.

Dans ce cas MANDEL et SALENCON ont proposé une solution dans laquelle la pression limitesur le sol de cohésion Cu s'exprime par :

$$qmax = C_u Nc(\frac{B}{H})$$

Avec :

Nc : coefficient de portance (coefficient de portance Nc d'une semelle de largeur B reposantsur un sol mou d'épaisseur h selon MANDEL ET SALENCON).

B : la largeur moyenne du

remblai.H : l'épaisseur du sol

mou.

VI.3.3 Calcul du coefficient de sécurité au poinçonnement

$$Cu = \frac{Cu1 \times Z1 + Cu2 \times Z2}{Z1 + Z2}$$

Avec :

Cu_1, Z_1 : la cohésion et l'épaisseur de l'argile

plastique. Cu_2, Z_2 : la cohésion et l'épaisseur de

l'argile organique.

Tableau 25: Résultats des calculs du coefficient de sécurité.

Cu (Kpa)	Nc	B (m)	H (m)	$\frac{B}{H}$	q_{max} (Kpa)	q (Kpa)	FS
77.4	5.18	63	22	2.86	1285.5	315	4.08

Le coefficient de sécurité est de l'ordre 4.08 supérieure à Fmin=1.5, donc on n'a pas de risquede poinçonnement.

VI.3.4 Vérifications des tassements

Le tassement est le processus par lequel un sol se comprime et s'affaisse sous une charge appliquée, entraînant une diminution de sa hauteur ou de son volume. Il est causé par la consolidation des particules du sol et la libération d'eau, son étude des tassements pour les remblais sur sol compressible est l'un des points essentiels, sachant que dans le cas où on est en présence d'une couche compressible de grande épaisseur et qui est saturée, donc on aura degrande déformation à long terme.

L'amplitude du tassement final est déterminée selon la formule suivante :

$$S = Si + Sc + S\alpha$$

Avec :

Si : le tassement immédiat.

Sc : le tassement de

consolidation.Sα : le tassement

de fluage.

VI.3.4.1 Tassement immédiat

D'après ROGER FRANK, les tassements immédiats pour les argiles molles normalementconsolidés sont déduits comme suit :

$$S_i = 0.1S_{oed}$$

Tableau 26: Résultats de calcul du tassement immédiat.

Sous couche (m)	Epaisseur (m)	Si (m)
2	2	0.008
4	2	0.007
6	2	0.006
8	2	0.009
10	2	0.0008
12	2	0.0006
14	2	0.001
16	2	0.002
18	2	0.004
		0.042

VI.3.4.2 Tassement de consolidation

D'après ROGER FRANK, le tassement de consolidation est obtenu en ajustant le tassement œdométrique Soed grâce à l'utilisation d'un coefficient correcteur μ introduit par SKEMPTONet BJERRAM ; (R.Frank)

$$Sc = \mu Soed$$

Ce coefficient qui permet de prendre en compte l'influence des déformations latérales sur letassement final est déterminé à l'aide de l'abaque ci-dessous :

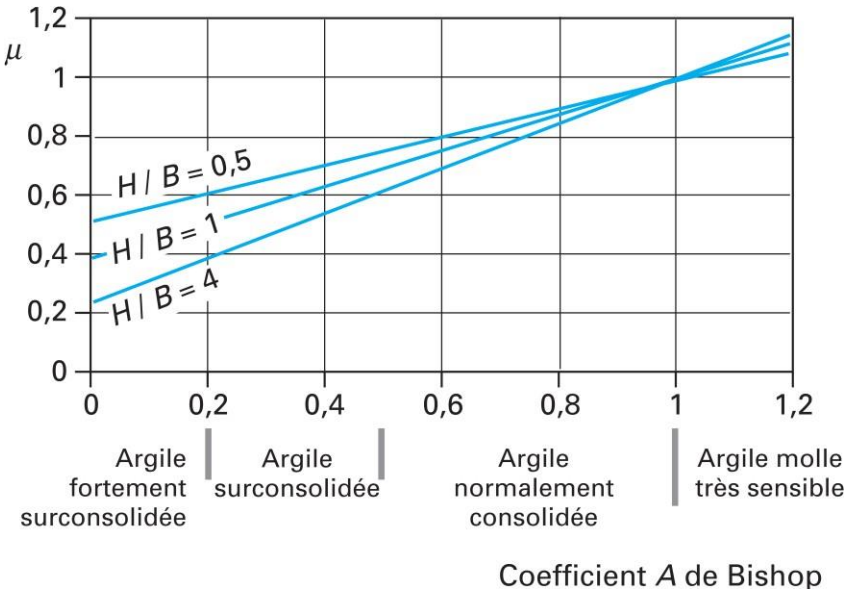


Figure 46: Facteur correcteur μ en fonction du coefficient de pression interstitielle

A.On prend μ = 0.6

Tassement œdométrique :

L'essai œdométrique, qui est un essai de consolidation uniaxiale largement utilisé en laboratoire, constitue la méthode privilégiée pour évaluer le tassement des fondations superficielles sur des sols fins cohérents.

Cette méthode consiste à assembler des couches homogènes pour lesquelles on calcule les tassements pour chaque couche.

Le tassement de chaque couche est calculé comme suit :

- Si $\sigma f' < \sigma p'$ on a :

$$\boldsymbol{\Delta H = H(Cs \lg \frac{\sigma' vo + \Delta\sigma}{\sigma p'})}$$

- Si $\sigma f' > \sigma p'$ on a :

$$\boldsymbol{\Delta H = H \times (Cs \log(\frac{\sigma p'}{\sigma o'}) + Cc\ log\ (\frac{\sigma' vo + \Delta\sigma}{\sigma p'}))}$$

Avec :

H : épaisseur de la couche

(m).Cs : indice de

gonflement.

Cc : coefficient de compressibilité.

σ_{v0} : contrainte verticale effective initiale au milieu de la couche.

Δσ : accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche.

$\sigma p'$: contrainte de reconsolidation.

Les résultats de calcul du tassement sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 27: Résultats des tassements de consolidation.

Sous-couche (m)	H_0 (m)	Cc	Cs	σ'_{V0} (KPa)	Δσ (KPa)	σ_f' (Kpa)	$\sigma_{p'}$ (KPa)	OCR	S_{oed} (mm)	S_C (mm)
1	2	0,159	0,016	20	265,30	265,30	148	7,40	118,583	71,149
3	2	0,159	0,016	60	262,60	262,60	148	2,47	120,387	72,232
5	2	0,159	0,016	95	259,34	259,34	169	1,78	110,484	66,290
7	2	0,223	0,022	115,96	255,60	255,60	169	1,46	159,823	95,894
9	2	0,197	0,020	132,07	251,46	251,46	337	2,55	38,194	22,916
11	2	0,197	0,020	150,61	246,99	246,99	337	2,24	42,114	25,268
13	2	0,243	0,024	169,15	242,27	242,27	337	1,99	56,666	33,999
15	2	0,187	0,019	187,68	237,35	237,35	337	1,80	47,311	28,386
17	2	0,215	0,022	222,71	232,29	232,29	337	1,51	63,861	38,316
									757,42	454,453

Le tassement dû à la consolidation est de l'ordre 45.4 cm

VI.3.4.3 Calcul du temps de consolidation

La réalisation en première phase d'un remblai d'une hauteur de 9m avec deux bermes en laissantle temps à la couche de fondation d'atteindre 60% de consolidation, nécessite le calcul du tempsde consolidation : (J.Magnan, Déformabilité des sols)

On a l'expression du facteur temps Tv :

$$Tv = \frac{Cv \times t}{H^2}$$

Avec :

Cv : coefficient de consolidation (cm²/j).

H : la couche d'argile drainée des deux coté on prend $\frac{H}{2}$ (cm)

t : le temps de consolidation. (j)

Selon le tableau de TERZAGHI donnant la relation U(Tv) degré de consolidation en fonctiondu facteur temps :

Tableau 28: Valeur du facteur temps en fonction du degré de consolidation.

U (%)	Tv	U (%)	Tv
12	0.01	70	0.40
20	0.03	80	0.57
30	0.07	90	0.85
40	0.13	95	1.2
50	0.20	99	2.0
60	0.29	-	-

Pour la réalisation de la première phase : U = 60% on a Tv = 0.29

Donc :

$$t = \frac{\mathrm{Tv} \times \mathrm{H}^2}{\mathrm{Cv}} = \frac{0.13 \times 1100^2}{1500} = 240\mathrm{j} = 8\ \mathrm{mois}$$

Il nous faut donc 8 mois pour atteindre 60% de la consolidation lors de la première phase.

En ce qui concerne la deuxième phase pour atteindre les 15m du remblai pour U = 90% on aTv = 0.85.

Donc :

$$t = \frac{\mathrm{Tv} \times \mathrm{H}^2}{\mathrm{Cv}} = \frac{0.85 \times 1100^2}{1500} = 685\,J = 22\,mois$$

Il nous faudrait donc 22 mois pour finaliser la réalisation du remblai, ce temps respecte les délais de réalisation du projet en question.

La figure 50 ci-dessous représente l'évolution du tassement œdométrique par phase de construction. On constate qu'après 8 mois de la réalisation du remblai de 9 m (fin de la premièrephase : 300 jours) le tassement œdométrique dû à la consolidation atteint 70 % (54 cm) du tassement final de l'ordre de 77 cm. Comme la première phase (avant consolidation) est une phase critique en termes de stabilité nous recommandons de considérer une sur hauteur à la finde la 2ème phase.

Les résultats du tassement œdométrique de la première phase attestent que la consolidation està 70 % atteinte, donc les hypothèses de bases sur l'augmentation de la cohésion prévue initialement pour 60% de la consolidation sont respectées.

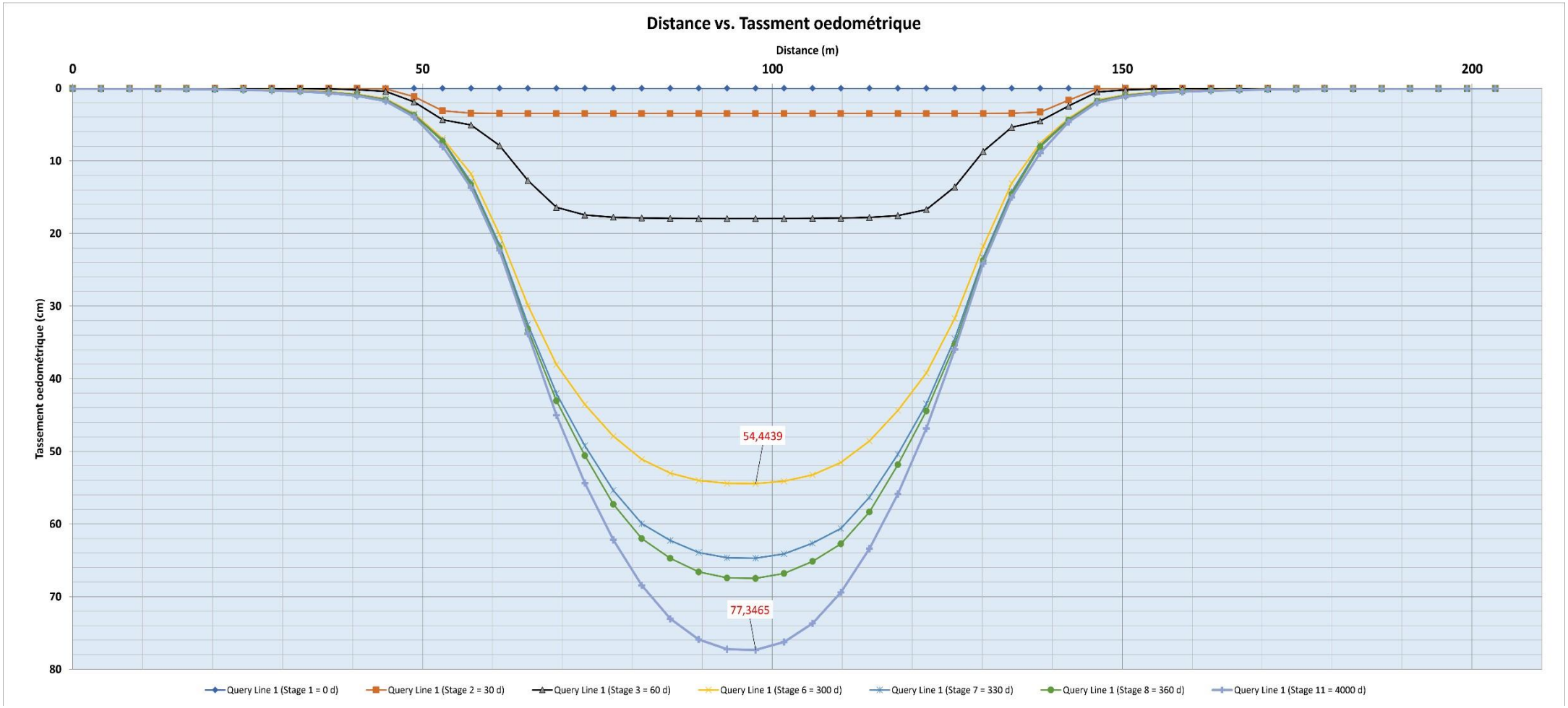


Figure 47: Graphe représentant l'évolution dans le temps du tassement oedométirque du logiciel settle.

VI.3.4.4 Tassement de fluage

Le tassement en question se produit après l'achèvement du processus de consolidation. Selon laméthode de BUISMAN et KOPPEJAN (1948) il se calcule comme suit :

$$S_{fl} = H\, C\alpha \log\left(\frac{Tf}{T0}\right)$$ **(Akou ;1995)**

Avec :

H (m) : Epaisseur de la

couche.Cα : coefficient de

fluage.

Le tableaux 29 ci- dessous présente le calcul du tassement de fluage

Tableau 29: Résultats de calcul du tassement de fluage.

Sous couche (m)	Epaisseur (m)	Cα	S_{fl} (m)
2	2	0,006	0,0128
4	2	0,006	0,0128
6	2	0,006	0,0128
8	2	0,009	0,0178
10	2	0,008	0,0158
12	2	0,008	0,0158
14	2	0,010	0,0194
16	2	0,007	0,0150
18	2	0,009	0,0172
			0,139

Le tassement de fluage atteint 13.9 cm.

VI.3.4.5 Tassement final

Tableau 30: Résultats du tassement final.

S_C (m)	S_{fl} (m)	S_i (m)	S_∞ (m)
0.454	0.284	0.042	0.78

Le tassement final obtenu est de l'ordre de 78cm, nous prévoyons donc une sur-hauteur de 78 cm de la hauteur totale du remblai.

VI.3.5 Cinétique du tassement

Le suivi de l'évolution du tassement au court du temps à l'aide du logiciel Settle 3D, nous enregistrons un tassement immédiat de l'ordre de 4 cm environ, et puis un tassement brusque qui aura lieu juste après achèvement des travaux de réalisation du remblai de 9m et puis une diminution relative de la vitesse du tassement à partir du 3ème jour après achèvement de ce dernier jusqu'au début de la 2ème phase des travaux. Et puis les tassements de consolidation évoluent de la même façon lors de la 2ème phase jusqu'à

atteindre 90 % du tassement totale (77cm, 600 jours). La figure 51 représente l'évolution du tassement en fonction du temps.

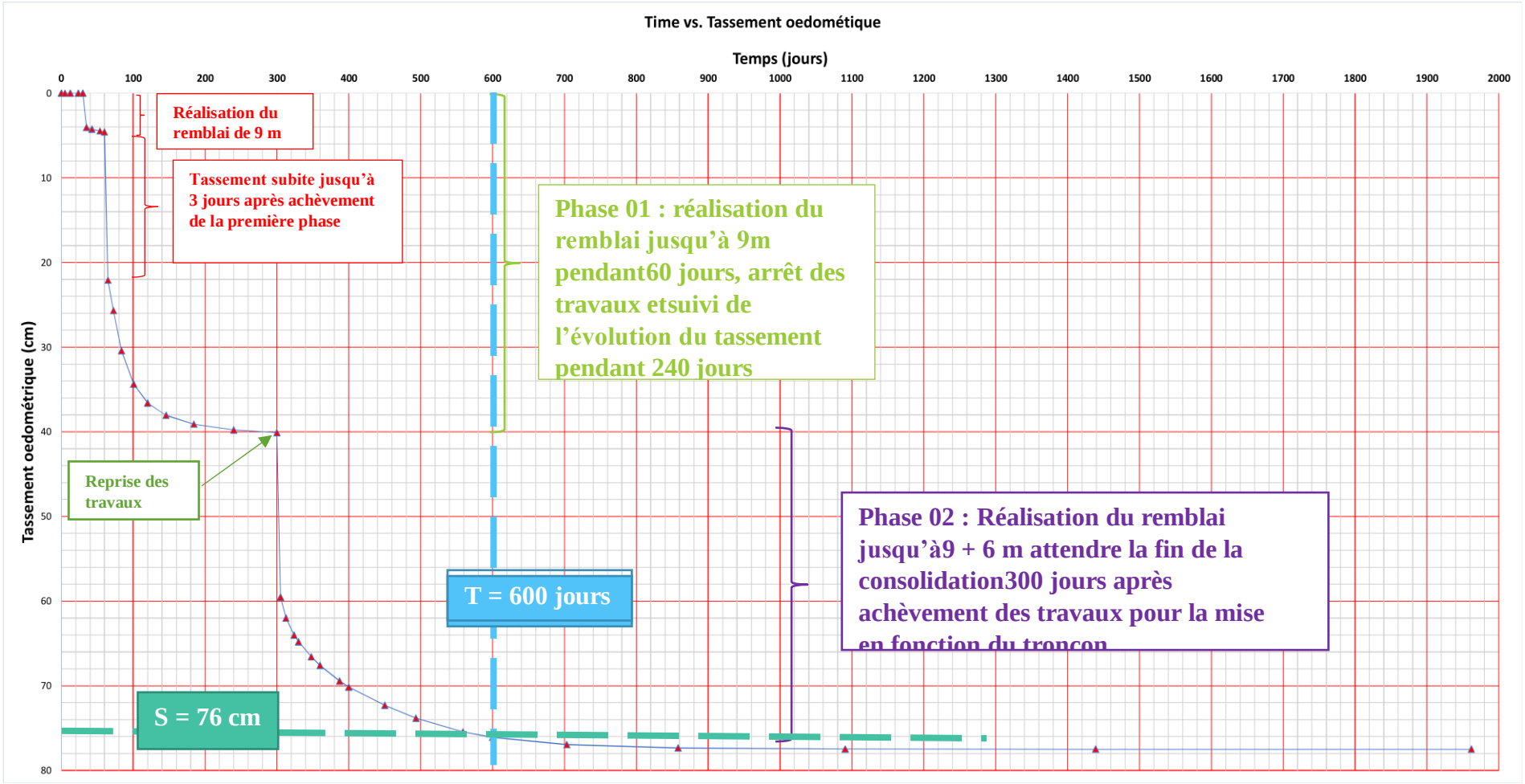


Figure 48: Evolution du tassement en fonction du temps

VI.4 Devis quantitatif et estimatif

Les quantités estimées sont de même ordre que les quantités initialement estimées pour laréalisation de ce tronçon.

Article	Désignation	U	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Terrassement	Réaliser en première phase un remblai (C3A1m) d'une hauteur de 9 m et d'une pente de 1 :1,8 des talus latéraux avec deux bermes, puis continuer la réalisation du remblai jusqu'à atteindre 15 m de hauteur du PK 384+220 au PK 385+100.	M3	407 440	500	203 720 000,00
		Montant HT		**203 720 000,00 DA**	
		TVA (19%)		**38 706 800,00 DA**	
		Montant TTC		**242 426 800,00 DA**	

Ce fut un total de **deux cents quarante deux millions, quatre cents vingt-six mille huit cent dinars algériens.**

VI.5 Conclusion

Compte tenu des vérifications et analyses effectuées sur cette solution, on déduit que cette solution :

- Vérifie la stabilité des talus dans chaque situations (fondamental, sismique…).
- Vérifie la stabilité au poinçonnement.
- Le tassement est de l'ordre de 78cm et son délai est compatible avec celui du projet.

Donc cette solution se révèle être une option fiable en termes de stabilisation du remblai.

Toutefois il convient de suivre l'évolution du tassement après la fin de la réalisation du remblaide 9 m par des Tasso-mètre afin de valider les hypothèses de la présente étude. Si l'évolution des tassements ne convient pas à ce qui a été décrit lors de ce chapitre, il serait nécessaire d'attendre la fin de la consolidation avant d'entamer la 2ème phase du remblaiement.

Conclusion générale

Nous avons élaboré dans le cadre de ce travail un diagnostic géotechnique (mission G5) de la rupture par glissement survenue dans un remblai d'essai en cours de réalisation. nous avons présenté les étapes qui ont été suivi pour sa construction et qui ont conduit à la destruction parglissement de ce remblai. Nous avons conclu que ces raisons seraient liées à la vitesse de réalisation bien supérieure à la capacité de consolidation du sol de fondation et la surestimationde la résistance des couches de fondation.

Sur la base du diagnostic réalisé (Etude de conception G2) des solutions ont été proposées pourstabiliser le remblai :

- Remblai allégé par polystyrène expansé.
- Déchargement des contraintes.
- Remblai stabilisé par des contrepoids.

Une analyse de stabilité de chaque solution dans le cas fondamental a été conduite, puis unecomparaison entre les trois selon l'aspect budgétaire et les critères de chacune a été élaborée.

La solution retenue est la deuxième : Déchargement de

contrainte.Finalement vient la mission G3 qui vérifie les

points suivants :

- Rupture par glissement.
- Rupture par poinçonnement.
- Rupture par tassement.

Les analyses ont montré que :

- La stabilité du glissement a été atteinte avec une période de repos de 8 mois après la réalisation d'une hauteur de 9m.
- Elle vérifie également la stabilité au poinçonnement.
- Le tassement final obtenu est de l'ordre de 78cm, nous prévoyons donc une sur-hauteur de 78 cm de la hauteur totale du remblai.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AFNOR. (s.d.). *NF P 94-500.*

AFNOR. (s.d.). *NF P 94-500 (mission géotechnique- classification et spécification).*

Cassan. (s.d.). *Les essais in-situ en mécanique des sols.*

GTR. (s.d.). *Exécution des terrassements - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.*

Hirman, B. e. (s.d.). *Performance full scale embankment on soft clay renforced with bambo geotextile composite.*

IDRRIM. (s.d.). *Avis technisue N°151.*

J.Magnan. (s.d.). *Déformabilité des sols.*

J.Magnan. (s.d.). *Résistance au cisaillement.*

M.das, B. (s.d.). *Correlations of soil and rock properties in geotechnical engineering.*

Magnan. (s.d.). *Les remblais d'essais sur sol compressible.*

Nidaplast environnement. (s.d.). *Prescription générale de conception et de mise en oeuvre.*

R.Frank. (s.d.). *Fondations superficielles.*

SETRA. (s.d.). *utilisation du polystyrène expansé en construction routière.*

SETRA, L. e. (s.d.). *Etude et réalisation des remblais sur sol compressible -guide technique-.*

ANNEXES

ANNEXE 01 : Classification des missions géotechnique NF P 94-500

Tableau 2 — Classification des missions d'ingénierie géotechnique

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étapes 1 à 3) doit suivre les étapes de conception et de réalisation de tout projetpour contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Le maître d'ouvrage ou son mandataire doit faire réaliser successivement chacunede ces missions par une ingénierie géotechnique. Chaque mission s'appuie sur des données géotechniques adaptées issues d'investigations géotechniques appropriées.

ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

Cette mission exclut toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadrede la mission d'étude géotechnique de conception (étape 2). Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire. Elle comprend deux phases :

Phase Étude de Site (ES)

Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site.

— Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours.

— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiterles résultats.

— Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et unepremière identification des risques géotechniques majeurs.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour réduire les conséquences des risques géotechniques majeurs identifiés. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiterles résultats.

— Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols).

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

Cette mission permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants identifiés. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégréeà cette dernière. Elle comprend trois phases :

Phase Avant-projet (AVP)

Elle est réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiterles résultats.

— Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, les principes de constructionenvisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisinants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques.

Phase Projet (PRO)

Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site.

— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiterles résultats.

— Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

Phase DCE / ACT

Elle est réalisée pour finaliser le Dossier de Consultation des Entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des Contratsde Travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques.

— Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).

— Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisationdes pièces techniques des contrats de travaux.

Afnor, Normes en ligne pour: ALTHEA GEO le 17/12/2013 à 10:21

Tableau 2 — Classification des missions d'ingénierie géotechnique (suite)

ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées)

ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

Cette mission permet de réduire les risques géotechniques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures correctives d'adaptationou d'optimisation. Elle est confiée à l'entrepreneur sauf disposition contractuelle contraire, sur la base de la phase G2 DCE/ACT. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Étude

— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiterles résultats.

— Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment établissement d'une note d'hypothèses géotechniques sur la base desdonnées fournies par le contrat de travaux ainsi que des résultats des éventuelles investigations complémentaires, définition et dimensionnement (calculs justificatifs) des ouvrages géotechniques, méthodes et conditions d'exécution (phasages généraux, suivis, auscultations et contrôles à prévoir, valeurs seuils, dispositions constructives complémentaires éventuelles).

— Élaborer le dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs : plans d'exécution, de phasage et de suivi.

Phase Suivi

— Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructivesprédéfinies en phase Étude.

— Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentairesi nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).

— Établir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO)

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

Cette mission permet de vérifier la conformité des hypothèses géotechniques prises en compte dans la mission d'étude et suivi géotechniques d'exécution. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Supervision de l'étude d'exécution

— Donner un avis sur la pertinence des hypothèses géotechniques de l'étude géotechnique d'exécution, des dimensionnements et méthodes d'exécution, des adaptations ou optimisations des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, du plan de contrôle, du programme d'auscultation et des valeurs seuils.

Phase Supervision du suivi d'exécution

— Par interventions ponctuelles sur le chantier, donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé parl'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptationou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur (G3).

— donner un avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO.

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative,à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou ces éléments géotechniques sur les risques géotechniques identifiés ainsi que leurs conséquences possiblespour le projet ou l'ouvrage existant.

— Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

— Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude de l'état général de l'ouvrage existant.

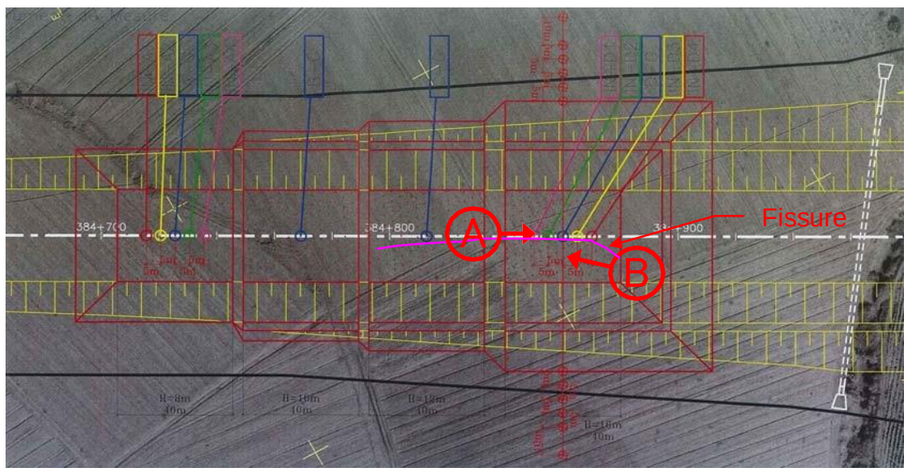
— Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).

ANNEXE 02 : Photos destructions de la planche d’essai.

31-Juil 16:50



Ⓐ Apparition de fissures sur la surface du remblais d'une hauteur de 15m



←Point de départ



Ⓑ Apparition de fissures sur la surface du remblais d'une hauteur de 15m

→Point d'arrivée

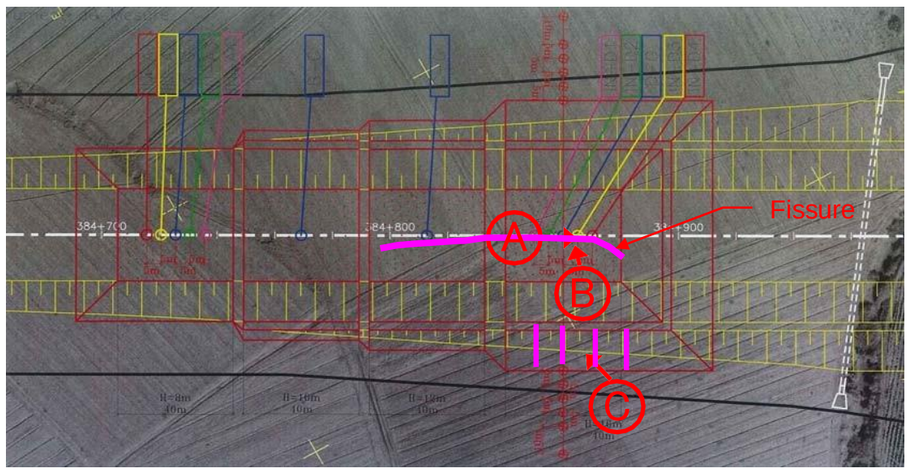
31-Juil 19:00



Ⓐ Evolution de fissures et affaissement du côté droite



Ⓑ **Evolution de fissures (aux alentours du point d'affaissement)**



←Point de départ

→Point d'arrivée



Ⓒ Fissures longitudinales sur la surface du talus

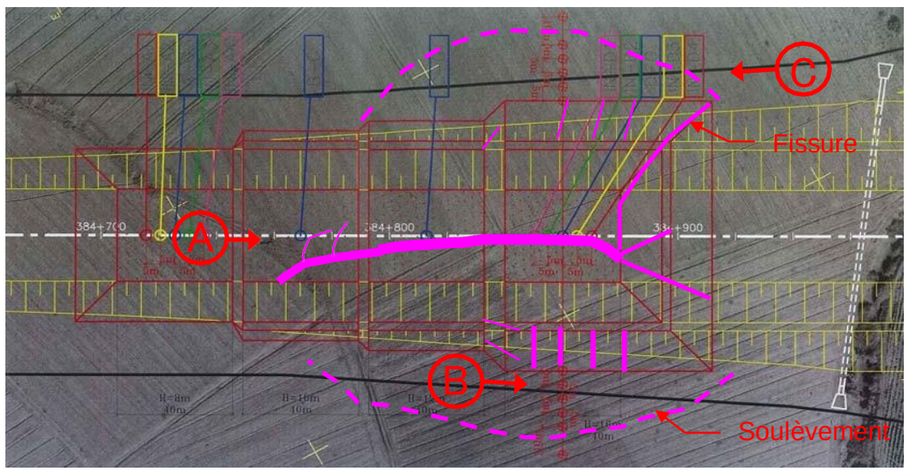
1-août 13:00



Ⓐ Fissures sur la surface du remblai des hauteurs de 10m, 12m 15m et évolution de l'affaissement



Ⓑ Soulèvement de pied du talus du remblai d'une hauteur de 15 m (côté droite)



←Point de départ

→Point d'arrivée



Ⓒ Soulèvement du pied du talus du remblai d'une hauteur de 15m (côté gauche)

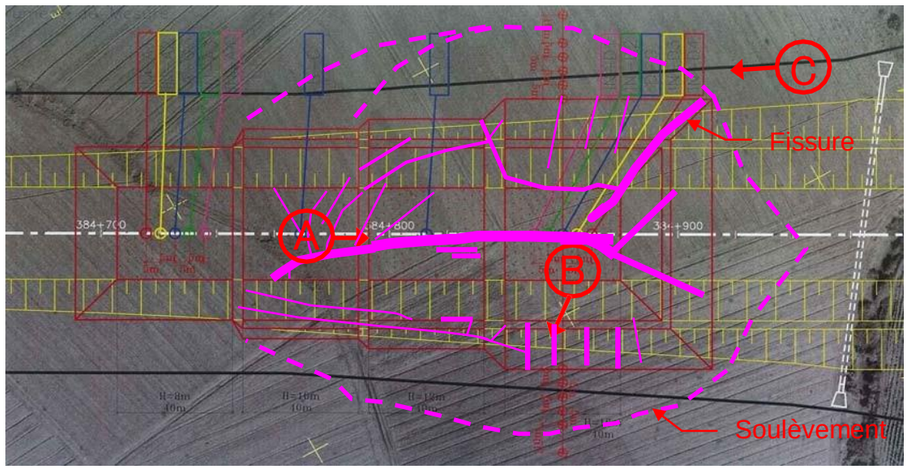
2-août 13:00



Ⓐ **Fissures sur la surface du remblai des hauteurs de 12m 15m et évolution de l'affaissement**



Ⓑ **Soulèvement de pied du talus du remblai d'une hauteur de 15 m (côté droite)**



←Point de départ

Point d'arrivée→



Ⓒ Soulèvement du pied du talus du remblai d'une hauteur de 15m (côté gauche)

3-août 11:00



Ⓐ Fissures et affaissement du remblais des hauteurs de 10m, 12m, 15m



Ⓑ Panorama de la planche d'essai



←Point de départ

Point d'arrivée→



Ⓒ Soulèvement du pied du talus du remblai d'une hauteur de 15m (côté

3-août 11:00



Panorama de la planche d'essai (PK384)

ANNEXE 03 : Fiche technique NIDAstyrene

nidastyrène RA

bloc polystyrène pour remblai allégé











Remblai paysager - Remblai routier - Remblai bâtiment

- Bloc polystyrène expansé pour remblai allégé
- Très faible densité (15 et 19 kg/m^3)
- Bloc de grandes dimensions
- Adapté aux gros volumes
- Découpe possible en usine
- Résistant aux agents chimiques et aux moisissures

facebook

Fabriqué en France

www.nidaplast.com

nidastyrène RA

bloc polystyrène pour remblai allégé





Elargissement de chaussée



Bâtiment

Nidastyrène RA : une solution légère pour remblai allégé

L'utilisation de remblais allégés Nidaplast® est une solution alternative simple et économique aux solutions traditionnelles de renforcement de sols pour diminuer ou annuler les tassements d'un sol support compressible. Cette solution permet de limiter les efforts verticaux et latéraux exercés sur un ouvrage d'art ou un bâtiment afin d'optimiser et diminuer le coût des structures sur lesquelles le remblai est appliqué.

Les domaines d'applications sont multiples :

- **Remblais routiers sur sols compressibles ou instables :** culée de pont, mur de soutènement, aménagements de berges, élargissement de chaussées, glissement de terrains…
- **Bâtiment :** allègement des charges sur une dalle béton, des poussées latérales sur les fondations, allègement de jardinières remplies de terre.
- **Remblais paysagers :** allègement de massifs paysagers.

L'utilisation de nidastyrène RA est particulièrement adaptée à la réalisation de remblais routiers. Ses caractéristiques techniques et économiques lui permettent de correspondre aux attentes liées à la mise en œuvre de très gros volumes de remblai.

Caractéristiques produit*

- Blocs en polystyrène expansé de très grandes dimensions
- 2 classes de résistances RA 70 - RA 100
- Possibilité de découper les blocs bruts en usine
- Mise en œuvre rapide (manuportable et découpable)
- Positionnement tarifaire avantageux
- Possibilité de stabiliser les blocs pour application routière

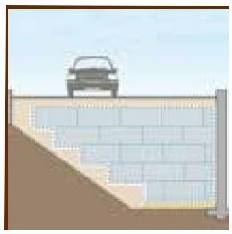
Produits		nidastyrène RA	
		RA 70	RA 100
Dimensions bloc brut**	Longueur	6000 mm	
	Largeur	1240 mm	
	Hauteur	1240 / 1800 mm	
Dimensions bloc découpé**	Longueur	2000 / 3000 / 6000 mm	
	Largeur	600 / 1200 mm	
	Epaisseur	200 / 300 / 400 / 600 / 1200 mm	
Masse volumique sèche		15 kg/m³	19 kg/m³
Matière		Polystyrène expansé	
Résistance en compression à 10%		70 kPa	100 kPa

*Pour la mise en œuvre, se référer aux prescriptions générales de mise en œuvre ainsi qu'au guide technique sur l'utilisation du polystyrène extrudé en construction routière du SETRA

**Valeurs indicatives dépendantes de l'usine de fabrication. Pour plus d'informations, se référer à la fiche dimensionnelle.



Elargissement de chaussée

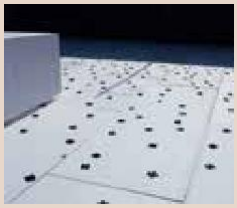


Mur de soutènement



Voute de tunnel

Produits complémentaires



Connecteurs

Système de fixation
des blocs en polystyrène
Dimensions : 78 x 78 mm
Epaisseur : 30 mm



Nidaplast® RA

Blocs nid d'abeille en
polypropylène extrudé
pour remblai allégé.

Valeurs indicatives, se référer à la fiche technique – Crédit Photos : Nidaplast – Réalisation Fiche Commerciale NDSTY service Mkg Nidaplast – 07/2015

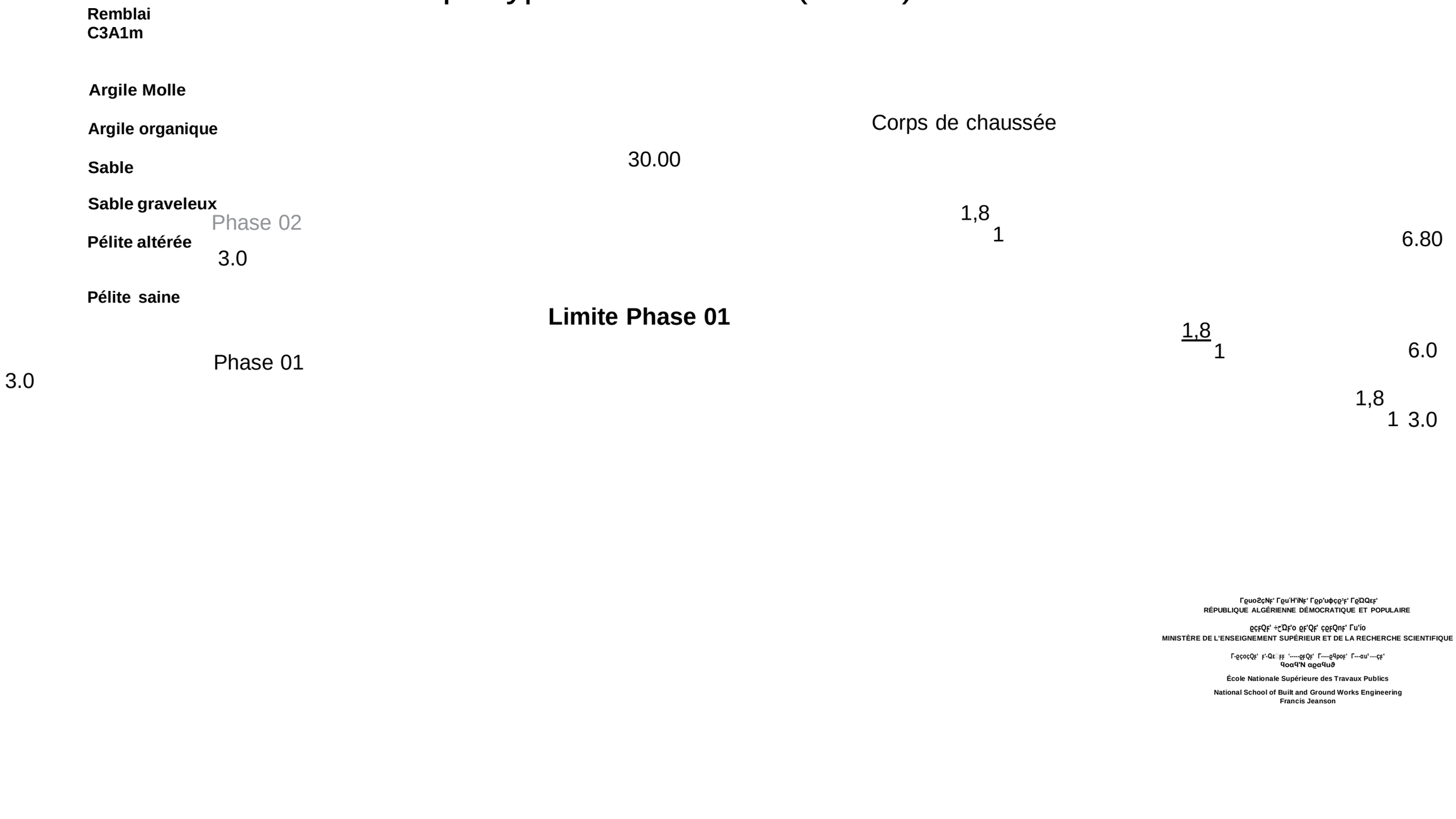
an etex company

NIDAPLAST - Rue Paul Vaillant Couturier - F - 59224 THIANT - France - Tél.: +33 (0)3 27 44 72 01 - Fax.: +33 (0)3 27 44 72 09
environnement@nidaplast.com - www.nidaplast.com - S.A.S. au capital de 1 061 998 € - R.C. VALENCIENNES 971 204 474 - NAF : 2223 Z

nidaplast environnement

ANNEXE 04 : Coupe type des travaux

Coupe type des Travaux (1/250)



ΓϱuoƨϛNɾ' ΓϱuˊHˈiNɾ' Γϱρˈuɸϛϱˈɬ' ΓϱΩQɛɾ'
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ϱϛɾQɾ' ÷ƐΩɾ'o ϱɾ'Qɾ' ϛϱɾQnɾ' Γuˈío
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Γ-ϱϛoϛQɾ' ɾ'-Qɛ FF '-----ϱɾQɾ' Γ----ϱqρoɾ' Γ---αuˈ---ϛɾ'
ϤoαϤˈN αϱαϤuϑ

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

THÈME : Conception du remblai sur sol compressible

Realisation — BENRABAH Nihed
KADA farida

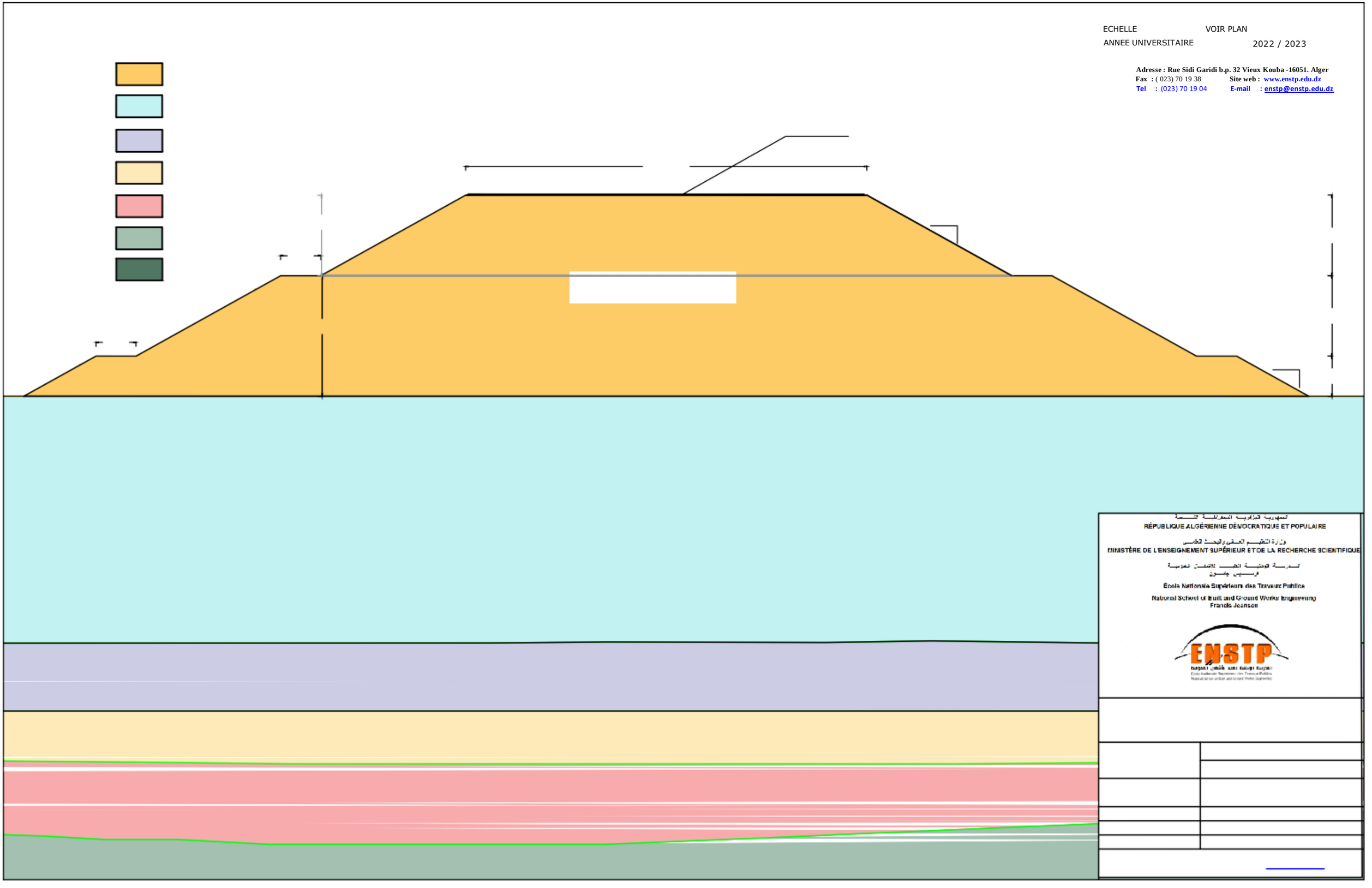
Controle — OMARI Akram

Titre — PORFIL TYPE DES TRAVAUX

ECHELLE VOIR PLAN

ANNEE UNIVERSITAIRE 2022 / 2023

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



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسن

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

ENSTP

ANNEXE 05 : Références géotechniques

Qualificatifs de la fraction du sol en fonction de l'indice de plasticité selon la norme NF P 94-011.

Indice de plasticité (%)	Qualificatif
$I_P \leq 12$	non plastique
$12 < I_P \leq 25$	peu plastique
$25 < I_P \leq 40$	plastique
$I_P > 40$	très plastique

Qualificatifs des sols selon l'indice de consistance selon la norme NF P 94-011.

I_C	< 0	0	0,25	0,5	0,75	1	> 1
Consistance	Liquide	Très molle	Molle	Ferme	Très ferme	Dure	

Choix des caractéristiques de cisaillement du sol selon Magnan.

Tableau 5 – Choix des caractéristiques de cisaillement des sols

Type de sol	Type de calcul	Type de comportement	Caractéristiques	Types d'essai	Paramètres	Formule	Appareillage
Cohérent saturé	Court terme	Non drainé	Non drainées	UU CU	c_u λ_{cu}	$\tau = c_u$ $\Delta c_u = \lambda_{cu} \Delta \sigma'_p$	Appareil triaxial (Boîte de cisaillement) Scissomètre, pressiomètre autoforeur
Cohérent non saturé	Court terme	Non drainé	Non drainées	UU	c_{uu}, φ_{uu}	$\tau = c_{uu} + \sigma \tan \varphi_{uu}$	Appareil triaxial (Boîte de cisaillement)
Cohérent	Long terme	Drainé	Drainées	CD CU avec mesure de u	c', φ'	$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$	Appareil triaxial ou boîte de cisaillement pour les essais CD Appareil triaxial seul pour les essais CU avec mesure de u
Pulvérulent	Long terme ou court terme	Drainé	Drainées	CD	c', φ'	$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$	Appareil triaxial ou boîte de cisaillement

Valeur typique des caractéristiques de résistance au cisaillement des sols.

Tableau 6 – Valeurs typiques des caractéristiques de résistance au cisaillement des sols

Type de sol (provenance)	c_{uu} (kPa)	φ_{uu} (degré)	c' (kPa)	φ' (degré)	λ_{cu}	c'_R (kPa)	φ'_R (degré)
Argiles et vases							
— normalement consolidées (faiblement surconsolidées)							
Argile grise (Narbonne)	30	0	0	34			
Argile organique (Narbonne)	50	0	11	31			
Vase (Martrou)	18	0	13	26			
Argile organique (Lanester)	16	0	7	31	0,29		
Argile organique (Cubzac)	20	0	10	29	0,35		
Argile molle (Cran)	39	0	0	34	0,26		
— surconsolidées							
Argile verte (Romainville)	120 à 170	0	19	20			
Argile du Toarcien (Ville au Val)	.....	.....	10	27	.....	0 à 5	10 à 15
Argile du Sparnacien (Provins)	100	0	16	14			
Argile des Flandres	200 à 300	0	24	22			
Argile de l'Oligocène (Sallèdes)	.....	.....	16	23	.....	0	10
Argile de l'Albien (Vallon des Bottentuits)	.....	.....	30	21	.....	20	21
Marnes							
Marne (Argenteuil)	.....	.....	75	30			
Marne (Clermont-Ferrand)	117	0	25	28			
Limons							
Limon (Orly)	50	0	0	39			
Limon (Orly)	70	0	40	25			
Limon (Jossigny)	70	0	12	32			
Limon fin (Plancoët)	46	13	0	34			
Sables							
Sable fin (Fontainebleau)	.....	.....	0	30 à 40			
Sable de Loire (Angers)	.....	.....	0	33			
Sable (Dunkerque)	.....	.....	0	42			
Sable (Asnières)	.....	.....	0	36			
Sable de Cuise (Oise)	.....	.....	0	35			
Sable lâche (Le Verdon)	.....	.....	0	32			
Sable coquillier (Le Verdon)	.....	.....	0	34			
Sable et galets (Le Verdon)	.....	.....	0	38			
Sable fin argileux (Le Verdon)	.....	.....	10	40			
Sable fin (Saint-Malo)	.....	.....	0	37			
Sable argileux (Narbonne)	47	0	0	39			
Graviers							
Ballast	.....	.....	0	45			
Grave non traitée 0/14	.....	.....	30	54			
Tourbe							
Tourbe (Montreuil-sur-Mer)	50	0	10	30			
Tourbe (Bourgoin)	14	0	5	39			
Tourbe (Caen)	20	0	.....	.....	0,36		
Tourbe (Vallée de la Dives)	20	0	.....	.....	0,50		

Classification des sols d'après Ménard (Cassant, tome1, p.265)

Nature de sol	$E_m(Mpa)$	$P_L(Mpa)$
Vases et tourbes	0,2 - 1,5	0,02 – 0,15
Argiles plastiques	3 - 8	0,3 – 0,8
Argile raides	8,0 - 40	0,6 – 2
Marnes	5 - 1000	0,6 – 6
Sables Vaseux	0,5 - 2	0,1 – 0,5
Limon	2 - 10	0,2 – 1,5
Sable et gravier	8 – 100	1,2 - 5
Sables sédimentaires	7,5 – 40	1 - 5
Roches calcaires	80 – 20000	3 à(+) de 10
Remblais récents	0,5 – 1,0	0,05 – 0,3
Remblais anciens	4 - 15	0,4 - 1
Remblais graveleux récents bien compacts	10 - 15	1 – 2,5

Propriétés, caractéristiques des sols compressibles

Propriétés	tourbes	Sols organiques	vases	Argiles molles
Teneur en eau w (%)	200-1000	100-200	60-150	30-100
Indices des vides e	3à10	2 à 3	1,5 à3	1,2 à2
Porosité n	0,75 à o,9	0,7 à o,8	0,6 à o,75	0,55 à o,7
Compressibilité Cc /(1+e)	0,4 à 0,8	0,2 à o,35	0,25 à 0,4	0,15 à 0,3
Coefficient de perméabilité k (m/s)	10^{-4} à 10^{-9}	10^{-6} à 10^{-9}	10^{-7} à 10^{-}	10^{-9} à 10^{-11}
Coefficient de consolidation c_v (m^2/s)	10^{-6} à 10^{-7}	10^{-6} à 10^{-8}	10^{-7} à 10^{-8}	10^{-7} à 10^{-9}
Cohesion non drainée	10-50	10 - 50	10-50	10-50
Taux de variation de c_u :$\lambda_{cu} = \Delta c_u / \Delta$ □'	0,5	0,2 à 0,3	0,2 à 0,3	0,2 à 0,3
Masse volumique sèche ρ_d (t/m^3)	0,1 à 0,5	0,5 à 1	0,7 à 1,5	1 à 1,6
Masse volumique des particules ρ_s (t/m^3)	1,4 à 2	2 à 2,6	2,4 à 2,7	2,6 à 2,7

Catégories conventionnelles des sols à partir du pressiomètre et du CPT(Fascicule n° 62 pp. 127).

Classe De Sol		Description	préssiométre PI(MPa)	pénétromètre q_c (MPa)
Argiles-Limons	A	Argiles et limons mous	<0,7	<3
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0	3,0 – 6,0
	C	argile très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
Sables- Graves	A	Laches	< 0,5	< 5,0
	B	Moyennement Compacts	1,0 – 2,0	8,0 – 15,0
	C	Compacts	> 2,5	> 20,0
craies	A	Molles	< 0,7	< 5,0
	B	Altérées	1,0 – 2,5	> 5,0
	C	Compacte	> 3,0	-
Marnes-Marno Calcaires	A	Tendres	1,5 – 4,0	-
	B	Compacts	> 4,5	-
Roches	A	Altérées	2,5 – 4,0	-
	B	Fragmentées	> 4,5	-

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba