

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

UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA 1

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Géotechnique

Thème

**Etude de stabilité des fondations profondes d'un viaduc ferroviaire
menacé par un glissement de terrain**

Etabli par :

MANSOUR Mohamed Lyes

Encadré par :

Dr H. ZERARKA

Pr. Dj. AMAR-BOUZID

Année Universitaire : 2021/2022

REMERCIEMENT

Nous remercions tout d'abord le dieu le tout puissant de nous avoir gardé en bonne santé q fin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous remercions très sincèrement notre promotrice, madame **Zerrarka .H** pour tous le savoir qu'elle nous a apportée de la 4ème année jusqu'à la 5ème année ainsi pour nous encadrer et diriger avec son aide. Conseils et remarque qui nous à permet de faciliter à accomplir noter travail.

Nous remercions aussi très sincèrement notre Co-encadreur, monsieur **Amer Bouzid. Dj** et les ingénieurs de la société CCECC, spécialement Monsieur **Mohamed Sadded**, et Monsieur **Sadek Saighi**, pour tous ces efforts, Conseils, Remarques qu'ils nous à apporter durant tous le semestre de projet de fin d'étude

Nos remerciements s'adressent aussi aux membres de jury qui ont accepté de juger ce travail.

Nous remercions de fond du cœur, tous les enseignants au sein de notre département génie civil, et spécialement les enseignants de notre option « Géotechnique », [et notre professeur (**Zitouni Zin-El-Abidine**) que DIEU lui fasse miséricorde et lui accorde le paradis (رحمه الله و جعله من أهل الجنة)], qui ont contribué à notre formation,

Nous remercions Nos chers parents de nous avoir aider pour arriver au terme de ce travail.

Nous remercions Nos famille, Nos amis

Nous remercions tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude

Merci cordialement

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ Notre promotrice **Zerrarka Hizia** pour tous les efforts et les conseils.
- ✓ Mes **chers parents** qui m'ont soutenue durant tout mon cursus d'études.
- ✓ Mon chères **frère djalile** et **Sœur**.
- ✓ Toute ma **famille** et mes **amis (Aymen- Mohamed²- Adem-Aladin- Chakib- Merouane-Djalal)**.
- ✓ Mes **professeurs**.
- ✓ Ma légende **Amira Ouadfeul**.
- ✓ Toute la **promotion géotechnique 2021/2022**.

Ilyas

Résumé

Le travail réalisé concerne le dimensionnement et l'étude de stabilité des fondations profondes d'un viaduc ferroviaire OA22 (l'ouvrage Numéro 22) qui se situe à Djebahia, wilaya de Bouira, entre le PK 34+913.20 et 37+184.80 de la ligne ferroviaire Thénia - Bordj Bou Arreridj. Deux sections sont étudiées (P21, P3) vis-à-vis la stabilité de leurs fondations profondes ; et une étude de stabilité vis-à-vis le glissement de terrain est menée pour le P41 qui situe entre le PK 36+650 et 37+184.80. Le calcul de la capacité portante des fondations de l'ouvrage d'art (viaduc) est réalisé en utilisant la méthode pressiométrique, sondage carotté. La modélisation numérique a été effectuée en utilisant un logiciel basé sur la méthode des éléments finis, (Plaxis 2D) pour l'étude de stabilité vis-à-vis le glissement pour le P41, (Plaxis 3D) est utilisé pour l'étude de stabilité des fondations profondes pour le P21 et P3.

Mots clés : viaduc, fondations profonde, élément finis, stabilité, glissement.

ملخص

يتعلق العمل المنجز بدراسة أبعاد المنشأة واستقرارها المتعلق بالأساسات العميقة لجسر سكة حديدية OA22 (الجسر رقم 22) الواقع بالجباحية ولاية البويرة بين الثنية و برج بوعريريج، المنشأة الفنية رقم 22 تقع بين النقطة الكيلومترية 34+913.20 والنقطة 37+184.80 من خط السكة الحديدية الرابط بين الثنية و برج بوعريريج. في دراستنا لدينا مقطعين أساسيين في دراسة استقرار الأساسات العميقة (النقطة 3 / النقطة 21)، ولدينا دراسة الثبات بالنسبة للانزلاق في النقطة 41 الواقعة بين 36+650 و 37+184. لحساب القدرة الحاملة تمت الاستعانة باختبار قياس الضغط واختبار العينات الأسطوانية، النمذجة بالبرنامج تمت باستعمال برنامج يعتمد على طريقة العناصر المحدودة وتم استخدام البرامج كما يلي: (Plaxis 2D) لدراسة الاستقرار المتعلق بالانزلاق في النقطة 41، و (Plaxis 3D) لدراسة استقرار الأساسات العميقة في النقطتين 21 و 3.

الكلمات المفتاحية: جسر، أساسات عميقة، العناصر المحدودة، إستقرار، الانزلاقات.

Abstract

The work carried out concerns the sizing and stability study of the deep foundations of a railway viaduct OA22 located in Djebahia, in the Wilaya of Bouira, between the PK 34+913.20 and 37+184.80 of the railway line Thénia-Bordj BouArreridj, two sections [P21,P3] and also a study of stability in relation to the slippage between the PK 36 +650 and the PK 37 + 184.80, the calculation of the bearing capacity of the foundations of a work of art (viaduct) is carried out using the pressiometric method, carotet sounding, the modelling was carried out using a program based on the finite element method, (Plaxis 2D) for the study of stability affected by the slip of P41, and (Plaxis 3D) is used for the study of the stability of the deep foundations for P21, and for P3.

Keywords: viaduct, deep foundations, viaduct, stability, finites elements, sliding.

Liste des symboles et des abréviations

- **E_m** : Module pressiométrique
- **E_s** : Module élastique
- **E_{eod}** : Module œdométrique
- **P_l** : Pression limite
- **P^*_l** : Pression limite nette
- **P_l** : Pression limite
- **γ_h** : Poids volumique humide
- **γ_d** : Poids volumique sec
- **γ_{sat}** : Poids volumique saturé
- **γ_w** : Poids volumique d'eau
- **γ'** : Poids volumique déjaugé
- **γ_b** : Poids volumique de béton
- **γ_s** : Poids volumique de l'acier
- **W** : Teneur en eau
- **W_l** : Limite de liquidité
- **W_p** : Limite de plasticité
- **C** : Cohésion
- **G** : Charge permanente
- **Q** : Charge d'exploitation
- **A** : Coefficient d'accélération de zone
- **K_h** : Coefficient d'accélération horizontale
- **K_v** : Coefficient d'accélération verticale
- **F_h** : Force horizontale
- **F_v** : Force verticale
- **M_s** : Moment stabilisant
- **M_r** : Moment renversant
- **B** : Diamètre du pieu
- **S** : Surface de la fondation
- **P** : Périmètre du pieu
- **N_c, N_q** : Facteurs de portance
- **Q_{qdm}** : La contrainte admissible
- **P_{le}^*** : Pression limite nette équivalente
- **E** : Module de Young

- **v** : Coefficient de Poisson
- **Pl** : Pression limite
- **Em** : Module pressiométrique
- **D** : La fiche du pieu
- **Fs** : Coefficient de sécurité
- **Kp¹ et Kp⁰** : correspondent respectivement à une semelle carrée et continue, sont donnés par des abaques.
- **K₀** : coefficient de pression des terres « au repos » égale=1 pour sol cohérent et 0.5 pour sol pulvérulents
- **P₀** : pression horizontale des terres
- **Ple*** : Pression limite équivalente nette
- **Pl*** : Pression limite nette
- **B** : La largeur de semelle de fondation superficielle
- **h** : Ancrage de la fondation dans la couche porteuse
- **γ** : Poids volumique du sol
- **ql** : Capacité portante de la fondation
- **QL** : Charge limite
- **QP** : Pression vertical de pointe
- **QS** : Terme de frottement latéral
- **qs** : la contrainte de frottement latéral limite
- **De** : fiche équivalente du pieu
- **Ep** : module de Young du pieu en béton armé
- **Iv** : Facteur de tassement
- **V** : Tassement
- **Nfond** : Nombre de pieu fondamental
- **Nacc** : Nombre de pieu accidentel
- **Nrare** : Nombre de pieu rare
- **NQp** : Nombre de pieu quasi-permanent
- **Zu** : Zone utile
- **Ala** : Alluvions récentes quaternaires
- **MHa** : Marne miocène altérée
- **MHc** : Marne miocène compactée

LISTE DES FIGURES

Fig I. 1: Schéma d'un pont(aqueduc)[1]	4
Fig I. 2: Schéma d'un viaduc[1]	5
Fig I. 3: Schéma d'un pont à voutes[1].....	6
Fig I. 4: Schéma d'un pont à poutres [1]	6
Fig I. 5: Schéma d'un pont en arc [1]	6
Fig I. 6: Schéma d'un pont à haubans [1]	7
Fig I. 7: Schéma d'un pont suspendu [1]	7
Fig I. 8: Schéma de composantes d'un pont [2]	8
Fig I. 9: Schéma de d'une semelle isolée [3]	9
Fig I. 10: Schéma d'une semelle filante (continue) [4]	10
Fig I. 11: Schéma d'un radier général [5]	11
Fig I. 12: Organigramme de classification des pieux [6].....	12
Fig I. 13: Schéma d'un pieu battu [6]	13
Fig I. 14: Schéma des pieux exécutés en place [6]	14
Fig I. 15: Rupture(glissement) plane[7]	18
Fig I. 16: Glissement rotationnel simple [7]	19
Fig I. 17: Glissement rotationnel complexe [7]	19
Fig I. 18: Ecoulement [7].....	19
Fig I. 19: Fluage[7]	20
Fig I. 20: Lobes de solifluxion [7]	20
Fig I. 21: Coulée boueuse [7].....	21
Fig I. 22: Différents types de rupture circulaire [7].....	22
Fig I. 23: Remblai sur sol mou [7].....	22
Fig I. 24: Différentes forces agissantes sur une masse en mouvement [7]	25
Fig I. 25: Découpage en tranches d'un talus [7]	27
Fig I. 27: Forces agissant sur un tranche médiane [7]	27
Fig II. 1: Photo de la zone du projet prise par satellite	32
Fig II. 2: Photo réelle de tronçon de la zone du projet.....	32
Fig II. 3: Carte de zonage sismique du territoire national [D.Belhai]	35
Fig II. 4: Des coupes longitudinales d'Élévation de l'ouvrage d'art 22	37
Fig II. 5: Coupe type du tablier – Pont 1, 2, 4 et travées inertes.....	38
Fig II. 6: Coupe type du tablier – Pont central (sections sur appui et à mi-travée)	39
Fig III. 1: Photos des caisses de l'essai Sc01(F40-18)	44
Fig III. 2: Photos de tableau de l'essai piézométrique	52
Fig IV. 1: Photo de tablier P3	60
Fig IV. 2: Photo de traverses P3	60
Fig IV. 3: Photo de Rails P3	61
Fig IV. 4: Photo de Ballast P3	61

Fig IV. 5: Photo de Gardes corps P3	62
Fig IV. 6: Photo de Caténaire P3	62
Fig IV. 7: Photo de Caniveau (câble/eau) P3.....	62
Fig IV. 8: Photo de Voussoirs (appui+ travée) P3	63
Fig IV. 9: Photo de Pile P3	63
Fig IV. 10: Photo de Semelle (13.2x10x3) + sol surmontant P3	64
Fig IV. 11: Photo de Pieux P3	64
Fig IV. 12: Photo de charge d'exploitation (Train) P3	65
Fig IV. 13: Photo de Voussoirs (appui) P3	65
Fig IV. 14: Photo de Voussoirs (appui-travée) P21	67
Fig IV. 15: Photo de traverses P21	68
Fig IV. 16: Photo de Rails P21	68
Fig IV. 17: Photo de Ballast P21	68
Fig IV. 18: Photo de Gardes corps P21	69
Fig IV. 19: Photo de Caténaire P21	69
Fig IV. 20: Photo de Caniveau (câble/eau) P21.....	70
Fig IV. 21: Photo de Pile P21	70
Fig IV. 22: Photo de Semelle (13.2x10x3) + sol surmontant P21	71
Fig IV. 23: Photo de Pieux P21	71
Fig IV. 24: Photo de charge d'exploitation (Train) P21	72
Fig IV. 25: Photo de Voussoirs (appui) P21	72
Fig V. 1: Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente.....	80
Fig V. 2: forme de couches de sol- P3	87
Fig V. 3: L'échelle de profondeurs [0 – 30 (m)], P3	87
Fig V. 4: La semelle dans le sol, P3.....	88
Fig V. 5: La structure dans le sol (12 pieux)	88
Fig V. 6: Le tassement total de sol.....	89
Fig V. 7: La contrainte effective principale	89
Fig V. 8: la contrainte principale	90
Fig V. 9: L'effort normale pour chaque pieu N	90
Fig V. 10: le déplacement des pieux U_x	91
Fig V. 11: les moments pour chaque pieu M_{z^*}	91
Fig V. 12: le facteur de sécurité P3.....	92
Fig V. 13: Forme de couches de sol- P21	103
Fig V. 14: L'échelle de profondeurs [0 – 52 (m)], P3	103
Fig V. 15: Le déplacement total U_t de sol	104
Fig V. 16: La contrainte effective principale	104
Fig V. 17: La contrainte effective principale	105
Fig V. 18: La contrainte effective principale	106
Fig V. 19: La contrainte effective principale	106
Fig V. 20: L'effort normale pour chaque pieu N.	107
Fig V. 21: Les moments pour chaque pieu M_z	108
Fig V. 22: Le facteur de sécurité P21	108

Fig VI. 1: Le modèle à l'état initiale.....	111
Fig VI. 2: Les caractéristiques des couches de sol	112
Fig VI. 3: Le niveau de la nappe phréatique	113
Fig VI. 4: Le K0 condition.....	114
Fig VI. 5: La phase calcul	114
Fig VI. 6: (output) la déformation de cas initiale	115
Fig VI. 7: Le facteur de sécurité (à l'état initiale)	115
Fig VI. 8: Le modèle avec un renforcement par pieux sécants.....	116
Fig VI. 9: La déformation de sol avec le renforcement par pieux sécants.....	117
Fig VI. 10: La déformation totale de sol avec le renforcement par pieux sécants.....	117
Fig VI. 11: Les contraintes effectives de sol avec le renforcement par pieux sécants	118
Fig VI. 12: Le facteur de sécurité de sol avec le renforcement par pieux sécants.....	118
Fig VI. 13: La déformation de sol et de confortement durant la réalisation de l'ouvrage.	119
Fig VI. 14: Le facteur de sécurité durant la réalisation de l'ouvrage	119
Fig VI. 15: Le déplacement totale de sol lors de la réalisation de l'ouvrage.....	120

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1: Sondages prévus et réalisés à l'OA22	33
Tableau III. 1: Les sondages carottés.....	43
Tableau III. 2: Résultats des pressiomètre et la catégorie conventionnelle des sols.....	47
Tableau III. 3: Résultats des pressiomètre et la catégorie conventionnelle des sols.....	48
Tableau III. 4: Résultats des pressiomètre et la catégorie conventionnelle des sols.....	49
Tableau III. 5: Résultats des essais granulométriques	50
Tableau III. 6: limites d'Atterberg à partir des sondages carottés	51
Tableau III. 7: Résultats des paramètres physiques (Sc01).	53
Tableau III. 8: Résultats des paramètres physiques (Sc02).	53
Tableau III. 9: Résultats des paramètres physiques (Sc03).	53
Tableau III. 10: Résultats des paramètres physiques (Sc04).	53
Tableau III. 11: Résultats des paramètres physiques (Sc05).	54
Tableau III. 12: Résultats des paramètres physiques (Sc06).	54
Tableau III. 13: Résultats des paramètres physiques (Sc06).	54
Tableau III. 14: Résultats des paramètres physiques (Sc07).	54
Tableau III. 15: Résultats des paramètres mécaniques	55
Tableau III. 16: Résultats des paramètres pour la zone d'étude	56
Tableau IV. 1: Tableau de combinaison de charge approximatif	66
Tableau IV. 2: Tableau de combinaison de charge approximatif	74
Tableau V. 1: Caractéristiques physiques de chaque couche.	77
Tableau V. 2: Résultats des pressions limites, pressions des terres et pressions limites nettes.	78
Tableau V. 3: Résultats des pressions limites, pressions des terres et des pressions limites nettes.	81
Tableau V. 4: Résultats de calcul de q_s	83
Tableau V. 5: Résultats de la corrélation des modules pressiométriques.	85
Tableau V. 6: Caractéristiques physiques de chaque couche.	93
Tableau V. 7: Résultats des pressions limites, pressions des terres et pressions limites nettes.	95
Tableau V. 8: Résultats des pressions limites, pressions des terres et des pressions limites nettes	97
Tableau V. 9: Résultats de calcul de q_s	99
Tableau V. 10: Résultats de la corrélation des modules pressiométriques.	101

SOMMAIRE

Résumé.....	III
ملخص	III
Abstract.....	III
Liste des symboles et des abréviations	IV
LISTE DES FIGURES	VI
LISTE DES TABLEAUX	IX
SOMMAIRE.....	X
INTRODUCTION GENERALE.....	1

CHAPITRE I : Généralités sur les ponts et le glissement

I.1. INTRODUCTION	4
I.2. GENERALITES SUR LES PONTS ET LES VIADUCS.....	4
I.2.1. Définitions	4
I.2.2. Classification des ponts	5
I.2.3. Composition des structures des ponts.....	7
I.2.4. Facteurs de choix du type de fondation	17
I.3. GENERALITES SUR LE GLISSEMENT	17
I.3.1. Introduction	17
I.3.2. Glissement de terrain	18
I.3.3. Classification des mouvements de terrain	18
I.3.3.1. Pentes naturelles	18
I.3.3.2. Ecoulements et chute de pierre	20
I.3.3.3. fluage	20
I.3.3.4. Solifluxion	20
I.3.3.5. Les coulées boueuses.....	21
I.3.4. Forme de la surface de rupture	23
I.3.5. Les causes d'un glissement de terrain	24
I.3.6. Calcul de stabilité des glissements de terrain	24
I.3.7. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité	29
I.3.8. Les méthodes de confortements des glissements de terrain	30
I.4. Conclusion	31

CHAPITRE II : La présentation du projet

II.1. Introduction	33
II.2. Présentation de projet	33
II.2.1. La zone du projet.....	33
II.2.2. Contexte topographique et géométrique	34
II.2.3. Données géologiques et géotechniques.....	34
II.2.4. Sondages utilisés pour les sections	35
II.2.5. Sismicité.....	35
II.2.6. Données hydrauliques	36
II.2.7. Description de l'ouvrage d'art	36

II.3. Conclusion.....	42
-----------------------	----

CHAPITRE III : Etude géotechnique

III.1. Introduction.....	44
III.2. Campagne de reconnaissance in situ	44
III.2.1. Sondage carotté.....	44
III.2.2. Sondage pressiométriques (PMT).....	48
III.2.2.2. Essai 02 : PR-13-18	49
III.2.2.3. Essai 03 : PR-13-18	50
III.3. Campagne de reconnaissance en laboratoire	50
III.3.1. Les paramètres physiques	50
III.3.1.1. Granulométrie	50
III.3.1.2. Limite d'Atterberg	52
III.3.1.3. Degré de saturation, teneur en eau et masse volumique	53
III.3.1.4. Essai de cisaillement rectiligne	56
III.3.1.5. Les résultats pour les sections (P3 ; P21 ; P41)	57
III.4. Conclusion	59

CHAPITRE IV : Evaluation Des charges(Prédimensionnement)

IV.1. Introduction	61
IV.2. Evaluation des charges	61
IV.2.1. P3 (PK 35+000 - 35+100)	61
IV.2.1.1. Charges permanentes.....	61
IV.2.1.1.1. Tablier.....	61
IV.2.1.1.2. Pile	64
IV.2.1.1.3. Semelle	65
IV.2.1.1.4. Le sol surmontant la semelle	65
IV.2.1.1.5. Les pieux.....	65
IV.2.1.2. Charges d'exploitation.....	66
IV.2.1.2.1. Charge de train.....	66
IV.2.1.2.2. Force de lacet.....	66
IV.2.1.3. Combinaison des charges	67
IV.2.2. P21: PK (35+925 / 36+000).....	68
IV.2.2.1. Charges permanentes.....	68
IV.2.2.1.1. Tablier.....	68
IV.2.2.1.2. Pile	71
IV.2.2.1.3. Semelle	72
IV.2.2.1.4. Le sol surmontant la semelle	72
IV.2.2.1.5. Les pieux.....	72
IV.2.2.2. Charges d'exploitation.....	73

CHAPITRE V : Modélisation des fondations profondes

V.1. Introduction.....	77
V.2. Définition de Plaxis 3D.....	77
V.3. Calcul numérique P3 (PK 35+000 et 35+100).....	77

V.3.1. Calcul de la capacité portante des fondations de P3 (méthode pressiométrique)	77
V.3.2. Vérification au tassement du pieu	85
V.3.3. Calcul numérique P3 (PK 35+000 et 35+100)	87
V.4. Calcul numérique P21(35+925 / 36+000)	93
V.4.1. Calcul de la capacité portante des fondations de P21 (méthode pressiométrique)	93
V.4.2. Vérification au tassement du pieu	101
V.4.3. Interprétation des résultats de modélisation	103
V.5. Interprétation des résultats de P21	110

CHAPITRE VI : Modélisation de stabilité vis-à-vis le glissement

VI.1. Introduction	112
VI.2. Le confortement	112
VI.2.1. La phase 1 – le sol est à l'état initiale	112
VI.2.2. La phase 2 (le sol avec un renforcement par pieux sécants)	117
VI.2.3. La phase 3 (Le sol durant la réalisation de l'ouvrage)	120
VI.3. Interprétation des résultats	121
VI.4. Conclusion	122

<i>CONCLUSION GENERALE</i>	124
<i>ANNEXES</i>	127
<i>ANNEXE A</i>	128
<i>ANNEXE B</i>	129
<i>ANNEXE C</i>	141
<i>ANNEXE D</i>	143

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'un des aspects les plus importants de l'activité humaine dès l'apparition du premier homme sur terre est de surmonter les obstacles qui se présentent devant lui (obstacles naturels ou artificiels), parmi les constructions importantes fréquemment utilisées dans la vie humaine c'est la famille des ouvrages d'art dont les ponts constituent une partie assez grande. Le pont est une construction permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel. La conception de ce dernier doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'utilisateur. En effet, l'amélioration de l'infrastructure en général, joue un rôle majeur dans la promotion du développement économique d'un pays.

Les ouvrages d'art sont toujours affectés par des mouvements de terrain, qui provoquent des catastrophes, tels que les tassements, les renversements, les glissements.

Le sujet de notre projet consiste à faire une étude de l'infrastructure (fondation profonde) d'un pont viaduc réalisés tout au long du tracé entre le **PK 34+913.20** et le **PK 37+184.80** au niveau de EL-DJABAHIA dans la ligne de (Thénia-Bordj BouArreridj), aussi une étude de stabilité d'un tronçon d'extrême (entre le **PK 36+500** et le **PK 37+184.80**) vis-à-vis le glissement de terrain.

Le présent travail est basé principalement sur l'étude géométrique, géologique, géotechnique pour l'identification des caractéristiques des sols propre à notre projet, afin d'utiliser ces données dans le calcul des fondations. On peut citer globalement trois grands objectifs ;

Pour la première section P3 qui est située entre le **PK (35+000 / 35+100)**, avec un tablier (mixte) et une pile de 20 m de hauteur.

Pour la deuxième section P21 qui est située entre le **PK (35+925 / 36+000)**, avec un tablier en Béton Précontraint (BP) et une pile de 55m de hauteur.

Aussi dans l'étude de stabilité vis-à-vis le glissement on a étudié la troisième section P41 qui est située entre le **PK (36+650 / 37+200)**.

Ce mémoire est structuré en cinq grands chapitres qui sont comme suit :

- Introduction générale ;
- Chapitre 1 : Généralité sur les ponts et le glissement ;
- Chapitre 2 : Présentation du projet ;
- Chapitre 3 : Etude géotechnique ;
- Chapitre 4 : prédimensionnement ;
- Chapitre 5 : modélisation numérique ;

- Chapitre 6 : étude de stabilité et de confortement ;
- Conclusion générale.

Le premier chapitre se divise en 2 parties, tels que les ponts (types-composantes-fondations), et les glissements (les types des talus-les causes-les méthodes de calcul de glissement-le confortement).

Le deuxième chapitre englobe une description générale sur la situation de projet, types des essais, l'hydraulique, et la sismicité de notre site.

Le troisième chapitre est de l'objectif de donner une synthèse sur le traitement des données et des résultats obtenus par les essais géotechniques, et les essais de laboratoire sur les points étudiés (P3, P21, P41).

Dans le quatrième et le cinquième chapitre, nous allons procéder à l'ensemble des calculs et les vérifications afférents aux choix des fondations, les vérifications de tassement, et la modélisation des deux sections (P3,P21).

Une modélisation numérique pour vérifier la stabilité de la section P41 vis-à-vis le glissement de terrain et donné par le chapitre six.

L'ensemble de travail sera clôturé par une conclusion générale qui résume les principaux résultats trouvés par ce travail.

CHAPITRE I :
Généralités sur les ponts et le
glissement

I.1. INTRODUCTION

L'étude de sol d'un ouvrage d'art est une étape importante pour assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis le glissement, le renversement et le poinçonnement ...etc. l'important c'est que les routes est toujours entravée par les obstacles naturels ou artificiels, pour cela la réalisation d'ouvrages d'art c'est la solution adoptée souvent.

Dans ce chapitre on va entamer, les définitions de différents types des ponts (superstructure, infrastructure, Éléments interposés), et aussi le glissement qui affecte le dernier tronçon, (types-méthodes de calcul de stabilité-mouvements de terrain).

I.2. GENERALITES SUR LES PONTS ET LES VIADUCS

I.2.1. Définitions

Un pont est un ouvrage d'art qui permet de franchir un obstacle naturel ou artificiel (cours d'eau, voie de communication, vallée, ravinEtc.) En passant par dessus, le franchissement supporte le passage d'humains et de véhicules et de l'eau.

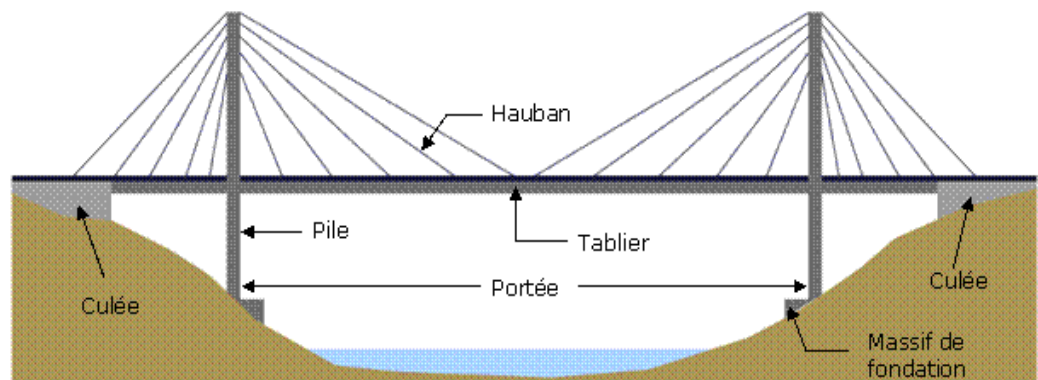


Fig I. 1: Schéma d'un pont(aquaduc)[1]

- Un viaduc est un pont de grande longueur et hauteur servant au passage d'une voie ferrée, d'une route, il est constitué de nombreuses travées successives.

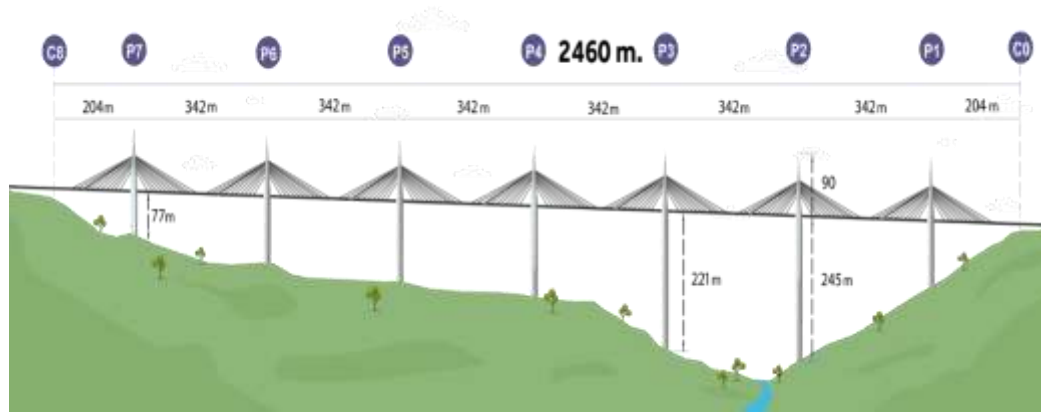


Fig I. 2: Schéma d'un viaduc[1]

I.2.2. Classification des ponts

La classification est fait à la base de (la nature de voie,le matériau de construction et les fonctionnements ;

a) **classification selon la nature de voie**

On distingue, les ponts-rails et les ponts-canaux les ponts-routes qui soutiennent un voie de navigation, alors que les ponts aqueducs servent à faire passer des canalisations.

Aussi on a les ponts pour les piétons (PP)

b) **classification selon le matériau de construction**

On a les ponts en maçonnerie, en bois, en fonte, en acier, et béton armé ou bien précontraint, et récemment on distingue les ponts métalliques.

c) **classification selon les fonctionnements**

On à :

❖ **Pont à voutes (ponts en maçonnerie)**

Sont les premiers ponts durables réalisés. Ils ne travaillent qu'en compression.

Le matériau de construction est la pierre et le béton.

La voûte est constituée de pierres rayonnantes, comprimées sous la charge des véhicules empruntant le pont. Les efforts se répartissent sur les piles et sur les culées à chaque extrémité.

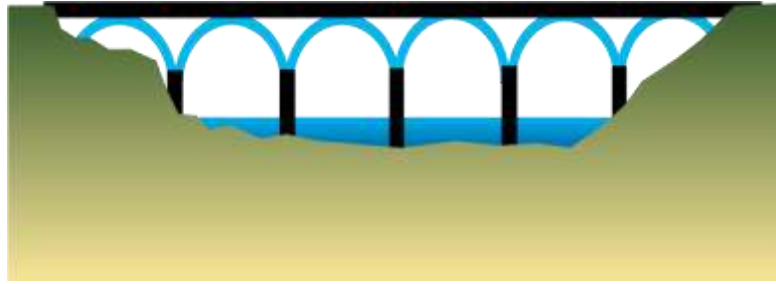


Fig I. 3: Schéma d'un pont à voûtes[1]

❖ **Pont à poutres**

La structure peut être assimilée à une poutre droite. Image de la simplicité, il travaille en flexion.

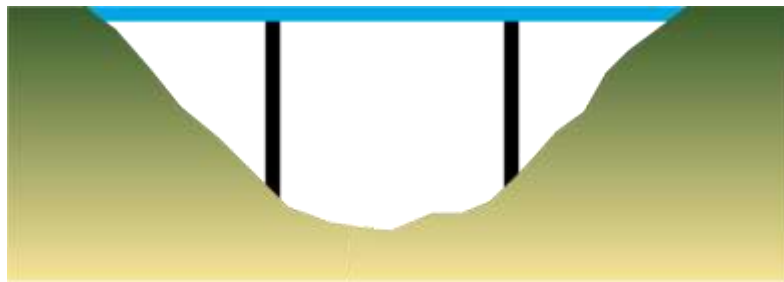


Fig I. 4: Schéma d'un pont à poutres [1]

❖ **Pont en arc**

Dans un pont en arc, la rivière ou la brèche est franchie en une seule fois par une seule arche alors que dans le pont à voûtes, le tablier repose sur des piles intermédiaires.

Le pont en arc associe la compression à la flexion.

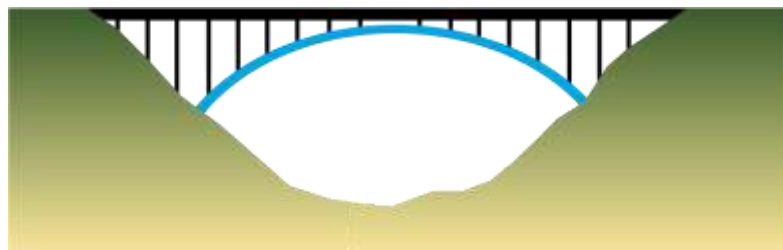


Fig I. 5: Schéma d'un pont en arc [1]

❖ **Pont à haubans**

Un pont à haubans est un type de pont à câbles en acier. Le tablier est maintenu par un réseau de câbles directement tendus entre le sommet (ou une partie proche du sommet) des pylônes et fixés à intervalles réguliers sur le tablier.

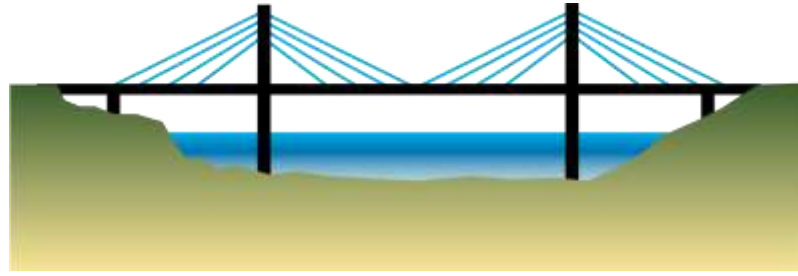


Fig I. 6: Schéma d'un pont à haubans [1]

❖ Pont suspendu

Un pont suspendu est un pont dont le tablier est suspendu à des pylônes par un système de câbles. Il est rangé dans la famille des ponts à câbles, combinant la traction, la compression et la flexion dans un fonctionnement plus complexe que les précédentes familles.

Les pylônes s'élèvent au-dessus du tablier et supportent un ou deux câbles principaux, appelés câbles porteurs, qui vont d'une culée à l'autre, un de chaque côté du tablier. Ces câbles soutiennent le tablier par l'intermédiaire d'un ensemble de câbles verticaux : les suspentes

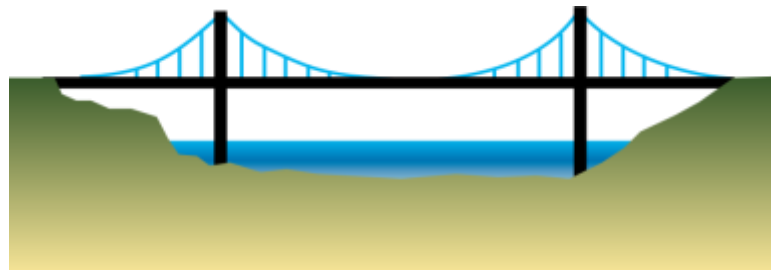


Fig I. 7: Schéma d'un pont suspendu [1]

d) Classification selon leur tablier fixe-mobile

La plupart des ponts sont fixés, il existe des ponts mobiles utilisés pour franchir une passe navigable lorsque la voie portée ne peut pas être surélevée suffisamment pour permettre les bateaux à passer.

I.2.3. Composition des structures des ponts

On peut composer la structure en trois parties :

- Superstructure
- L'infrastructure
- Éléments interposés entre la superstructure et l'infrastructure

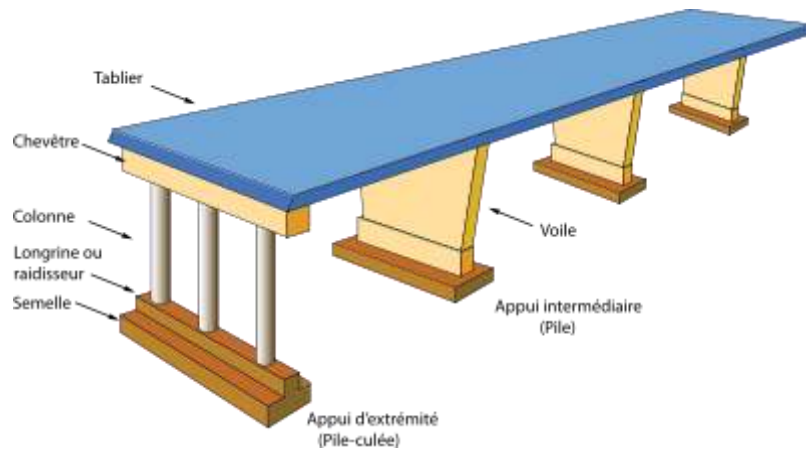


Fig I. 8: Schéma de composants d'un pont [2]

a) Superstructure

On trouve dans la superstructure trois éléments; le tablier, les poutres, les contreventements le tablier c'est l'élément qui situe au dessous de la voie de communication avec un rôle de transmission des charges au poutres. Il comporte le revêtement, l'ossature et tous les autres équipements à savoir les dispositifs de retenue (garde-corps, glissière, séparateur) , les joints de chaussée, les corniches , les trottoirs, les systèmes d'étanchéité et d'évacuation d'eau...

Aussi les poutres principales qui sont liées entre elles par des poutres transversales ou bien entretoisés, Ils reposent sur les appareils d'appuis qui transmettent à l'infrastructure des efforts verticaux/horizontaux.

b) Les appareils d'appuis

Parmi les appareils d'appui on a les culées et les piles, ils ont les rôles de soutenir et supporter le tablier et aussi de transmettre les surcharges au fondations (infrastructure).

La culée c'est la partie située sur la rive destinée à supporter le poids du tablier. La distance entre culées est appelée ouverture totale du pont. Un garde-corps (ou garde-fou ou rambarde) est un ensemble d'éléments formant une barrière de protection placée sur les côtés d'un pont.

La pile d'un pont est un appui intermédiaire supportant le tablier de l'ouvrage. Il s'agit d'un appui massif et permanent, par opposition aux palées qui sont des appuis plus légers et temporaires. Configuration classique de franchissement autoroutier : voiles en axes, colonnes en rives.

Donc la partie comprise entre deux points d'appuis s'appelle une travée, La distance entre deux points d'appuis consécutifs des éléments porteurs principaux est la portée de la travée.

c) L'infrastructure

L'infrastructure comprend les fondations qui sont les parties de l'ouvrage servant à transmettre au sol les charges et surcharges appliquées à la superstructure. Elles ont aussi pour objectif de transmettre les efforts de la superstructure sur le sol afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage et limiter les éventuels désordres dans la structure.

On peut citer trois grands types de fondations ; fondations superficielles, fondations semi-profondes, fondations profondes.

i. Fondations superficielles

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur : Semelles isolées, semelles filantes, radiers.

➤ Semelles isolées

La semelle isolée est une fondation superficielle. Appelée également semelle ponctuelle, son nom lui vient de sa position : elle est isolée par rapport aux autres éléments de fondation. L'utilisation du terme « ponctuelle » fait également référence à la capacité de cette semelle de fondation à reprendre des charges ponctuelles. Ce type de fondations est mieux adapté à des sols moins homogènes, car la surface de contact est plus importante ce qui limite le risque de tassement différentiel des fondations d'une maison.

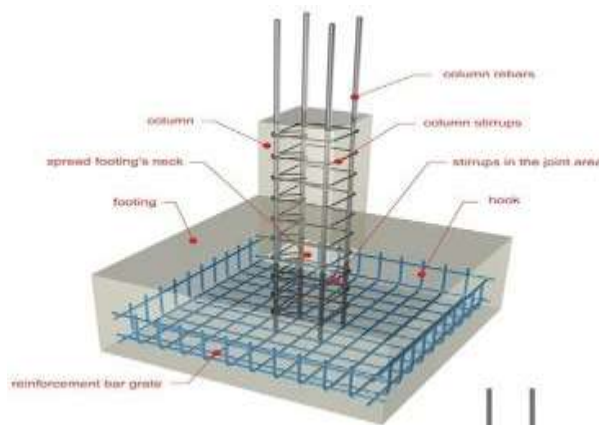


Fig I. 9: Schéma de d'une semelle isolée [3]

➤ Semelle filante

La semelle filante (continue) est la fondation superficielle la plus courante. Elle est adaptée aux terrains suffisamment porteurs, lorsque le sol de résistant est situé à moins de 3 mètres de profondeur. Elle est peu profonde et est idéale pour reprendre des descentes de charge non concentrées des constructions légères (fondation pour la construction d'une maison par

exemple). elle est mise en place dans une tranchée continue sur tout le périmètre de la construction.

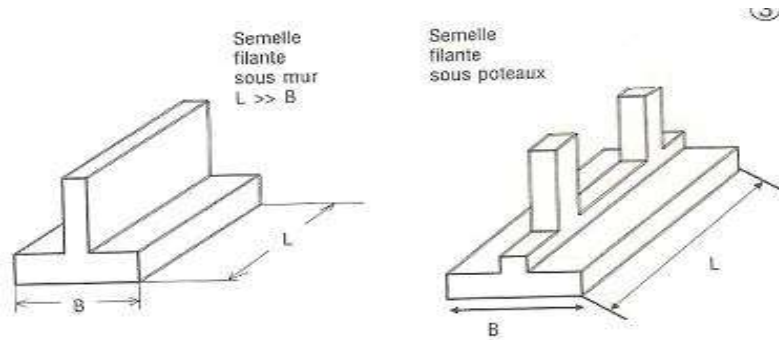


Fig I. 10: Schéma d'une semelle filante (continue) [4]

➤ Radier

Le radier est une dalle porteuse continue de béton armé coulée à même le sol, qui sert d'assise stable (fondation) à l'ensemble de la construction et également de plancher bas. Le radier est une fondation superficielle. En ce sens où il est constitué par une semelle générale couvrant toute la surface au sol du structure.

On est amené " retenir la solution du radier :

- lorsque le terrain est inaffouillable,
- lorsque les contraintes de compression admissibles du sol sont faibles,
- lorsque le bon sol est situé trop profondément,
- lorsque les autres modes de fondations transmettent au terrain des contraintes trop élevées.

On peut citer quatre types de radiers ;

- le radier dalle plat (dalle armée simple, épaisse)
- le radier nervuré (poutres longitudinales et transversales, dalle plus mince)
- le radier-champignon sous poteaux,
- le radier voûté.



Fig I. 11: Schéma d'un radier général [5]

- L'utilisation des radiers

L'utilisation de radier général sous une construction coûte généralement plus cher que l'utilisation de fondations par semelles filantes ou isolées. Les radiers sont donc utilisés dans des cas très précis où les fondations sur semelles deviennent impossibles à réaliser, principalement pour une des raisons suivantes:

- + la place disponible pour réaliser des semelles est trop exiguë, ou nécessite des terrassements trop importants (c'est le cas courant des fosses d'ascenseur) ;
- + la contrainte de rupture du sol est très faible, ce qui entraîne un dimensionnement excessif des semelles;
- + des venues d'eau sont à envisager à un niveau supérieur au plancher le plus bas.

ii. Fondations profondes (pieux)

Les fondations profondes permettent d'aller chercher la couche résistante à une profondeur adéquate en traversant des couches de qualité moindre. Si la couche d'assise est à une trop grande profondeur pour être atteinte, le frottement de la fondation avec les différentes couches de sol rencontrées peut suffire à la résistance.

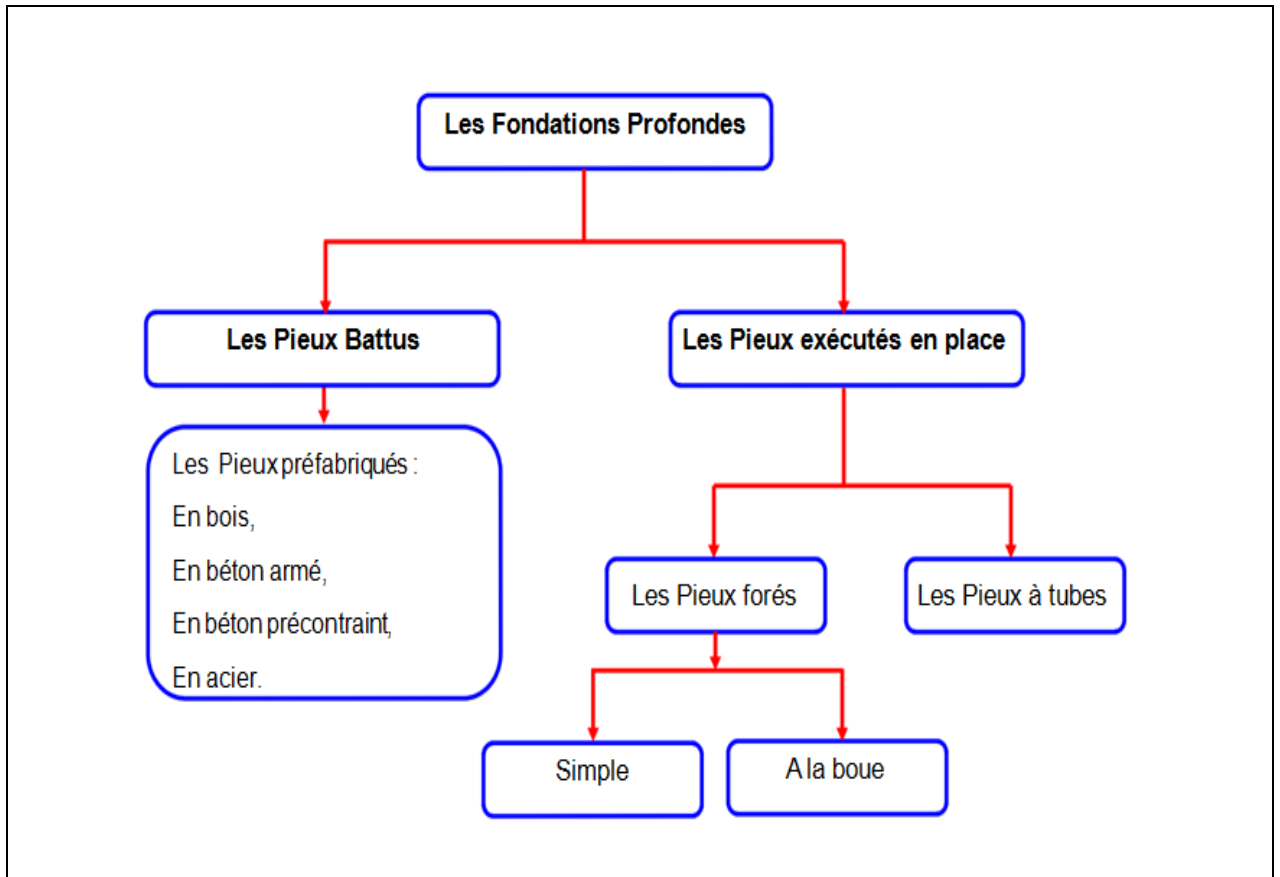


Fig I. 12: Organigramme de classification des pieux [6]

a) Les pieux battus

On a plusieurs types de pieux battus.

Ils se composent de :

- ✚ Une tête, pouvant recevoir un casque de battage permettant lefonçage.
- ✚ Un corps, plein ou évidé, dont la section droite est polygonale ou circulaire.
- ✚ Une pointe, elle favorise la pénétration du pieu dans le sol. Elleest en général de forme conique, protégée ou non par un sabot.

(Dans certain cas, cette pointe peut être un vis).

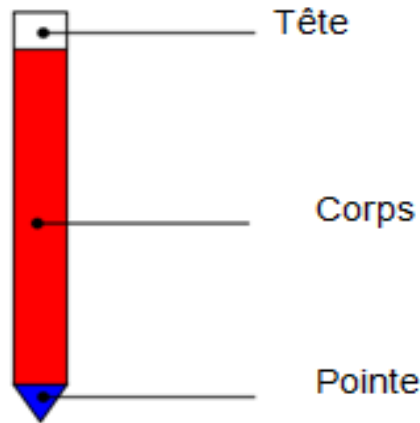


Fig I. 13: Schéma d'un pieu battu [6]

- **Pieu battu préfabriqué**

C'est un pieu préfabriqué en béton armé ou précontraint fiché dans le sol par **le battage** ou bien les **vibro-fonçage**

- **Pieu en bois**

De nombreux ouvrages anciens sont fondés sur pieux en bois battus Leur diamètre varie de (0,15 à 0,30 m) et leur longueur reste inférieure à 20 m.

Les pieux plus longs ont été exécutés par éclissage ou par tube d'acier.

La pointe est généralement munie d'un sabot et la tête d'une frette métallique.

- **Pieu en béton armé**

Les bétons pour pieux sont généralement dosés à 400 kg/m^3 , et le type de ciment doit dépendre de la nature des terrains traversés (agressivité des eaux). La longueur est de (10 m < L < 25 m),

Section : carrée, pentagonale, hexagonale, octogonale ou circulaire, avec une Tête frettée, Aussi une Pointe frettée et protégée par un sabot.

- **Pieu en acier**

- ✚ Elles sont obtenues à partir des profilés standards.

- ✚ L'augmentation de l'effet de pointe peut être obtenue en soudant des ailes en acier à la base de ces pieux.

- ✚ La longueur peut être très importante,

- ✚ La pointe peut être en vis,

- ✚ Les pieux en acier sont de plus en plus utilisés, ils offrent de gros avantages :

- ✓ Facilité de manutention (ne sont pas fragiles),
- ✓ Facilité de battage,
- ✓ La charge totale par pieu peut atteindre 100 à 200 t. Ils peuvent être enrobés en béton

b) Pieux exécutés en place

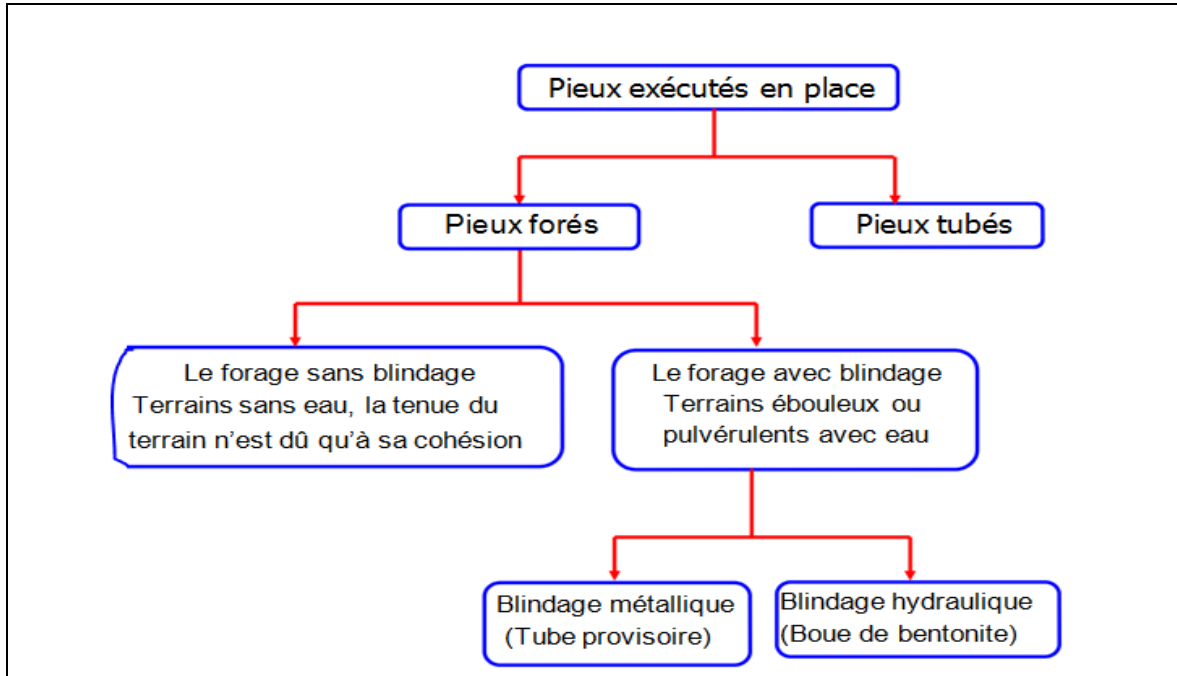


Fig I. 14: Schéma des pieux exécutés en place [6]

1. Les pieux tubés

Ces pieux sont en béton ou en béton armé, à tube perdu ou récupéré.

Le dosage du béton utilisé doit être supérieur à 350 kg/m^3

On distingue pour ce type les opérations suivantes :

➤ **Battage du tube :**

Un tube dans la partie inférieure est obturée par un bouchon amovible ou fixe est battu dans le sol (à la façon d'un pieu préfabriqué). La progression du tube se fait par refoulement du terrain.

➤ **Bétonnage :**

- Lorsqu'on atteint le bon sol, on coule du béton dans le tube et on pilonne le béton en remontant le tube.
- Le dispositif d'obturation utilisé doit éviter les venues d'eau à l'intérieur dutube, ce qui permet un meilleur bétonnage.

- Un tube métallique est enfoncé par rotation dans le sol jusqu'à la base des pieux. Le volume de terre se trouvant à l'intérieur du tube est enlevé au fur et à mesure de son enfoncement.
- L'armature longitudinale est placée sur toute la hauteur des pieux.
- Le béton est placé à l'aide d'un tube plongeur.
- Le tubage de forage et de bétonnage sont remontés lentement et régulièrement.
- Les diamètres standards sont : 0,60m - 0,80m - 1,00m - 1,25m

➤ **Les avantages de ce type de pieu sont :**

- ✚ Forage dans n'importe quel type de terrain
- ✚ Obtention de la coupe de sol à l'endroit du pieu
- ✚ Implantation précise et un tassement quasi nul
- ✚ Cage d'armature mise en place à la cote souhaitée et parfaitement enrobée dans le béton
- ✚ Qualité de l'élément terminé
- ✚ possibilité de vérifier la qualité d'exécution du pieu a posteriori (contrôle sonique, carottage...)

2. pieux forées

Ces pieux peuvent être très longs et de grand diamètre (jusqu'à 1.50 m).

Ces pieux peuvent travailler à l'arrachement (avec ferrailage).

Ils peuvent être inclinés à 30° environ.

- **Avantages et inconvénients :**

La boue de forage permet :

- ✚ De refroidir les outils de perforation
- ✚ De remonter les sédiments
- ✚ De maintenir les parois
- ✚ Le système de perforation n'ébranle pas les constructions voisines et ne-désorganise pas les terrains traversés
- ✚ Il faut faire le recépage du pieu.

c) Les autres types de fondations profondes**• Les puits**

Les puits sont des fondations creusées à la main. Les moyens de forage employés exigent la présence d'hommes au fond du forage (puits marocain). Les puits peuvent être de section circulaire avec des diamètres supérieurs à 1.20 m ou de section quelconque avec une largeur minimale de 0.80 m et une section supérieure à 1.1 m².

Les parois du forage sont blindées et le bétonnage se fait à sec.

• Les micro pieux

Ce sont des pieux forés tubés ou non, avec ou sans armatures, diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est rempli d'un mortier ou d'un coulis de scellement selon le type de micro-pieux.

• les fondations spéciales**- Les parois moulées**

C'est un mur réalisé dans une tranchée forée à la boue, dont la fondation est de maintenir les parois de l'excavation.

Le forage est exécuté à l'aide d'une benne preneuse. L'ouvrage est coulé en place après descente d'une cage d'armature dans la tranchée, ou préfabriqué. quand la paroi excède une certaine longueur, on divise la paroi à réaliser en panneaux de 2.5 à 6 m, que l'on réalise soit alternativement, soit à la suite l'un de l'autre. Le bétonnage d'un panneau doit se faire en une seule fois avec des tubes plongeurs. La partie supérieure de béton en contact avec la boue doit être recéper.

- Fondations par caissons

Ce système consiste à préfabriquer les fondations d'un ouvrage, et à les introduire ensuite dans le sol.

Les fondations servent ainsi à la stabilité de l'ouvrage et au blindage de la fouille durant l'excavation.

On emploie ce système pour les travaux en rivières ou dans de très mauvais terrains.

Le caisson constituant les fondations peut être une simple enceinte ou une sorte de caisse sans fond sous air comprimé, compensant les pressions extérieures.

Les caissons sont construits au fur et à mesure du fonçage par hauteur de 5 à 6 m .

I.2.4. Facteurs de choix du type de fondation

- ✚ La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bât. d'habitation, bât industriel soutènement
- ✚ La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- ✚ Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer
- ✚ La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau
- ✚ Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences
- ✚ Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

I.3. GENERALITES SUR LE GLISSEMENT

Les ouvrages d'art sont toujours affectés par des mouvements de terrain, ces mouvements jouent un rôle prépondérant dans l'évolution des versants des extrêmes des ouvrages ou des pentes internes, les études géologiques et géotechniques du terrain sont souvent motivées par la recherche des solutions à apporter pour les mouvements du sol, l'objectif de cette recherche est de donner un aperçu général sur les ponts et les glissements de terrain.

Les glissements peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel (forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple) ou par l'action directe de l'homme tels que les travaux de terrassements ou déforestation. Pour cela les chercheurs en fait la classification selon certains critères essentielles pour les distingué « le comité international de la géologie d'ingénieur (Nemcoka, Pasek, Rybar, 1972). Classé les mouvements de terrain en quatre types : les glissements, les écroulements, les fluages, les coulées. [7]

I.3.2. Glissement de terrain

L'aléa du mouvement de terrain (glissement de terrain) se traduit par des déplacements, généralement lents sur une pente avec une surface de rupture (surface cisaillement) identifiable, d'une masse de volume du terrain cohérente, profondeur et d'épaisseur variables. Le plus souvent cet aléa est concrétisé dans les terrains saturés et cela cause d'énormes dégâts matériels et humains.[7]

I.3.3. Classification des mouvements de terrain

I.3.3.1. Pentes naturelles

+ Glissement

Les glissements affectent les sols et sont fréquents dans les travaux de terrassement et de soutènement. Les vitesses de ruptures peuvent être très variables. La rupture est parfois précédée de signes précurseurs mais peut être également brutale. Il existe trois grands types de glissements.

+ Glissements plans

En général, la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon pour les formations sus-jacentes.

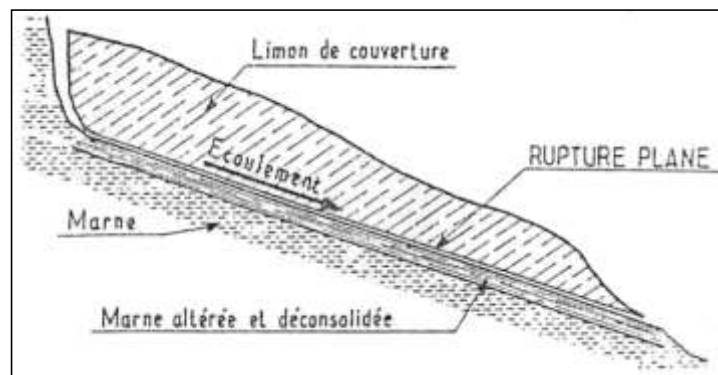


Fig I. 15: Rupture(glissement) plane[7]

+ Glissements rotationnels simples

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques. Le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire. [7]

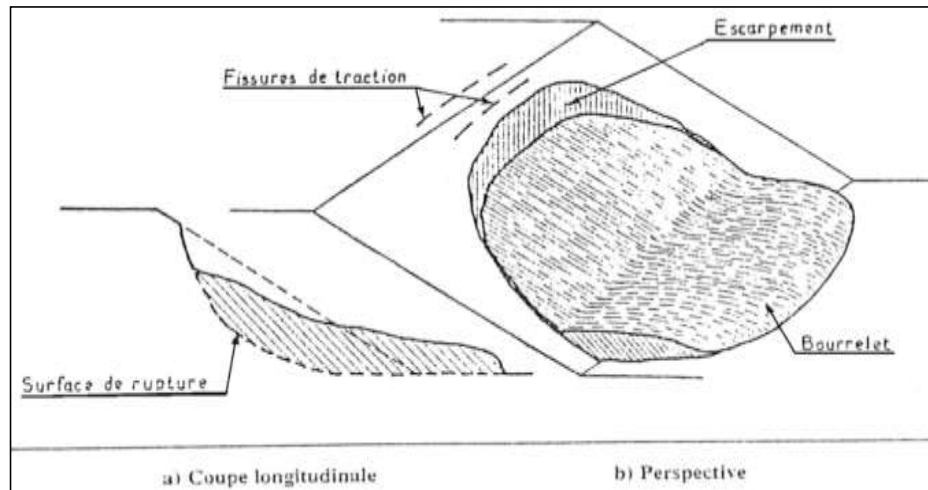


Fig I. 16: Glissement rotationnel simple [7]

+ Glissements rotationnels complexes

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres. L'apparition de premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont.

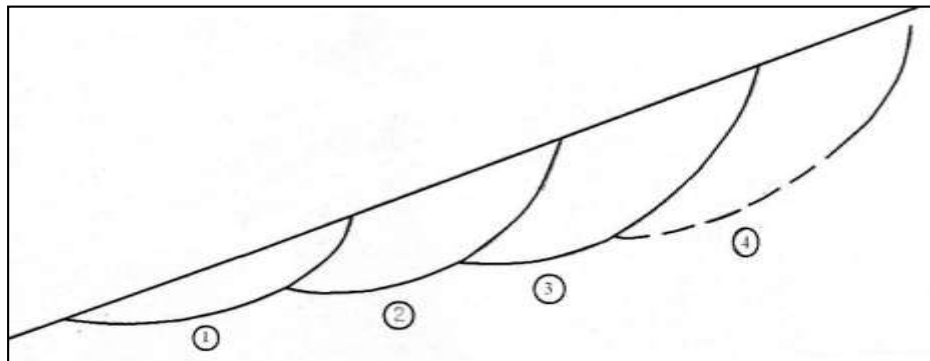


Fig I. 17: Glissement rotationnel complexe [7]

I.3.3.2. Écroulements et chute de pierre

Les écroulements concernent les masses rocheuses ; ils sont spectaculaires et dangereux. Le traitement des écroulements relève de la mécanique des roches

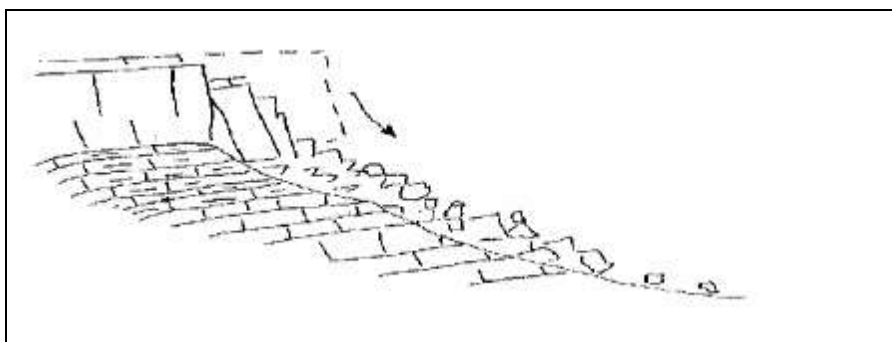


Fig I. 18: Écroulement [7]

I.3.3.3. fluage

Les phénomènes de fluage correspondent à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique donc proche de la rupture. L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture. La figure suivante montre une couche de marne argileuse surchargée par un massif calcaire limité par une falaise. La marne flue sous le poids excessif de la falaise de calcaire, risquant d'entraîner la fissuration du banc de calcaire peu déformable, voir l'écroulement de la falaise

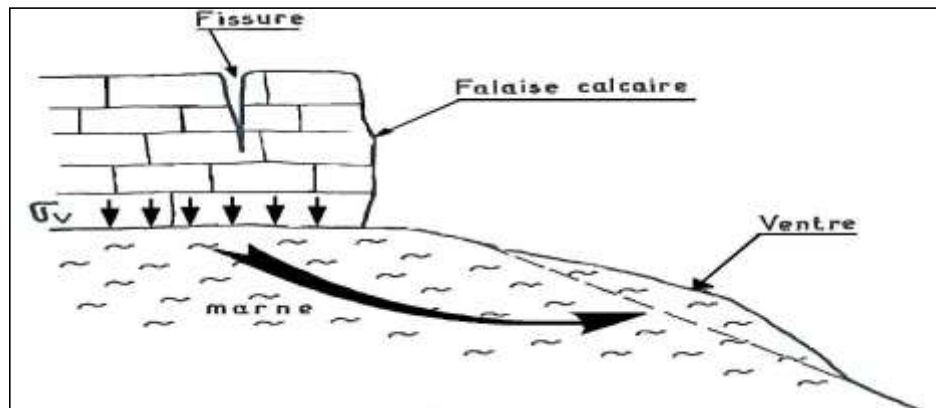


Fig I. 19: Fluage[7]

I.3.3.4. Solifluxion

Les phénomènes de solifluxion représentent un cas particulier de fluage. C'est un phénomène superficiel provoqué par les variations volumiques du sol au cours des saisons (gel et dégel en montagne, alternance de saisons sèches et pluvieuses). Lorsqu'ils affectent des pentes, les mouvements alternés conduisent à une répartition du sol vers l'aval. La solifluxion se repère par la présence d'ondulations du sol et par l'inclinaison des arbres. La solifluxion se produit essentiellement dans des pentes constituées de sols argileux gonflants et rétractables. [7]



Fig I. 20: Lobes de solifluxion [7]

I.3.3.5. Les coulées boueuses

Les coulées sont des mouvements dont le comportement mécanique est plus proche de celui de matériaux transportés par l'eau, que des glissements. Souvent ce sont les matériaux issus de glissements qui alimentent les coulées en présence d'une quantité importante d'eau (liée à la présence d'une rivière, d'un torrent ou à des précipitations importantes). Les coulées sont caractérisées par :

- Des matériaux meubles, hétérogènes à matrice argileuse ;
- Un déclenchement du phénomène lié au dépassement d'une teneur en eau critique qui rend le matériau semi-fluide ;
- Des distances de déplacement importantes et des vitesses qui peuvent être extrêmement élevées. [7]



Fig I. 21: Coulée boueuse [7]

a) Talus artificiels

➤ Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires. On distingue:

- Les cercles de talus

Se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante, voire **Fig. 1.22**

- Les cercles de pied

Sont les plus courants dans ce type d'ouvrages, voire **Fig. 1.22**

- **Les cercles profonds**

Ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité, voire **Fig. 1.22**

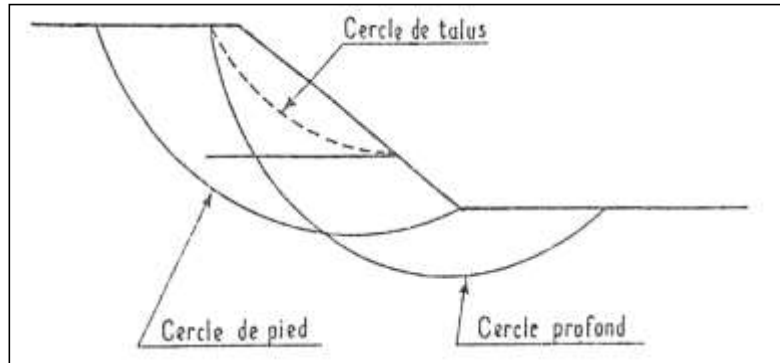


Fig I. 22: Différents types de rupture circulaire [7]

➤ **Talus en remblai sur sols compressibles**

Lorsqu'un remblai en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe, les ruptures susceptibles de se produire sont profondes et interviennent. Si le sol mou est homogène, les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse. Si le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture est peu élevé tout en étant supérieur à 1, il peut se produire un fluage du sol de fondation entraînant un tassement anormal du remblai latéral de la couche molle et une perte de résistance du remblai ou de fondation ou des deux. [7]

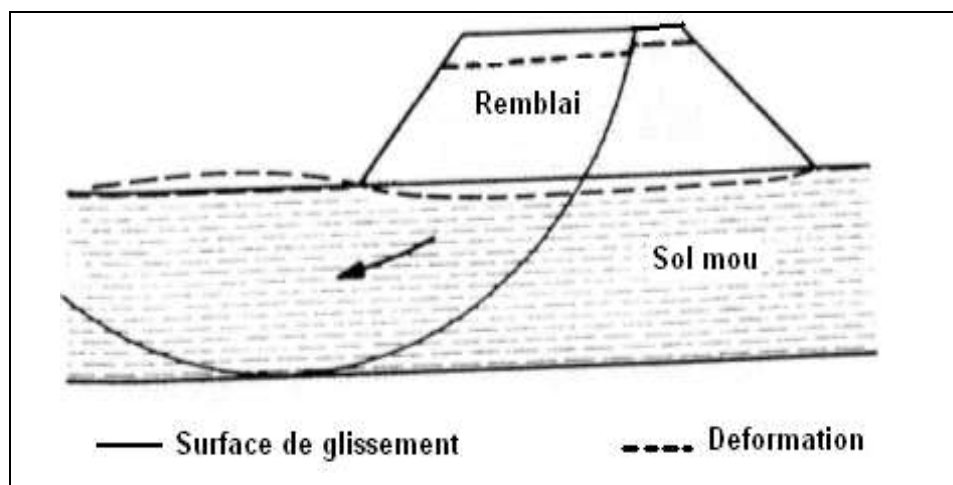


Fig I. 23: Remblai sur sol mou [7]

➤ **Digues et barrages en terre**

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de conception des barrages en terre. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions

interstitielles à l'intérieur de la digue. Pratiquement, on calcule le facteur de sécurité F_s le long des cercles de glissement supposés :

- Pendant la construction et peu après la construction ;
- Lorsque le barrage vient d'être rempli (avec percolation permanente) ;
- Lors d'une vidange rapide.

I.3.4. Forme de la surface de rupture

La forme des surfaces de rupture dépend beaucoup des caractéristiques du matériau. Dans les terrains plutôt rocheux, les surfaces de glissement seront liées aux surfaces de discontinuité. Dans des terrains plus meubles et homogènes, les surfaces de rupture seront grossièrement des cercles en deux dimensions ou des ellipsoïdes en trois dimensions. Dans des terrains hétérogènes, les surfaces de rupture pourront être une combinaison de surfaces circulaires et planaires, mais cela pourra être une forme quelconque. La surface de rupture, d'une manière générale, passera par les zones de terrain dont les caractéristiques sont les plus faibles.

I.3.5. Les causes d'un glissement de terrain

Un glissement de terrain a rarement une cause unique, c'est le plus souvent l'action conjointe de plusieurs facteurs négatifs qui déclenchent un glissement. Pour analyser le mécanisme d'une rupture, il convient de bien repérer les divers facteurs susceptibles d'être intervenus et de créer une hiérarchie entre eux. C'est seulement lorsque les causes d'un glissement sont clairement établies qu'il devient possible d'examiner, avec quelque chance de succès, les dispositions confortatives capables de redonner au site sa stabilité. Les causes envisageables dans l'étude d'un glissement de terrain peuvent se rattacher à trois catégories.

Voici quelque cause de glissement de terrain :

- ✓ La proximité du réseau de drainage : est généralement liée avec le phénomène d'érosion Hydrique parmi lesquels on trouve les sapments de berges.
- ✓ Les cours d'eaux et les résurgences : engendrent souvent déstabilisation de versant, l'action de l'eau (sapment de berge- érosion régressive- ravinement...etc) peu être de nature chimique lorsqu'elle entraîne une altération des matériaux par différentes actions comme l'oxydoréduction, l'hydrolyse, l'hydratationetc.
- ✓ Le relief : sa composante altimétrique représente aussi l'un des facteurs les plus déterminantes dans la genèse des glissement de terrains.

I.3.6. Calcul de stabilité des glissements de terrain

a) Les méthodes de calcul

➤ Méthode globale

Cette méthode nous permet d'énumérer d'une manière générale toutes les forces qui peuvent entrer en jeu en sollicitant le corps en question. La méthode globale considère que le massif est homogène et isotrope, il est défini par les caractéristiques suivantes : la cohésion(C), l'angle de frottement (φ) et le poids volumique(γ).

on étudie l'équilibre du massif en supposant que la rupture va se produire le long de la ligne AMB assimilée à un arc de cercle de centre O et de rayon r . Le mouvement du corps (1) se ramène donc à une rotation de centre O . Les forces susceptibles d'intervenir dans l'équilibre du corps (1) sont :

- Le poids W des terres, appliqué au centre de gravité G .
- Les forces de résistance au cisaillement mobilisées le long de la ligne de rupture AMB .

La résistance en un point M est la somme de :

- La résistance due à la cohésion c'' , portée par la tangente en M , en admettant que la valeur de c'' soit constante en tout point de AMB :

$$c'' = \frac{c}{F_s} \quad \text{Avec : } F_s : \text{ le coefficient de sécurité recherché.}$$

- La résultante de ces forces K'' parallèle à AB et passe par le point D tel que :

$$K'' = 2r \sin \alpha_0 c'' \quad , \quad OD = r \frac{\alpha_0}{\sin \alpha_0}$$

- Le moment de cette force par rapport au centre O est égale à : $2 r^2 \alpha_0 c''$.
- La résistance due au frottement dont la résultante est \vec{R} .

Les efforts transmis par l'eau de la nappe admettant pour résultante U appelée pression interstitielle.

L'équilibre du volume $ACBMA$ est vérifié si la somme géométrique des forces appliquées, et la somme de leurs moments par rapport au centre O sont nulles ; ceci traduit par les deux équations respectives : $\vec{W} + \vec{U} + \vec{K}'' + \vec{R} = \vec{0}$ et $Wl - U_m - R_n - 2r^2 \alpha_0 \frac{c}{F_s} = 0$.

Dans ces équations, les forces \vec{W} , \vec{U} et \vec{K}'' sont parfaitement connues, il ne reste que le problème de la distribution des contraintes le long de la ligne AMB , ni donc sur l'intensité

ou la direction de la force \vec{R} , c'est bien là que réside la difficulté du problème. Les différentes méthodes misent au point pour le calcul de la stabilité diffèrent les unes des autres par la manière dont elles traitent cette difficulté. Vu la multiplicité de ces méthodes, nous exposerons celles qui sont les plus utilisées.

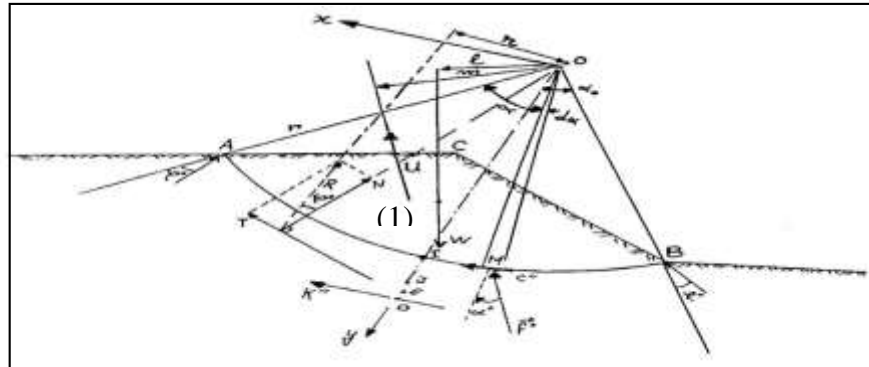


Fig I. 24: Différentes forces agissantes sur une masse en mouvement [7]

➤ **Méthode des tranches.** [7]

est une méthode suédoise due à **Petterson** (1916), elle a subi plusieurs adaptations au fil des années tel que son développement par **Fellenius** en 1927 pour les **ruptures circulaires**, par **Bishop** en 1954 et en fin elle a été étendue aux ruptures non circulaires par **Nonveiller** en 1965. La méthode des tranches consiste à (diviser un volume instable en un certain nombre de tranches verticales et à étudier l'équilibre de chaque tranche indépendamment sur la ligne de rupture), sous l'action des forces et des moments qui la sollicitent. En général, cette méthode peut prendre en compte un maximum de complexités : surface topographique de forme quelconque, surface de rupture non circulaire, hétérogénéité des terrains, forces extérieures quelconques (charge supplémentaire au talus etc.), écoulement des eaux souterraines. Elle peut être alors bien adaptée à l'étude des versants naturels qui sont généralement des cas complexes.

✚ **Méthode des tranches de Fellenius.** [7]

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Considérons un talus constitué d'un certain nombre de couches de sols de caractéristiques différentes : c_i, ϕ_i, γ_i . Fellenius suppose que la ligne de glissement soit circulaire, on veut vérifier la stabilité de ce talus vis-à-vis du risque de glissement par le calcul de leur coefficient de sécurité. La méthode consiste à découper le volume du sol concerné (compris dans l'arc EMF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. Le découpage des couches se fait de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couches

(points G et H) correspond à une limite entre deux tranches. Nous prenons comme exemple, l'étude d'équilibre de la tranche ($ABCD$), les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes :

- Le poids W ,
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB ,
- Les réactions sur les faces verticales AD et BC décomposées en réactions horizontales H_n et H_{n+1} en réactions verticales V_n et V_{n+1} , ce sont les forces inter tranches,
- Les pressions hydrauliques.

Par rapport au centre O du cercle de glissement, on définit :

- Le moment moteur, comme celui du poids des terres W , de l'eau interstitielle et des surcharges éventuelles, qui tendent à provoquer le glissement,
- Les moments résistants, comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche : moment de R_n , H_n , H_{n+1} , V_n et V_{n+1}

Le coefficient de sécurité est donné par le rapport :

$$F_s = \frac{\sum_{EF} \text{des. moments. résistants. maximaux}}{\sum_{EF} \text{des. moments. moteurs}} \quad (1)$$

En considérant la somme des moments sur tout l'arc EF , on constate que la somme des moments des forces inter-tranches est nulle. Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc AB est le poids W , qui est décomposé en deux forces, l'une normale à AB (N_n) et l'autre tangentielle (T_n).

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n , d'après la loi de coulomb, elle s'écrit :

$$(R_n)_t c_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_i \quad (2)$$

La somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\sum_{n=1}^{m=n} R \cdot (c_i AB + N_n \tan \varphi_i) \quad (3)$$

Avec : m : nombre total de tranches, c_i et φ_i : cohésion et angle de frottement de la couche dans laquelle est situé AB. L'expression du coefficient de sécurité F_s se réduit à :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} (c_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_i)}{\sum_{n=1}^{n=m} T_n} \tag{4}$$

En remplaçant AB, N_n et T_n dans la formule (4) on obtient :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} (c_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_i)}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin \alpha} \tag{5}$$

Dans le Cas de l'existence de la nappe (B. Hubert et al, 2003) ; le coefficient F_s est donné par :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} [c_i \frac{b}{\cos \alpha} + (w \cos \alpha - \frac{u \cdot b}{\cos \alpha}) \tan \varphi_i]}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin \alpha} \tag{6}$$

Avec : $u = Z_w \cdot \gamma_w$

u : Pression interstitielle, Z_w : hauteur d'eau, γ_w : poids volumique de l'eau.

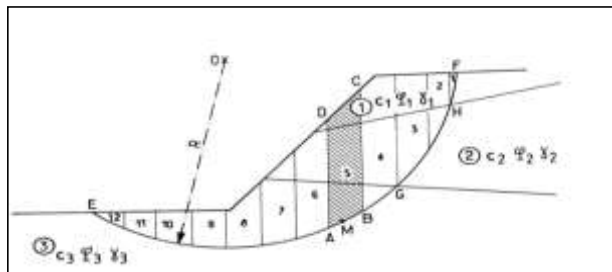
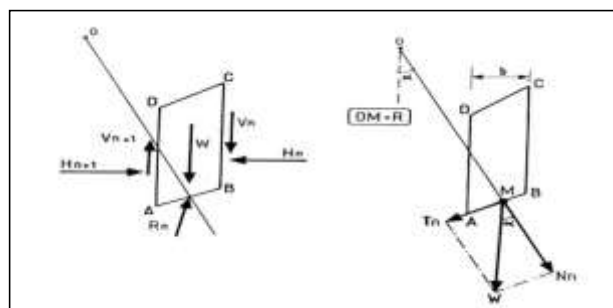


Fig I. 25: Découpage en tranches d'un talus [7]



a) Décomposition complète b) Hypothèse de Fellenius

Fig I. 26: Forces agissant sur un tranche médiane [7]

✚ Méthode des tranches de Bishop

En 1954, Bishop a apporté une amélioration à la méthode de Fellenius, et ceci en considérant que, pour toute tranche étudiée, $V_n - V_{n+1} = 0$ ce qui permet de considérer les efforts inter-tranches horizontaux uniquement. Le coefficient de sécurité F_s s'exprime par cette méthode comme suit :

$$F_s = \left(\frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin \alpha} \right) \cdot \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(W - u_n \cdot b) \tan \varphi_i + c_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F_s}} \quad (7)$$

Tous les termes sont connus et F_s est calculé par itérations successives, la première itération est faite en adoptant, comme valeur F_{s0} , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius. La méthode simplifiée de Bishop est généralement utilisée avec traitement par ordinateur. On a vu comment calculer le coefficient de sécurité F_s pour un cercle donné a priori. Pour connaître F_s réel d'un talus, il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de F_s , c'est en effet, le long de cette surface de glissement que la rupture se produira.[7]

✚ Méthode des caractéristiques de contraintes

Dans ce type de méthode, l'état limite est atteint en tout point du bloc glissant, le sol ailleurs étant en équilibre surabondant. On y traite en générale des surfaces planes, et le problème consiste à calculer la surcharge ou la géométrie du talus causant un équilibre limite généralisé dans la surface fixée a priori. Ce concept ignore d'ailleurs la notion du facteur de sécurité et nécessite le recours à l'ordinateur pour la résolution des équations de l'équilibre limites. Bien que cette approche, due à Sokolovski(1960) n'est pas bien développée, l'avenir est plutôt prometteur pour elle.[7]

✚ Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physiques variables dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformations aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené avec tout programme général d'éléments finis, ou avec les logiciels spécialisés dans la modélisation géotechnique, tels que le Plaxis, CesarCrisp. [7]

I.3.7. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal F_s adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainée C_u). Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faibles : 1.1 à 1.2, mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui est souvent difficile en géotechnique. La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égal à 1.25, alors que $F_s = 1.5$ pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celle de Bishop).

I.3.8. Les méthodes de confortements des glissements de terrain

Les confortements des talus au glissement sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

Le choix de la méthode de confortement varie d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part avec le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement).

Les méthodes de confortement peuvent être groupées en quatre groupes :

- **Drainage :**

Les types de drainages les plus couramment utilisés sont :

- 1) Collecte et canalisation des eaux de surface
- 2) Massifs drainants
- 3) Tranchées drainantes
- 4) Drains subhorizontaux
- 5) Drains verticaux, puits et galerie drainantes.

▪ **Modifications géométriques :**

Les types de Modifications géométriques sont :

- 1) Butée de pied
- 2) Allègement en tête
- 3) Purge
- 4) Reprofilage
- 5) Substitution totale ou partielle.

▪ **Renforcement :**

Les types de Renforcement sont :

- 1) Organes résistants en pied (ouvrages de soutènement rigide (mur en béton ancré – palplanches – pieux sécants) - souple (gabions, murs en terre armé).)
- 2) Pieux et barrettes
- 3) Tirants d’ancrages.

I.4. Conclusion

Les ouvrages d’art ont un rôle de franchir les obstacles et faciliter le transport, les ponts sont les ouvrages d’art les plus utilisés récemment, le monde à développer plusieurs types des ponts et des viaducs et plusieurs méthodes de construire, aussi des solutions pour résolu les problèmes qui concerne les ponts, parmi les inconvénients qui affectent les ouvrages on a les glissements de sol. Le glissement peut provoquer des victimes humaines, des dégâts sur les ouvrages, des dégâts économiques, on doit stabiliser le sol vis-à-vis le glissement au-dessous de l’ouvrage pour le conserver, pour le calcul de la stabilité des talus de notre ouvrage on utilise habituellement l’analyse par des méthodes d’équilibre limite.

CHAPITRE II :

La présentation du projet

II.1. Introduction

Dans ce chapitre, on va présenter le projet (situation du site, topographie, géologie, l'hydrologie et la sismicité, une description générale de projet), un détail des caractéristiques des sections étudiées (P3 ; P21 ; P41).

II.2. Présentation de projet

II.2.1. La zone du projet

L'ouvrage O22, qui se situe entre les PK 34+913.20 et 37+184.80 à Djebahia ; wilaya de Bouira de la ligne ferroviaire Thénia - Bordj Bou Arreridj, il possède une orientation W / E, c'est est le plus long ouvrage de la ligne avec 2271 (m) de longueur. Il permet le franchissement de six écoulements, d'un chemin vicinal, passe sous un viaduc routier, traverse l'oued Isser, deux lignes électriques de haute tension, une piste, une ligne ferroviaire, la Route Nationale RN5 et diverses zones instables du point de vue géotechnique.

Fig. (II.1)



Fig II. 1: Photo de la zone du projet prise par satellite



Fig II. 2: Photo réelle de tronçon de la zone du projet

II.2.2. Contexte topographique et géométrique

La conception du Pont Ferroviaire OA22 est conforme aux données fonctionnelles de la ligne ferroviaire Bordj Bou Arreridj - Thénia.

L'axe en plan se composera d'une courbe de rayon variable jusqu'au PK34+957.51 suivis d'une courbe droite de 1200 m de rayon qui atteint le PK35+805.39 suivis d'une autre courbe de rayon variable jusqu'au PK35+925.39 qui donne lieu à un alignement droit jusqu'au PK 36+488.32 à partir duquel à travers d'une courbe de transition jusqu'au PK36+608.32 entre dans le courbe final à 1200 m de rayon.

Le profil en long se développera suivi d'une pente constante de 1.53%, ascendante de la culée C1 vers la C2. Concernant le profil en travers, l'ouvrage comporte deux voies ferrées, qui ont une distance entraxe de 4.00 m. L'écartement entre les rails de chaque voie est de 1.435 m.

La voie sera continue tout au long de l'ouvrage ayant cinq appareils de dilatation (AD) sur les piles P9, P10, P24, P25 et culée C2.

II.2.3. Données géotechniques

Les travaux de reconnaissance effectués aux endroits de cet ouvrage d'art pendant cette phase d'études ont compris dix sondages carottés (F) (de treize prévus), quatre sondages pressiométrique (PR) (de cinq prévus) et quatre essais de pénétromètre dynamique (SPD), voir **Tableau (II.1)**.

Tableau II. 1: Sondages prévus et réalisés à l'OA22

Sondage	Point kilométrique
F 40-18	35+100
F 41-18	36+140
F 42-18	36+345
F 43-18	36+775
F 44-18	36+795
F 45-18	36+930
F 46-18	36+995
F 47-18	37+145
PR 12-18	35+600
PR 13-18	35+955
PR 14-18	36+595
SPD 15-18	36+860
SPD 16-18	36+890
SPD 18-18	37+075
SPD 19-18	37+160

II.2.4. Sondages utilisés pour les sections

a) P3

Le P3 se situe entre (PK 35+000 / 35+100)

Pour l'étude de P3, on utilise le sondage carottés F40-18, l'essai pressiométrique PR-14-18,

b) P21

Le P21 se situe entre (35+925 / 36+000)

Pour l'étude de P21, on utilise le sondage carottés F 41-18, l'essai pressiométrique PR 13-18

c) P41

Le P21 se situe entre (37+000 / 37+100)

Pour l'étude de P41, on utilise le sondage carottés F 46-18, l'essai pressiométrique PR 13-18, l'essai pénétromètre dynamique SPD 18-18

D'après la géologie régionale ; Les terrains rencontrés dans le secteur d'étude sont constitués par trois formations.

- **QA1 – Alluvions récentes Quaternaires (limons et cailloutis) ;**
- **MHa – Marne Miocène altérée d'Aomar.**
- **MHc – Marne Miocène compacte d'Aomar.**

Ainsi, pour assurer la stabilité de l'ouvrage, on a prévu des fondations profondes par pieux de 1.20/1.50 m pour les appuis des viaducs latéraux et de 2.00 m de diamètre pour le pont central. La longueur maximale des pieux est estimée en 25 m.

II.2.5. Sismicité

Selon la carte sismique du nord de l'Algérie, la région d'étude se situe parmi les régions moyennement sismiques classées en « *zone IIa* » selon le nouveau RPOA V2008 revu après le dernier séisme du 21 mai 2003. Elle correspond à une sismicité moyenne avec un coefficient d'accélération variant de 0,20 à 0,25 selon la classe de l'ouvrage, **Figure (II.2)**.

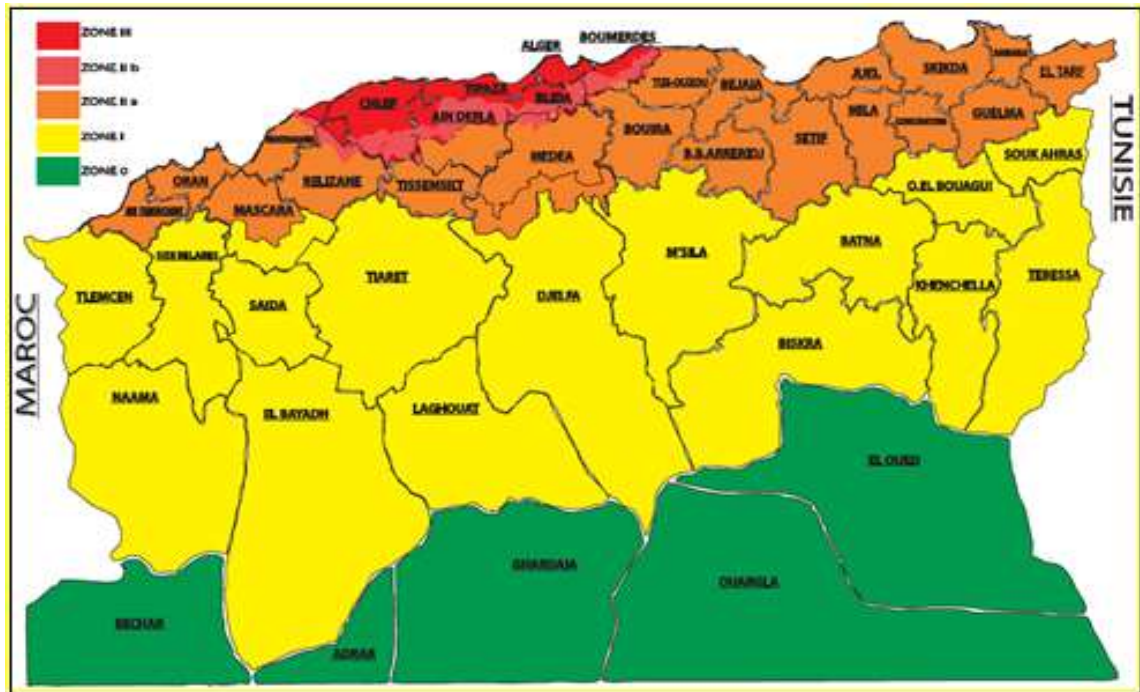


Fig II. 3: Carte de zonage sismique du territoire national [D.Belhai]

II.2.6. Données hydrauliques

- ✓ Le pont franchira divers écoulements de petites dimensions
- ✓ Le pont franchira l'Oued Djemma.

II.2.7. Description de l'ouvrage d'art

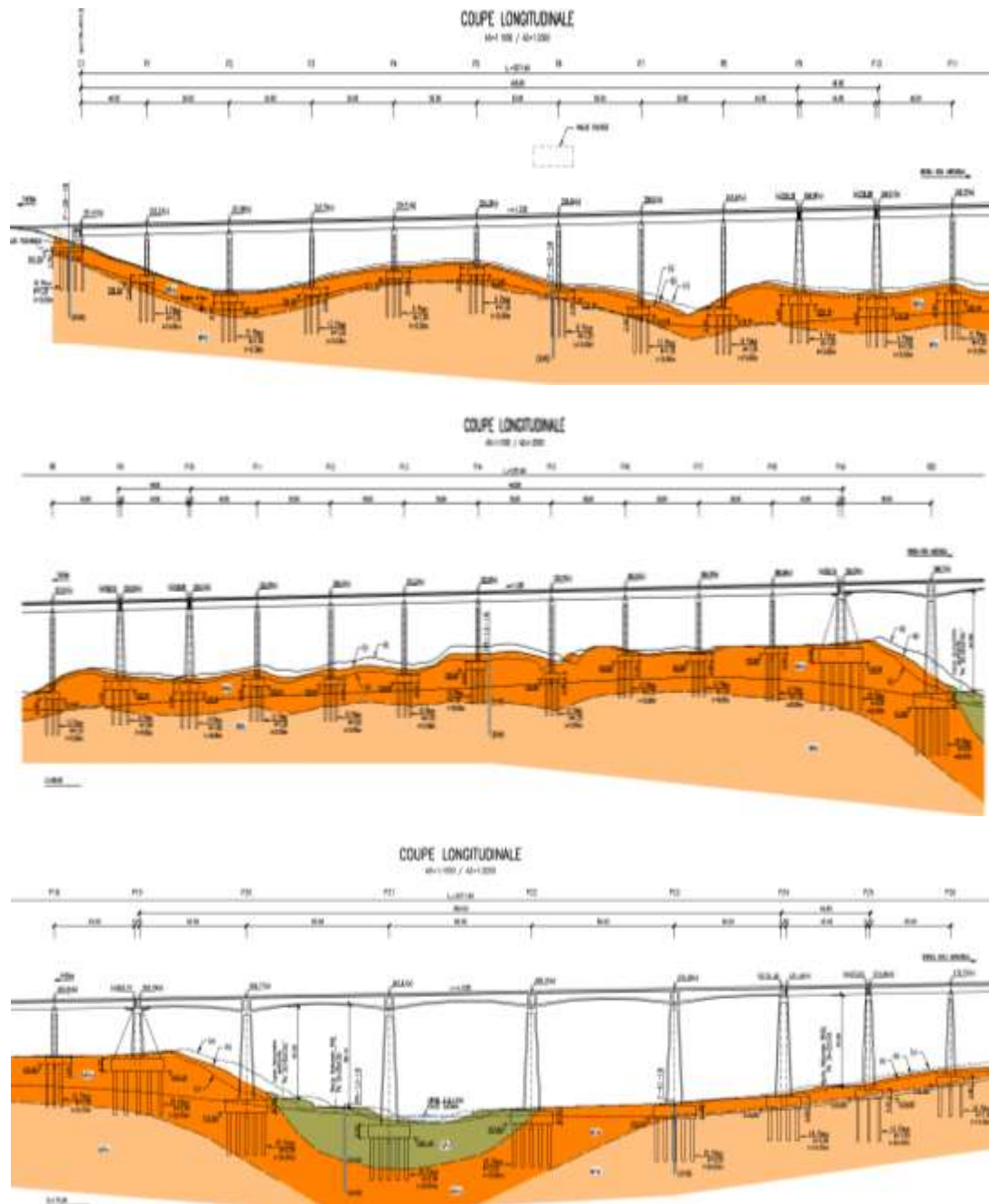
➤ Conception générale

L'ouvrage d'art OA22 est un pont-rail de 2271.60 m de long qui comporte une succession de quatre ponts et deux travées inertes à solutions structurelles distinctes :

L'ouvrage est constitué par six ouvrages indépendants avec solutions structurelles distinctes

- Un premier pont de 435m de long à travées continues en section mixte acier-béton avec 7 travées courants de 50 m et travées de rive de 40 m à gauche et 45 m à droite ;
- Une travée inerte en travée simple de 45 m de portée en section mixte acier-béton ;
- Un deuxième pont de 442.80m de long à travées continues en section mixte acier-béton avec des 7 travées courantes de 50 m et travées de rive de 45 m ;
- Un troisième pont de 360 m de longueur, ayant une solution en caisson monocellulaire continu, en béton précontraint, avec trois travées intermédiaires de 80.00 m de portée et des travées de rive de 60.00 m de portée, construite par encorbellements successifs ;

- Une travée inerte en travée simple de 45 m de portée en section mixte acier-béton ;
- Un quatrième pont de 935 m à travées continues en section mixte acier-béton avec 17 travées courantes de 50 m et travées de rive de 45 m à gauche et 40 m à droite, voir **Fig. (II.4)**.



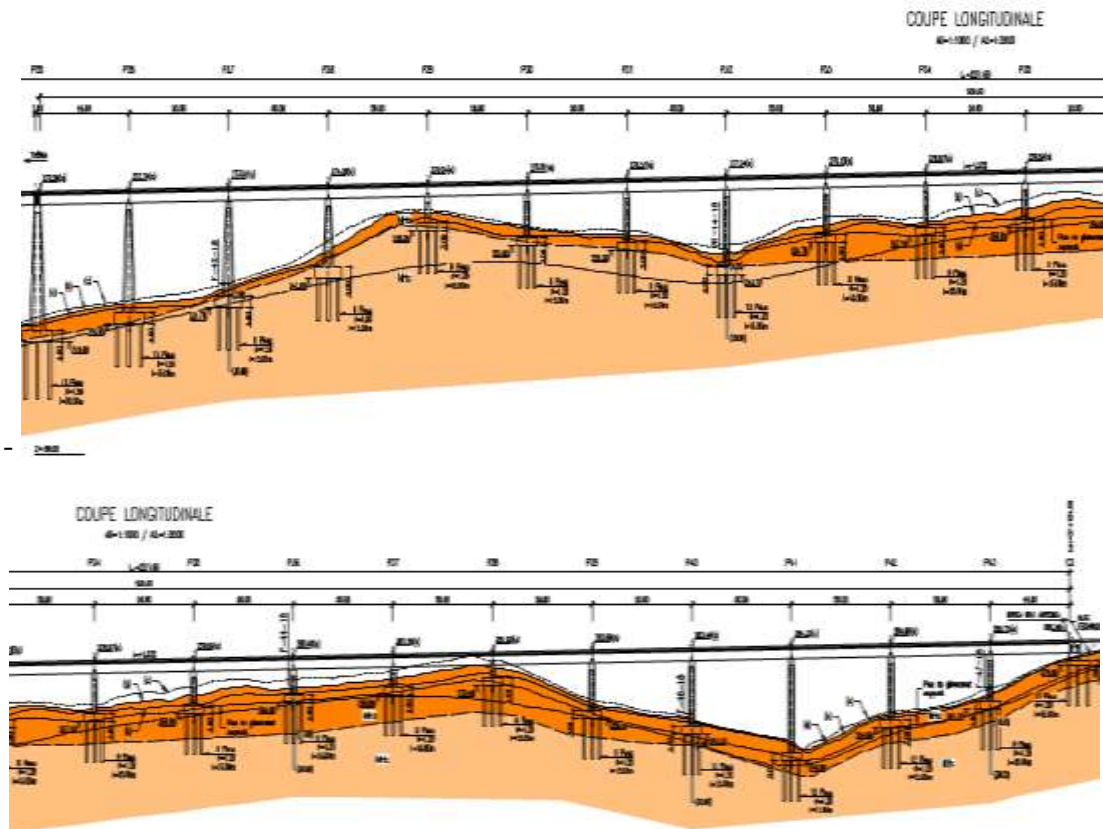


Fig II. 4: Des coupes longitudinales d'Élévation de l'ouvrage d'art 22

- notre zone d'étude pour le P3 est situé de (PK 35+000 / 35+100), d'une longueur de travée de 50 (m), d'une hauteur de pile de 22 m
- notre zone d'étude pour le P3 est situé de (PK 35+925 / 36+000), d'une longueur de travée de 80 (m), d'une hauteur de pile de 53.4 m
- notre zone d'étude pour le P3 est situé de (PK 37+000 / 37+100), d'une longueur de travée de 50 (m).

Une fois que cet ouvrage se localise en zone sismique d'intensité moyenne (II a), un système d'isolation sismique est prévu composé par :

- Tabliers mixtes :
 - Amortisseurs à ressort précontraint (PDS) à la culée C1 qui fixent le tablier à la culée pour les actions de service.
 - Appareils d'appui en néoprène à noyau de plomb (LRB) qui permettent les déplacements thermiques, fixent transversalement le tablier en service et contribuent pour l'isolation et l'amortissement en cas de séisme majeur sur les piles P1 à P6 au Pont

- 1, P10 et P11 pour la travée inerte 1, P13 à P18 pour le pont 2, P24 et P25 pour la travée inerte 2 et P28 à P40 au pont 4 ;
- Appareils d'appui en néoprène à noyau de plomb avec platine de glissement longitudinale (LRBU) sur les piles P7 à P9 au pont 1, P10 à P12 au pont 2, P25 à P27 et P41 à P43 au pont 4 ;
- Butées transversales pour empêcher les déplacements transversaux à l'axe de l'ouvrage (butées de blocage sur la culée C2 et les piles de transition P14 et P18 ; butées de sécurité sur les autres appuis).
- Attelages transversaux pour empêcher les déplacements relatifs transversaux entre tabliers à P13, P19 et P20.
- Appareils d'appui à pot glissants longitudinalement sur C1, P19 et C2.
- Amortisseurs à fluide visqueux (FVD) sur la culée C2.
- Tablier en béton précontraint les liaisons sont classiques :
- Liaison encasturé tablier / pile P20
- Appuis glissants longitudinaux sur la pile P19, P21 à P23 et pile de transition P24.
- Dispositifs anti-soulèvement reliant le tablier aux piles de transition de façon à garantir la stabilité du tablier au renversement.
- Butées transversales pour empêcher les déplacements transversaux à l'axe de l'ouvrage.
- Amortisseurs à fluide visqueux (FVD) sur la pile P19.

➤ **Tablier**

Les tabliers des Ponts 1, 2 et 4 sont du type 1A3. Le tablier des travées inertes est du type 1B2. Fig. (II.5)

Le tablier du pont 3 est du type 2A en béton précontraint. Fig. (II.6)

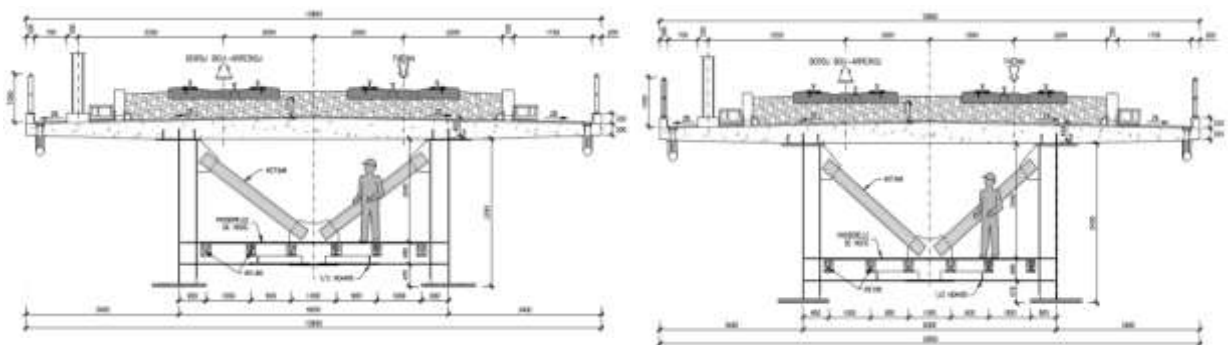


Fig II. 5: Coupe type du tablier – Pont 1, 2, 4 et travées inertes

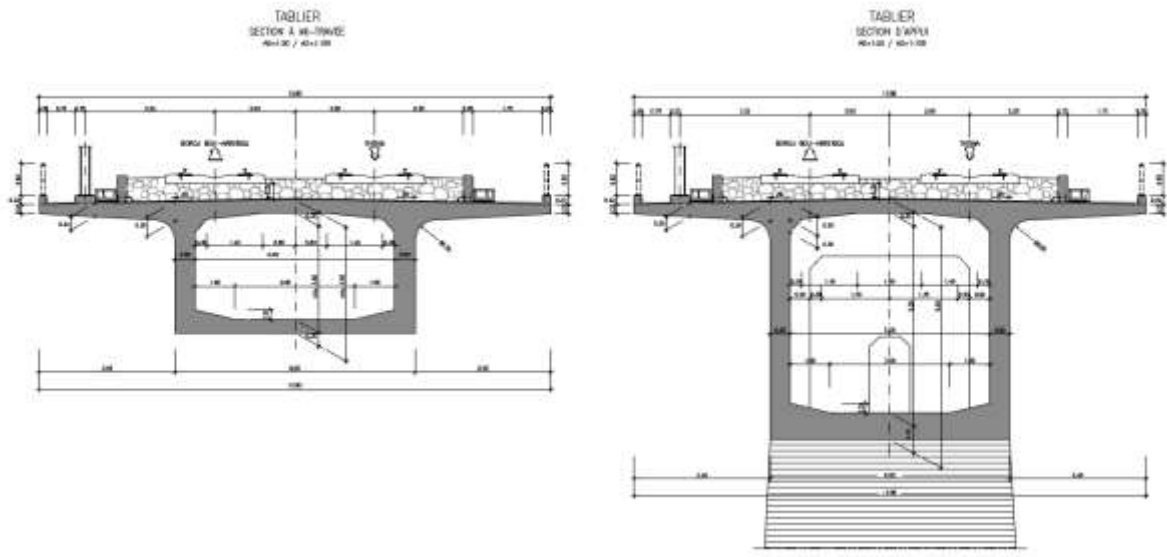


Fig II. 6: Coupe type du tablier – Pont central (sections sur appui et à mi-travée)

❖ Inspection des tabliers

L'inspection des tabliers se fera à partir des trottoirs.

L'inspection des appuis de la pile de transition et des éléments à l'intérieur des poutres longitudinales sera réalisée par la passerelle d'inspection prévue tout le long du tablier. L'intérieur du caisson en béton sera aussi accessible pour inspection.

➤ Piles

Les piles des travées mixtes acier-béton sont des types 2 et 3. Pour les piles du type 2 (P1 à P8 au pont 1, P11 à P18 au pont 2 et P29 à P43 au pont 4), les hauteurs varient de 9.0 à 34.5 m. Pour les piles du type 3 (P9, P10 et P25 à P28), les hauteurs varient entre 29.2 à 44.4 m.

Les fondations des piles type 2 des tabliers mixtes seront :

- du type A (9 pieux ϕ 1.20 m) pour les piles P1, P4, P5, P29 à P31, 33 à 39 et 43 ;
- du type B (12 pieux ϕ 1.20 m) pour les piles P2, P3, P6 à P8, P11 à P18, P32 et P40 à P42.

Les piles du type 3, P9, P10, P27 et P28, seront fondées sur 9 pieux ϕ 1.50 m (type A) et les piles du type 3, P25 et P26, seront fondées sur 12 pieux du même diamètre (type C).

Pour le viaduc en caisson monocellulaire continu, les piles sont des types 4 et 5. Pour les piles du type 4 (P20 à P23), les hauteurs varient entre 41.20 et 53.40 m. Pour la pile du type 5 (P24), la hauteur est de 47.1 m.

Les piles intermédiaires (type 4) seront fondées sur 25 pieux de 2.00 m de diamètre (fondation type A), et la pile de transition (type 5) sera fondée sur 16 pieux de 2.00 m de diamètre (fondation type A). La pile P19 constitue un cas singulier, constitué par un fut du type 5, avec les parois longitudinales prolongées en voile à l'extérieur et une hauteur de 23.60 m. Cette pile spéciale est fondée sur un ensemble de 20 pieux ϕ 2.00 m avec une semelle à 30.0 m x 20.0 m x 6.0 m.

Les fondations des piles P32 à P43 doivent être protégées prenant en compte la zone de glissement d'Aomar.

- **Culées**

Les culées C1 et C2, en béton armé, seront du type 1.

La culée C1 sera fondée sur 16 pieux de 1.20 m de diamètre (type C) et 15 m de longueur. La culée C2 sera fondée sur 12 pieux du même diamètre (type A).

La fondation de la culée C2 doit être protégée prenant en compte la zone de glissement d'Aomar.

- **Équipement**

Les joints de tablier seront du type joint sous ballast à la culée C1 et pile P19 et du type à garde-ballast avec une amplitude minimale de 359 mm, 365 mm, 425 mm, 383 mm et 388 mm aux piles P9, P10, P24, P25 et culée C2, respectivement.

- **Méthode de construction**

Le pont doit être construit selon les phases suivantes :

- Exécution des fondations, des culées et des piles.
- Construction du tablier du pont 3 par encorbellements successifs.
- Mise en place du tablier du pont 1, travée inerte 1 et pont 2 par lançage (900 m) à partir de la culée C1 et du tablier du pont 4 (jusqu'à P32) dans une longueur de 600 m à partir de la culée C2. Hissage / levage de quatre travées et pose à la grue de trois travées (P28 à P31). Bétonnage de l'hourdis supérieur. Le système de coffrage à utiliser sera choisi dans une phase ultérieure (prédalles, coffrages glissantes ou dalle préfabriqué par tronçons).
- Mise en place des équipements et des revêtements.

II.3. Conclusion

D'après l'analyse des données géologiques, géotechnique, hydrogéologiques et sismique, il en ressorte que :

- ✓ Les terrains rencontrés le long et aux alentours du tracé sont caractérisée par des formations de marne limoneuse parfois peu plastique et parfois très plastique
- ✓ La zone d'étude est classée en zone *Ila*, zone à sismicité moyenne selon le RPOA.
- ✓ L'ouvrage contient 2 types de tabliers (mixte en extrêmes) et (en béton précontraint au milieu).
- ✓ L'ouvrage à deux types des tablier (tablier en béton précontraint Bp – tablier en section mixte)

CHAPITRE III :
Etude géotechnique

III.1. Introduction

Les investigations géotechniques in-situ et au laboratoire sont les opérations de bases de tout projet de génie civil. Au cours de ce chapitre l'analyse des données issus de la campagne de reconnaissance géotechnique in situ et au laboratoire, effectuées au niveau de notre site sont données dans ce qui suit.

III.2. Campagne de reconnaissance in situ

Dans cette campagne, Les travaux de reconnaissance effectués aux endroits de cet ouvrage d'art pendant cette phase d'études ont compris huit 08 sondages carottés (**F**) (de treize prévus), trois 03 sondages pressiométriques (**PR**) (de cinq prévus) et quatre essais de pénétromètre dynamique (**SPD**).

III.2.1. Sondage carotté

La nature des formations traversées par les différents sondages réalisés le long de tronçon, sont représentées dans le **tableau (III.1) + (annexe B)**.

Tableau III. 1: Les sondages carottés

Sondage	Profondeur	Lithologie (nature de sol)
Sc01 : F40-18 (PK35+100.00) Voir figure (III.1)	0—3 (m)	Marne limoneuse de couleur brun-bleuâtre altérée, oxydée, peu ferme et peu humide.
	3—5.50 (m)	Marne limoneuse de couleur grisâtre à bleuâtre altérée ; oxydée, peu ferme, peu humide, renfermant des joints obliques et irréguliers oxydée à (3.40-3.60m) ; (3.90-4.00m) ; (4.90-5.00m)
	5.50—8.20 (m)	Marne sablo-limoneuse de couleur brune à des tâches bleuâtres, dur, sain et peu humide, présence un joint oblique remplis de sable-limoneux de couleur jaunâtre à 7.50m
	8.20—14 (m)	Marne limoneuse de couleur brunâtre à grisâtre à des tâches bleuâtres dur, sain, peu humide
	14—17.65 (m)	Marne limoneuse, peu sableuse de couleur brun-grisâtre à des tâches bleuâtres, altérée et peu humide, renfermant des joints obliques et irréguliers à remplissage de gypse (14.00m; 14.30m; 15.45m; 15.90m; 16.85m; 16.70m; 17.65m)
	17.65—21.50 (m)	Marne limoneuse de couleur grisâtre à bleuâtre altérée, peu humide, renfermant des joints sub-anguleux à (19.00-9.20m; 20.80-21.00m)
	21.5—24 (m)	Marne limoneuse de couleur brunâtre à grisâtre, sain, dur, peu humide.
24—30(m)	Marne limoneuse de couleur brunâtre à grisâtre, altérée dur, peu humide, renfermant des joints obliques et irréguliers à 24.70m, avec un passage de couche marne sableuse, saine, dur, peu humide à (27.00-29.00m).	



Fig III. 1: Photos des caisses de l'essai Sc01(F40-18)

Sondage	Profondeur	Lithologie
Sc02: F41-18 (PK36+140.00)	0—3 (m)	Marne de couleur grise-verdâtre, peu graveleuse-saine, ferme et humide avec des inclusions des grains de calcaire.
	3—5.90 (m)	Sable fin marneux, limoneux de couleur beige-jaunâtre, moue-humide avec intercalation des blocs de calcaire-gréseux entre (5.00 et 5.90m).
	5.90—8.50 (m)	Marne de couleur grisâtre, saine, ferme et humide
	8.50—12 (m)	Marne de couleur grisâtre, saine, ferme et humide
	12—15 (m)	Marne de couleur grise-verdâtre, saine, ferme et humide.
	15—17 (m)	Marne de couleur grisâtre à verdâtre, feuilletée, ferme à peu ferme et humide, avec présence des traces d'oxydes
	17—24 (m)	Marne de couleur grisâtre à verdâtre, feuilletée, ferme à peu ferme et humide, avec présence des traces d'oxydes
	24—25.5(m)	Marne de couleur grise-blanchâtre, feuilletée, ferme et humide
	25.5—27(m)	Marne de couleur grise-blanchâtre, feuilletée, ferme et humide.
	27—27.20(m)	Sable fin à moyen grésifié micacé, dure et peu humide.
	27.2—29.05(m)	Banc de grés micacé, saine et dure
29.05—33(m)	Marne de couleur grise-bleuâtre, dure, saine et humide, avec présence des traces d'oxydes	
Sc03: F42-18 (PK36+343.35)	0—2.20 (m)	Argile marneuse de couleur beige-verdâtre à grisâtre, saine, ferme, humide.
	2.20—3 (m)	Argile limoneuse peu sableuse de couleur beige-grisâtre, molle et humide.
	3—8.80 (m)	Marne grisâtre à bleuâtre, saine, ferme et humide.
	8.80—9 (m)	Marne sableuse de couleur beige-grisâtre dure.
	9—30 (m)	Marne de couleur brun-ocre à bleuâtre, saine, dure et peu humide, avec présence des joints obliques remplis de calcite à (11.50m; 11.60m; 12.70m; 12.75 m et 17.49m), avec passage d'une couche de marne sablo-graveleuse, dure (22.60-23.15 m).
Sc04: F-43-18 (36+775.00)	0—2(m)	Marne sablo-limoneuse de couleur beige, peu ferme, peu humide avec intercalation d'un banc de grés micacé, dure entre 1.50-1.80m
	2—9(m)	Marne sablo-limoneuse de couleur brune à des tâches gris-bleuâtres, oxydée, saine, ferme et humide, caractérisé par des joints sub-anguleux remplis par de limon à (6.00-6.40m).
	9—12(m)	Marne limoneuse de couleur brune à des tâches gris-bleuâtres, oxydée, sain, ferme et humide, caractérisé par des joints sub-anguleux remplis par d'oxydes et de limon.
	12—30(m)	Marne limoneuse de couleur grisâtre à verdâtre, sain, ferme, humide, avec un passage du sable fins marneux consolidée entre 16.50-16.65m.

<p>Sc05: F-44-18 (36+795.00)</p>	0—1(m)	Marne limoneuse de couleur beige-verdâtre, molle ; peu humide avec présence des racines.
	1—15(m)	Marne limoneuse à sableuse de couleur beige-verdâtre, sain, ferme et peu humide, avec présence un bloc du gré à (4.00-4.10m)
	15—17(m)	Marne limoneuse de couleur beige-verdâtre, sain, ferme et peu humide.
	17—20(m)	Marne sablo-limoneuse de couleur brunâtre à des tâches bleuâtres, ferme, peu humide, avec présence d'un passage du gré fracturé, oxydé.
	20—25(m)	Marne sablo-limoneuse de couleur grisâtre, ferme, peu humide avec présence d'un passage du sable marneux consolidée.
	25—27(m)	Marne sablo-limoneuse grisâtre compacte, ferme et peu humide, avec des passages des lits du sable marneux consolidée à (25.80-26.00m) ; (26.30-26.60m)
	27—27.90(m)	Marne mouchetée de couleur grisâtre, dur.
	27.90—30.50(m)	Marne de couleur brunâtre à des tâches bleuâtres, ferme et peu humide.
<p>Sc06: F-45-18 (PK36+930.00)</p>	0—3.70 (m) / 280.3 (m)	Marne feuilletée sablo-limoneuse de couleur beige, molle et peu humide.
	3.70—6 (m) / 278 (m)	Marne feuilletée sablo-limoneuse de couleur beige à des tâches bleuâtres, altérée et peu humide.
	6—10 (m) / 274 (m)	Marne limoneuse de couleur gris clair à bleuâtre, altérée et peu humide.
	10—14.6 (m) / 269.40 (m)	Marne limoneuse de couleur beigé à grisâtre, saine, peu ferme et peu humide.
	14.6—16 (m) / 268 (m)	Marne limoneuse de couleur beigé à grisâtre, saine, peu ferme et peu humide.
	16—20 (m) / 264 (m)	Marne sableuse de couleur brun-bleuâtre dur et sain
	20—21 (m) / 263 (m)	Marne mouchetée sablo-graveleuse de couleur grisâtre, peu ferme et peu humide
	21—26 (m) / 258 (m)	Marne sableuse de couleur brunâtre à grisâtre à des tâches bleuâtres altérée, peu ferme et peu humide, avec présence d'un passage de grés entre (23.50-23.90m).
	26—30(m) / 254 (m)	Marne sableuse de couleur brunâtre à grisâtre à des tâches bleuâtres altérée, peu ferme et peu humide
<p>Sc07: F-46-18 (PK36+995.00)</p>	0—1.50 (m)	Marne limoneuse de couleur beige, molle, humide avec présence des racines
	1.50—4(m)	Marne limoneuse légèrement sableuse de couleur beige, peu ferme et humide, avec des inclusions des grains de calcaire
	4—9.45 (m)	Marne limoneuse légèrement sableuse de couleur beige-jaunâtre, oxydé, ferme et humide, avec passage centimétrique de sable fins micacé grésifiée entre (5.60-5.70m). Renferment des joints obliques et sub-verticale de (4.10 à 5.60m)
	9.45—20 (m)	Marne limoneuse de couleur brune à des taches bleuâtre, sain, ferme et humide, altérée de (17.00 à 18.00m), avec passage centimétrique de sable fins micacé grésifiée (12.10et 12.20m)
	20—30 (m)	Marne limoneuse de couleur gris-bleuâtre, sain, ferme et humide, présence un joint oblique de (20.55 à 21.00m).

D'après les résultats du tableau précédent, la lithologie présentée par les différentes formations est constituée d'un sol Fin. Le sol est représenté principalement par une marne humide limoneuse et sableuse.

III.2.2. Sondage pressiométriques (PMT)

Les résultats des essais pressiométriques (SP01, SP02 et SP03), réalisés dans notre tronçon donnant les pressions limites, la catégorie conventionnelle des sols équivalents et le rapport (E/Pl) ainsi que l'état du sol, sont présentés dans le **tableau (III.2)**.

N.B : les résultats sont en MPa (1 bar = 10^{-1} MPa)

III.2.2.1. Essai 01 : PR-12-18

Tableau III. 2: Résultats des pressiomètre et la catégorie conventionnelle des sols.

Profondeur	Em (MPa)	P _l (MPa)	Em/Pl	Classification
2	19.037	0.652	29.198	Argile sur consolidée
3	19.088	0.622	30.688	Argile sur consolidée
4	19.166	0.682	28.10	Argile sur consolidée
5	14.545	0.696	20.898	Argile sur consolidée
6	18.804	0.984	19.110	Argile sur consolidée
7	18.778	0.99	18.968	Argile sur consolidée
8	14.331	1.153	12.429	Argile légèrement sur consolidée
9	15.368	1.834	8.379	Argile normalement consolidée
10	14.006	1.765	7.935	Argile sous-consolidée
12	20.857	2.053	10.159	Argile normalement consolidée
14	33.143	1.779	18.63	Argile sur consolidée
16	27.582	2.025	13.621	Argile normalement consolidée
18	33.143	2.435	13.611	Argile normalement consolidée
20	27.092	3.837	7.061	Argile sous consolidée
22	99.846	4.069	24.538	Argile sur consolidée
24	120.264	3.782	31.799	Argile sur consolidée
26	98.568	4.392	22.443	Argile sur consolidée
28	79.695	4.445	17.929	Argile sur consolidée
30	98.568	4.535	21.735	Argile sur consolidée
32	96.611	4.510	21.422	Argile sur consolidée
34	117.285	4.664	25.147	Argile sur consolidée

D'après les résultats présentés dans le tableau (III.1) ci-dessus, les valeurs pressiométriques sont moyennes, comprise entre la valeur 7.061 et 31.799 à travers l'ensemble des profondeurs atteintes par le sondage classant les sols comme étant une argile normalement et sur consolidée selon la norme (XP P94-011). **Voir annexe A. (Tableau 2).**

III.2.2.2. Essai 02 : PR-13-18

Tableau III. 3: Résultats des pressiomètre et la catégorie conventionnelle des sols.

Profondeur	Em (MPa)	P _i (MPa)	Em/Pl	Classification
2	11.925	1.903	6.266	Argile sous consolidée
3	12.992	1.542	8.425	Argile normalement consolidée
4	19.439	2.416	8.046	Argile normalement consolidée
5	20.182	2.503	8.063	Argile normalement consolidée
6	22.112	2.754	8.029	Argile normalement consolidée
7	22.112	2.777	7.962	Argile sous consolidée
8	31.632	2.804	11.281	Argile normalement consolidée
9	37.868	2.740	13.82	Argile légèrement sur consolidée
10	36.741	3.121	11.772	Argile normalement consolidée
12	42.635	3.154	13.518	Argile légèrement sur consolidée
14	40.419	3.300	12.248	Argile légèrement sur consolidée
16	41.846	3.232	12.947	Argile légèrement sur consolidée
18	48.966	3.278	14.938	Argile légèrement sur consolidée
20	54.728	3.050	17.944	Argile sur consolidée
22	54.928	2.786	19.716	Argile sur consolidée
24	64.834	3.255	19.918	Argile sur consolidée
26	70.434	3.298	21.357	Argile sur consolidée
28	76.739	3.450	22.243	Argile sur consolidée
30	76.705	3.433	22.343	Argile sur consolidée
32	76.643	3.490	21.961	Argile sur consolidée
34	76.643	3.490	21.961	Argile sur consolidée
36	75.244	3.470	21.684	Argile sur consolidée
38	83.882	3.634	23.083	Argile sur consolidée
40	83.671	3.669	22.805	Argile sur consolidée

D'après les résultats présentés dans le tableau (III.2) ci-dessus, les valeurs pressiométriques sont moyennes, comprise entre la valeur 7.934 et 23.083 à travers l'ensemble des profondeurs atteintes par le sondage classant les sols comme étant une argile normalement consolidée selon la norme (XP P94-011). **Voir annexe A. (Tableau 2).**

III.2.2.3. Essai 03 : PR-13-18**Tableau III. 4: Résultats des pressiomètre et la catégorie conventionnelle des sols.**

Profondeur	Em (Mpa)	P ₁ (Mpa)	Em/Pl	Classification
1	4.812	0.439	10.96	Argile normalement consolidée
2	12.763	0.91	14.02	Argile légèrement sur consolidée
3	16.219	1.302	12.46	Argile légèrement sur consolidée
4	37.210	3.564	10.44	Argile normalement consolidée
5	40.319	3.382	11.92	Argile normalement consolidée
6	55.641	3.537	15.73	Argile sur consolidée
7	59.223	3.530	16.78	Argile sur consolidée
8	60.432	4.061	14.88	Argile légèrement sur consolidée
9	64.715	4.576	14.14	Argile légèrement sur consolidée
10	64.715	4.586	14.11	Argile légèrement sur consolidée
12	59.809	4.995	11.97	Argile normalement consolidée
14	105.396	5.211	20.22	Argile sur consolidée
16	250.948	5.953	42.16	Argile sur consolidée
18	226.070	5.432	41.62	Argile sur consolidée
20	224.569	5.111	43.94	Argile sur consolidée
22	223.509	5.159	43.32	Argile sur consolidée
24	216.480	5.174	41.84	Argile sur consolidée
26	216.480	5.194	41.68	Argile sur consolidée
28	235.865	5.211	45.26	Argile sur consolidée
30	235.048	5.241	44.85	Argile sur consolidée

D'après les résultats présentés dans le tableau (III.3) ci-dessus, les valeurs pressiométriques sont moyennes, comprise entre la valeur 10.44 et 45.26 à travers l'ensemble des profondeurs atteintes par le sondage classant les sols comme étant une argile normalement consolidée selon la norme (XP P94-011). **Voir annexe A. (Tableau 2).**

III.3. Campagne de reconnaissance en laboratoire

Les essais de laboratoire permettant de caractériser le sol rencontré du point de vue de nature (limon, argile, marne) et du point de vue de résistance mécanique (susceptibilité à la déformation et à la rupture). c'est-à-dire de chercher les caractéristiques mécaniques et physiques de notre site d'étude.

III.3.1. Les paramètres physiques**III.3.1.1. Granulométrie****À partir des sondages carottés (Résultats des tests de laboratoire)**

Le Laboratoire Nationale de l'habitat est de la Construction (LNHC), (unité de Bouira) à effectuer différents essais de laboratoire sur des échantillons issus des sondages carottés. Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III. 5: Résultats des essais granulométriques

Les sondages	Profondeur (m)	Tamisât ($T_{80\mu\text{m}}$)	Tamisât ($T_{2\mu\text{m}}$)
F-40-18	6.70 – 7 (m)	100 %	74%
F-41-18	06.35 – 06.68 (m)	100 %	37.66 %
	10.56 – 11 (m)	100 %	27.98 %
	13.28 – 13.6 (m)	100 %	30.88 %
	22.62 – 23 (m)	100 %	29.05 %
	25 – 25.46 (m)	100 %	31.21 %
	29.5 – 29.93 (m)	98.13 %	21.97 %
F-42-18	3.30 – 3.67 (m)	98.67 %	23.76 %
	6 – 6.40 (m)	100 %	17.16 %
F-43-18	5.20 – 5.53 (m)	100 %	71 %
	11 – 11.6 (m)	100 %	70 %
	16.31 – 16.93 (m)	100 %	71 %
F-44-18	4.11 – 4.35 (m)	100 %	70 %
	10 – 10.57 (m)	100 %	68 %
	14.1 – 14.68 (m)	100 %	69 %
F-45-18	3.70 – 4 (m)	100 %	82 %
	5.60 – 6 (m)	88 %	68 %
	8.6 – 9 (m)	100 %	81 %
	10 – 10.4 (m)	100 %	80 %
	17.5 – 18 (m)	100 %	81 %
	19.4 – 19.8 (m)	100 %	81 %
F-47-18	03.60 – 04 (m)	98.57 %	13.05 %
	09.50 – 10 (m)	100 %	20.40 %
	15.30 – 16 (m)	42 %	6.89 %

Les résultats de l'analyse granulométrique issus des sondages (Sc01, Sc02, Sc03, Sc04, Sc05, Sc06, Sc07, Sc08) donnent des pourcentages des passant à $80\mu\text{m}$ pour la totalité des sols traversés par les sondages, supérieur à 50%, valeur classant les sols comme étant des sols de classe A (sols fins), selon la classification LCPC.

III.3.1.2. Limite d'Atterberg

À partir des sondages carottés

Tableau III. 6: limites d'Atterberg à partir des sondages carottés

Sondages	Profondeur (m)	T _{80µm} (%)	Éléments inférieurs à 2µm (%)	W _L (%)	W _P (%)	IP (%)	Type de sol Selon l'abaque De casagrande
Sondage 1 (F-40-18)	[2.00; 2.50]	100	69	55.68	27.9	27.78	le sol fin est de type argile.
	[6.70; 7.00]			43.91	22.14	21.77	le sol fin est de type argile.
Sondage 2 (F-41-18)	[6.35; 6.68]	100	37.66	45	32	13	le sol fin est de type limon.
	[10.56; 11.00]		27.99	42	33	9	le sol fin est de type limon.
	[13.28; 13.6]		30.88	47	34	13	le sol fin est de type limon.
	[20.50; 21.00]		29.05	43	32	11	le sol fin est de type argile.
	[22.62; 23]		-----	30	23	7	le sol fin est de type argile limoneuse.
	[25.00; 25.46]		31.21	39.92	26.61	13.31	le sol fin est de type argile.
	[29.50; 29.93]		-----	44	27	17	le sol fin est de type argile limoneuse.
Sondage 3 (F-42-18)	[03.30; 03.67]	98.76	23.76	31	21	10	le sol fin est de type argile.
	[06.00; 06.40]		17.16	29	15	14	le sol fin est de type argile.
Sondage 4 (F-43-18)	[1.00; 1.50]	100	---	48.61	24.26	24.35	le sol fin est de type argile.
	[3.27; 3.74]		---	48.15	23.84	24.31	le sol fin est de type argile.
	[5.20; 5.53]		69	52.72	26.3	26.42	le sol fin est de type argile.
	[11.00; 11.60]		2.60	50.91	25.73	25.18	le sol fin est de type argile.
	[16.31; 16.93]		67	43.52	21.68	21.84	le sol fin est de type argile.
Sondage 5 (F-44-18)	[4.11; 4.35]	100	64	43.6	21.89	21.71	le sol fin est de type argile.
	[10.00; 10.57]		63	45.01	24.08	20.93	le sol fin est de type argile.
	[14.10; 14.68]		67	44.29	22.18	22.11	le sol fin est de type argile.
Sondage 6 (F-45-18)	[3.70 – 4.60]	100	80	54.93	27.65	27.28	le sol fin est de type argile.
	[5.60 – 6.00]		66	52.73	26.58	26.14	le sol fin est de type argile.
	[8.60 – 9.00]		79	55.19	27.85	27.34	le sol fin est de type argile.
	[10.00 – 10.40]		80	57.78	28.79	28.99	le sol fin est de type argile.
	[17.50 – 18.10]		79	59.15	29.87	29.28	le sol fin est de type argile.
	[19.40 – 19.80]		81	59.64	29.84	29.8	le sol fin est de type argile.
Sondage 7 (F-46-18)	[2.00 – 2.40]	---	----	42.11	21.18	20.93	le sol fin est de type argile.
Sondage 8 (F-40-18)	[3.60 – 4.00]	98.57	13.05	33	17	16	le sol fin est de type argile.
	[9.50 – 10.00]	100	20.4	31	17	14	le sol fin est de type argile.
	[15.30 – 16.00]	42	6.59	14	8	6	le sol fin est de type argile.
	[21.50 – 22.00]	---	---	38	20	18	le sol fin est de type argile.

D'après les résultats des limites d'Atterberg, la limite de liquidité (W_L) est comprise entre 14 < W_L < 59.64 %, tandis que l'indice de plasticité est compris entre 6% < I_p < 29.8%, donc ce matériau est placé dans la catégorie d'argile moyenne plastique selon l'abaque de Casagrande, voir l'annexe (A), tableau (3).

Exemple de calcul Sondage 1 (F40-18)

$T_{80\mu m} = 100 \%$ des éléments $> 0.08 \text{ mm}$

Donc \implies c'est un sol fin

Le pourcentage des éléments inférieurs à $2 \mu m$ est 69% (les limites d'Atterberg relatifs à ce sol) :

$Z = [2.00 ; 5.00] \text{ (m)}$

$\left\{ \begin{array}{l} W_l = 55.68\% \\ W_p = 27.9 \% \\ I_p = 22.78 \% \end{array} \right.$
d'après l'abaque de casagrande le sol fin est de type argile.

$Z = [6.70 ; 7.00] \text{ (m)}$

$\left\{ \begin{array}{l} W_l = 43.91\% \\ W_p = 22.14 \% \\ I_p = 21.77 \% \end{array} \right.$
d'après l'abaque de casagrande le sol fin est de type argile.

III.3.1.3. Degré de saturation, teneur en eau et masse volumique

L'ouvrage franchira divers écoulements de petite dimension et l'Oued Djemma. Ce dernier traverse le pont au niveau de notre section P21, Aussi les essais piézométriques montrent les niveaux des nappes d'eau, ça explique le pourcentage élevé de degré de saturation, voir **figure (III.2)**.

Sondage 01 :

Date de fin	Ref Sondage / puits :	01/08/2018	02/08/2018	03/08/2018	04/08/2018	05/08/2018	06/08/2018	07/08/2018	08/08/2018	09/08/2018	10/08/2018	11/08/2018	12/08/2018	13/08/2018	14/08/2018	15/08/2018	16/08/2018	17/08/2018	18/08/2018	19/08/2018	20/08/2018	
17/06/2018	F-41-18									6,50												
23/06/2018	F-42-18									7,20												
23/06/2018	F-43-18									7,60												
04/07/2018	F-44-18									8,60												
30/06/2018	F-45-18									8,70												
26/06/2018	F-46-18									8,50												
22/06/2018	F-47-18																					6,10
26/06/2018	F-48-18										8,90											

Fig III. 2: Photos de tableau de l'essai piézométrique

Tableau III. 7: Résultats des paramètres physiques (Sc01).

Profondeur	γ_h KN/m ³	γ_d KN/m ³	W %	Sr %	L'état de sol
[2 – 2.50 (m)]	22.8	20.6 (très dense)	10.59	97.98	Non saturé
[6.70– 7(m)]	22.8	20.6 (très dense)	10.59	97.98	Non saturé
[12 – 12.40 (m)]	24	21.8(très dense)	10.20	125.73	Saturé
[19.5 – 20(m)]	23.9	21.9(très dense)	8.95	112.9	Saturé
[23.7 – 24(m)]	24.2	22.6(très dense)	7.32	112.33	Saturé
[27 –27.65 (m)]	23.9	22.3(très dense)	7.01	98.63	Non saturé
[29 – 29.48 (m)]	24.4	23(très dense)	6.23	108.40	Saturé

Sondage 02 :

Tableau III. 8: Résultats des paramètres physiques (Sc02).

Profondeur	γ_h Kn/m ³	γ_d Kn/m ³	W %	Sr %	L'état de sol
[6.35 –6.68 (m)]	21.9	19.6(très dense)	11.27	84.85	Non saturé
[10.56–11 (m)]	22.9	20.5(très dense)	11.64	105.41	Saturé
[13.28– 13.6(m)]	22.7	20.3(très dense)	11.67	101.24	Saturé
[20.5–21 (m)]	23.1	21(très dense)	10.17	102.85	Saturé
[22.62–23 (m)]	24.1	22.6(très dense)	6.68	102.54	Saturé
[25–25.46 (m)]	24	21.4(très dense)	9.39	118.40	Saturé
[29.5– 29.93(m)]	24.1	22.3(très dense)	68.30	116.78	Saturé

Sondage 03 :

Tableau III. 9: Résultats des paramètres physiques (Sc03).

Profondeur	γ_h Kn/m ³	γ_d Kn/m ³	W %	Sr %	L'état de sol
[3.3 – 3.67 (m)]	22.3	20(très dense)	11.96	97.58	Non saturé
[6 – 6.40(m)]	22.2	20.4(très dense)	8.85	78.45	Non saturé
[10.7 – 11 (m)]	24.9	23.7(très dense)	5.1	114.39	Saturé
[19.45 – 20(m)]	24.3	22.6(très dense)	7.57	116.35	Saturé
[24 – 24.35(m)]	24.7	22.9(très dense)	7.42	133.39	Saturé
[27 –27.36 (m)]	24.8	23.50(très dense)	5.54	115.07	Saturé

Sondage 04 :

Tableau III. 10: Résultats des paramètres physiques (Sc04).

Profondeur	γ_h Kn/m ³	γ_d Kn/m ³	W %	Sr %	L'état de sol
[1– 1.50 (m)]	21.8	19.3(très dense)	12.93	91.87	Non saturé
[3.27– 3.74(m)]	18.8	17.3(dense)	8.48	42.26	Non saturé
[5.2– 5.53(m)]	23.3	21.4(très dense)	8.93	99.3	Non saturé
[7.12– 7.65(m)]	18.8	17.5(dense)	7.28	37.51	Non saturé
[11– 11.6(m)]	19.6	18.2(très dense)	7.42	43.09	Non saturé
[16.31 –16.93 (m)]	21.7	20.3(très dense)	6.7	58.13	Non saturé
[23.2 – 23.68 (m)]	23.9	22.2(très dense)	7.57	103.5	Saturé
[29.47– 29.96(m)]	28.8	22.2(très dense)	7.21	98.57	Non saturé

Sondage 05 :

Tableau III. 11: Résultats des paramètres physiques (Sc05).

Profondeur	γ_h Kn/m ³	γ_d Kn/m ³	W %	Sr %	L'état de sol
[4.11 – 4.35 (m)]	21.7	19.2 (très dense)	13.21	92.07	Non saturé
[10– 10.57(m)]	21.6	18.7(très dense)	15.62	99.22	Non saturé
[14.1 – 14.68 (m)]	21.9	19.1(très dense)	14.58	99.73	Non saturé
[19.6 – 20(m)]	24.5	23.3(très dense)	4.78	92.23	Non saturé
[25.9 – 26.3(m)]	24	22.3(très dense)	7.5	105.53	Saturé
[27.9 –28.3 (m)]	24	22.3(très dense)	7.53	105.95	Saturé

Sondage 06 :

Tableau III. 12: Résultats des paramètres physiques (Sc06).

Profondeur	γ_h Kn/m ³	γ_d Kn/m ³	W %	Sr %	L'état de sol
[3.7 – 4.6(m)]	21.2	18.8(très dense)	12.9	83.49	Non saturé
[5.6– 6(m)]	23	21(très dense)	9.16	92.63	Non saturé
[8.6 – 9(m)]	23.9	22.5(très dense)	6.45	96.15	Non saturé
[10–10.4(m)]	22.7	20.8(très dense)	9.26	89.59	Non saturé
[17.5 –18(m)]	23.3	21.8(très dense)	6.89	84.73	Non saturé
[18– 19.4 (m)]	24.5	23.4(très dense)	6.01	108.21	Saturé
[21 – 21.3 (m)]	24.10	22.8(très dense)	5.67	92.59	Non saturé
[25 – 25.3 (m)]	23.9	22.6(très dense)	5.57	85.46	Non saturé
[27.6 – 28 (m)]	24.7	23.7(très dense)	4.19	93.98	Non saturé

Sondage 08 :

Tableau III. 13: Résultats des paramètres physiques (Sc06).

Profondeur	γ_h Kn/m ³	γ_d Kn/m ³	W %	Sr %	L'état de sol
[3.6 – 4 (m)]	23.5	21.2(très dense)	10.44	113.19	Saturé
[9.5– 10(m)]	21.4	18.2(très dense)	17.09	106.68	Saturé
[15.3 – 16(m)]	24.9	23.6(très dense)	5.4	116.56	Saturé
[21.5–22(m)]	23.7	23.7(très dense)	10.14	114.29	Saturé
[25 –25.4(m)]	23.4	23.4(très dense)	10.66	115.50	Saturé
[27.6– 28 (m)]	23.6	21.7(très dense)	9.08	106.07	Saturé
[29 – 29.5 (m)]	23.7	21.6(très dense)	8.57	102.83	Saturé

Sondage 07 :

Tableau III. 14: Résultats des paramètres physiques (Sc07).

Profondeur	γ_h Kn/m ³	γ_d Kn/m ³	W %	Sr %	L'état de sol
[3.6 – 4 (m)]	23.5	21.2(très dense)	10.44	113.19	Saturé
[9.5– 10(m)]	21.4	18.2(très dense)	17.09	106.68	Saturé
[15.3 – 16(m)]	24.9	23.6(très dense)	5.4	116.56	Saturé
[21.5–22(m)]	23.7	23.7(très dense)	10.14	114.29	Saturé
[25 –25.4(m)]	23.4	23.4(très dense)	10.66	115.50	Saturé
[27.6– 28 (m)]	23.6	21.7(très dense)	9.08	106.07	Saturé
[29 – 29.5 (m)]	23.7	21.6(très dense)	8.57	102.83	Saturé

D'après les résultats de Degré de saturation :

Les sondages 1,4,6,5 ont un degré de saturation $S_r > 100$, donc le sol est saturé pour la majorité des profondeurs. La nappe d'eau est présente a des petites profondeurs

Pour les sondages 2,3,7,8. le sol est non saturé pour la plupart des profondeurs. La nappe d'eau est présente a des profondeurs importants

III.3.1.4. Essai de cisaillement rectiligne

L'essai de cisaillement rectiligne permet de déterminer les caractéristiques mécaniques intrinsèques d'un sol donné à savoir la cohésion et l'angle de frottement interne (C, ϕ).

Pour le matériel utilisé ; on doit utiliser l'appareil de cisaillement, les charges, un système de mesurage des (efforts- déplacements-temps), étuve, une balance électronique,

L'essai s'effectue sur 3 éprouvettes de même échantillon de même dimensions, préparées dans les mêmes conditions, chaque éprouvette soumise à des contraintes normales différentes.

Tableau III. 15: Résultats des paramètres mécaniques

Sondage	Profondeur (m)	C (bars)	ϕ°
Sondage 1 (F41-18) (PK35+100.00)	6.35 –6.68(m)	0.29	15.29
	13.28 –13.60(m)	0.31	14.07
Sondage 2 (F42-18) (PK36+140.00)	3.30 – 3.67(m)	0.39	30.88
	6.00 – 6.40(m)	0.264	12.98
Sondage 3 (F-43-18) (PK36+775.00)	1.00 – 1.50 (m)	0.38	15.12
Sondage 4 (F-44-18) (PK36+795.00)	4.11 – 4.35 (m)	0.3	15.12
	10 – 10.57(m)	0.32	16.02
	14.10– 14.68(m)	0.35	14.31
Sondage 5 (F-45-18) (PK36+930.00)	3.70 – 4.60 (m)	0.32	14.2
	17.50 – 18 (m)	0.31	14.44

D'après les résultats obtenus des essais effectués on retient que les valeurs de cohésion et l'angle de frottement varient pour les cinq sondages :

- Le sondage 1,3,4 ; les valeurs de cohésion croient entre [0.29 et 0.39] (bars)) ;
- Le sondage 2,5 ; les valeurs de cohésion décroient entre [0.39 et 0.264] (bars))
- L'ange de frottement dans les sondage 1.3.4.5 ; varie entre 14.2 et 16.02 et pour le sondage 2 l'angle décrois entre 30.88 et 12.98

III.3.1.5. Les résultats pour les sections (P3 ; P21 ; P41)

Les essais précédents concernent l’OA22 complet, on doit prendre des tableaux pour notre sections (P3, P21, P41) pour l’utiliser facilement et directement, voir **Tableau (III.14)**.

Tableau III. 16: Résultats des paramètres pour la zone d’étude

	Profond (m)	Em (MPa)	P₁ (MPa)	Em/Pl	Profond (m)	C (bars)	∅°	Profondeur	γ_h KN/m³	γ_d KN/m³	
P3	2	19.037	0.652	29.198	6.35 –6.68(m)	0.29	15.29	[2 – 2.50 (m)]	22.8	20.6	(PK 35+000 - 35+100)
	3	19.088	0.622	30.688	13.28 –13.60(m)	0.31	14.07	[6.70– 7(m)]	22.8	20.6	
	4	19.166	0.682	28.10				[12 – 12.40 (m)]	24	21.8	
	5	14.545	0.696	20.898				[19.5 – 20(m)]	23.9	21.9	
	6	18.804	0.984	19.110				[23.7 – 24(m)]	24.2	22.6	
	7	18.778	0.99	18.968				[27 –27.65 (m)]	23.9	22.3	
	8	14.331	1.153	12.429				[29 – 29.48 (m)]	24.4	23	
	9	15.368	1.834	8.379							
	10	14.006	1.765	7.935							
	12	20.857	2.053	10.159							
	14	33.143	1.779	18.63							
16	27.582	2.025	13.621								
P21	2	11.925	1.903	6.266	3.30 – 3.67(m)	0.39	30.88	[6.35 –6.68 (m)]	21.9	19.6	(35+925 / 36+000)
	3	12.992	1.542	8.425	6.00 – 6.40(m)	0.264	12.98	[10.56–11 (m)]	22.9	20.5	
	4	19.439	2.416	8.046				[13.28– 13.6(m)]	22.7	20.3	
	5	20.182	2.503	8.063				[20.5–21 (m)]	23.1	21	
	6	22.112	2.754	8.029				[22.62–23 (m)]	24.1	22.6	
	7	22.112	2.777	7.962				[25–25.46 (m)]	24	21.4	

	8	31.632	2.804	11.281				[29.5– 29.93(m)]	24.1	22.3	
	9	37.868	2.740	13.82							
	10	36.741	3.121	11.772							
	12	42.635	3.154	13.518							
	14	40.419	3.300	12.248							
	16	41.846	3.232	12.947							
	18	48.966	3.278	14.938							
	20	54.728	3.050	17.944							
P41	1	4.812	0.439	10.96	3.70 – 4.60 (m)	0.32	14.2	[3.6 – 4 (m)]	23.5	21.2	(37+000 / 37+100)
	2	12.763	0.91	14.02	17.50 – 18 (m)	0.31	14.44	[9.5– 10(m)]	21.4	18.2	
	3	16.219	1.302	12.46				[15.3 – 16(m)]	24.9	23.6	
	4	37.210	3.564	10.44				[21.5–22(m)]	23.7	23.7	
	5	40.319	3.382	11.92				[25 –25.4(m)]	23.4	23.4	
	6	55.641	3.537	15.73				[27.6– 28 (m)]	23.6	21.7	
	7	59.223	3.530	16.78				[29 – 29.5 (m)]	23.7	21.6	
	8	60.432	4.061	14.88							
	9	64.715	4.576	14.14							
	10	64.715	4.586	14.11							
	12	59.809	4.995	11.97							
	14	105.396	5.211	20.22							
	16	250.948	5.953	42.16							

III.4. Conclusion

Après l'analyse et l'interprétation des données géotechniques issues de campagne de reconnaissance in-situ et au laboratoire, il en ressort que :

- Le sol qui constitue le tracé est de nature marne (limoneuse ou argileuse), et classé comme sol fin.
- Le site contient sol en deux couches de marne miocène altérée (MHa) et de marne miocène compacte (MHc) pour tous l'ouvrage,
- le P21 situé entre le PK (35+900) et le PK (36+200) contient une couche d'alluvions (ALa) surmonte les couches de marne (La présence de l'oued).

CHAPITRE IV :
Evaluation Des charges
(Prédimensionnement)

IV.1. Introduction

Pour ce chapitre, nous allons faire une l'évaluation des charges pour tous les éléments des sections étudiés, tels que le P21 qui a un tablier en béton précontraint, et le P3 qui a un tablier mixte (acier/ béton).

IV.2. Evaluation des charges

IV.2.1. P3 (PK 35+000 - 35+100)

IV.2.1.1. Charges permanentes

IV.2.1.1.1. Tablier

$$G_{\text{Tablier}} = 5.325 \times 50 \times 25$$

$$G_{\text{Tablier}} = \mathbf{6656.25 \text{ KN}}$$

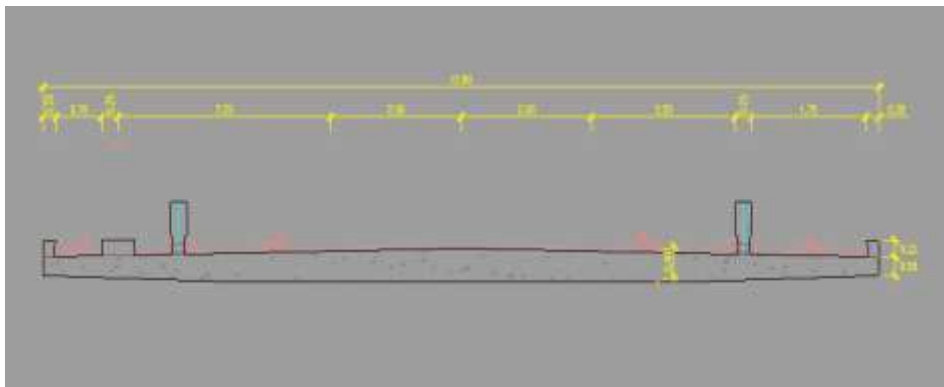


Fig IV. 1: Photo de tablier P3

1) **Traverses**

$G_{\text{traverse}} = 4.2 \text{ (KN/m)}$. Pour chaque 5m on a 7 traverses. Donc 50 m = 70 traverses

$$70(\text{traverses})/5(\text{m}) = 14 \text{ (traverse/travée)}$$

$$G_{\text{traverses}} = 4.2 \times 14 = 58.8 \text{ KN par traverse}$$

On a 2 traverses donc

$$G_{\text{traverses}} = 58.8 \times 2$$

$$G_{\text{traverses}} = \mathbf{117.6 \text{ KN}}$$

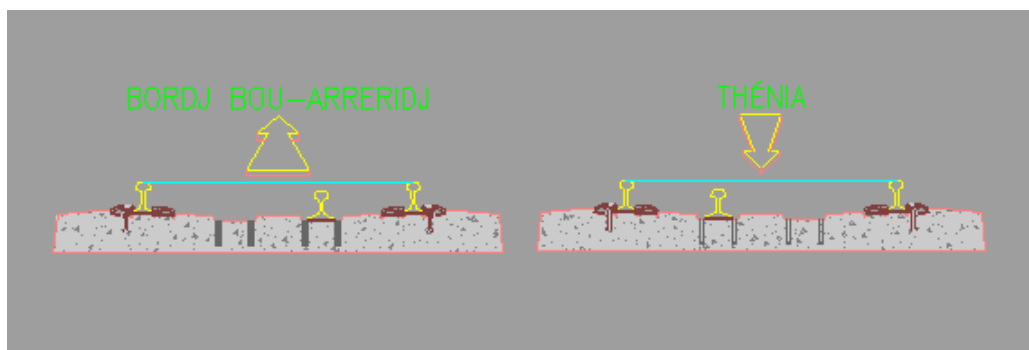


Fig IV. 2: Photo de traverses P3

2) Rails

$$G_{\text{rail}} = 1.2 \text{ (KN/m)}$$

$$G_{\text{rail}} = 50 \times 1.2$$

$$G_{\text{rail}} = 60 \text{ KN par rail}$$

$$G_{\text{rail}} = 60 \times 4$$

$$G_{\text{rail}} = \mathbf{240 \text{ KN}}$$

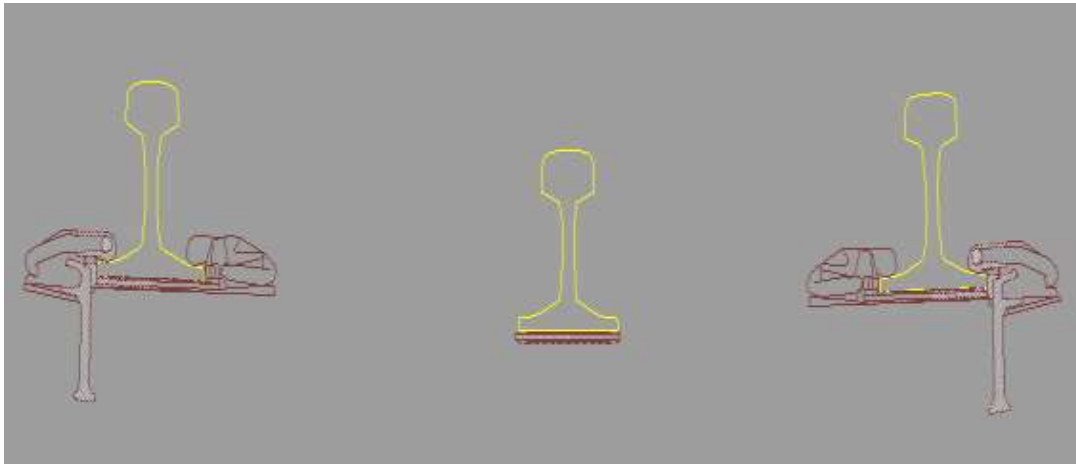


Fig IV. 3: Photo de Rails P3

3) Ballast

$$G_{\text{ballast}} = 3.9189 \times 50 \times 20$$

$$G_{\text{ballast}} = 3918.9 \text{ KN}$$

Majoration de 30%

$$G_{\text{ballast}} = 3918.9 + 0.3 \times 3918.9$$

$$G_{\text{ballast}} = \mathbf{5094.57 \text{ KN}}$$

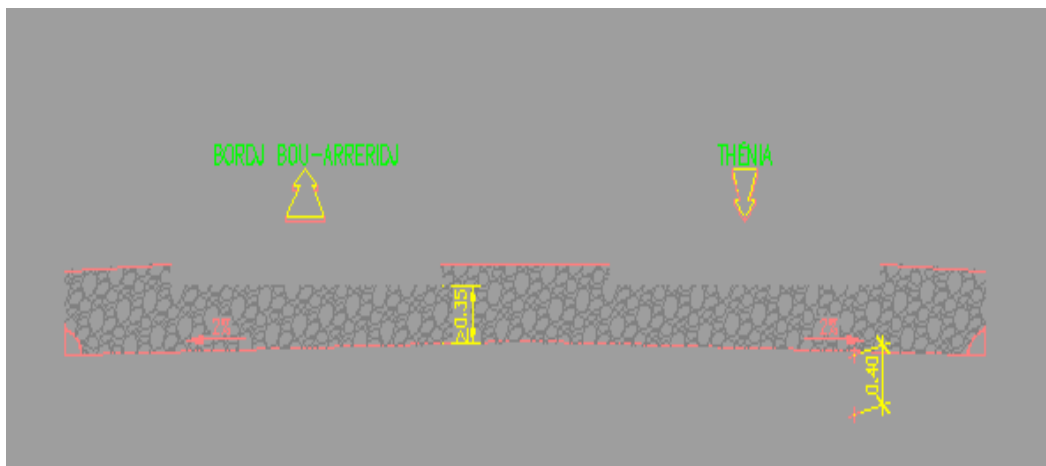


Fig IV. 4: Photo de Ballast P3

4) Garde-corps

$$2 \times 50 = 100 \text{ KN par coté}$$

$$G_{\text{garde corps}} = 2 \times 100$$

$$G_{\text{garde corps}} = \mathbf{200 \text{ KN}}$$



Fig IV. 5: Photo de Gardes corps P3

5) Caténaire

$$G_{\text{caténaire}} = 0.24 \times 50 \quad G_{\text{caténaire}} = 12 \text{ KN}$$

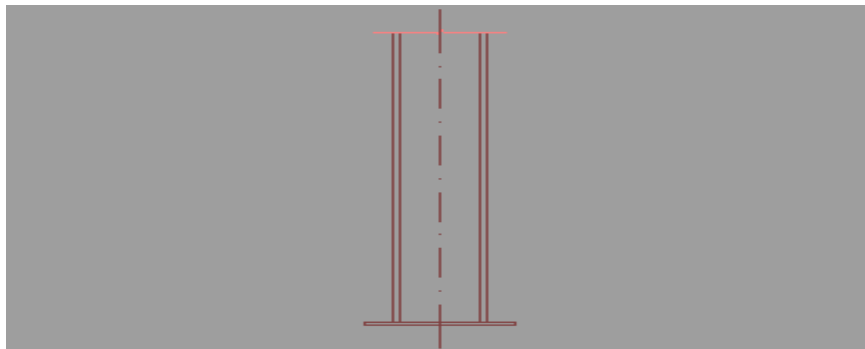


Fig IV. 6: Photo de Caténaire P3

6) Étanchiété

$$G_{\text{étanchiété}} = 0.1 \times 8.47 \times 50 \quad G_{\text{étanchiété}} = 42.35 \text{ KN}$$

7) Caniveau (cable/eau)

$$S = 0.0919 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{caniveau}} = 0.0919 \times 50 \times 25 \quad G_{\text{caniveau}} = 229.75 \text{ KN}$$

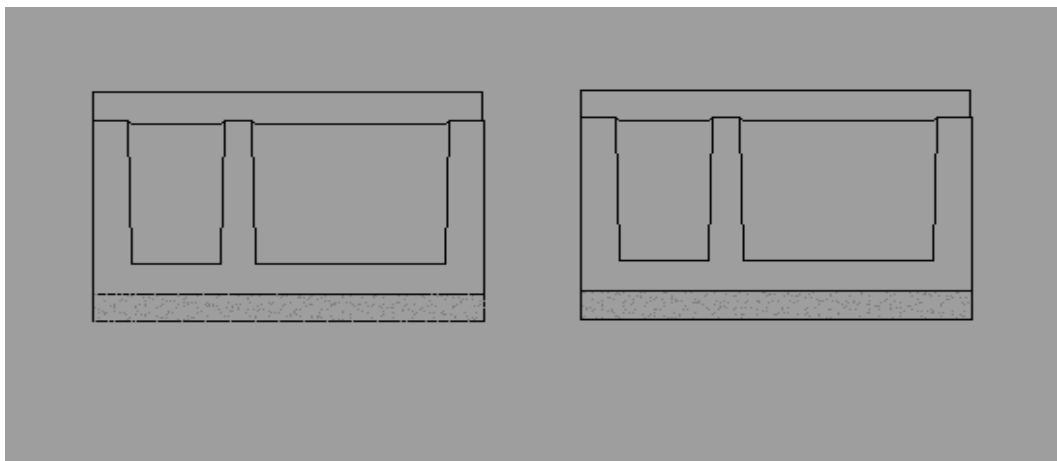


Fig IV. 7: Photo de Caniveau (câble/eau) P3

8) Voussoirs

(Portée de 45 m : $PP_{total} = 1\ 657\text{ KN}$ / travée (sans les diaphragmes sur piles).)

$G_{voussoirs} = 1657\text{KN}$

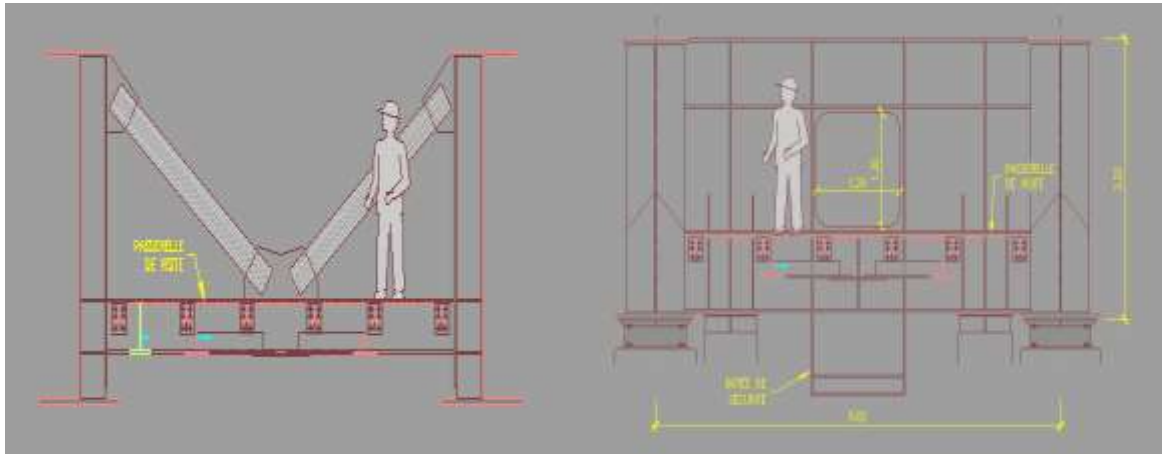


Fig IV. 8: Photo de Voussoirs (appui+ travée) P3

$G_{tablier} = 6656.25 + 117.6 + 240 + 5094.57 + 200 + 12 + 42.35 + 229.75 + 1657$

$G_{tablier} = 14231.52\text{ KN}$

IV.2.1.1.2. Pile

$$\left\{ \begin{array}{l} V_1 = 19.6352 \times 1.8 \times 5 \\ V_1 = 176.7168\text{ (m}^3\text{)} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} V_2 = 21.9306 \times 2.8 \times 6 \\ V_2 = 368.434\text{ (m}^3\text{)} \end{array} \right.$$

$V_2 - V_1 = 191.7173\text{ (m}^3\text{)}$

$G_{pile} = 191.7173 \times 25 \times 2$

$G_{pile} = 9585.864\text{ KN}$

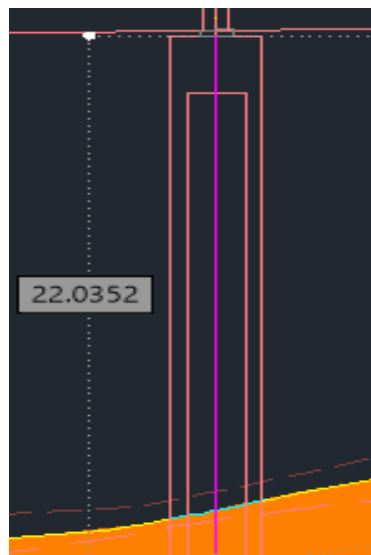


Fig IV. 9: Photo de Pile P3

IV.2.1.1.3. Semelle

$$G_{\text{semelle}} = (10 \times 3 \times 13.2) \times 25$$

$$G_{\text{semelle}} = \mathbf{9900 \text{ KN}}$$

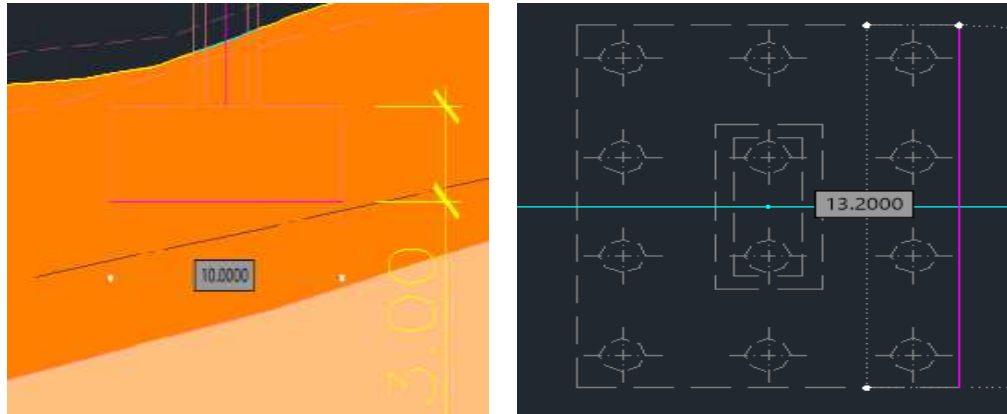


Fig IV. 10: Photo de Semelle (13.2x10x3) + sol surmontant P3

IV.2.1.1.4. Le sol surmontant la semelle

$$V_1 = \left(\frac{(1.6937 + 1.0305) \times 3.6}{2} \right) \times 13.2$$

$$V_2 = \left(\frac{(3.3674 + 2.4602) \times 3.6}{2} \right) \times 13.2$$

$$V_1 = 64.489 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$V_2 = 138.464 \text{ (m}^3\text{)}$$

Poids volumique de terre = 22.8 (KN/m³)

$$G_{\text{sol}} = (64.489 + 138.464) \times 22.8$$

$$G_{\text{sol}} = \mathbf{4627.33 \text{ KN}}$$

IV.2.1.1.5. Les pieux

(12 pieux / $\varphi = 1.20 \text{ (m)}$ / l = 15.00 (m))

$$V = (\pi \times D^2 / 4) \times L$$

$$V = (3.1416 \times 1.2^2 / 4) \times 15$$

$$V = 16.9646 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$G_{\text{pieu}} = 16.9646 \times 25$$

$$G_{\text{pieu}} = 424.115 \text{ KN par pieu}$$

$$G_{\text{pieux}} = 25 \times (424.115)$$

$$G_{\text{pieux}} = \mathbf{5089.39 \text{ KN}}$$

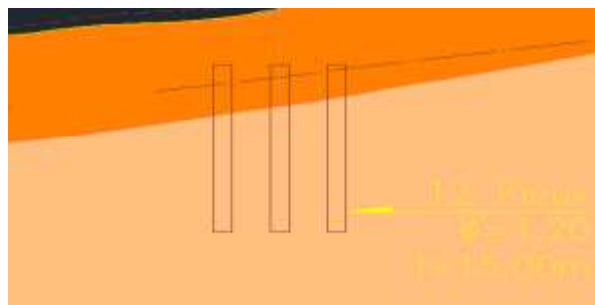


Fig IV. 11: Photo de Pieux P3

$$G = \sum G_{\text{tablier}} + G_{\text{pile}} + G_{\text{semelle}} + G_{\text{sol}} + G_{\text{pieux}}$$

$$G = \mathbf{14231.52 + 9585.864 + 9900 + 4627.33 + 5089.39}$$

$$G(\text{P3}) = \mathbf{43434.104 \text{ KN}}$$

IV.2.1.2. Charges d'exploitation

IV.2.1.2.1. Charge de train

$$Q_{\text{rail}} = 250 + 250 + 250 + 2 \times (80 \times 21.8) \qquad Q_{\text{rail}} = 4488 \text{ KN}$$

On a 4 rails (2 lignes vers ténia – 2 vers ligne BBA)

$$Q_{\text{rails}} = 4488 \times 4 \qquad Q_{\text{rails}} = 17952 \text{ KN}$$

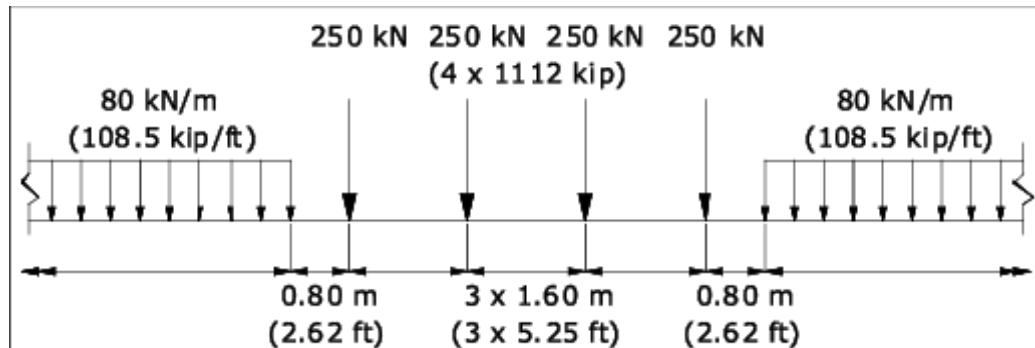


Fig IV. 12: Photo de charge d'exploitation (Train) P3

IV.2.1.2.2. Force de lacet

$$Q_{\text{lacet}} = 100 \text{ KN}$$

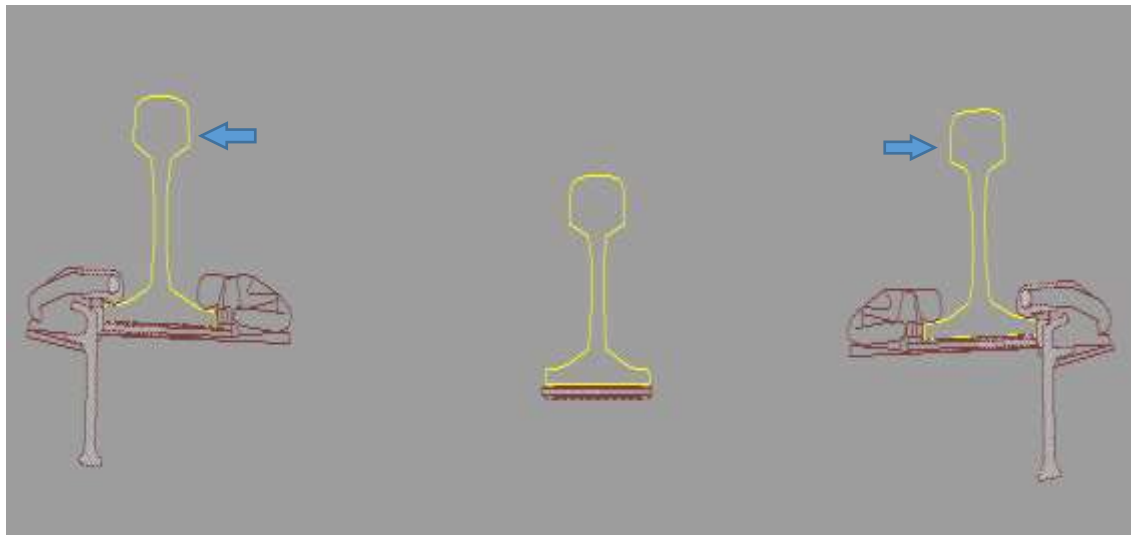


Fig IV. 13: Photo de Voussoirs (appui) P3

9) Accélération et Freinage

- $Q_{\text{freinage, (LM71/SW0)}} = 20 \times 50$ $Q_{\text{freinage, (LM71/SW0)}} = 1000 \text{ KN}$
- $Q_{\text{freinage, SW2}} = 35 \times 50$ $Q_{\text{freinage, SW2}} = 1750 \text{ KN}$
- $Q_{\text{accélération}} = 1000 \text{ KN}$

$$Q1 + Q2 + Q3 = 1000 + 1750 + 1000$$

$$Q_{\text{freinage, accélération}} = 3750 \text{ KN}$$

IV.2.1.3. Combinaison des charges

$G = 43434.104 \text{ KN}$

$Q = 3750 + 100 + 17952 = 21802 \text{ KN}$

$\Sigma G + Q \quad N = 65236.104 \text{ KN}$

• **Remarque :** le poids propre des **pieux** est inclus dans le calcul manuel, mais les calculs combinaisons de **Tableau (IV.1)** ne prends pas en considération les pieux comme une charge.

Tandis que la note de calcul présenté par l'entreprise ne prévoit pas l'action du poids propre des pieux.

Tableau IV. 1: Tableau de combinaison de charge approximatif

Combinaison	Action de Base	N _{ed} [kN]	N Semelle de Fondation	V _{ed,2} [kN.m]	V _{ed,3} [kN.m]	M _{ed,2} [kN.m]	M _{ed,3} [kN.m]	PIEUX	
								N _{ed,min} [kN]	N _{ed,max} [kN]
Permanent		-20 010.4	-9 900.0	0.0	0.0	-1 875.0	-100.0	-2 437.2	-2 547.9
Caractéristique	Max P	-19 833.9	-9 900.0	4.5	10.1	1 092.4	113.1	-2 443.8	-2 511.9
	Min P	-33 898.4	-9 900.0	-5.6	-12.5	1 930.8	129.6	-3 592.0	-3 707.8
	Max M2	-20 005.2	-9 900.0	921.1	2 129.5	70 827.5	12 389.8	-117.1	-4 867.1
	Min M2	-23 089.1	-9 900.0	-5.6	-12.5	44 166.5	129.6	-1 518.0	-3 980.2
	Max M3	-23 083.7	-9 900.0	921.2	2 122.8	53 361.3	44 350.1	192.5	-5 689.8
	Min M3	-20 010.6	-9 900.0	-5.6	-12.1	1 594.9	29 901.1	-1 464.7	-3 520.4
EL Séisme X	Max P	-19 268.1	-9 900.0	-637.6	-561.1	18 102.1	14 129.7	-1 463.1	-3 398.3
	Min P	-25 112.4	-9 900.0	-114.5	490.8	13 405.9	4 655.8	-2 392.2	-3 443.2
	Max M2	-21 424.4	-9 900.0	-105.2	3 657.4	97 297.2	9 010.2	388.7	-5 609.5
	Min M2	-21 212.6	-9 900.0	-712.2	-3 678.0	101 051.3	20 796.3	898.4	-6 083.8
	Max M3	-21 580.5	-9 900.0	4 987.2	-6.6	1 138.7	109 530.4	1 011.2	-6 258.0
	Min M3	-21 403.9	-9 900.0	-4 828.4	114.1	2 085.7	105 921.3	933.5	-6 150.8
EL Séisme Y	Max P	-19 434.9	-9 900.0	-293.9	-280.1	14 064.2	6 336.6	-1 845.5	-3 043.7
	Min P	-24 982.5	-9 900.0	131.3	264.0	9 142.6	2 866.7	-2 558.6	-3 255.1
	Max M2	-21 407.5	-9 900.0	-347.4	6 548.9	167 458.7	17 726.1	2 625.8	-7 843.7
	Min M2	-21 910.6	-9 900.0	362.8	-6 565.7	170 957.9	18 041.8	2 691.4	-7 993.2
	Max M3	-21 544.9	-9 900.0	2 223.9	-1 691.6	45 206.0	51 728.3	336.9	-5 577.7
	Min M3	-21 493.7	-9 900.0	-2 109.2	1 445.8	39 513.6	49 582.7	112.5	-5 344.7
EL Séisme Z	Max P	-13 597.4	-9 900.0	-336.3	-634.7	18 600.1	7 607.2	-1 191.2	-2 725.0
	Min P	-30 682.4	-9 900.0	-234.1	464.9	11 209.0	5 971.4	-2 874.1	-3 889.7
	Max M2	-21 084.1	-9 900.0	-30.4	2 966.8	80 179.9	1 022.1	-321.2	-4 842.8
	Min M2	-21 681.4	-9 900.0	-33.4	-2 960.0	83 638.2	778.7	-282.9	-4 980.7
	Max M3	-21 212.6	-9 900.0	2 113.9	-249.9	7 868.9	49 904.9	-732.5	-4 452.9
	Min M3	-21 650.4	-9 900.0	-2 008.7	-299.0	9 153.3	48 014.0	-795.5	-4 462.9

L'effort le plus défavorable est 33898.4 KN, donc on prend N = **35000KN**

IV.2.2. P21: PK (35+925 / 36+000)**IV.2.2.1. Charges permanentes****IV.2.2.1.1. Tablier****a) Voussoir**

On calcule la moyenne entre la section d'appui et la travée

$$G_{\text{Tablier (appui)}} = 17.6142 \times 80 \times 25 \quad G_{\text{Tablier (appui)}} = \mathbf{35228.4 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{Tablier (travée)}} = 11.3741 \times 80 \times 25 \quad G_{\text{Tablier (travée)}} = \mathbf{22748.2 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{Tablier}} = \mathbf{28988.3 \text{ KN}}$$

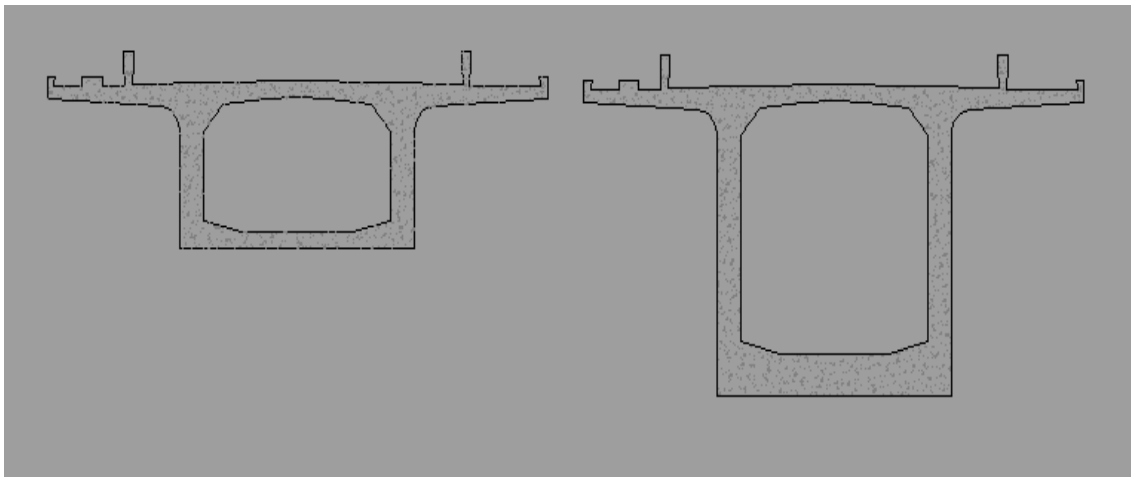


Fig IV. 14: Photo de Voussoirs (appui-travée) P21

b) Traverses

$$G_{\text{traverse}} = 4.2 \text{ (KN/ml)} \quad \text{Pour chaque 5m on a 7 traverses}$$

$$\text{Donc } 80 \text{ m} = 112 \text{ traverses} \quad 112 \text{ (traverses)}/5(\text{m}) = 22.4 \text{ (traverses/travée)}$$

$$G_{\text{traverses}} = 4.2 \times 22.4 = 94.08 \text{ KN Par Traverse}$$

On A 2 Traverses Donc

$$G_{\text{traverses}} = 94.08 \times 2 \quad G_{\text{traverses}} = \mathbf{188.16 \text{ KN}}$$

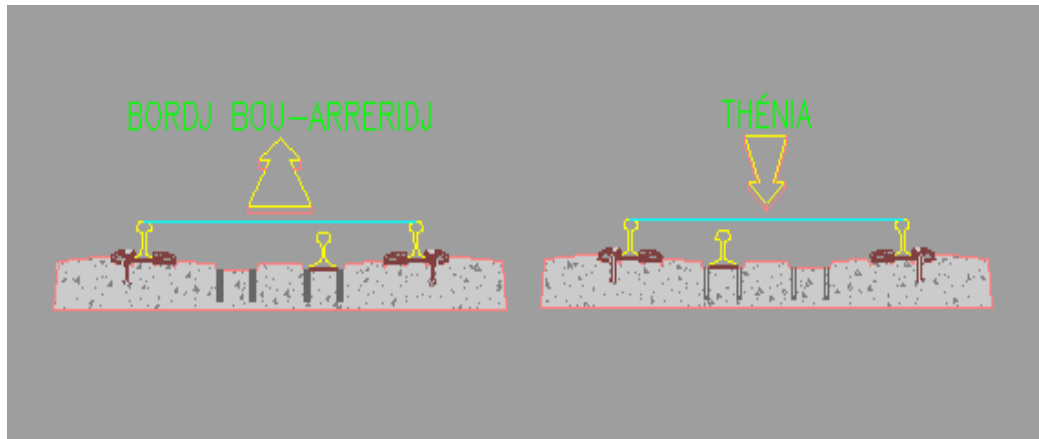


Fig IV. 15: Photo de traverses P21

c) Rails

$$= 1.2 \text{ (KN/ml)} \quad G_{\text{rail}} = 80 \times 1.2$$

$$G_{\text{rail}} = 96 \text{ KN par rail} \quad G_{\text{rail}} = 96 \times 4$$

$$G_{\text{rail}} = \mathbf{384 \text{ KN}}$$

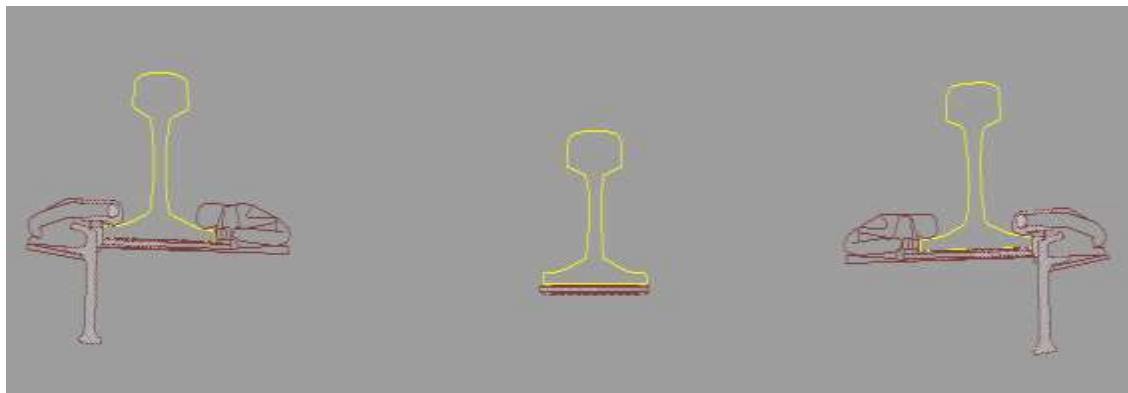


Fig IV. 16: Photo de Rails P21

d) Ballast

$$G_{\text{ballast}} = 3.9189 \times 80 \times 20 \quad G_{\text{ballast}} = 6270.24 \text{ KN}$$

Majoration de 30%

$$G_{\text{ballast}} = 6270.24 + 0.3 \times 6270.24 \quad G_{\text{ballast}} = \mathbf{8151.312 \text{ KN}}$$

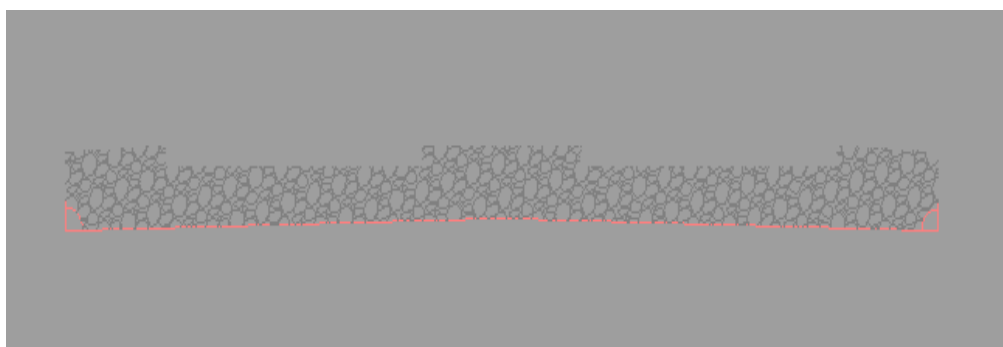


Fig IV. 17: Photo de Ballast P21

e) Garde-corps

$$G_{\text{garde corps}} = 2 \times 80$$

$$G_{\text{garde corps}} = 160 \text{ KN par coté}$$

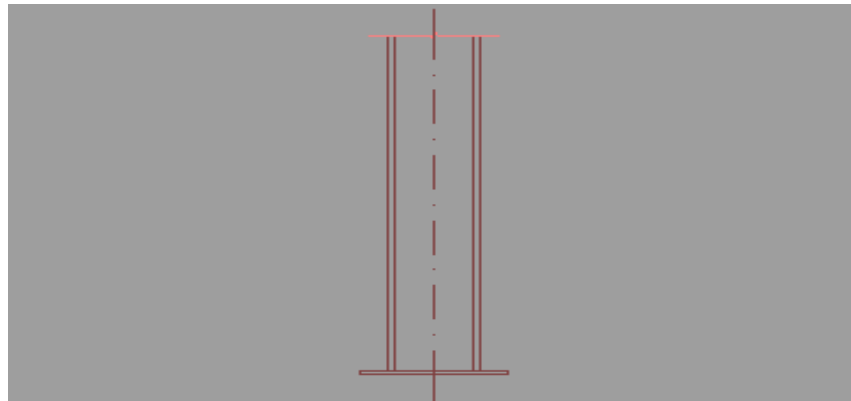
$$G_{\text{garde corps}} = 2 \times 160$$

$$G_{\text{garde corps}} = \mathbf{320 \text{ KN}}$$

**Fig IV. 18: Photo de Gardes corps P21****f) Caténaire**

$$G_{\text{caténaire}} = 0.24 \times 80$$

$$G_{\text{caténaire}} = \mathbf{19.2 \text{ KN}}$$

**Fig IV. 19: Photo de Caténaire P21****g) Étanchiété**

$$G_{\text{étanchiété}} = 0.1 \times 8.47 \times 80$$

$$G_{\text{étanchiété}} = 67.76 \text{ KN}$$

Majoration de 20%

$$G_{\text{étanchiété}} = 67.76 + 0.2 \times 67.76$$

$$G_{\text{étanchiété}} = \mathbf{88.088 \text{ KN}}$$

h) Caniveau (câble/eau)

$$S = 0.0919 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{caniveau}} = (0.0919 \times 80 \times 25) \times 2$$

$$G_{\text{caniveau}} = \mathbf{367.6 \text{ KN}}$$

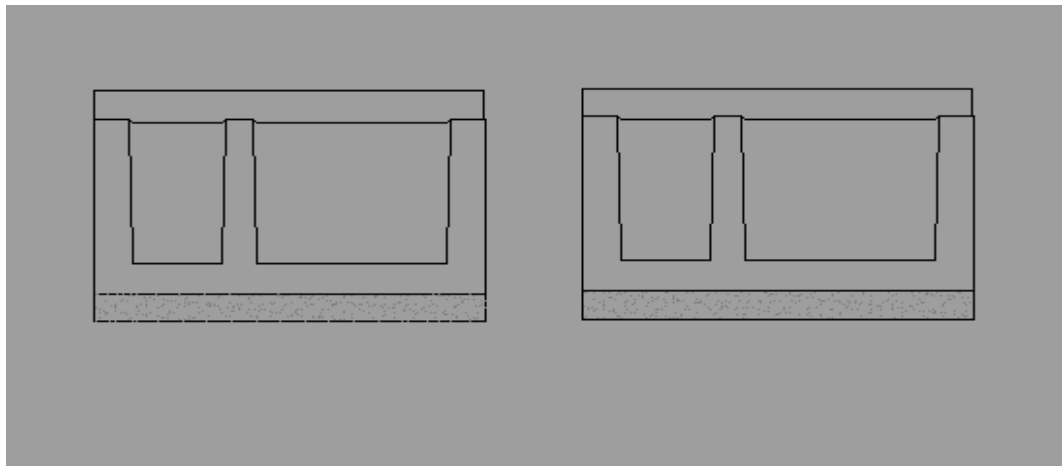


Fig IV. 20: Photo de Caniveau (câble/eau) P21

$$G_{\text{tablier}} = 28988.3 + 188.16 + 384 + 8151.312 + 320 + 19.2 + 88.088 + 367.6$$

$$G_{\text{tablier}} = 38506.66 \text{ KN}$$

IV.2.2.1.2. Pile

$$\left[\begin{array}{l} V_1 = 312.116 \times 9.15 \\ V_1 = 2855.8614 \text{ m}^3 \end{array} \right. \quad \left[\begin{array}{l} V_2 = 409.98 \times 10.8 \\ V_2 = 4427.784 \text{ (m}^3) \end{array} \right.$$

$$V_1 - V_2 = 1571.923 \text{ m}^3$$

$$G_{\text{pile}} = 1571.923 \times 25 \times 2$$

$$G_{\text{pile}} = 78596.13 \text{ KN}$$

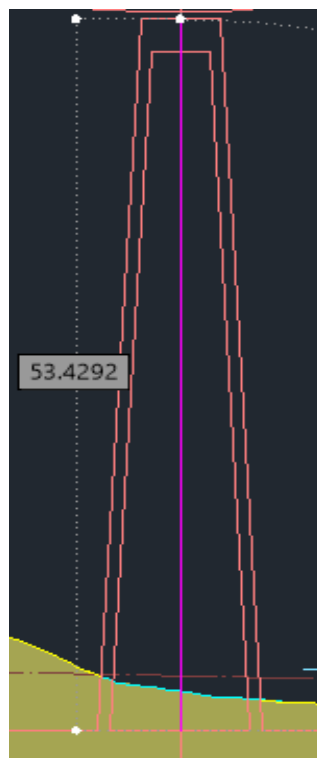


Fig IV. 21: Photo de Pile P21

IV.2.2.1.3. Semelle

$$G_{\text{semelle}} = (6 \times 24 \times 24) \times 25$$

$$G_{\text{semelle}} = 86400 \text{ KN}$$

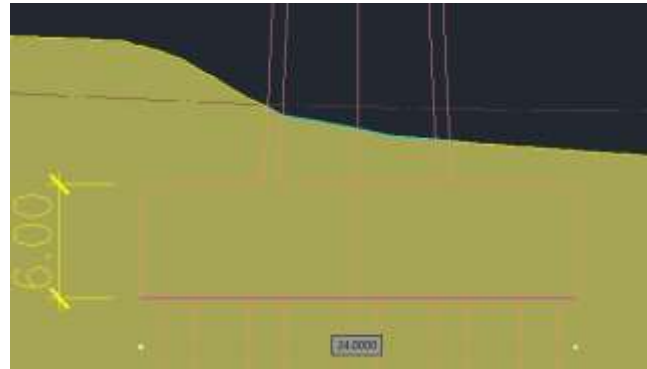
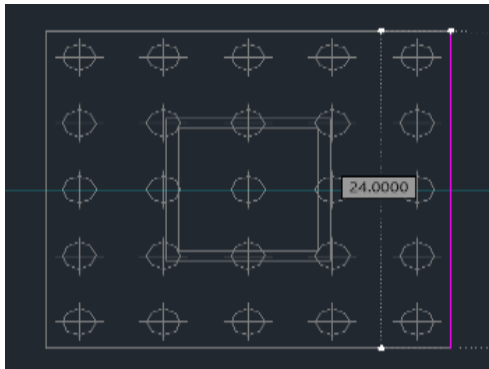


Fig IV. 22: Photo de Semelle (13.2x10x3) + sol surmontant P21

IV.2.2.1.4. Le sol surmontant la semelle

$$V_1 = 13.954 \times 24$$

$$V_1 = 334.889 \text{ KN}$$

$$G1_{\text{sol}} = 334.889 \times 21.9$$

$$G1_{\text{sol}} = 7334.069 \text{ KN}$$

$$V_2 = 40.81 \times 24$$

$$V_2 = 979.44 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$G2_{\text{sol}} = 979.44 \times 21.9$$

$$G2_{\text{sol}} = 21449.736 \text{ KN}$$

$$G_{\text{sol}} = G1 + G2$$

$$G_{\text{sol}} = 28783.805 \text{ KN}$$

IV.2.2.1.5. Les pieux

(25 pieux / $\varphi = 2.00 \text{ (m)} / l = 20.00 \text{ (m)}$)

$$V = (\pi \times D^2/4) \times L$$

$$V = (3.1416 \times 2^2/4) \times 20$$

$$V = 62.832 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$G_{\text{pieu}} = 62.832 \times 25$$

$$G_{\text{pieu}} = 1570.796 \text{ KN par pieu}$$

$$G_{\text{pieux}} = 25 \times (1570.796)$$

$$G_{\text{pieux}} = 39269.91 \text{ KN}$$

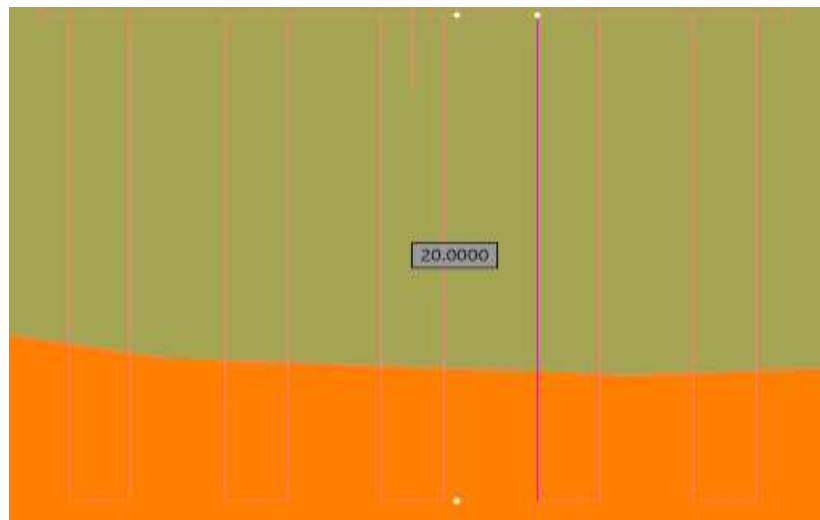


Fig IV. 23: Photo de Pieux P21

$$G = \sum G_{\text{tablier}} + G_{\text{pile}} + G_{\text{semelle}} + G_{\text{sol}} + G_{\text{pieux}}$$

$$G = 38506.66 + 78596.13 + 86400 + 28783.805 + 39269.91$$

$$G(\text{P21}) = 271556.505 \text{ KN}$$

IV.2.2.2. Charges d'exploitation

1) Train

$$Q_{\text{rail}} = 250 + 250 + 250 + 250 + 2 \times (80 \times 36.8) \quad Q_{\text{rail}} = 6888 \text{ KN}$$

On a 4 rails (2 lignes vers ténia – 2 vers ligne BBA)

$$Q_{\text{rails}} = 6088 \times 4 \quad Q_{\text{rail}} = 27552 \text{ KN}$$

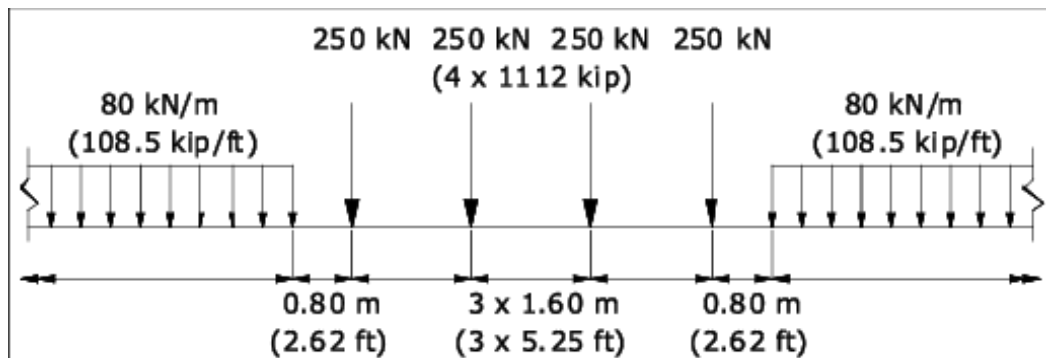


Fig IV. 24: Photo de charge d'exploitation (Train) P21

2) Force de lacet

$$Q_{\text{lacet}} = 100 \text{ KN}$$

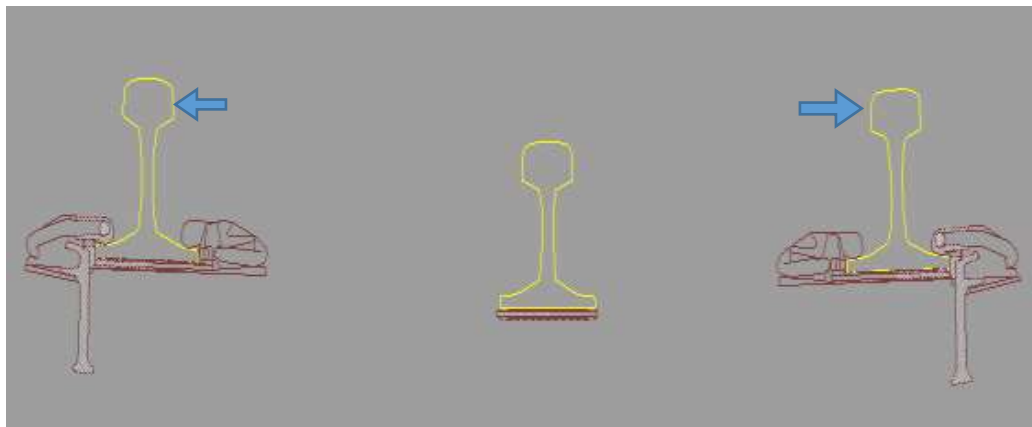


Fig IV. 25: Photo de Voussoirs (appui) P21

3) Accélération et Freinage

- $Q_{\text{freinage, (LM71/SW0)}} = 20 \times 50$ $Q_{\text{freinage, (LM71/SW0)}} = 1000 \text{ KN}$
- $Q_{\text{freinage, SW2}} = 35 \times 50$ $Q_{\text{freinage, SW2}} = 1750 \text{ KN}$
- $Q_{\text{accélération}} = 1000 \text{ KN}$

$$Q_1 + Q_2 + Q_3 = 1000 + 1750 + 1000$$

$$Q_{\text{freinage, accélération}} = 3750 \text{ KN}$$

Combinaison des charges :

$$G = 271556.505 \text{ KN}$$

$$Q = 3750 + 100 + 27552 = 31402 \text{ KN}$$

$$\Sigma G + Q = 302958.505 \text{ KN}$$

• **Remarque :** le poids propre des **pieux** est inclus dans le calcul manuel, mais les calculs combinaisons de **Tableau (IV.2)** ne prends pas en considération les pieux comme une charge.

Tandis que la note de calcul présenté par l'entreprise ne prévoit pas l'action du poids propre des pieux.

Tableau IV. 2: Tableau de combinaison de charge approximatif

Combinaison		N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,1}$ [kN.m]	$M_{Ed,2}$ [kN.m]	$N_{Ed,min}$ [kN]	$N_{Ed,max}$ [kN]
Permanent		-249 231	16 857	406	-9 820	-10 119
Caract. SCF-LM71	Nmáx.	-282 171	90 823	338 117	-7 570	-15 004
	Nmin.	-238 862	137 203	434 827	-4 597	-14 511
	M2.máx	-281 393	499 931	25 815	-6 700	-15 812
	M2.min.	-239 641	546 311	28 024	-4 609	-14 563
	M3.máx	-281 371	104 492	338 138	-7 419	-15 090
Caract. SCF-SW2	M3.min.	-239 660	151 035	433 674	-4 520	-14 653
	Nmáx.	-277 088	81 673	330 031	-7 516	-14 651
	Nmin.	-238 988	131 917	434 677	-4 650	-14 469
	M2.máx	-276 310	490 782	17 729	-6 646	-15 459
	M2.min.	-239 767	541 026	27 874	-4 661	-14 521
Caract. Vent	M3.máx	-276 288	95 343	330 051	-7 365	-14 738
	M3.min.	-239 787	145 750	433 524	-4 572	-14 611
	Nmáx.	-277 814	72 054	336 023	-7 576	-14 649
	Nmin.	-238 881	110 632	432 023	-4 853	-14 258
	M2.máx	-277 035	481 130	23 874	-6 705	-15 458
Caract. Température	M2.min.	-239 661	519 707	25 452	-4 862	-14 311
	M3.máx	-277 014	85 723	336 042	-7 426	-14 735
	M3.min.	-239 013	151 212	435 251	-4 478	-14 643
	Nmáx.	-277 477	66 390	334 372	-7 626	-14 572
	Nmin.	-239 218	104 968	430 408	-4 929	-14 208
EL Sis X	M2.máx	-276 077	486 442	22 283	-6 635	-15 451
	M2.min.	-240 618	525 019	23 912	-4 868	-14 382
	M3.máx	-276 143	89 170	334 403	-7 375	-14 716
	M3.min.	-240 550	127 878	429 491	-4 792	-14 452
	Nmáx.	-268 059	960 460	331 177	470	-21 915
EL Sis Y	Nmin.	-233 187	863 149	443 027	1 991	-20 646
	M2.máx	-267 283	974 180	331 253	621	-22 004
	M2.min.	-233 964	876 869	443 120	2 080	-20 797
	M3.máx	-267 392	971 848	331 191	596	-21 987
	M3.min.	-233 854	874 537	443 031	2 063	-20 772
EL Sis Z	Nmáx.	-263 041	401 483	852 029	341	-21 384
	Nmin.	-238 179	385 076	1 157 328	3 839	-22 893
	M2.máx	-262 265	415 203	852 105	491	-21 473
	M2.min.	-238 955	398 796	1 157 422	3 927	-23 044
	M3.máx	-262 374	412 871	852 043	466	-21 456
EL Sis Z	M3.min.	-238 846	396 465	1 157 333	3 911	-23 018
	Nmáx.	-279 787	497 268	282 115	-4 438	-17 945
	Nmin.	-221 437	474 759	381 617	-1 436	-16 278
	M2.máx	-279 011	510 988	282 191	-4 287	-18 034
	M2.min.	-222 213	488 479	381 710	-1 348	-16 429
EL Sis Z	M3.máx	-279 120	508 657	282 129	-4 312	-18 017
	M3.min.	-222 104	486 147	381 621	-1 364	-16 404

L'effort le plus défavorable est -282.171 KN, donc on prend $N = -283000KN$

Conclusion

Dans ce chapitre, le calcul d'évaluation des charges pour les 2 sections étudiés (P3, P21)

Pour tous les éléments structuraux (le tablier et ses composantes - pile - semelle - sol surmontant la semelle – pieux – train ... etc.). Voir la différence entre le tablier de P21 et P3 (les voussoirs en béton précontraint- les voussoirs en acier).

CHAPITRE V :
Modélisation des fondations
profondes

V.1. Introduction

Le but de ce chapitre est le calcul des contraintes et le tassement et le facteur de sécurité pour les deux sections P21 et P3, et l'utilise de la modélisation numérique par le logiciel PLAXIS 3D.

V.2. Définition de Plaxis 3D

Le programme PLAXIS 3D (Plane strain **AXI**al Symmetry) est un logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis pour calculer les contraintes, les efforts, le facteur de sécurité, les moments, le tassement totale ou axial...etc. Le programme est plus récent que PLAXIS 2D parce qu'il étudie des cas en 3 dimensions tels que les groupes des pieux, les déformations selon 3 directions.

V.3. Calcul numérique P3 (PK 35+000 et 35+100)

V.3.1. Calcul de la capacité portante des fondations de P3 (méthode pressiométrique)

Pour choisir un type de fondation approprié, il faut passer par les étapes de calcul de la capacité portante du sol, cette dernière peut être déterminée par diverses méthodes. Dans ce qui suit, la méthode du pressiomètre Ménard sera utilisée. Avant de passer aux étapes de calcul, on doit déterminer les combinaisons de charges à l'état limite ultime et à l'état limite de service. Les combinaisons de charges sous les deux états limites sont comme suit :

- **Etat limite ultime ELU**

$$Q_{\text{fondamental}} = 1.35G + 1.35G_{\text{sp}} + \max(1.35G_{\text{sf}}, 1.5Q_l + \sum Q_i) = \mathbf{35000 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{accidentelle}} = G + E + G_{\text{sp}} + G_{\text{sf}} = \mathbf{25113 \text{ KN}}$$

- **Etat limite de service ELS :**

$$Q_{\text{permanente}} = G + G_{\text{sp}} + \max(G_{\text{sf}}, \Psi_l Q_l) = \mathbf{30700 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{rare}} = G + G_{\text{sp}} + \max(G_{\text{sf}}, Q_l + 0.77\sum Q_i) = \mathbf{25000 \text{ KN}}$$

On doit ainsi déterminer les caractéristiques physiques de chaque couche de la lithologie du terrain traversé par l'ouvrage, **Tableau (V.1)**.

Tableau V. 1: Caractéristiques physiques de chaque couche.

Profondeur	γ_h KN/m ³	γ_d KN/m ³
[2 – 2.50 (m)]	22.8	20.6
[6.70– 7(m)]	22.8	20.6
[12 – 12.40 (m)]	24	21.8
[19.5 – 20(m)]	23.9	21.9
[23.7 – 24(m)]	24.2	22.6
[27 – 27.65 (m)]	23.9	22.3
[29 – 29.48 (m)]	24.4	23

➤ **Calcul des fondations**

a) **Fondation superficielle :**

A l'aide de la méthode pressiométrique on va vérifier si les fondations superficielles sont utilisables et conviennent à ce type d'ouvrage vis-à-vis des contraintes appliquées.

On propose une semelle filante rectangulaire de dimensions :

$$B = 4 ; \quad L = 10\text{m} ; \quad D = 3\text{m}.$$

Les étapes de calcul pour une fondation superficielle sont :

✓ **Etape 1 :** La zone utile.

$$Z_u = [D, D+3B/2]$$

Avec :

D : la fiche.

B : la largeur de la fondation.

Donc la zone utile est : $Z_u = [3, 3 + (3 \times 4) / 2] \rightarrow Z_u = [3, 9] \text{ m}.$

✓ **Etape 2 :** Calcul de la capacité portante.

La capacité portante sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale centrée est donnée par la formule suivante :

$$q_1 = K_p \times P_{le}^* + q_0$$

Avec :

P_{le}^* : pression limite équivalente nette égale à la valeur moyenne de P_1^* dans la zone utile

P_1^* : pression limite nette = $P_1 - P_0$;

P_0 : pression horizontale des terres = $k_0 \times \gamma_h \times z$;

K_0 : coefficient de pression des terres « au repos » égale=1 pour un sol cohérent et 0.5 pour un sol pulvérulent ;

q_0 : est la contrainte verticale initiale à la base de la fondation ;

K_p : coefficient de portance pressiométrique il dépend des dimensions de la fondation et la nature de sol juste sous la base de fondation donnée par :

$$K_p = K_p^1 \frac{B}{L} + K_p^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right)$$

Avec :

B : largeur de la fondation.

L : longueur de la fondation.

K_p^1 et K_p^0 : correspondent respectivement à une semelle carrée et continue, sont donnés par des abaques, (Annexe B, Figure (B.1)).

Les résultats des pressions limites P_1 , pressions horizontales des terres P_0 , et des pressions limites nettes P_1^* sont regroupés dans le **tableau (V.2)**.

- **Calcul de P_0** (la nappe se trouve au niveau de 6.71 (m))
 - $P_0(3) = 0.5 \times 20.6 \times 3 = 30.9$ [KPa] (γ_d)
 - $P_0(5) = 0.5 \times 20.6 \times 5 = 51.5$ [KPa] (γ_d)
 - $P_0(7) = 0.5 \times 22.8 \times 7 = 79.8$ [KPa] (γ_h)
 - $P_0(9) = 0.5 \times 23.4 \times 9 = 105.3$ [KPa] (γ_h)

Tableau V. 2: Résultats des pressions limites, pressions des terres et pressions limites nettes.

Z(m)	P_1 (KPa)	P_0 (KPa)	P_1^* (KPa)
3	622	30.9	591.1
5	696	51.5	644.5
7	990	79.8	910.2
9	1834	105.3	1728.7

Remarque : Dans le cas où $P_1^* > 1.5 (P_1^*)_{\min}$, si on trouve une valeur qui est supérieur à $1.5 \times (P_1^*)_{\min}$ on doit la plafonnée et remplacée par $1.5 (P_1^*)_{\min}$ dans le calcul de P_{le}^* .

$(P_1^*)_{\min} = 591.1$ [KPa] ; $1.5 \times (P_1^*)_{\min} = 1,5 \times 587.8 = 886.765$ [KPa] $< P_1^*(Z=3 ; Z=5)$ donc on les remplace par **881.7** [KPa].

Donc :

$$P_{le}^* = \left(\frac{886.65 + 886.65 + 910.2 + 1728.7}{4} \right)$$

$$P_{le}^* = 1103.305 \text{ [KPa]}$$

$$q_0 = \gamma_h \times D$$

$$q_0 = 20.6 \times 3$$

$$q_0 = 61.8 \text{ [KPa]}$$

$$K_p = 1.3 \times 4/10 + 1.12 (1 - (4/10))$$

$$K_p = 1.192$$

Donc :

$$q_1 = 1.192 \times 1103.305 + 61.8$$

$$q_1 = 1376.94 \text{ [KPa]}$$

✓ **Etape 3** : Vérification aux états limite.

L'état limite est vérifié comme suit :

$$q_{cal} = \frac{q_1}{F_s}$$

Avec :

F_s : coefficient de sécurité égale à 2.

$$q_{cal} = \frac{1376.94}{2} = 688.47 \text{ [KPa]}$$

$$q_{ser} = \frac{q}{B \times L} + \gamma_b \times D = \frac{35000}{4 \times 10} + 25 \times 3$$

$$q_{ser} = 950 \text{ [KPa]}$$

D'après les résultats obtenus on remarque que :

$$q_{ser} > q_{cal}$$

Alors la capacité portante de cette semelle est non vérifiée, on va donc opter pour une fondation profonde (pieu).

b) Fondations profondes (pieux) :

La charge verticale limite Q_L (ou portance verticale) du pieu est provoquée par la pression verticale limite q_l en pointe et les contraintes limites de frottement latéral $q_s(z)$ le long de l'axe du pieu.

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Avec :

Q_L : Charge limite.

Q_p : pression verticale de pointe.

Q_s : Terme de frottement latéral.

➤ **La charge verticale critique :**

L'interprétation d'un essai de chargement vertical sur pieu permet d'obtenir expérimentalement la charge critique Q_C . Si l'essai n'est pas disponible, elle peut être estimée par les formules empiriques suivantes recommandées par le LCPC.

- Pieux ne refoulant pas le sol : $Q_C = 0.5 Q_{P+} + 0.7 Q_S$
- Pieux refoulant le sol : $Q_C = 0.7 Q_{P+} + 0.7 Q_S$

➤ **Calcul de Q_I :**

La méthode de calcul de Q_I est décrite ci-dessous, la méthode est issue du règlement français CCTG-93 (fascicule 62, titre 5).

- ✓ **Etape 1 :** La valeur pressiométrique limite équivalente nette P_{le}^* , est une moyenne analytique des valeurs de pression limite nette P_I^* mesurées dans une zone utile au voisinage de la pointe (épaisse de $3a$ en dessous de la pointe et de b au-dessus), **Figure (V.1).**

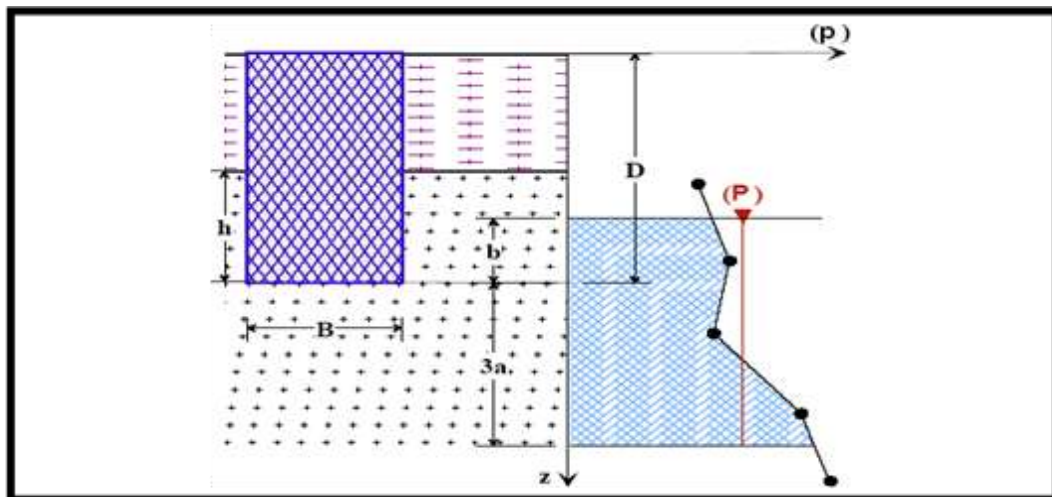


Fig V. 1: Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente.

Avec :

$$a = \max (B/2 ; 0.5m)$$

$$b = \min (a, h)$$

h : ancrage dans la couche porteuse.

$P_I^*(z)$: est obtenue en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents P_I^* mesurés.

Dans notre cas d'étude on dispose d'un pieu caractérisé par les dimensions suivantes :

$$D= 15.00m \quad ; \quad B= 1.20m$$

La zone utile est définie par : $Z_u = [D-b ; D+3a]$

Avec :

$$a = \max (B/2; 0.5) \qquad a = \max (0.6; 0.5) \qquad a = 0.6$$

$$b = \min (a ; h) \qquad b = \min (0.6 ; 0) \qquad b = 0$$

$$\text{Donc :} \quad \mathbf{Z_u} = [15 ; 16.8] \text{ m}$$

Les résultats des pressions limites, pressions des terres, et pressions limites nettes sont présentés dans le **tableau (V.3)**.

- $\mathbf{P_o (15) = 0.5 \times 23.95 \times 15 = 179.625 \text{ [KPa]} (\gamma_h)}$
- $\mathbf{P_o (16) = 0.5 \times 23.95 \times 16 = 191.6 \text{ [KPa]} (\gamma_h)}$
- $\mathbf{P_o (16.8) = 0.5 \times 23.95 \times 16.8 = 201.18 \text{ [KPa]} (\gamma_h)}$

Tableau V. 3: Résultats des pressions limites, pressions des terres et des pressions limites nettes.

Z(m)	P_l (KPa)	P_o (KPa)	Pl* (KPa)
15	1960	179.62	1780.38
16	2025	191.6	1833.4
16.8	2100	201.18	1898.82

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \times \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z).dz$$

$$P_{le}^* = (1/ (0+3 \times 0.6)) [(1780.38+ 1833.4) /2 \times 1 + (1833.4+1898.82) / 2 \times 0.8]$$

$$P_{le}^* = (1/ (1.8)) [(1806.89) + (1492.888)]$$

$$\mathbf{P_{le}^* = 1833.21 \text{ [KPa]}}$$

✓ **Etape 2 :**

c) Calcule de la résistance en pointe :

$$q_t = K_p \times P_{le}^*$$

Avec :

P_{le}^* : pression limite nette équivalente.

K_p : facteur de portance pressiométrique dépend de la nature du sol et du mode d'installation du sol (type de pieu).

Le sol est classé comme étant une marne, d'après le tableau de classification (Voir annexe C, Tableau (C.1)).

Alors le facteur de portance pressiométrique pour un pieu ne refoulant pas le sol est : $K_p = 1.8$ (annexe C, Tableau (C.2)).

Donc :

$$q_l = 1.8 \times 1833.21$$

$$q_l = 3299.778 \text{ [KPa]}$$

✓ **Etape 3 :**

Détermination de l'effort limite Q_p en pointe dont l'aire de sa section est A , tel que :

$$Q_p = A \times q_l$$

Avec :

A : la section du pieu.

Puisque on a un pieu de section circulaire donc le calcul se fait comme suit :

$$A = \frac{\pi \times B^2}{4} = \frac{\pi \times 1.2^2}{4}$$

$$A = 1.13 \text{ m}^2$$

Donc :

$$Q_p = 1.13 \times 2252.648$$

$$Q_p = 3728.75 \text{ [KPa]}$$

✓ **Etape 4 :**

Calcul de l'effort limite Q_s de frottement latéral limite :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

$$Q_s = (\pi \times B) \int_0^{15} q_s(z) dz$$

Avec :

P : périmètre du pieu.

q_s : la contrainte de frottement latéral limite, dépend de la pression limite nette et aussi de la nature du sol entourant le pieu et du mode d'installation du pieu.

Puisque le sol est de marne, et le forage du pieu est simple, donc on choisit la courbe Q3 ($n=1$), (Voir annexe C, Figure (C.2)).

La détermination de q_s se fait à partir des formules suivantes :

- $q_s(z) = 0.04n \frac{Pl^*(z)}{(1+0.5n)} \left(2 - \frac{Pl^*(z)}{(1+0.5n)}\right)$ si $Pl^*(z) \leq 1+0.5n$
- $q_s(z) = 0.04n$ si $Pl^*(z) > 1+0.5n$

Le résultat de calcul de q_s dans chaque profondeur est regroupé dans le **tableau (V.4)**.

✓ **le calcul de P_0** (la nappe d'eau = 6.71 (m))

$$- P_0(0) = 0.5 \times 20.6 \times 0 = 0 \text{ [KPa]} (\gamma_d)$$

$$- P_0(2) = 0.5 \times 20.6 \times 2 = 20.6 \text{ [KPa]} (\gamma_d)$$

- $P_o(4) = 0.5 \times 20.6 \times 4 = 41.2$ [KPa] (γ_d)
- $P_o(6) = 0.5 \times 20.6 \times 6 = 61.8$ [KPa] (γ_d)
- $P_o(8) = 0.5 \times 23.4 \times 8 = 93.6$ [KPa] (γ_h)
- $P_o(10) = 0.5 \times 23.4 \times 10 = 117$ [KPa] (γ_h)
- $P_o(12) = 0.5 \times 24 \times 12 = 144$ [KPa] (γ_h)
- $P_o(14) = 0.5 \times 23.95 \times 14 = 167.65$ [KPa] (γ_h)
- $P_o(15) = 0.5 \times 23.95 \times 15 = 179.625$ [KPa] (γ_h)

Tableau V. 4: Résultats de calcul de q_s .

Z(m)	0	2	4	6	8	10	12	14	15
P_o (KPa)	0	0.0206	0.041	0.0618	0.0936	0.117	0.144	0.1676	0.1796
PI (MPa)	0	0.652	0.682	0.984	1.153	1.765	2.053	1.779	1.960
PI* (MPa)	0	0.6314	0.6408	0.9222	1.0594	1.648	1.909	1.6114	1.7804
q_s (KPa)	0	26.587	26.876	34.06	36.54	38.56	40	39.78	40

Alors :

$$Q_s = [\pi \times (1.2/2)] \sum_0^{15} \left(\frac{0+40}{2} + 26.587 + 26.876 + 34.06 + 36.54 + 38.56 + 40 + 39.78 \right) \times 2$$

$$Q_s = 951.537 \text{ [KPa]}$$

✓ **Etape 5 :**

Le calcul de la fiche équivalente du pieu, soit « De » telle que :

$$De = \frac{1}{PIe^*} \int_0^D Pl^*(z) dz$$

$$De = \frac{1}{1833.21} \sum_0^{15} \left(\frac{0+1780.4}{2} + 631.4 + 640.8 + 922.2 + 1059.4 + 1648 + 1909 + 1611.4 + 1780.4 \right)$$

$$De = 6.051 \text{ m}$$

✓ **Etape 6 :** Calcul De/B et vérification de la méthode.

En fonction de la fiche équivalente, le classement des fondations selon le règlement se fait comme suit :

- Fondation profonde pour « $De/B > 5$ ».
- Fondation semi-profonde pour « $1.5 < De/B < 5$ ».
- Fondation superficielle pour « $De/B < 1,5$ ».

On a :

$$De = 6.051 \text{ m}$$

$$B = 1.20 \text{ m}$$

$D_e/B = 6.051 / 1.20 = 5.042 > 5 \rightarrow$ Fondation profonde

Calcul de Q_C et Q_I :

$$Q_I = Q_P + Q_S$$

$$Q_I = 3728.75 + 951.537$$

$$Q_I = 4680.29 \text{ [KPa]}$$

Donc :

$$Q_C = 0.5 Q_P + 0.7 Q_S$$

$$Q_C = 0.5 \times 3728.75 + 0.7 \times 951.537$$

$$Q_C = 2530.45 \text{ [KPa]}$$

➤ Détermination du nombre de pieux :

Le calcul du nombre de pieux se fait par les formules suivantes :

$$N_{\text{fond}} = \frac{1.4 \times Q_f}{Q_I} = \frac{1.4 \times 35000}{4680.29} \quad \text{donc : } N_{\text{fond}} = 10.46$$

$$N_{\text{acc}} = \frac{1.2 \times Q_{\text{acc}}}{Q_I} = \frac{1.2 \times 25113}{4680.29} \quad \text{donc : } N_{\text{acc}} = 6.44$$

$$N_{\text{rare}} = \frac{1.1 \times Q_{\text{rare}}}{Q_I} = \frac{1.1 \times 25000}{4680.29} \quad \text{donc : } N_{\text{rare}} = 5.88$$

$$N_{Q_P} = \frac{1.4 \times Q_P}{Q_I} = \frac{1.4 \times 30700}{4680.29} \quad \text{donc : } N_{Q_P} = 9.18$$

Donc le nombre de pieux est de **12 pieux**.

V.3.2. Vérification au tassement du pieu

En ce qui suit on va calculer le tassement en tête du pieu par la méthode d'élasticité en utilisant la formule ci-après :

$$V_0 = \frac{Q I_v}{E(D).B}$$

Le facteur de tassement I_v est calculé par :

$$I_v = 4(1+\nu) \frac{1 + \frac{8D \tanh((\mu D)}{\pi \varepsilon \lambda (1-\nu) B \mu D}}{4(1-\nu) \varepsilon + \frac{4\pi B D \tanh(\mu D)}{\alpha B \mu D}}}{4(1-\nu) \varepsilon + \frac{4\pi B D \tanh(\mu D)}{\alpha B \mu D}}$$

Avec :

- $\varepsilon = 1$ (sol infini).
- $B = 1.2$ m
- $\nu = 0.3$ (sol cohérent).
- $D = 15$ m
- $E_p = 30000$ MPa (module de Young du pieu en béton armé).

Pour la détermination du module de Young du sol (E), il existe des corrélations empiriques entre le module E et le module pressiométrique E_M :

- ✓ $E = 4 E_M < 60$ MPa pour les pieux travaillant en pointe.
- ✓ $E = 5 E_M < 50$ MPa pour les pieux flottants.

Alors on va utiliser les résultats du module E_M , de l'essai pressiométrique (SP 1).

Le tableau suivant regroupe les résultats des modules pressiométriques et leurs corrélations.

Tableau V. 5: Résultats de la corrélation des modules pressiométriques.

Z(m)	2	4	6	8	10	12	14	15
Em (MPa)	19.037	19.166	18.804	14.331	14.006	20.857	33.143	30.3625
4 Em (MPa)	76.148	76.664	75.216	57.324	56.024	83.428	132.572	121.45

Dans notre cas le pieu est ancré dans un sol multicouche, donc il est nécessaire de calculer un module équivalent (E_{eq}) égale à la moyenne analytique des valeurs de (E) le long du pieu :

$$E_{eq} = \frac{1}{D} \int_0^D E_s(z) dz$$

$$E_{eq} = \frac{1}{15} \sum_0^{15} (76.148 + 76.664 + 75.216 + 57.324 + 56.024 + 83.428 + 132.572 + 121.45) \times 2$$

$$E_{eq} = 90.51 \text{ [KPa]}$$

$$\beta = \frac{E(D/2)}{E(D)} = \frac{90.51}{90.51} = 1$$

$$\beta = 1$$

$$d) \lambda = 2(1+\nu) \frac{Ep}{E(D)} = 2(1+\nu) \frac{30000}{90.51}$$

$$\lambda = 861.782$$

$$\alpha = \text{Ln} \left[2 \frac{D}{B} [0.25 + (2.5\beta (1-\nu) - 0.25) \varepsilon] \right]$$

$$\alpha = \text{Ln} \left[2 \frac{15}{1.2} [0.25 + (2.5 \times 1 \times (1-0.3) - 0.25) 1] \right]$$

$$\alpha = 3.778$$

$$\mu D = \frac{2\sqrt{2} \frac{D}{B}}{\sqrt{\alpha} \lambda} = \frac{2\sqrt{2} \frac{15}{1.2}}{\sqrt{3.778} \times 861.782}$$

$$\mu D = 0.0211$$

$$I_v = 4(1+0.3) \frac{1 + \frac{8 \times 15 \times \tanh(0.0211)}{\pi \times 1 \times 861.782 (1-0.3) 1.2 \times 0.0211}}{\frac{4}{(1-0.3) \times 1} + \frac{4\pi \times 1.2 \times 15 \tanh(0.0211)}{3.778 \times 1.2 \times 0.0211}} \rightarrow I_v = 0.079$$

$$V_0 = \frac{Q Iv}{E(D).B} = \frac{35000 \times 0.079}{90510 \times 1.2}$$

$$\rightarrow V_0 = 0.0255 \text{ m} = \mathbf{2.55 \text{ cm}}$$

Pour la section P3 on a un tassement de 2.55 cm pour une fondation de 13.2x10x3 m

Et un groupe de 12 pieux d'une fiche de 15 m et un diamètre de 1.2 m.

V.3.3. Calcul numérique P3 (PK 35+000 et 35+100)

Introduction

Le programme PLAXIS 3D (Plane strain AXIal Symmetry) est un logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis pour calculer les contraintes, les efforts, le facteur de sécurité, les moments, le tassement totale ou axial...etc. Le programme est plus récent que PLAXIS 2D parce qui étudie des cas en 3 dimensions tels que les groupes des pieux, les déformations selon 3 directions.

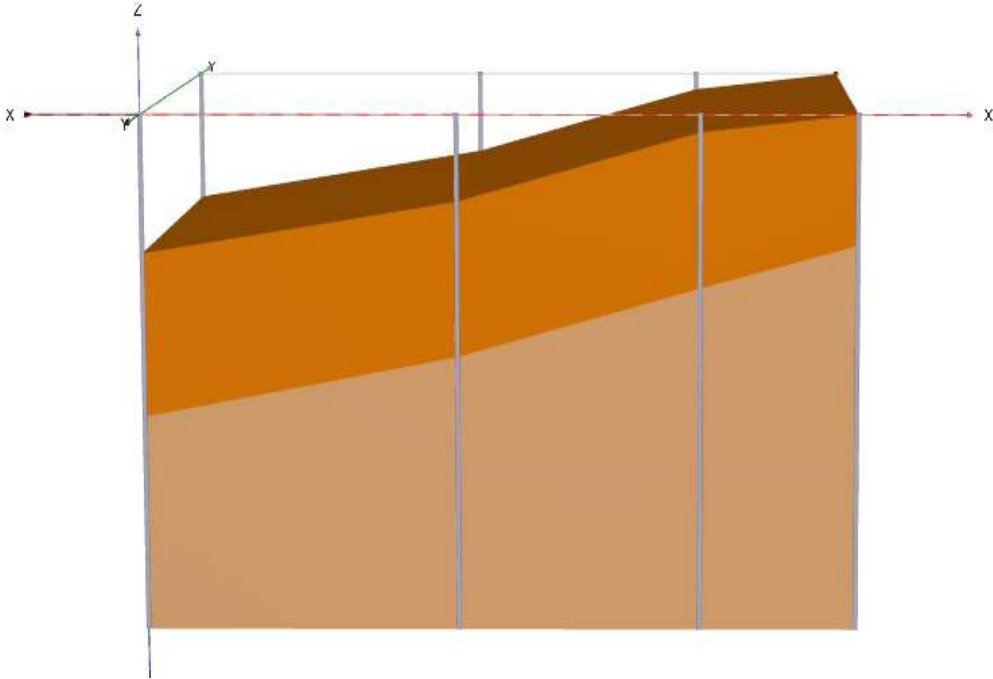
La section P3, se situe entre le PK 35+000 et 35+100, formée par 2 couches de marne, on va calculer la stabilité vis-à-vis le tassement et le facteur de sécurité de modèle de glissement pour faire une comparaison entre le calcul manuel et la modélisation.

Le calcul est divisé en trois phases :

- ✓ La phase 0 ou le sol est en repos : modéliser le sol pour donner une prévision de la morphologie de modèle créer par PLAXIS 3D.
- ✓ La phase 1 ou la fondation était implanté pour expliquer en photos le positionnement de groupe des pieux- la surface de semelle chargé, et les déformations, et les contraintes ...etc.
- ✓ Le phase 2 est de calculer le facteur de sécurité de stabilité vis-à-vis le glissement.

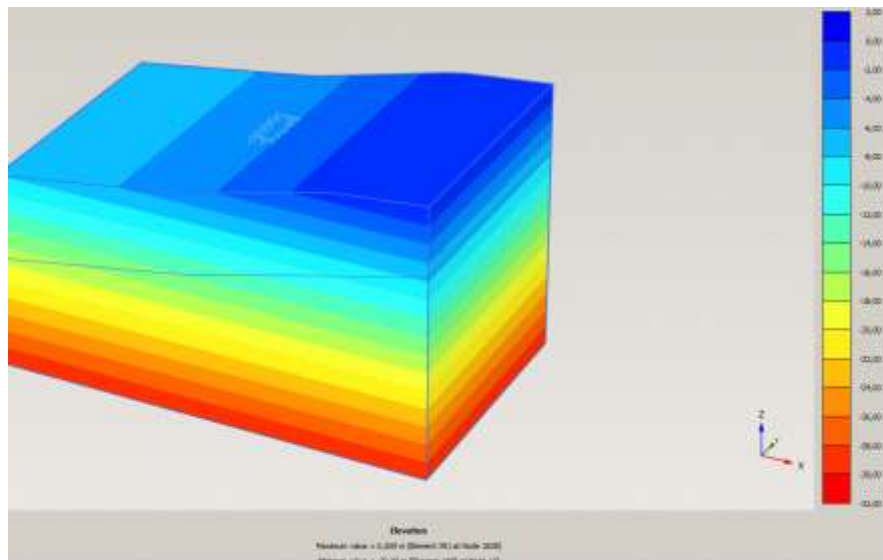
1) Phase 0 (cas de sol avant l'implantation de fondation)

- La forme de couches de sol P3, Fig. (V.2)

**Fig V. 2: forme de couches de sol- P3**

Une capture de la section P3, exprime les couches et la morphologie de la section P3.

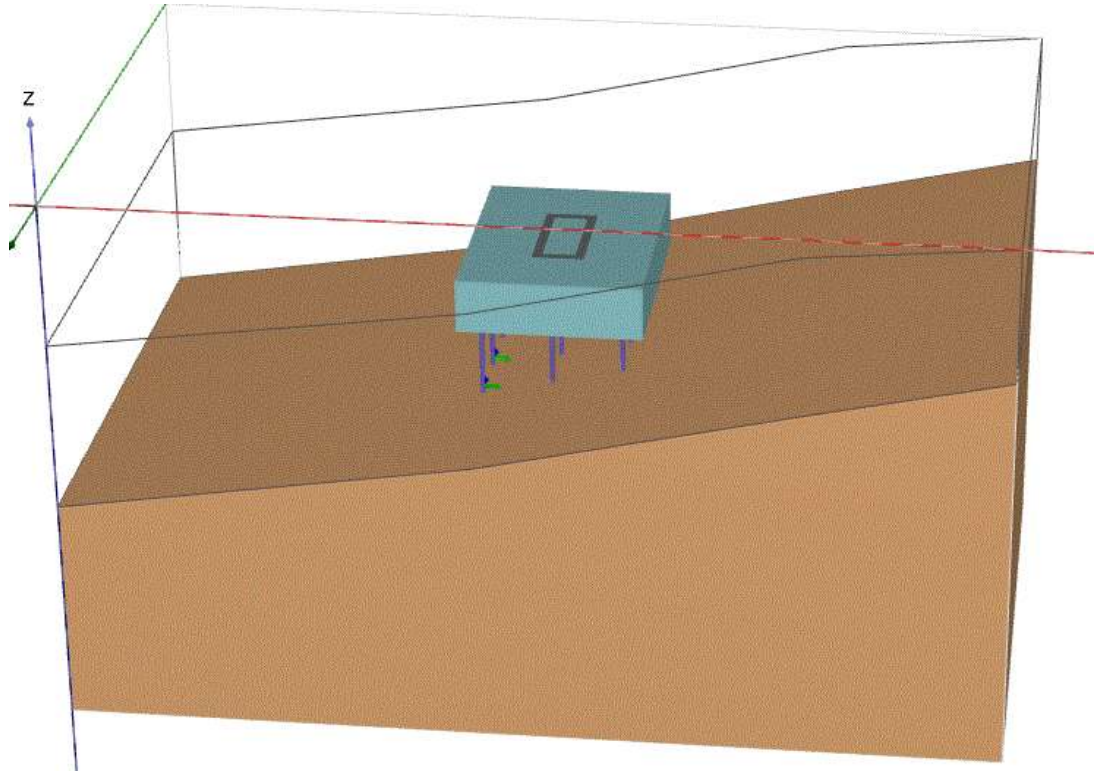
- Les profondeurs de la section de sol, Fig. (V.3)

**Fig V. 3: L'échelle de profondeurs [0 – 30 (m)], P3**

Le modèle a une profondeur de 30 m.

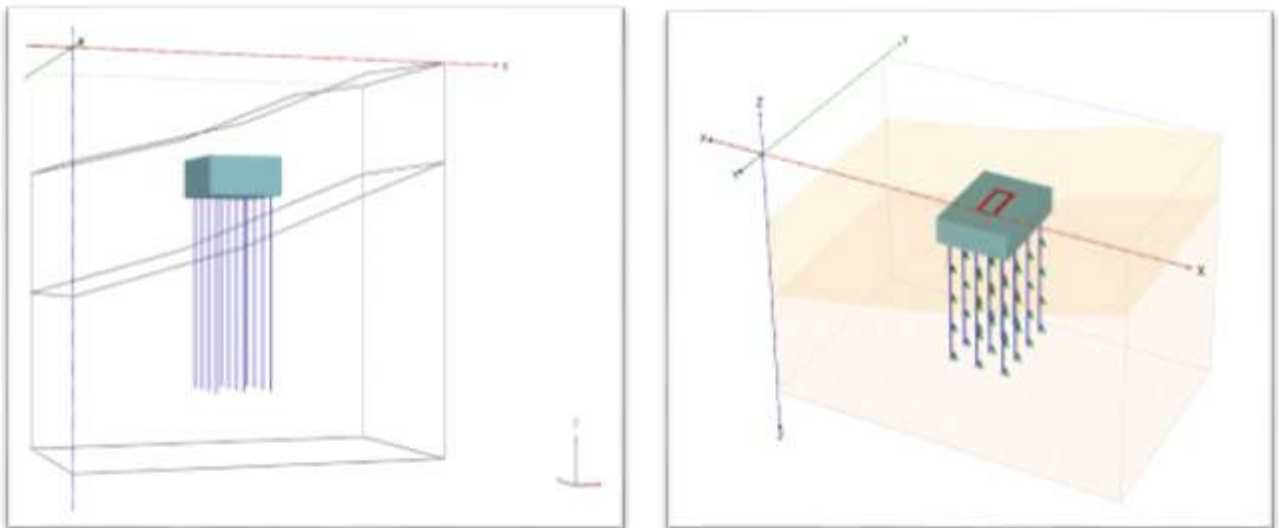
2) Phase 1 (cas après l'implantation de fondation)

- Vue de semelle dans le sol, **Fig. (V.4)**

**Fig V. 4: La semelle dans le sol, P3**

L'implantation de fondation et des pieux dans le sol en cachant la couche supérieure pour montrer la fondation et les pieux et la surface de chargement.

- Vue de la structure dans le sol, **Fig. (V.5)**

**Fig V. 5: La structure dans le sol (12 pieux)**

Une capture montre la fiche de groupe des pieux selon les deux directions x et y

- Le tassement totale U, **Fig. (V.6)**

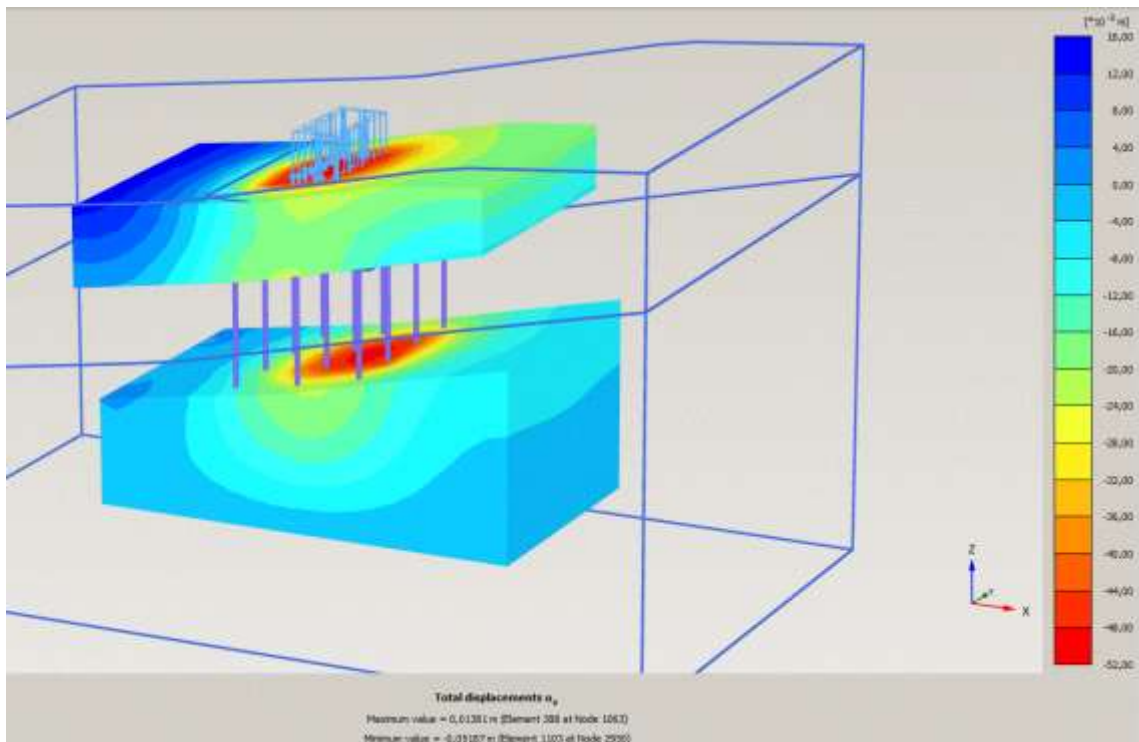


Fig V. 6: Le tassement total de sol

Le tassement de modél est 5.187 cm, le tassement calculé manuellement est 2.55 cm.

- La contrainte effective principale, **Fig. (V.7)**

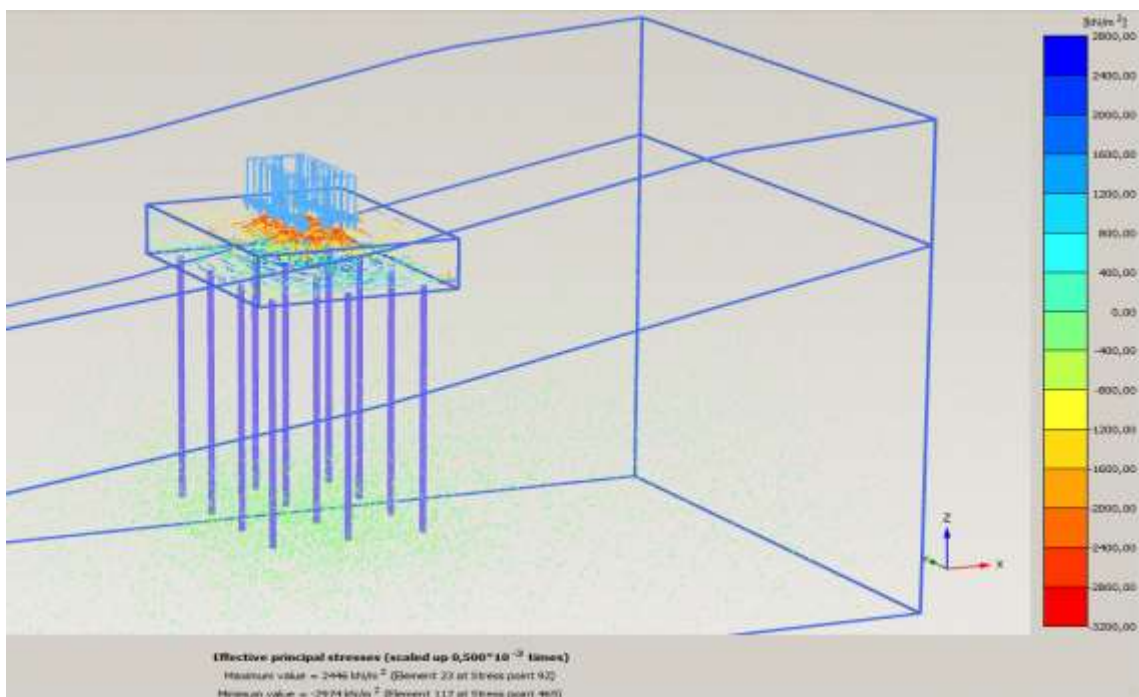


Fig V. 7: La contrainte effective principale

Une capture montre les contraintes effectives principales, avec une contrainte maximale égal à 2974 KN/m².

- La contrainte principale, **Fig. (V.8)**

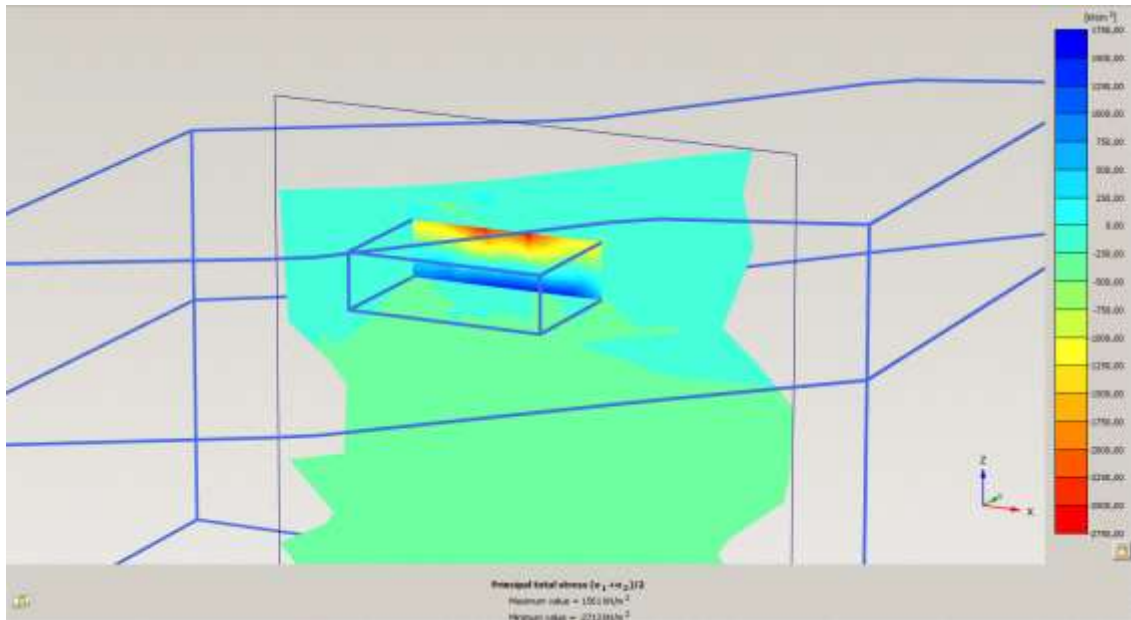


Fig V. 8: la contrainte principale

Une capture de contrainte principale d'une section selon l'axe x, montre une valeur maximale de 2713 KN/m^2 .

- L'effort normale pour chaque pieu N, **Fig. (V.9)**

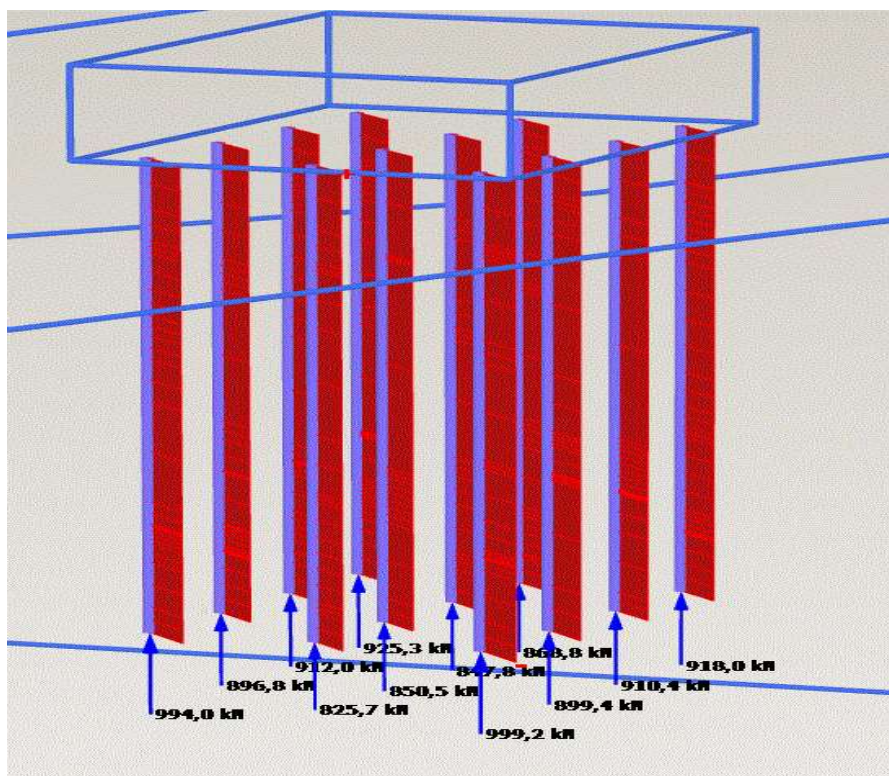


Fig V. 9: L'effort normale pour chaque pieu N

Les efforts normaux pour chaque pieux, les efforts atteignent une valeur de 1 MN pour deux pieux.

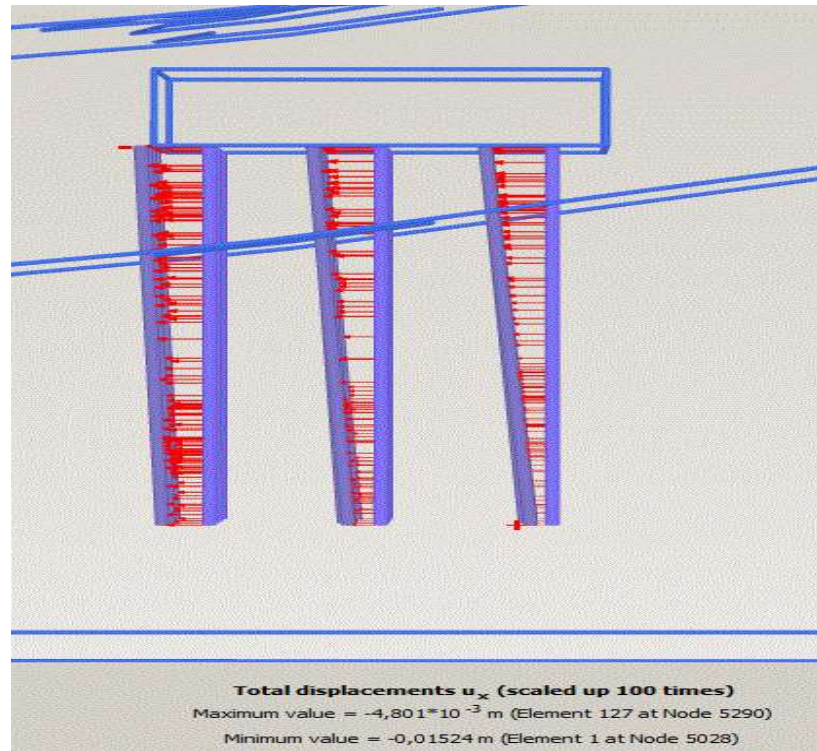


Fig V. 10: le déplacement des pieux U_x

Une capture de déplacement des pieux atteint 1.524 cm.

- Les moments pour chaque pieu M_z , Fig. (V.11)

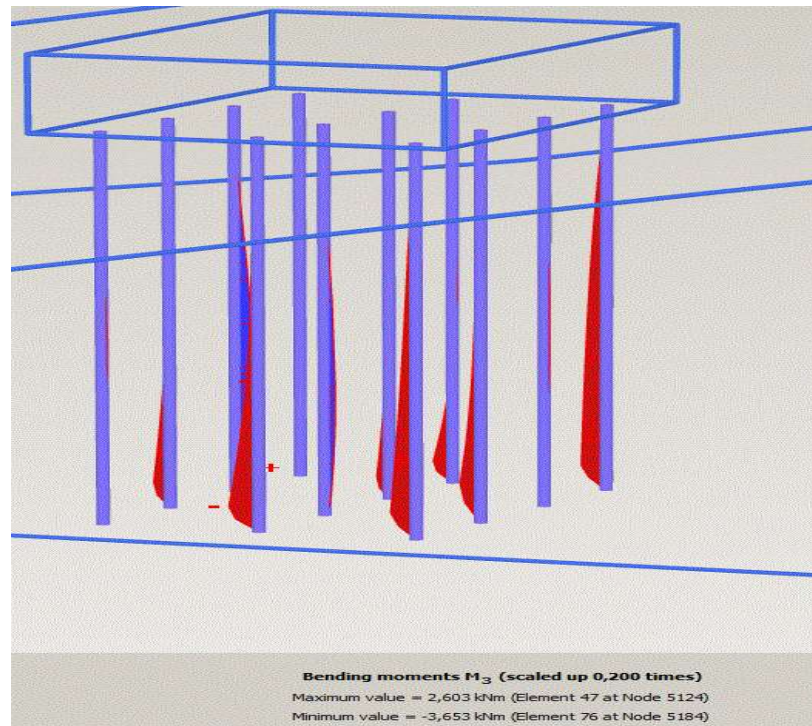


Fig V. 11: les moments pour chaque pieu M_z *

Une capture des moments pour chaque pieu, nous donne une valeur maximale des moments égal à 3653 KNm.

3) La phase 2 (le facteur de sécurité)

- Le facteur de sécurité, **Fig. (V.12)**

Step info					
Phase	Phase_2 [Phase_2]				
Step	Initial				
Step type	Safety				
Updated mesh	False				
Solver type	Picos				
Kernel type	64 bit				
Extrapolation factor	1,000				
Relative stiffness	0,04063E-3				
Multipliers					
Prescribed displacements	M _{Disp}	0,000	ΣM _{Disp}	0,000	
Load system A	M _{LoadA}	0,000	ΣM _{LoadA}	1,000	
Load system B	M _{LoadB}	0,000	ΣM _{LoadB}	1,000	
Soil weight	M _{Weight}	0,000	ΣM _{Weight}	1,000	
Acceleration	M _{Accel}	0,000	ΣM _{Accel}	0,000	
Strength reduction factor	M _{Sf}	0,01106	ΣM _{Sf}	6,807	
Time	Increment	0,000	End time	0,000	
Staged construction					

Fig V. 12: le facteur de sécurité P3

Le calcul de facteur de stabilité de glissement donne une valeur de $6.8 > 1.5$.

Interprétation des résultats de P3

- Le F_s est égale à 6.8 pour un groupe de 12 pieux avec un diamètre de 1.2 (m) est une longueur de 15 (m), est une semelle de 13.2x10x3 dans un sol marneux
- Le tassement est de 5.187 cm d'après la modélisation numérique.
- Un tassement de 2.55 cm d'après le calcul numérique.
- L'effort d'un pieu atteint 999 KN
- La surcharge que le sol doit supporter est 35000 KN, poser sur une surface rectangulaire creuse, **Fig. (V.4)**

V.4. Calcul numérique P21(35+925 / 36+000)

V.4.1. Calcul de la capacité portante des fondations de P21 (méthode pressiométrique)

- **Etat limite ultime ELU**

Q fondamental = **283000 KN**

Q accidentelle = **279789 KN**

Etat limite de service ELS :

Q permanente = **277477 KN**

Q rare = **249231 KN**

On doit ainsi déterminer les caractéristiques physiques de chaque couche de la lithologie du terrain traversé par l'ouvrage, **Tableau (V.6)**.

Tableau V. 6: Caractéristiques physiques de chaque couche.

<i>Profondeur</i>	γ_h <i>KN/m³</i>	γ_d <i>KN/m³</i>
[6.35 –6.68 (m)]	21.9	19.6
[10.56–11 (m)]	22.9	20.5
[13.28– 13.6(m)]	22.7	20.3
[20.5–21 (m)]	23.1	21
[22.62–23 (m)]	24.1	22.6
[25–25.46 (m)]	24	21.4
[29.5– 29.93(m)]	24.1	22.3

➤ **Calcul des fondations**

a) Fondation superficielle :

A l'aide de la méthode pressiométrique on va vérifier si les fondations superficielles sont utilisables et conviennent à ce type d'ouvrage vis-à-vis des contraintes appliquées.

On propose une semelle filante rectangulaire de dimensions :

$$B = 4\text{m} \quad ; \quad L = 10\text{m} ; \quad D = 3\text{m}.$$

Les étapes de calcul pour une fondation superficielle sont :

✓ **Etape 1 :** La zone utile.

$$Z_u = [D, D+3B/2]$$

Avec :

D : la fiche.

B : la largeur de la fondation.

Donc la zone utile est : **$Z_u = [3, 3 + (3 \times 4) / 2]$** → **$Z_u = [3 ; 9]$ m.**

✓ **Étape 2** : Calcul de la capacité portante.

La capacité portante sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale centrée est donnée par la formule suivante :

$$q_1 = K_p \times P_{le}^* + q_0$$

Avec :

P_{le}^* : pression limite équivalente nette égale à la valeur moyenne de P_1^* dans la zone utile ;

P_1^* : pression limite nette = $P_1 - P_0$;

P_0 : pression horizontale des terres = $k_0 \times \gamma_h \times z$;

K_0 : coefficient de pression des terres « au repos » égale=1 pour un sol cohérent et 0.5 pour un sol pulvérulent ;

q_0 : est la contrainte verticale initiale à la base de la fondation ;

K_p : coefficient de portance pressiométrique il dépend des dimensions de la fondation et la nature de sol juste sous la base de fondation donnée par :

$$K_p = K_p^1 \frac{B}{L} + K_p^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right)$$

Avec :

B : largeur de la fondation.

L : longueur de la fondation.

K_p^1 et K_p^0 : correspondent respectivement à une semelle carrée et continue, sont donnés par des abaques, (Annexe B, Figure (B.1)).

Les résultats des pressions limites P_1 , pressions horizontales des terres P_0 , et des pressions limites nettes P_1^* sont regroupés dans le **tableau (V.7)**.

- **Calcul de P_0**

- $P_0(3) = 0.5 \times 21.9 \times 3 = 32.85$ [KPa] (γ_h)
- $P_0(5) = 0.5 \times 21.9 \times 5 = 54.75$ [KPa] (γ_h)
- $P_0(7) = 0.5 \times 22.4 \times 7 = 78.4$ [KPa] (γ_h)
- $P_0(9) = 0.5 \times 22.4 \times 9 = 100.8$ [KPa] (γ_h)
- $P_0(10) = 0.5 \times 22.9 \times 10 = 114.5$ [KPa] (γ_h)

Tableau V. 7: Résultats des pressions limites, pressions des terres et pressions limites nettes.

Z(m)	P ₁ (KPa)	P ₀ (KPa)	P ₁ * (KPa)
3	1542	32.85	1509.15
5	2503	54.75	2448.25
7	2777	78.4	2698.6
9	2740	100.8	2639.2

Remarque : Dans le cas où $P_1^* > 1.5 (P_1^*)_{\min}$, si on trouve une valeur qui est supérieur à $1.5 \times (P_1^*)_{\min}$ on doit la plafonnée et remplacée par $1.5 (P_1^*)_{\min}$ dans le calcul de P_{le}^* .
 $(P_1^*)_{\min} = 1509.15$ [KPa] ; $1,5 \times (P_1^*)_{\min} = 1,5 \times 1509.15 = 2263.725$ [KPa] < $P_1^*(Z=3)$
donc on la remplace par **2263.725 [KPa]**.

Donc :

$$P_{le}^* = \left(\frac{2263.725 + 2448.25 + 2698.6 + 2639.2}{4} \right)$$

$$P_{le}^* = 10049.775 \text{ [KPa]}$$

$$q_0 = \gamma_h \times D$$

$$q_0 = 21.9 \times 3$$

$$q_0 = 65.7 \text{ [KPa]}$$

$$K_p = 1.3 \times 4/10 + 1.12 (1 - (4/10))$$

$$K_p = 1.19$$

Donc :

$$q_1 = 1.19 \times 10049.775 + 65.7$$

$$q_1 = 12024.93 \text{ [KPa]}$$

✓ **Etape 3 :** Vérification aux états limite.

L'état limite est vérifié comme suit :

$$q_{cal} = \frac{q_1}{F_s}$$

Avec :

F_s : coefficient de sécurité égale à 2.

$$q_{cal} = \frac{12024.93}{2} = 6012.465 \text{ [KPa]}$$

$$q_{ser} = \frac{q}{B \times L} + \gamma_b \times D = \frac{283000}{4 \times 10} + 25 \times 3$$

$$q_{ser} = 7150 \text{ [KPa]}$$

D'après les résultats obtenus on remarque que :

$$q_{\text{ser}} > q_{\text{cal}}$$

Alors la capacité portante de cette semelle est non vérifiée, on va donc opter pour une fondation profonde (pieu).

b) Fondations profondes (pieux)

La charge verticale limite Q_L (ou portance verticale) du pieu est provoquée par la pression verticale limite q_l en pointe et les contraintes limites de frottement latéral $q_s(z)$ le long de l'axe du pieu.

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Avec :

Q_L : Charge limite.

Q_p : pression verticale de pointe.

Q_s : Terme de frottement latéral.

➤ La charge verticale critique :

L'interprétation d'un essai de chargement vertical sur pieu permet d'obtenir expérimentalement la charge critique Q_C . Si l'essai n'est pas disponible, elle peut être estimée par les formules empiriques suivantes recommandées par le LCPC.

- Pieux ne refoulant pas le sol : $Q_C = 0.5 Q_p + 0.7 Q_s$
- Pieux refoulant le sol : $Q_C = 0.7 Q_p + 0.7 Q_s$

➤ Calcul de Q_l :

La méthode de calcul de Q_l est décrite ci-dessous, la méthode est issue du règlement français CCTG-93 (fascicule 62, titre 5).

- ✓ **Etape 1** : La valeur pressiométrique limite équivalente nette P_{le}^* , est une moyenne analytique des valeurs de pression limite nette P_l^* mesurées dans une zone utile au voisinage de la pointe

Avec :

$a = \max(B/2 ; 0.5m)$

$b = \min(a, h)$

h : ancrage dans la couche porteuse.

$PI^*(z)$: est obtenue en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents PI^* mesurés.

Dans notre cas d'étude on dispose d'un pieu caractérisé par les dimensions suivantes :

$$D= 20.00m \quad ; \quad B= 2.00m$$

La zone utile est définie par : $Zu= [D-b ; D+3a]$

Avec :

$$a = \max (B/2; 0.5) \qquad a=\max (1; 0.5) \qquad a = 1$$

$$b = \min (a ; h) \qquad b=\min (1 ; 0) \qquad b= 0$$

Donc : $Zu = [20 ; 23] m$

Les résultats des pressions limites, pressions des terres, et pressions limites nettes sont présentés dans le **tableau (V.8)**.

- $P_o (20) = 0.5 \times 23.1 \times 20 = 231 \text{ [KPa]} (\gamma_h)$
- $P_o (21) = 0.5 \times 23.1 \times 21 = 242.55 \text{ [KPa]} (\gamma_h)$
- $P_o (22) = 0.5 \times 24.1 \times 22 = 265.1 \text{ [KPa]} (\gamma_h)$
- $P_o (23) = 0.5 \times 24.1 \times 23 = 277.15 \text{ [KPa]} (\gamma_h)$

Tableau V. 8: Résultats des pressions limites, pressions des terres et des pressions limites nettes

Z(m)	P_l (KPa)	P_o (KPa)	PI^* (KPa)
20	3050	231	2819
21	2800	242.55	2557.45
22	2786	265.1	2520.9
23	2900	277.15	2622.85

$$Ple^* = \frac{1}{b+3a} \times \int_{D-b}^{D+3a} Pl^*(z).dz$$

$$Ple^* = (1/ (0+3 \times 1)) [(2819+2557.45) / 2 \times 1 + (2557.45+2520.9) / 2 \times 1 + (2520.9+2622.85) / 2 \times 1]$$

$$Ple^* = (1/ (3)) [(2689.225) + (2540.175) + (2571.875)]$$

$$Ple^* = 2600.425 \text{ [KPa]}$$

✓ **Etape 2 :**

Calcul de la résistance en pointe :

$$q_1 = K_p \times Ple^*$$

Avec :

P_{le}^* : pression limite nette équivalente.

K_p : facteur de portance pressiométrique dépend de la nature du sol et du mode d'installation du sol (type de pieu).

Le sol est classé comme étant une marne, d'après le tableau de classification (Voir annexe C, Tableau (C.1)).

le facteur de portance pressiométrique pour un pieu ne refoulant pas le sol est : $K_p = 1.8$ (annexe C, Tableau (C.2)).

Donc :

$$q_l = 1.8 \times 2600.425$$

$$q_l = 4680.765 \text{ [KPa]}$$

✓ **Etape 3 :**

Détermination de l'effort limite Q_p en pointe dont l'aire de sa section est A , tel que :

$$Q_p = A \times q_l$$

Avec :

A : la section du pieu.

Puisque on a un pieu de section circulaire donc le calcul se fait comme suit :

$$A = \frac{\pi \times B^2}{4} = \frac{\pi \times 2^2}{4}$$

$$A = 3.1416 \text{ m}^2$$

Donc :

$$Q_p = 3.14 \times 4680.765$$

$$Q_p = 14705.057 \text{ [KPa]}$$

✓ **Etape 4 :**

Calcul de l'effort limite Q_s de frottement latéral limite :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

$$Q_s = \left(\pi \times \frac{B}{2} \right) \int_0^{15} q_s(z) dz$$

Avec :

P : périmètre du pieu.

q_s : la contrainte de frottement latéral limite, dépend de la pression limite nette et aussi de la nature du sol entourant le pieu et du mode d'installation du pieu.

Puisque le sol est de marne, et le forage du pieu est simple, donc on choisit la courbe Q3 (n=1), (Voir annexe C, Figure (C.2)).

La détermination de q_s se fait à partir des formules suivantes :

- $q_s(z) = 0.04n \frac{Pl^*(z)}{(1+0.5n)} \left(2 - \frac{Pl^*(z)}{(1+0.5n)}\right)$ si $Pl^*(z) \leq 1+0.5n$
- $q_s(z) = 0.04n$ si $Pl^*(z) > 1+0.5n$

Le résultat de calcul de q_s dans chaque profondeur est regroupé dans le **tableau (V.9)**.

le calcul de P0

- $P_o(0) = 0.5 \times 21.9 \times 0 = 0$ [KPa] (γ_d)
- $P_o(2) = 0.5 \times 21.9 \times 2 = 21.9$ [KPa] (γ_d)
- $P_o(4) = 0.5 \times 21.9 \times 4 = 43.8$ [KPa] (γ_d)
- $P_o(6) = 0.5 \times 21.9 \times 6 = 65.7$ [KPa] (γ_d)
- $P_o(8) = 0.5 \times 21.9 \times 8 = 87.6$ [KPa] (γ_h)
- $P_o(10) = 0.5 \times 21.9 \times 10 = 109.5$ [KPa] (γ_h)
- $P_o(12) = 0.5 \times 22.8 \times 12 = 136.8$ [KPa] (γ_h)
- $P_o(14) = 0.5 \times 22.9 \times 14 = 160.3$ [KPa] (γ_h)
- $P_o(16) = 0.5 \times 22.9 \times 16 = 183.2$ [KPa] (γ_h)
- $P_o(18) = 0.5 \times 22.9 \times 18 = 206.1$ [KPa] (γ_h)
- $P_o(20) = 0.5 \times 23.1 \times 20 = 231$ [KPa] (γ_h)

Tableau V. 9: Résultats de calcul de q_s .

Z(m)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
P_o (MPa)	0	0.0219	0.0438	0.0657	0.0876	0.1095	0.1368	0.1603	0.1832	0.2061	0.231
PI (KPa)	0	1503	2416	2754	2804	3121	3154	3300	3232	3278	3217
PI* (MPa)	0	1.4811	2.372	2.688	2.716	2.0115	2.0172	3.1397	3.049	3.072	2.986
q_s (KPa)	0	39.99	40	40	40	40	40	40	40	40	40

Alors :

$$Q_s = \pi \times 2 \sum_0^{20} \left(\frac{0+40}{2} + 39.99 + 40 + 40 + 40 + 40 + 40 + 40 + 40 + 40 + 40 \right) \times 2$$

$$Q_s = 2387.5476 \text{ [KPa]}$$

✓ **Etape 5 :**

Le calcul de la fiche équivalente du pieu, soit « De » telle que :

$$De = \frac{1}{Pl_{e^*}} \int_0^D Pl^*(z) dz$$

$$De = \frac{1}{991.864} \sum_0^{15} \left(\frac{0+2986}{2} + 1481.1 + 2372 + 2688 + 2716 + 2011.5 + 2017.2 + 3139.7 + 3049 + 3072 \right)$$

$$= \frac{1}{2600.425} \sum_0^{15} 23955.115$$

De = 9.212 m (donc on prends De = 10 m)

✓ **Etape 6** : Calcul De/B et vérification de la méthode.

On a :

$$De = 10 \text{ m}$$

$$B = 2.00 \text{ m}$$

$$De/B = 10 / 2.00 \rightarrow 5 > = 5 \rightarrow \text{Fondation profonde.}$$

Calcul de Q_C et Q_l :

$$Q_l = Q_P + Q_S$$

$$Q_l = 14705.057 + 2387.5$$

$$Q_l = 17092.55 \text{ [KPa]}$$

Donc :

$$Q_C = 0.5 Q_P + 0.7 Q_S$$

$$Q_C = 0.5 \times 14705.057 + 0.7 \times 5277.75$$

$$Q_C = 11046.95 \text{ [KPa]}$$

➤ **Détermination du nombre de pieux :**

Le calcul du nombre de pieux se fait par les formules suivantes :

$$N_{\text{fond}} = \frac{1.4 \times Q_f}{Q_l} = \frac{1.4 \times 283000}{17092.479} \quad \text{donc : } N_{\text{fond}} = 23.18$$

$$N_{\text{acc}} = \frac{1.2 \times Q_{\text{acc}}}{Q_l} = \frac{1.2 \times 279789}{17092.479} \quad \text{donc : } N_{\text{acc}} = 19.64$$

$$N_{\text{rare}} = \frac{1.1 \times Q_{\text{rare}}}{Q_l} = \frac{1.1 \times 249231}{17092.479} \quad \text{donc : } N_{\text{rare}} = 16.04$$

$$N_{Q_P} = \frac{1.4 \times Q_P}{Q_l} = \frac{1.4 \times 277477}{17092.479} \quad \text{donc : } N_{Q_P} = 22.73$$

Donc le nombre de pieux est de **25 pieux**. Pour avoir une distribution de (5x5) pieux.

V.4.2. Vérification au tassement du pieu

En ce qui suit on va calculer le tassement en tête du pieu par la méthode d'élasticité en utilisant la formule ci-après :

$$V_0 = \frac{Q I_v}{E(D).B}$$

Le facteur de tassement I_v est calculé par :

$$I_v = 4 (1 + \nu) \frac{1 + \frac{8 D \tanh((\mu D)}{\pi \varepsilon \lambda (1 - \nu) B \mu D}}{4 (1 - \nu) \varepsilon + \frac{4 \pi B D \tanh(\mu D)}{\alpha B \mu D}}}$$

Avec :

- $\xi = 1$ (sol infini).
 - $B = 2$ m
 - $\nu = 0.5$ (sol cohérent).
 - $D = 20$ m
 - $E_p = 30000$ MPa (module de Young du pieu en béton armé).
- ✓ $E = 4 E_M < 60$ MPa pour les pieux travaillant en pointe.

Alors on va utiliser les résultats du module E_M , de l'essai pressiométrique (SP 1).

Le tableau suivant regroupe les résultats des modules pressiométriques et leurs corrélations.

Tableau V. 10: Résultats de la corrélation des modules pressiométriques.

Z(m)	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
Em (MPa)	11.925	19.439	22.112	31.632	36.741	42.635	40.419	41.846	48.966	54.728
4 Em (MPa)	47.7	77.756	88.448	126.528	146.964	170.54	161.676	167.384	195.864	218.912

Dans notre cas le pieu est ancré dans un sol multicouche, donc il est nécessaire de calculer un module équivalent (E_{eq}) égale à la moyenne analytique des valeurs de (E) le long du pieu:

$$E_{eq} = \frac{1}{D} \int_0^D E_s(z) dz$$

$$E_{eq} = \frac{1}{20} \sum_0^{20} (47.7 + 77.756 + 88.448 + 126.528 + 146.964 + 170.54 + 161.676 + 167.384 + 195.864 + 218.912) \times 2$$

$$E_{eq} = 140.1576 \text{ [KPa]}$$

$$\beta = \frac{E(D/2)}{E(D)} = \frac{140.1576}{140.1576} = 1$$

$$\beta = 1$$

$$e) \lambda = 2(1+\nu) \frac{E_p}{E(D)} = 2(1+0.3) \frac{30000}{49.3498}$$

$$\lambda = 214.04476$$

$$\alpha = \text{Ln} \left[2 \frac{D}{B} [0.25 + (2.5\beta (1-\nu) - 0.25) \varepsilon] \right]$$

$$\alpha = \text{Ln} \left[2 \frac{20}{2} [0.25 + (2.5 \times 1 \times (1-0.5) - 0.25) 1] \right]$$

$$\alpha = 3.21887$$

$$\mu D = \frac{2\sqrt{2} \frac{D}{B}}{\sqrt{\alpha} \lambda} = \frac{2\sqrt{2} \frac{20}{2}}{\sqrt{3.21887} \times 214.04476}$$

$$\mu D = 0.00736$$

$$I_v = 4 (1 + 0.5) \frac{1 + \frac{8 \times 20 \times \tanh(0.00736)}{\pi \times 1 \times 214.04476 (1 - 0.5)^2 \times 0.00736}}{\frac{4}{(1 - 0.5) \times 1} + \frac{4 \pi \times 2 \times 20 \tanh(0.00736)}{3.21887 \times 2 \times 0.00736}} \rightarrow I_v = 0.0643$$

$$V_0 = \frac{Q I_v}{E(D).B} = \frac{283000 \times 0.0643}{140.1576 \times 2}$$

$$\rightarrow V_0 = 0.064966 \text{ m} = \mathbf{6.5 \text{ cm}}$$

Pour un cas d'une section d'un viaduc avec une semelle de 24x24x6 m est une pile de 53 m de hauteur un sol de 13 m de longueur surmonte la semelle, on obtient un tassement de 6.5 cm, d'après le calcul.

V.4.3. Interprétation des résultats de modélisation

Le programme PLAXIS 3D (Plane strain AXIal Symmetry) est un logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis pour calculer les contraintes, les efforts, le facteur de sécurité, les moments, le tassement totale ou axial...etc. Le programme est plus récent que PLAXIS 2D parce qui étudie des cas en 3 dimensions tels que les groupes des pieux, les déformations selon 3 directions.

La section P21, se situe entre le PK 35+925 et 36+000, formée par 2 couches (alluvions surmonte la couche de marne), on va calculer la stabilité vis-à-vis le tassement et le facteur de sécurité de modél de glissement pour faire une comparaison entre le calcul manuel et la modélisation.

Le calcul est devisé en trois phases :

- ✓ La phase 0 ou le sol est en repos : modéliser le sol pour donner une prévision de la morphologie de modèle créer par PLAXIS 3D.
- ✓ La phase 1 ou la fondation est implanté pour expliquer en photos le positionnement de groupe des pieux- la surface de semelle chargé, et les déformations, et les contraintes ...etc.
- ✓ Le phase 2 est de calculer le facteur de sécurité de stabilité vis-à-vis le glissement.

1) Phase 0 (cas de sol avant l'implantation de fondation)

- La forme de couches de sol P3, Fig. (V.13)

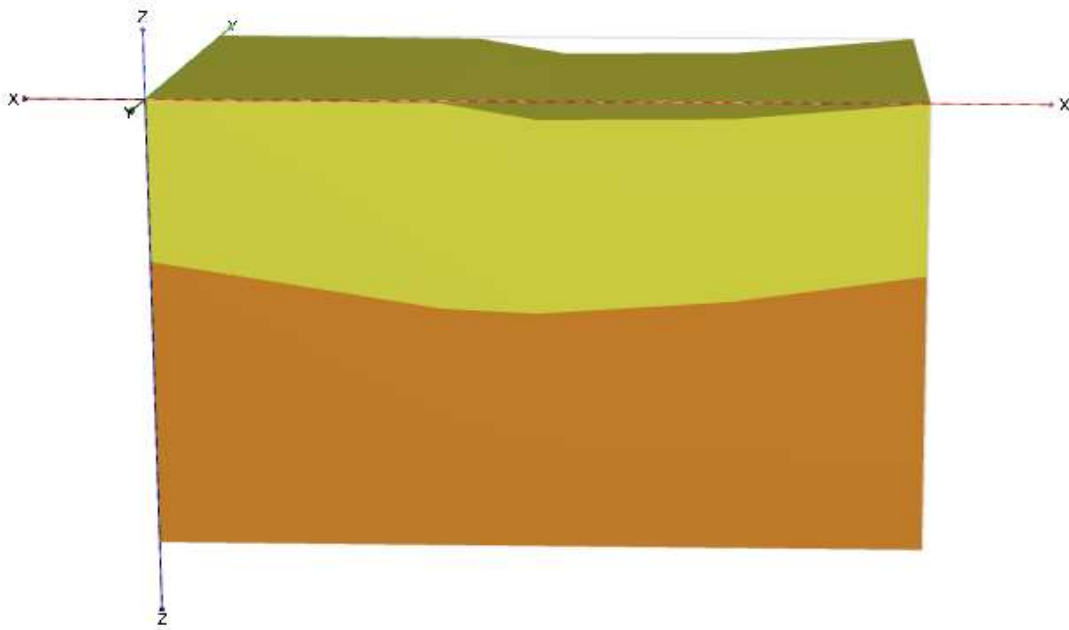


Fig V. 13: Forme de couches de sol- P21

Une capture de la section P21, exprime les couches et la morphologie de la section P21.

- Les profondeurs de la section de sol, Fig. (V.14)

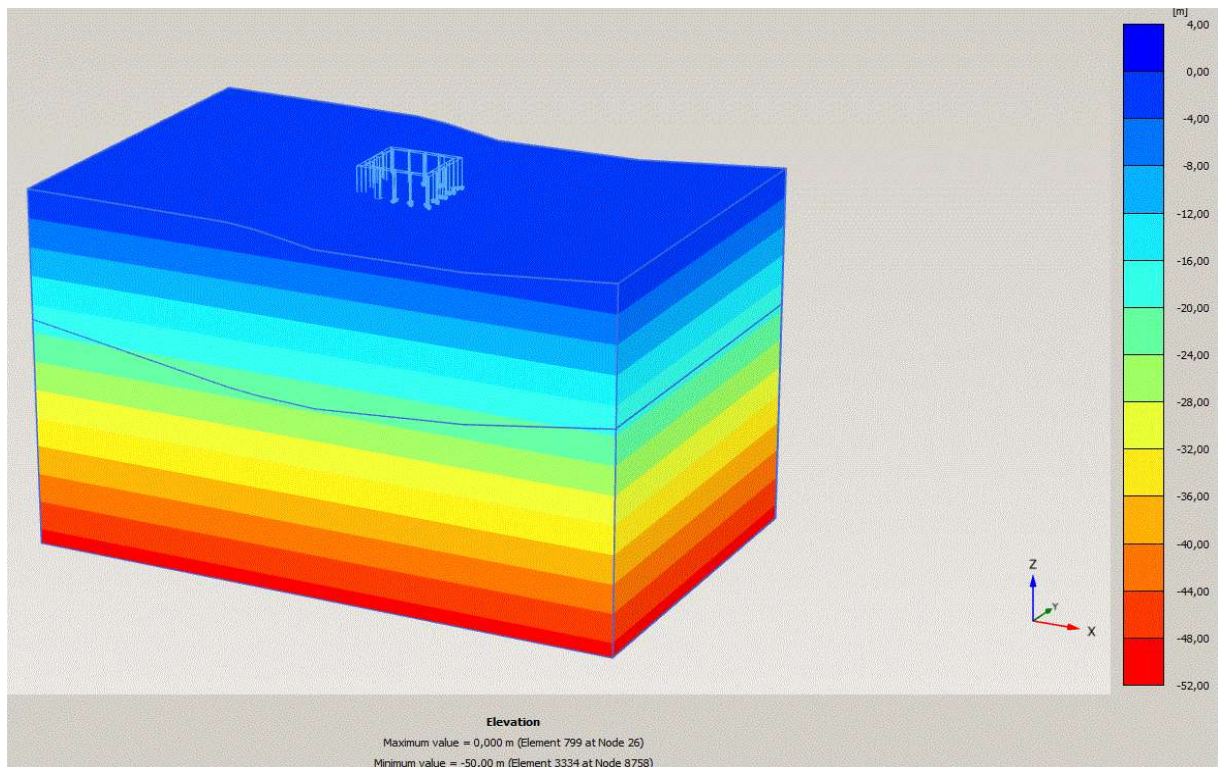


Fig V. 14: L'échelle de profondeurs [0 – 52 (m)], P3

Le modèle à une profondeur de 30 m.

2) Phase 1 (cas après l'implantation de fondation)

- Le tassement totale U, **Fig. (V.15)**

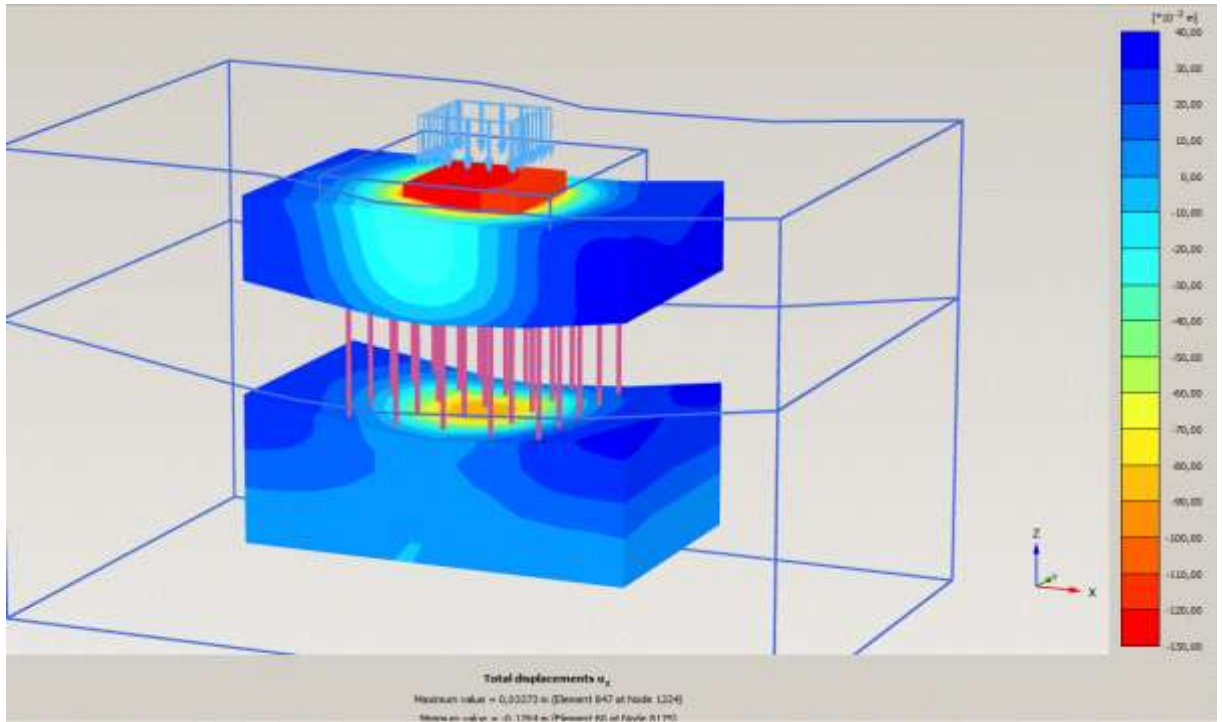


Fig V. 15: Le déplacement total U_t de sol

Une capture de déplacement verticale selon l'axe z, une valeur maximale atteint 3.37 cm

- La contrainte effective principale, **Fig. (V.16)**

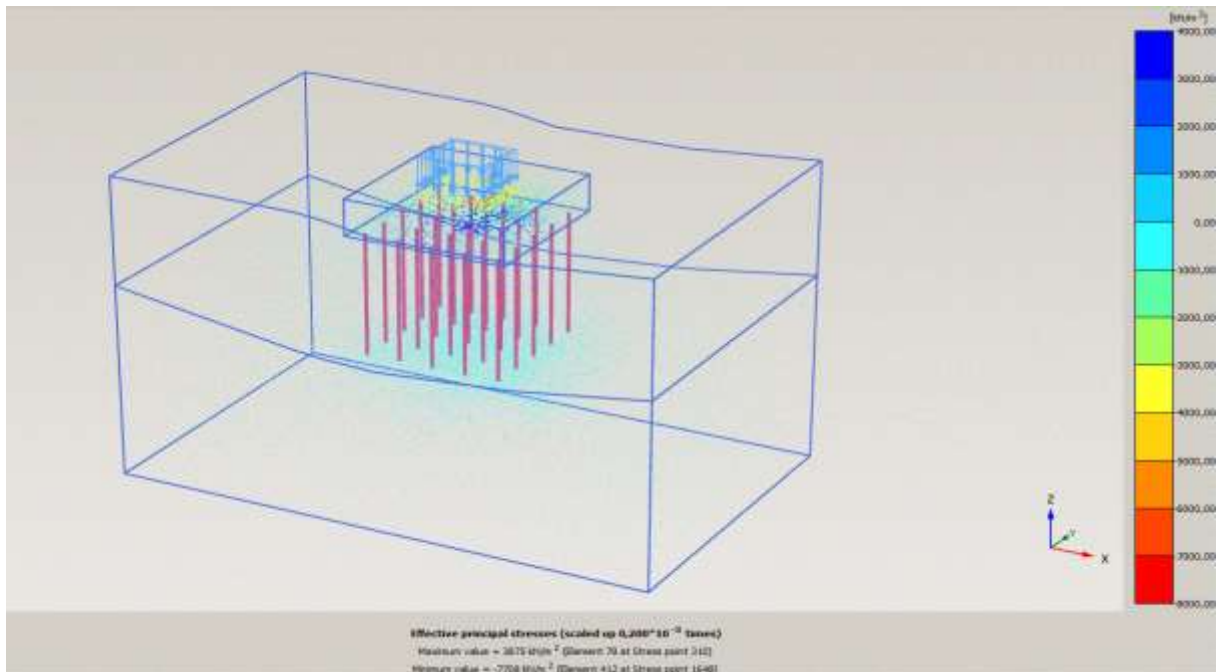


Fig V. 16: La contrainte effective principale

Capture des contraintes effectives principales, une contrainte maximale de 7708 KN/m².

- Le déplacement U_z , **Fig. (V.17)**

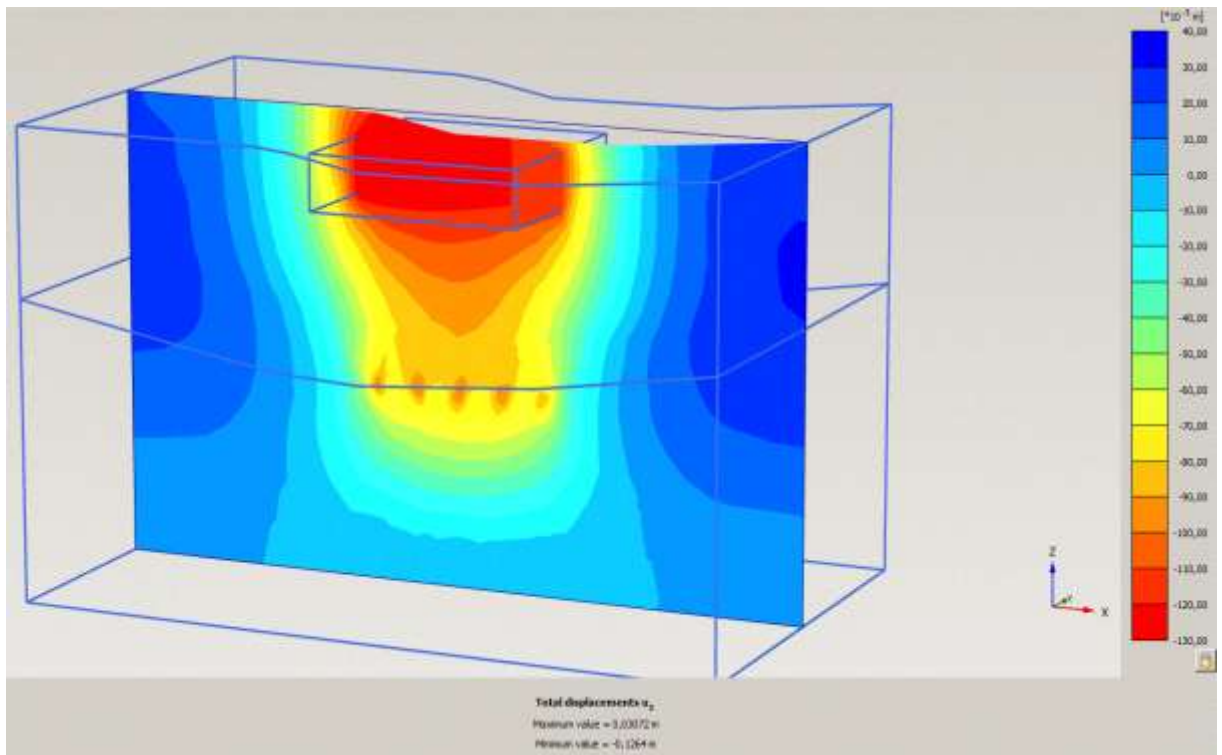


Fig V. 17: La contrainte effective principale

Une capture montre le déplacement d'une section centrale passe par la fondation, une valeur maximale atteint 12.64 cm. Le tassement est considéré admissible puisqu'il est dans l'intervalle de [0-15]cm, cette échelle est désignée

Pour le calcul manuel, on a un tassement de 6.55 cm.

Pour la modélisation numérique on a un tassement de 12.64 cm.

- Le déplacement U_x , **Fig. (V.18)**

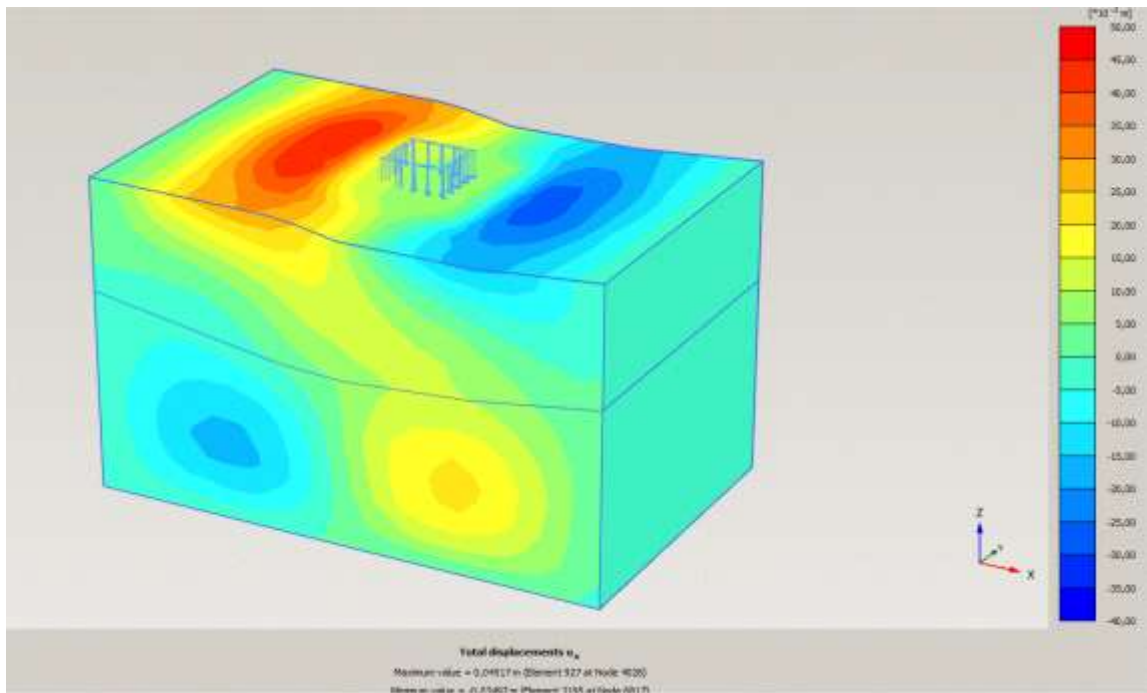


Fig V. 18: La contrainte effective principale

Une capture montre le déplacement selon l'axe y, une valeur maximale atteint 2.754 cm.

- Le déplacement U_y , **Fig. (V.19)**

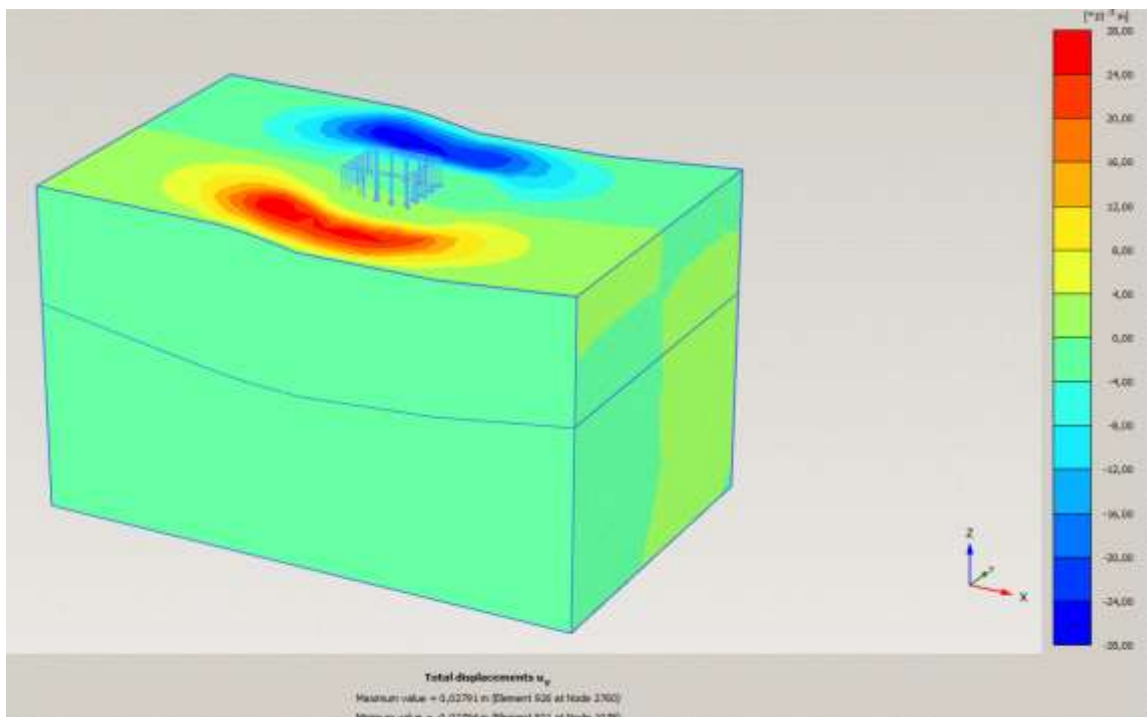


Fig V. 19: La contrainte effective principale

Une capture montre un déplacement selon l'axe x (horizontale), avec une valeur maximale $U_x = 3.5$ cm.

L'effort normale pour chaque pieu N, Fig. (V.20)

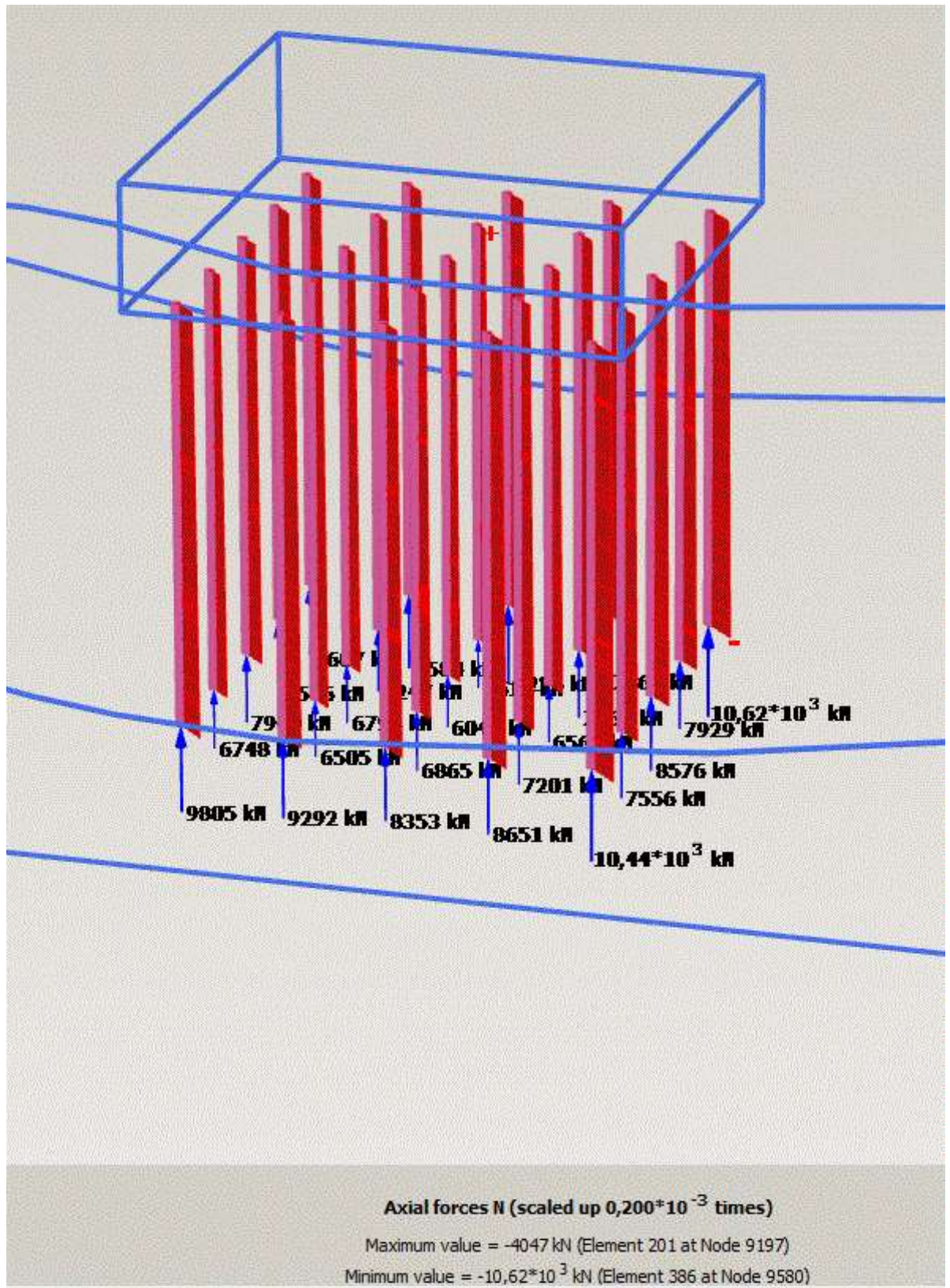


Fig V. 20: L'effort normale pour chaque pieu N.

Capture des efforts normaux de groupe des pieux, une valeur maximale atteint 10620 MN.

- Les moments pour chaque pieu M_z , Fig. (V.21)

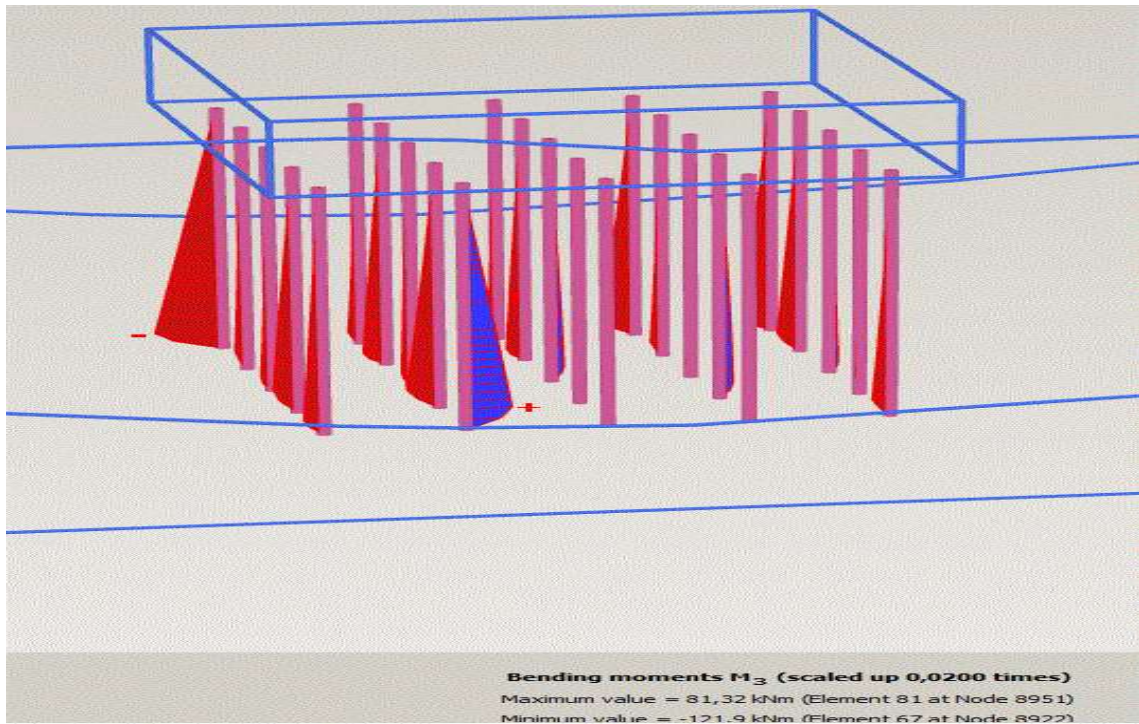


Fig V. 21: Les moments pour chaque pieu M_z

Une capture des moments des pieux, une valeur maximale atteint 121.9 KNm.

3) La phase 2 (le facteur de sécurité)

- Le facteur de sécurité, Fig. (V.22)

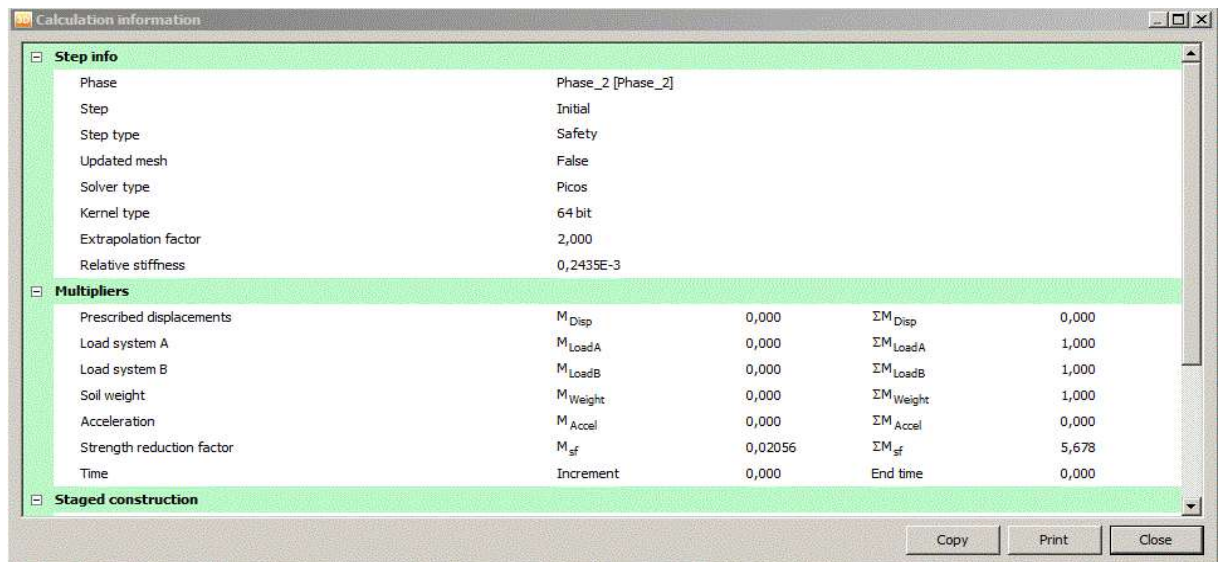


Fig V. 22: Le facteur de sécurité P21

Un facteur de sécurité de glissement est calculé, ce facteur est un rapport entre les moments stabilisants sur les moments renversants, une valeur de $5.678 > 1.5$, donc notre modèle est stable vis a vis le glissement.

V.5. Interprétation des résultats de P21

- Le F_s est égale à 5.678 pour un groupe de 25 pieux avec un diamètre de 2.0 (m) est une longueur de 20 (m)

Est une semelle de 24x24x6 dans un sol marneux surmonté par une couche d'alluvions

- Le tassement est de 12.64 cm
- L'effort d'un pieu atteint 10660 KN
- La surcharge que le sol doit supporter est 283000 KN, poser sur une surface d'un rectangle creux, **Fig. (V.15)**

Conclusion

Le chapitre cinq est de l'objectif de calculer les facteurs de sécurité de stabilité de glissement de deux sections P3 et P21, ainsi que le tassement de ces derniers avec un calcul numérique et une modélisation numérique.

CHAPITRE VI :
Modélisation de stabilité
vis-à-vis le glissement

VI.1. Introduction

La réalisation des pieux de ce viaduc à provoquer un glissement de terrain dans la zone de P41 qui situe entre le PK 37+000 et 37+100,

Le but de ce chapitre est l'étude de stabilité et le confortement de la zone, basant sur la modélisation numérique par PLAXIS 2D.

Le calcul de glissement de terrain de P41 passe par les phases suivantes

- ✓ La phase 1 ou le sol est à l'état initiale (avant la réalisation de l'ouvrage).
- ✓ La phase 2 ou le sol a un renforcement par pieux sécants.
- ✓ La phase 3 ou le sol soumis a les charges dues à la réalisation de l'ouvrage.

VI.2. Le confortement

VI.2.1. La phase 1 – le sol est à l'état initiale

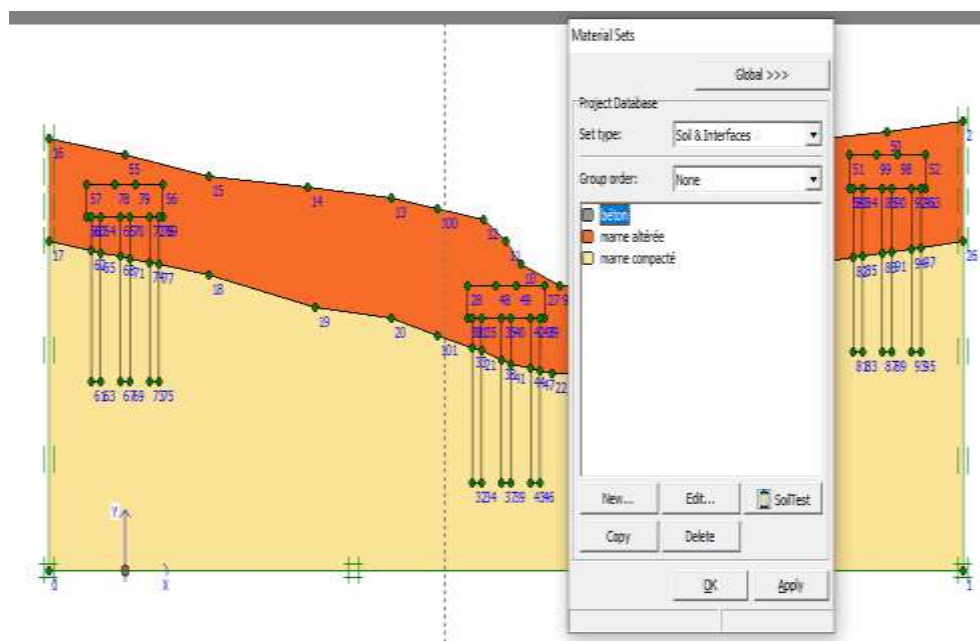


Fig VI. 1: Le modèle à l'état initiale

Une capture de modèle à l'état initiale avant la réalisation de l'ouvrage, deux couches forme le sol ; couche de marne altérée surmonte une couche de marne compacte. Le béton (qui n'est pas encore utilisé -cas de repos-).

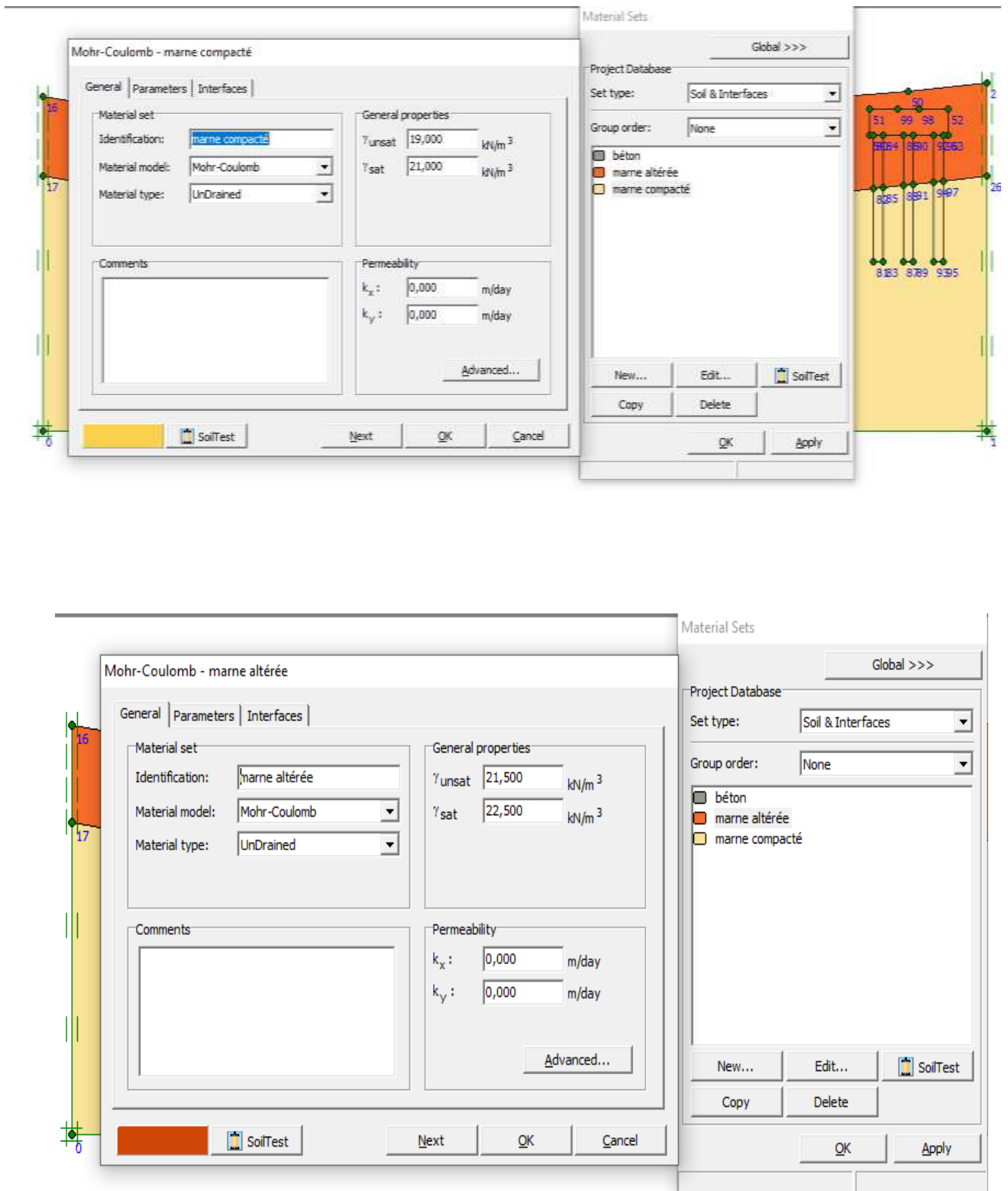


Fig VI. 2: Les caractéristiques des couches de sol

Les caractéristiques générales des couches de marnes (altérée et compacte).

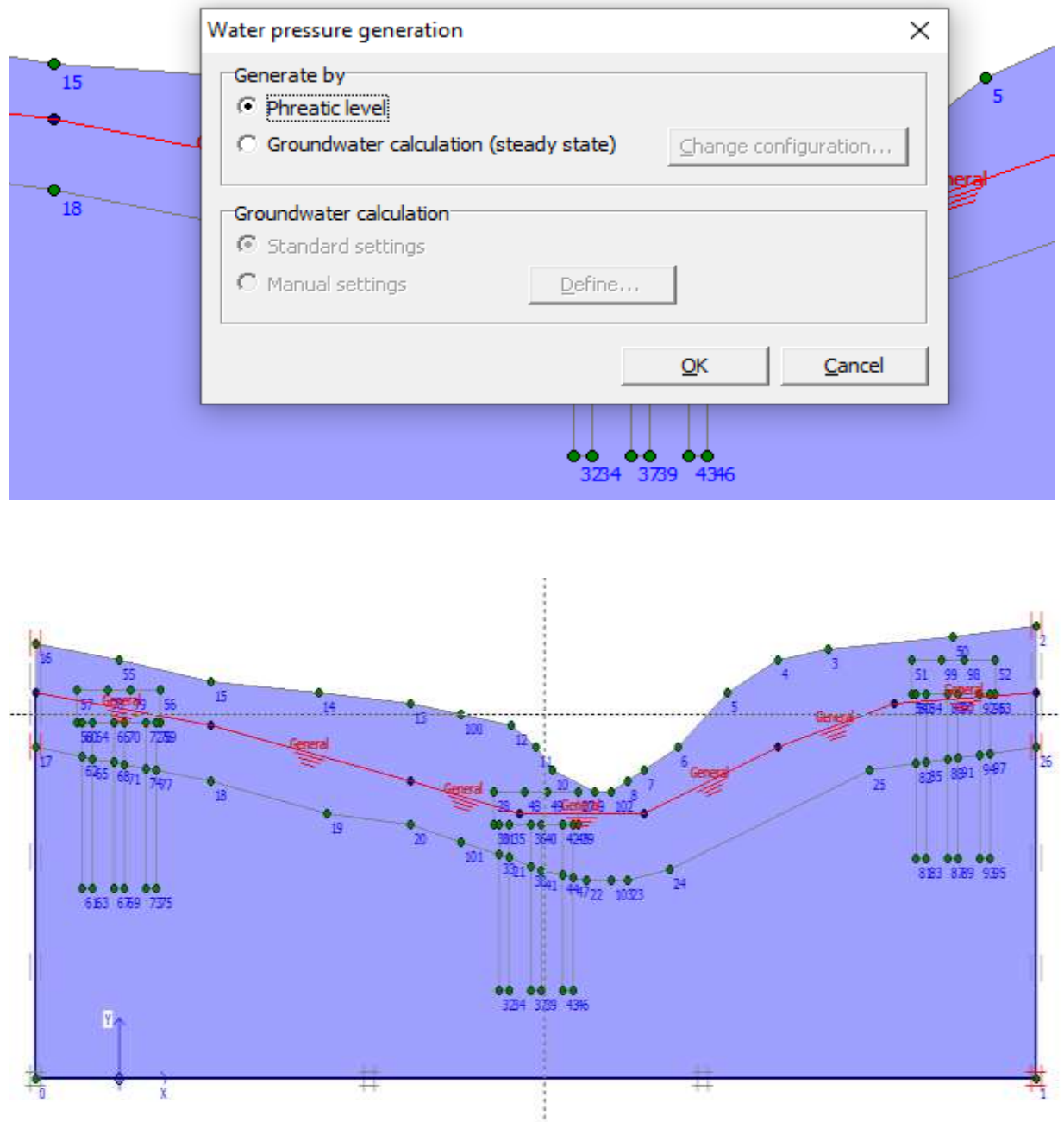


Fig VI. 3: Le niveau de la nappe phréatique

La génération de niveau de la nappe d'eau.

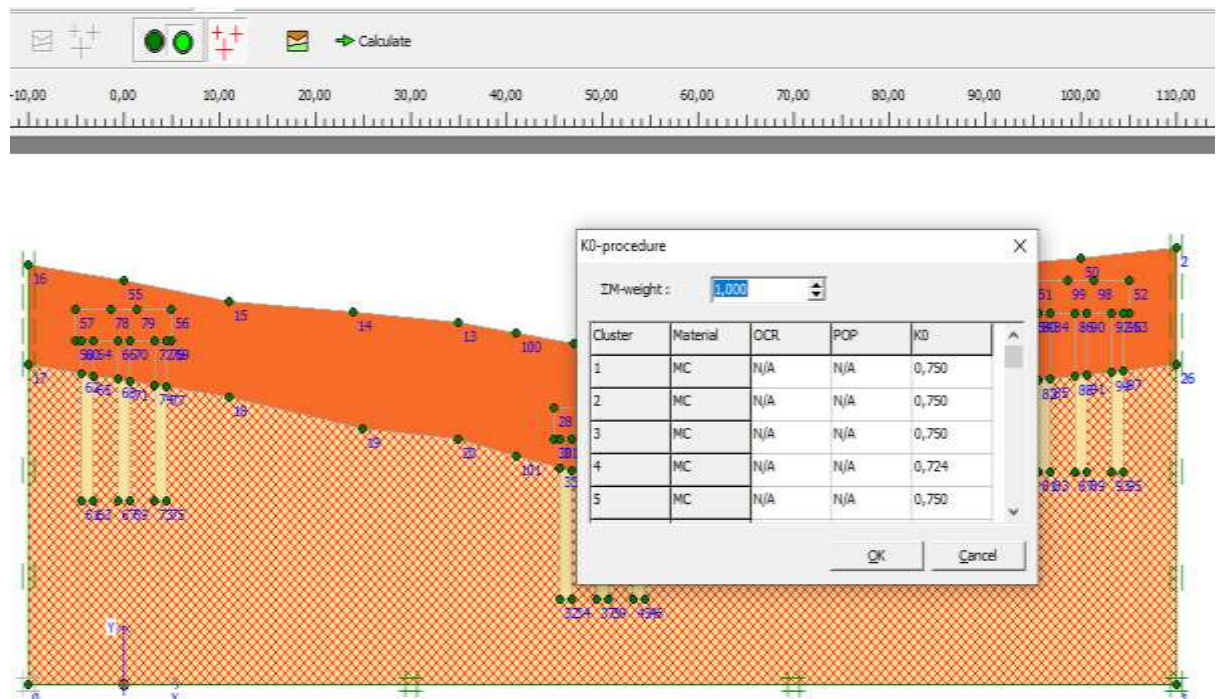


Fig VI. 4: Le K0 condition

La génération de la pression de terre au repos.

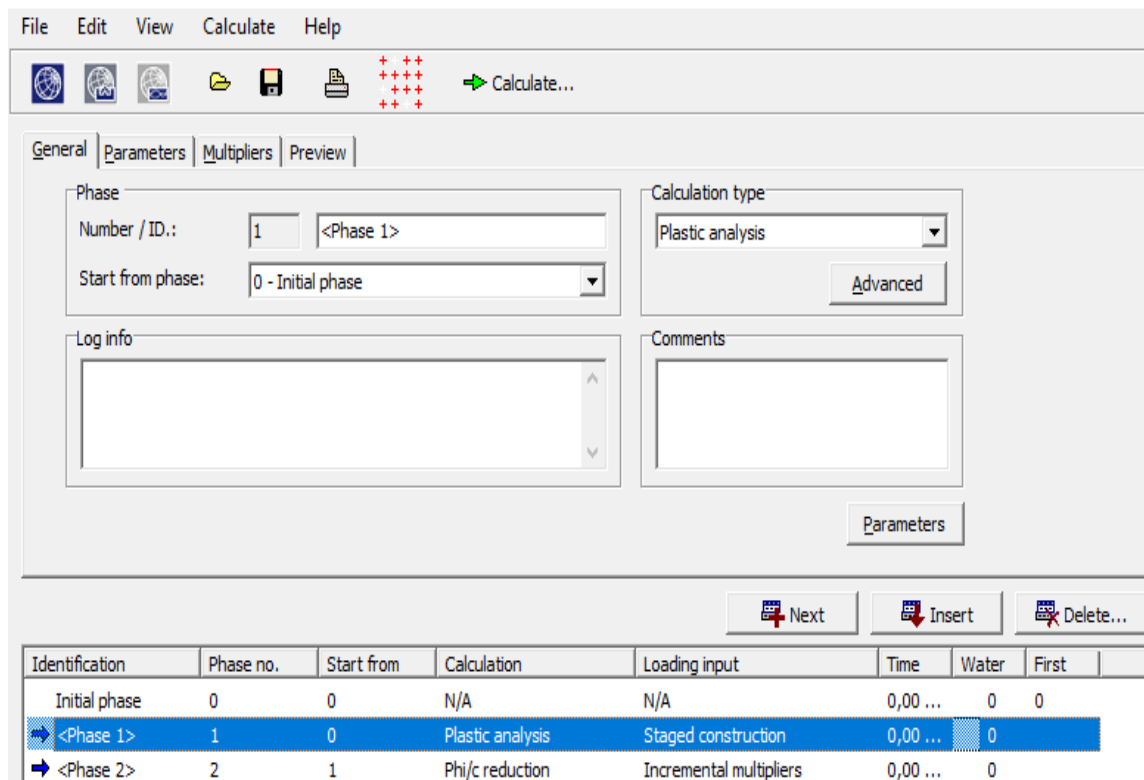


Fig VI. 5: La phase calcul

Le passage vers la deuxième étape ; l'étape de calcul qui va calculer les 2 phases :

L'analyse de plasticité et le calcul de facteur de sécurité.

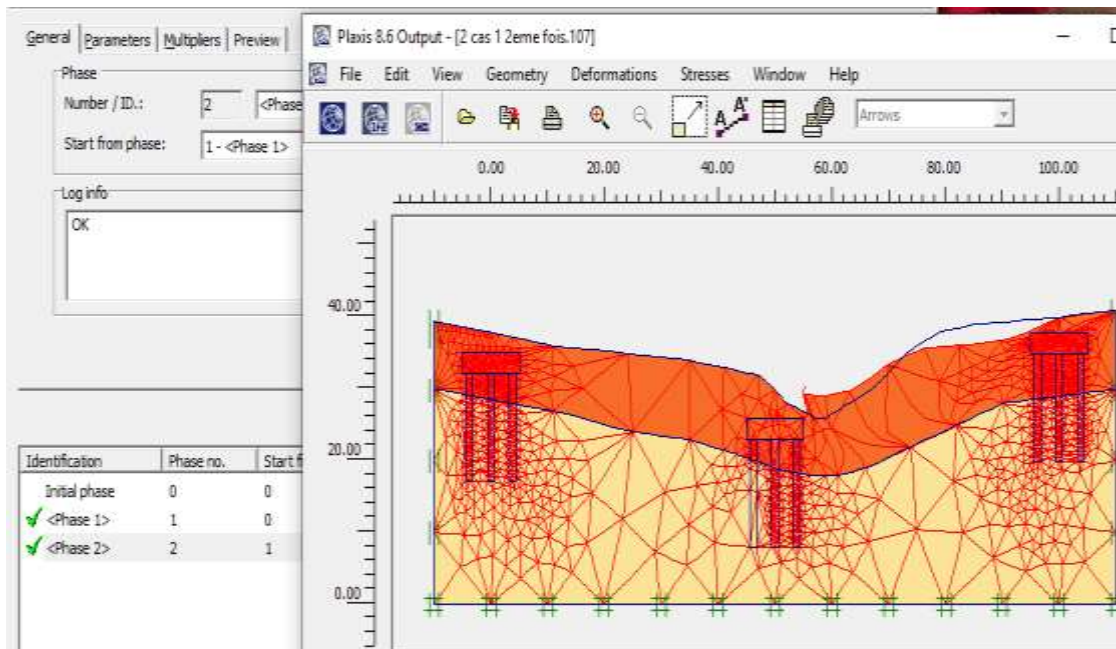


Fig VI. 6: (output) la déformation de cas initiale

La troisième étape (output) montre la déformation de sol avant la réalisation de l'ouvrage.
Un glissement va s'impliquer

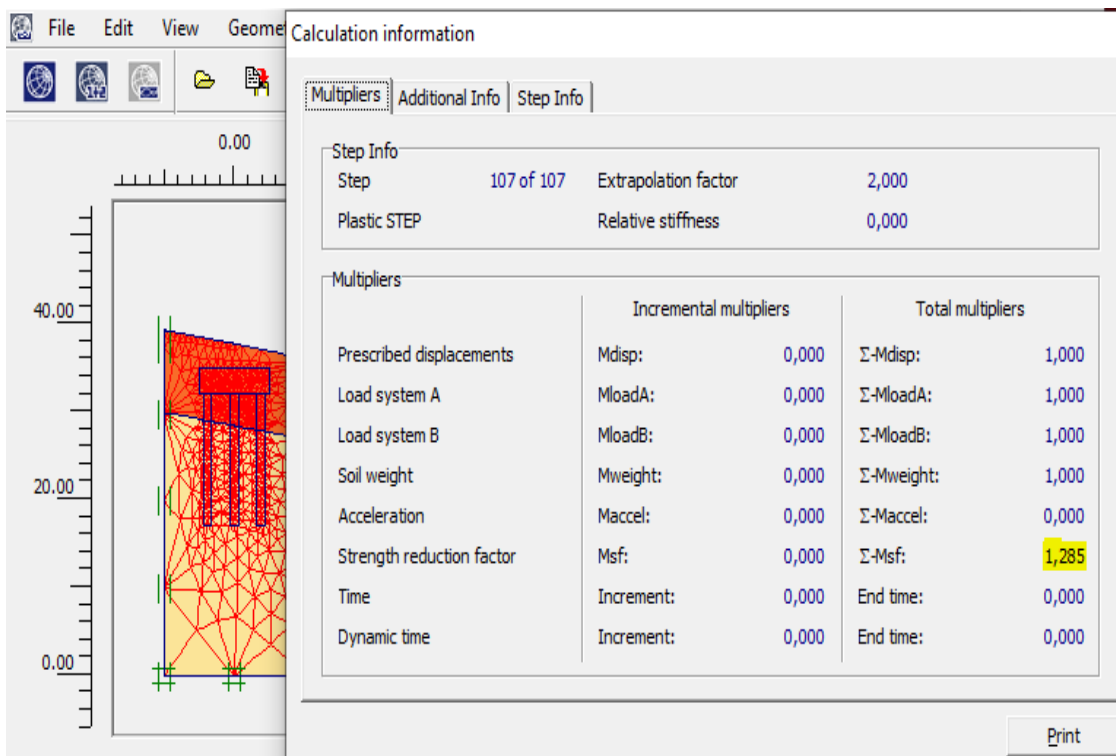


Fig VI. 7: Le facteur de sécurité (à l'état initiale)

Un facteur de sécurité $F_s = 1.285 < 1.5$ pour la phase 1 (sans confortement).

VI.2.2. La phase 2 (le sol avec un renforcement par pieux sécants)

Pieux sécants : les parois en pieux sécants sont constituées de pieux juxtaposés les uns aux autres, Lorsque ces pieux sont collés les uns aux autres, on parle de pieux jointifs, Ce type de parois n'est pas étanche. Lorsque les pieux se chevauchent d'une distance appelée remordu, la paroi de pieux sécants constitue alors un soutènement étanche.

Les parois de pieux sécants peuvent être des soutènements provisoires ou définitifs, dans le cas d'une paroi définitive, un contre-voile en béton armé est généralement réalisé devant les pieux

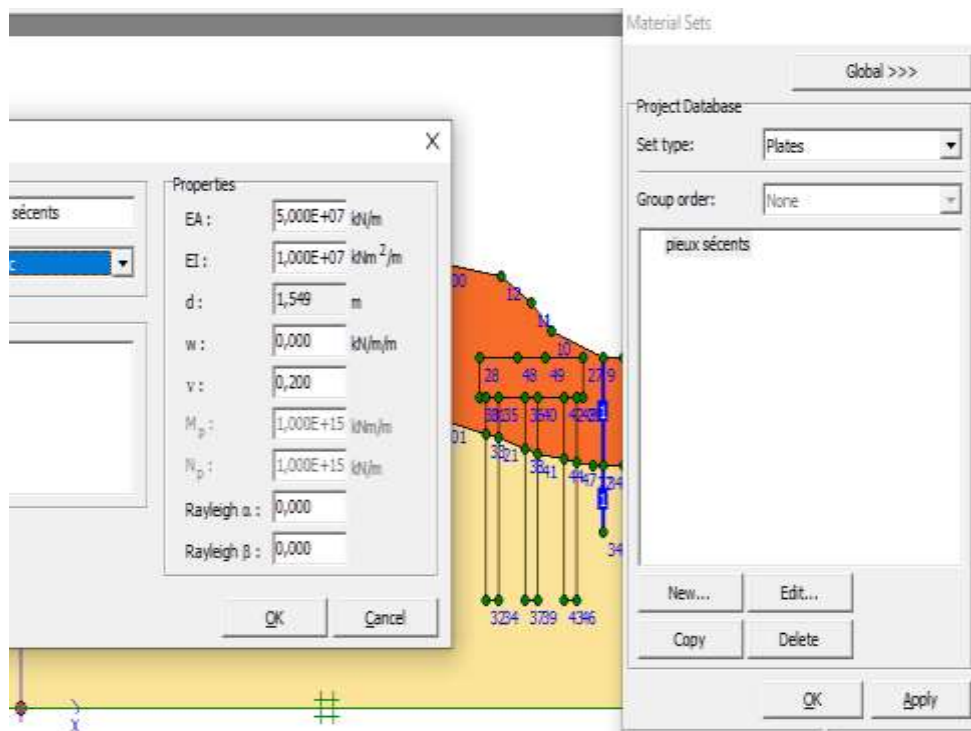


Fig VI. 8: Le modèle avec un renforcement par pieux sécants

Une capture de modèle avec un renforcement par pieux sécants, ces pieux sécants ont une profondeur de 13 m, un diamètre de pieu égal à 1.2 m, une épaisseur de 1.55m, Le confortement de sol est avant la réalisation de l'ouvrage.

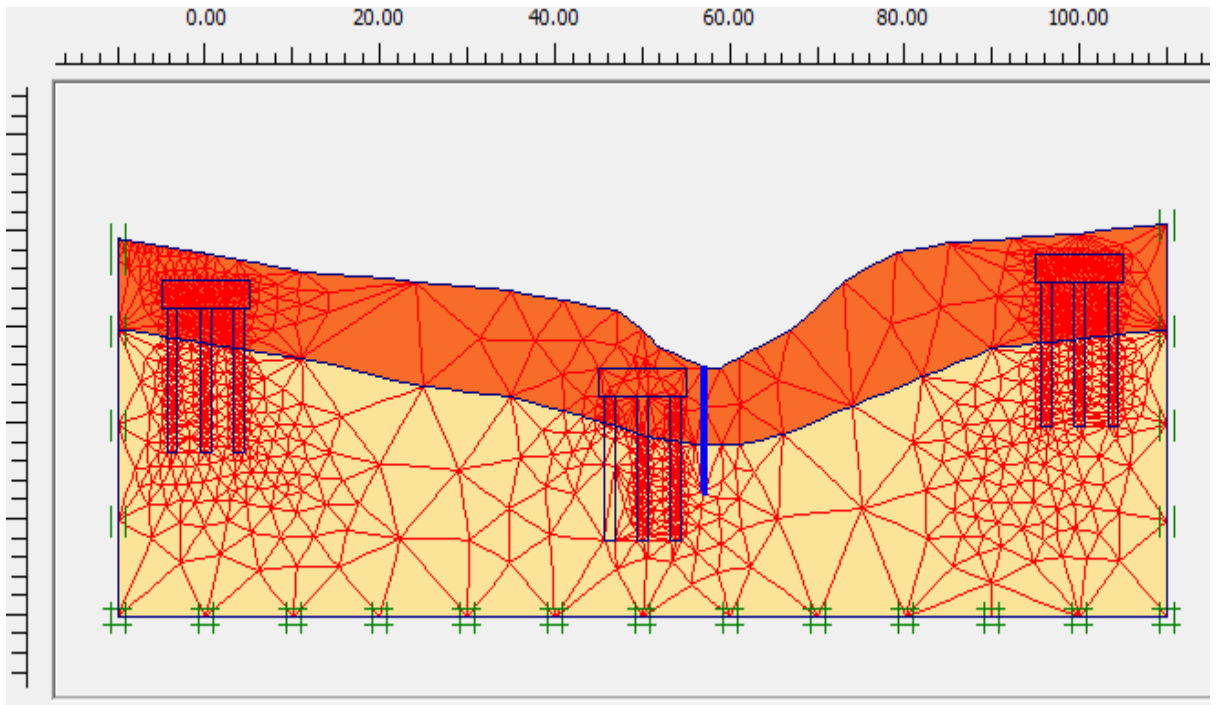


Fig VI. 9: La déformation de sol avec le renforcement par pieux sécants

Le renforcement par pieux sécants diminue le risque de glissement.

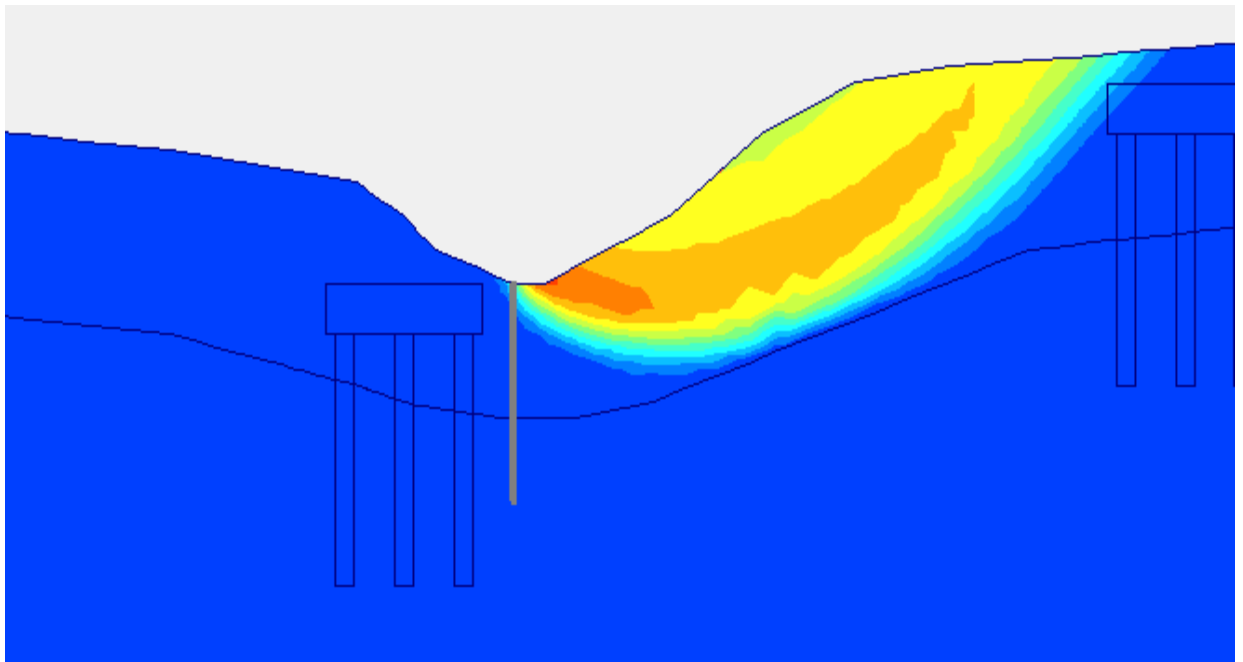


Fig VI. 10: La déformation totale de sol avec le renforcement par pieux sécants

Le déplacement total de ce modèle est 7.46 cm, cette valeur appartient dans l'intervalle [0-15] m, c'est un tassement admissible.

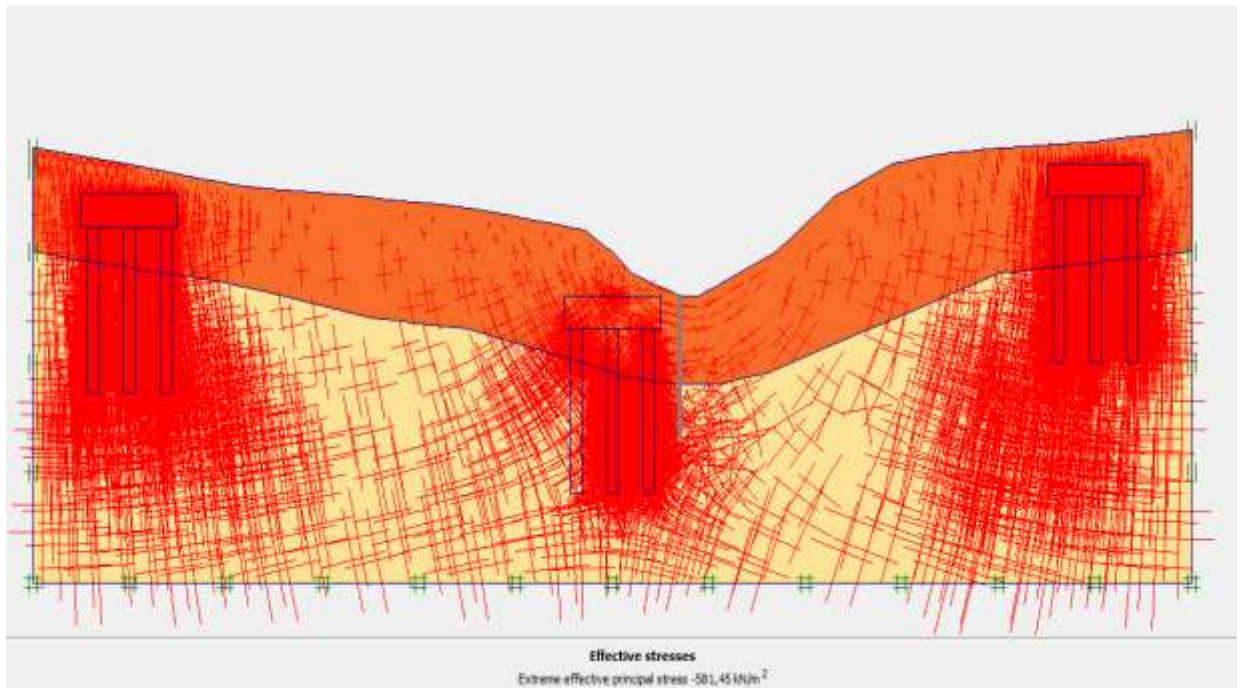


Fig VI. 11: Les contraintes effectives de sol avec le renforcement par pieux sécants

Une valeur de contrainte effective maximale atteint 581.45 Kn/m².

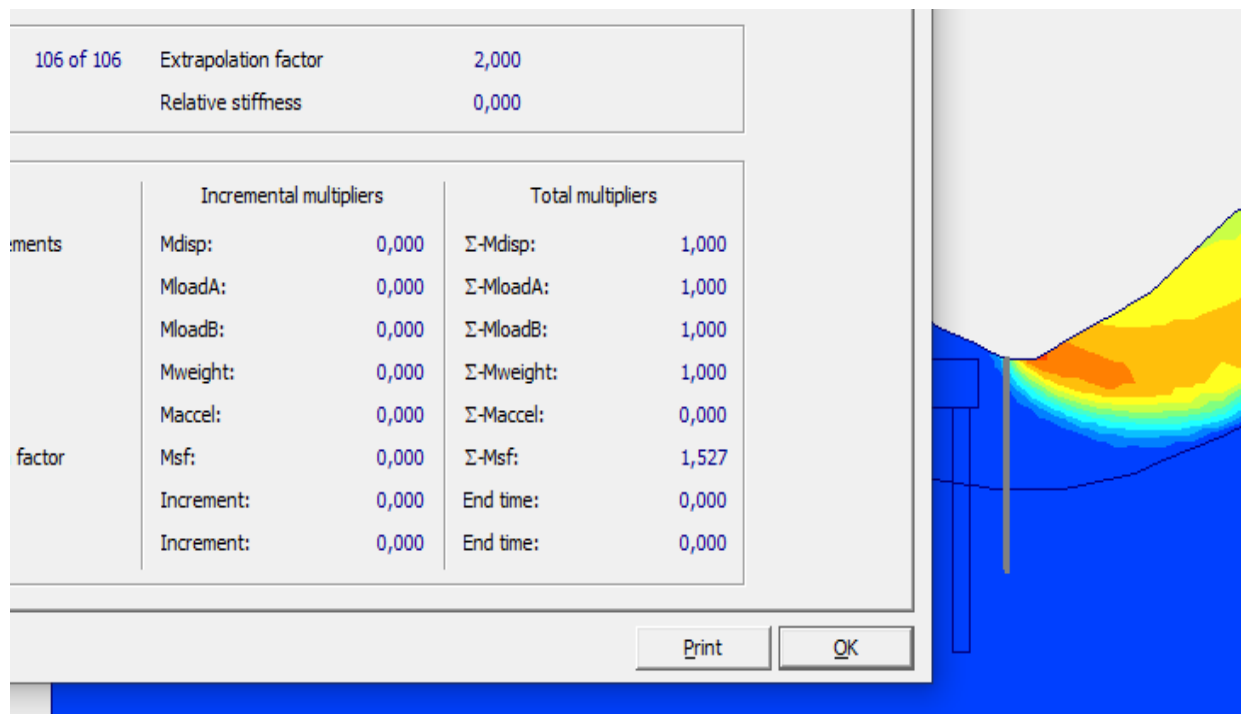


Fig VI. 12: Le facteur de sécurité de sol avec le renforcement par pieux sécants

Un facteur qui dépasse 1.52 >1.5, le sol maintenant est stable après la mise en place des pieux sécants (ont diminuent le risque de glissement).

VI.2.3. La phase 3 (Le sol durant la réalisation de l'ouvrage)

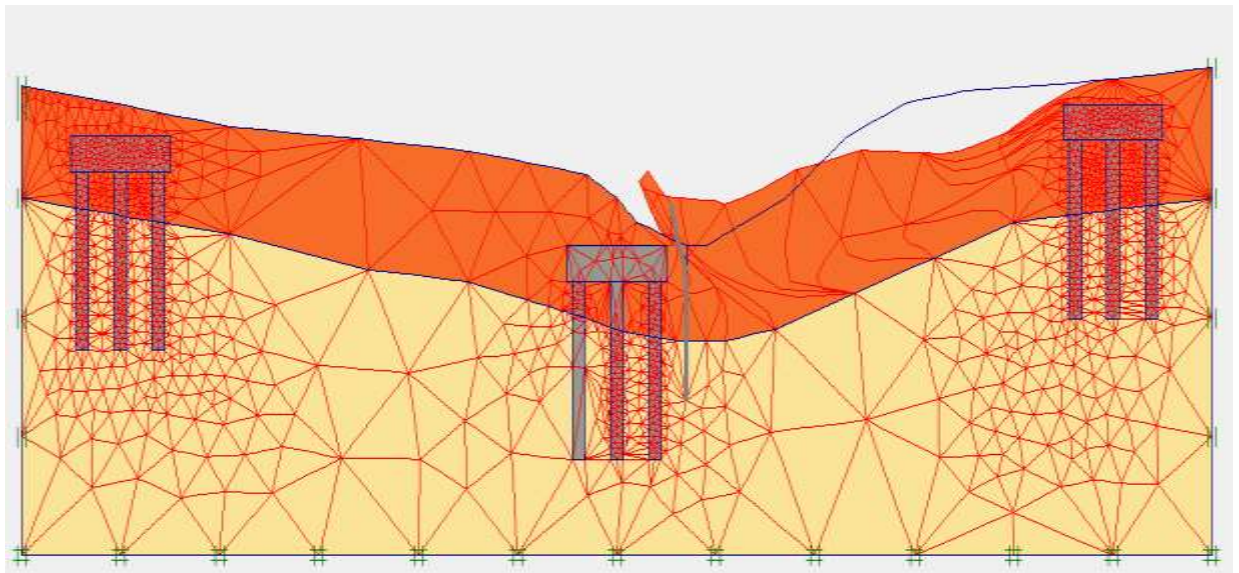


Fig VI. 13: La déformation de sol et de confortement durant la réalisation de l'ouvrage

Le confortement a conservé l'infrastructure de P41, il a diminué le risque de glissement avec un facteur de sécurité de $1.53 > 1.5$ (voir Fig VI. 14).

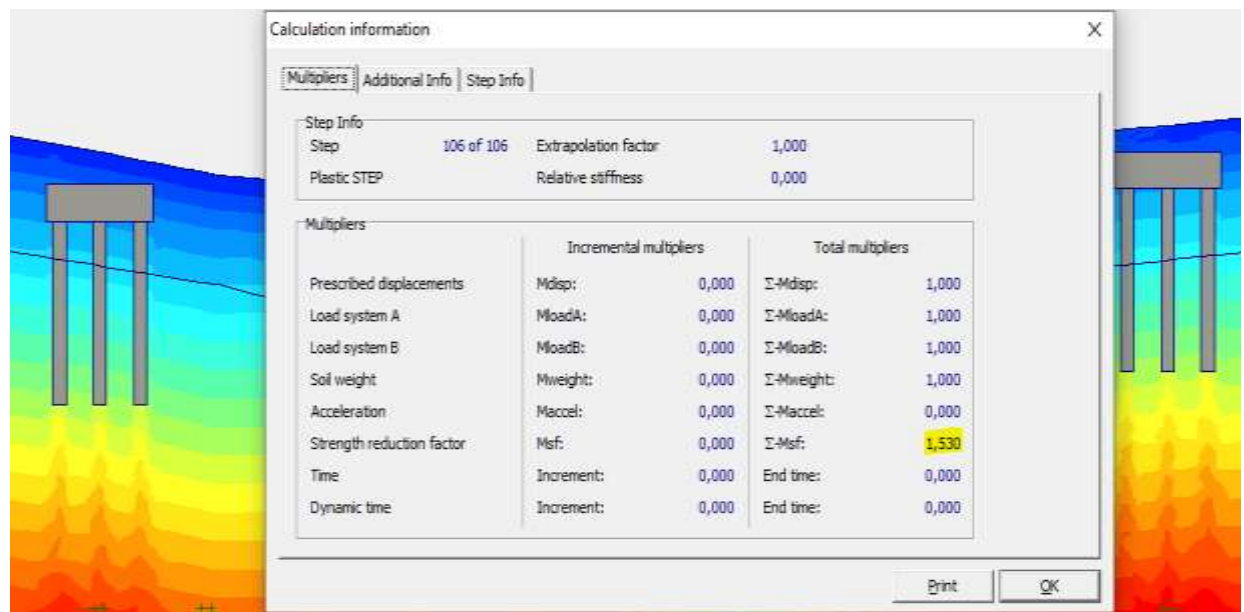


Fig VI. 14: Le facteur de sécurité durant la réalisation de l'ouvrage

Un facteur de sécurité de $1.53 > 1.5$, on a une stabilité de sol vis-à-vis le glissement de terrain lors de la réalisation de l'ouvrage.

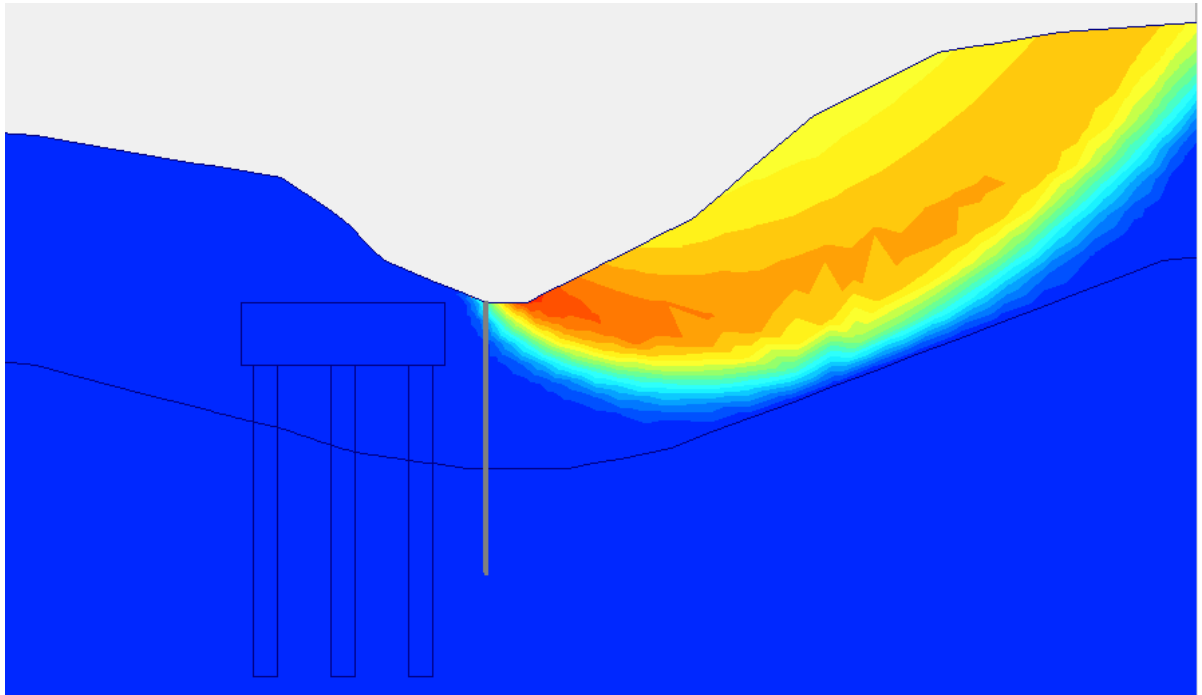


Fig VI. 15: Le déplacement totale de sol lors de la réalisation de l'ouvrage

Un déplacement total de sol égale à 7.64 cm, cette valeur appartient dans l'intervalle [0-15] m, c'est un tassement admissible.

Le confortement est de rôle de protéger l'infrastructure si on a un glissement, donc il prend la charge due à la pression de glissement

V1.3. Interprétation des résultats

- ✓ La création de modèle en deux dimensions dans PLAXIS 2D dans l'interface d'**input**.
- ✓ La création d'une liste de matériaux et les déplace vers le modèle.
- ✓ La génération de la nappe d'eau, la procédure de K0 dans phase des conditions initiales, puis en passe vers le **calcul**, Puis vers **output**.
- ✓ Le site a un risque de glissement entre le PK 36+650 et 37+200 suite à la réalisation des pieux de viaduc.
- ✓ On a étudié le P41 qui est situé dans le PK37+050 comme un exemple.
- ✓ On devise l'étude en trois phase ;
 - 1) Le sol au repos (avant la réalisation de l'ouvrage).
 - 2) La mise en place de confortement (pieux sécants).
 - 3) La réalisation de l'ouvrage.
- ✓ Le Sol a un facteur de sécurité de $(1.285 < 1.5)$, donc le sol au repos n'est pas stable vis-à-vis le glissement sans renforcement.

- ✓ On a utilisé des pieux sécants comme un type de confortement réalisé sur terrain pour stabiliser le site, avec un diamètre de pieu égal à 1.2m.
- ✓ Le facteur de sécurité de deuxième phase $F_s = 1.52$
- ✓ Le déplacement total est de $76.39 \times 10^{-3} \text{m} = 7.46 \text{ cm}$.
- ✓ Lors de la réalisation on obtient un facteur de 1.53, donc notre site est stable vis-à-vis le glissement, avec un tassement de 7.64 cm
- ✓ **Selon les consignes de bureau d'étude, le tassement admissible du projet est fixé à 15 cm.**

VI.4. Conclusion

Le chapitre six est de l'objectif de calculer le facteur de sécurité de stabilité vis-à-vis le glissement à partir de logiciel PLAXIS 2D, ainsi que le tassement due à la morphologie de site ou lors de la réalisation et l'excavation. Le P41 nécessite un confortement de sol pour assurer sa stabilité vis-à-vis le glissement de terrain, pour le confortement de site nous avons optés pour les pieux sécants qui nous a augmenté le facteur de sécurité du site.

***CONCLUSION
GENERALE***

CONCLUSION GENERALE

Pour conclure ce modeste travail qui a pour but d'étudier le dimensionnement et la stabilité d'un viaduc ferroviaire, Un certain nombre de paramètres sont calculées, le choix et le type de fondations dépend de la charge apportée par l'ouvrage, (pour qu'ils puissent résister aux charges transmises par l'ouvrage en éliminant tout risque des déformations et de tassement du sol, par conséquent, nous avons pu tirer ces éléments :

Le rôle important des ouvrages d'art dans notre vie quotidienne, tels que les ponts et les viaducs...etc. l'inconvénient de ces ouvrages c'est les risques de glissement en reliant deux coté (par exemple deux Montagnes), et pour cela nous avons mentionné dans la bibliographie sur l'importance des ouvrages d'art et les inconvénients issus des glissements qui est considéré comme périlleux.

En effet, nous avons présenté l'ouvrage dans le chapitre deux, ainsi que la situation géographique, le côté structure (tablier- piles- pieux ...etc.),

Nous avons interprété les essais de laboratoire et in-situ dans le chapitre trois. Tels que les sondages carottés, les essais pressiométriques, les essais pénétromètre dynamiques, piézométriques, pour le labo on a interprété les essais granulométriques, la limite d'Atterberg, la teneur en eau et le degré de saturation, les masses volumique (sec-saturé), l'essai de cisaillement rectiligne, qui sont données par les essais au laboratoire, le sol est formé de deux couches de la marne (couche compacte surmonte une couche altérée).

Dans le chapitre quatre on a pré-dimensionné les éléments du tablier et calculé les charges transmises au sol à partir de la charge de train, de tablier, pile, semelle, pieux.

En fin, une modélisation avec le logiciel PLAXIS 3D de deux sections (charge – semelle -surface de contact (semelle/pile) - pieux - sol (travée)) (P3/P21), pour un but de calculer

- Le tassement
- Le facteur de sécurité vis-à-vis le glissement

Aussi une modélisation avec le logiciel PLAXIS 2D est menée pour la section P41, pour étudier la stabilité vis-à-vis le glissement.

Les différentes analyses effectuées ont permis de faire ressortir les points suivants :

- Le réseau hydrographique de la zone d'étude est représenté principalement par

un oued qui passe au niveau de P21, et pour Le P3 et le P41 est représenté par la nappe d'eau à un profondeur près de 10 m de profondeur.

- La zone d'étude est classée en zone « ***Ila*** », zone à sismicité moyenne selon le RPA.
- Le climat de la région : Djebahia possède un climat méditerranéen chaud avec été sec (Csa) et un hiver doux et pluvieux.
- Les terrains situés le long et aux alentours du tracé, sont caractérisés par des formations de marne limoneuse à argileuse.
- Les fondations adoptées pour le viaduc sont des fondations profondes de type Pieux
 - ✓ 25 pieux de 20m de hauteur et de 2m de diamètre pour le P21
 - ✓ 12 pieux de 15m de hauteur et de 1.2m de diamètre pour le P3.
- La vérification des fondations profondes est calculée par le logiciel PLAXIS 3D, nous a donné un coefficient de sécurité égal à 6.8 et un tassement de **5.19** cm Pour le P3,
- Dans le calcul manuel nous avons trouvé un tassement de **2.55** cm pour le P3.
- Pour le P21 le calcul nous a donné un coefficient de sécurité égal à 5.678 et un tassement de **12.87** cm.
- Dans le calcul manuel nous avons trouvé un tassement de **6.55** cm pour le P21.
- Le tassement de 12.87 cm est considéré admissible par rapport à la hauteur de pile 53m et les dimensions de la semelle (24x24x6) m, aussi le sol qui surmonte la semelle avec une hauteur presque 12(m) .
- La vérification de la stabilité d'un talus en déblai d'une hauteur de 30m par le logiciel PLAXIS 2D, nous a donné un coefficient de sécurité égal à 1.285. lors de la phase une (avant la réalisation de projet)
- La vérification de la stabilité de deuxième phase (l'implantation des pieux sécants) nous a donné un coefficient de sécurité égal à 1.527. et un tassement de 7.46 cm.
- La vérification de la stabilité de la troisième phase (la réalisation de projet) nous a donné un coefficient de sécurité égal à 1.53. et un tassement de 7.64 cm.

Finalement, nous nous sommes rendus compte que le but de ce travail est d'essayer de contribuer, même si de façon réduite, aux problèmes actuels. En revanche, nous sommes très fiers d'y avoir participé à cette expérience qui représente une très bonne transition entre le monde étudiantin et le monde professionnel et qui a répondu à nos attentes.

Références

[1] : (Eugène Degrand et Jean Resal, Ponts en maçonnerie - tome 2 : Construction, Paris, Baudry et Cie, 1887, 662 p).

- Charles Abdunur, ARCH'01 - 3^e conférence sur les ponts en arc, Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, Paris (France), ([ISBN 2-85978-3474](#)),2001; pp. 667 à 670.

[2] : <https://fr-academic.com/pictures/frwiki/52/400px-Pile-de-pont.svg.png>

[3] : Philiponnat G et Hubert B (1998) Fondations et ouvrages en terre, Edition Eyrolles, Paris.

[4] : Les Plus Beaux Ponts de France - Serge Montens - Ed Benneton - 2001

[5] : <https://buildinteltech.biz/wp-content/uploads/2015/07/FONDATION-DE-RADIER-GENERAL-440x440.jpg>

[6] : Neguez.I, Gharbi-Cours de PGC (Procédés Généraux de Construction) - Academia, [à partir de Scribd]

[7] : Etude de Stabilité Et Confortement Du Glissement de Terrain de Louvar Imaaliouen Chemini, (Melle Chiroual farida, Mr. bouguermouh mohand Akli), 2012 / 2013

* A.BOUAFIA, Conception Et Calcul Des Ouvrages Géotechniques (Edition Pages Bleues 2010). (méthode de calcul et raisonnement géotechnique)

ANNEXES

ANNEXE A

Tableau (A.1) : Définition des catégories conventionnels des sols (fascicule 62-V, 1993).

Classe de sol		Nature	Pressiomètre (MPa)
Argile, limon	A	Argile et limon mou	< 0.7
	B	Argile et limon fermes	1.2 – 2.0
	C	Lâches	< 0.5

Tableau (A.2) : Classification du sol selon le rapport (E/PI), d'après la norme XP P94-011.

Argile	(EM /PI) < 5	Argile remaniées ou triturée
	5 < (EM /PI) < 8	Argile sous-consolidée
	8 < (EM /PI) < 12	Argile normalement consolidée
	12 < (EM /PI) < 15	Argile légèrement sur consolidée

Tableau (A.3) : Classification des sols en fonction de l'indice de plasticité (XP P94-011).

Etat	Indice de plasticité
Non plastique	Ip < 12
Peu plastique	12 < Ip < 25
Plastique	25 < Ip < 40
Très plastique	Ip > 40

Tableau (A.4) : Etat de sol en fonction du poids volumique sec γ_d (XP P94-011).

Etat	Masse volumique (kg/m ³)
Peu dense	$\gamma_d < 1600$
Dense	$1600 < \gamma_d < 1800$
Très dense	$\gamma_d > 1800$

Tableau (A.5) : Etat du sol en fonction du degré de saturation (XP P94 -011).

Etat	Degré de saturation
Non saturé	Sr < 100
Saturé	Sr = 100



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : F-41-18

Projet : Réalisation d'une ligne à double voie électrifiée entre THENIA ET BBA
 Client : CCECC

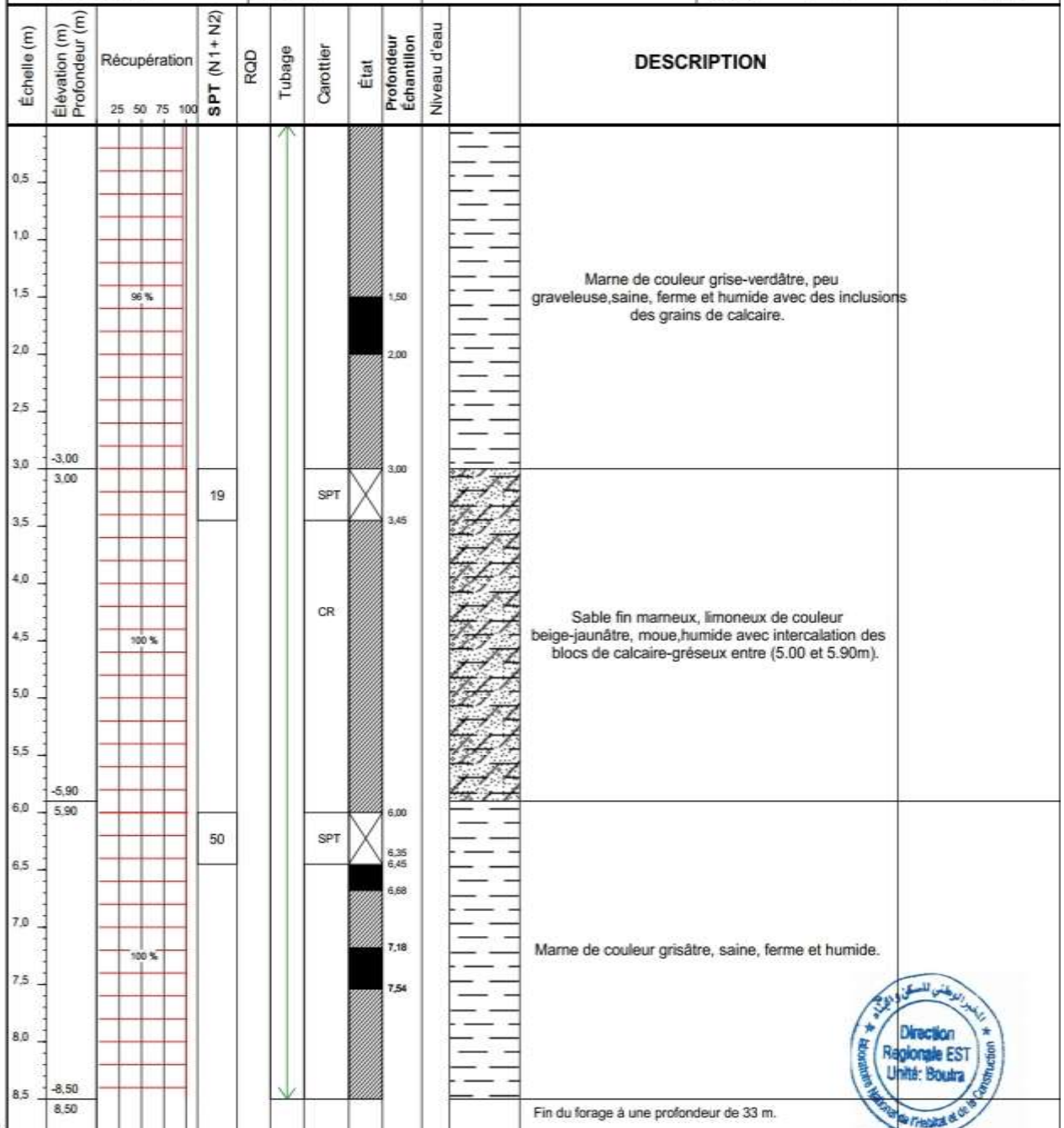
Dossier N° : 16/ES/2018
 Endroit : PK36+140

Date début : 12/06/18
 Date fin : 17/06/18
 Profondeur forée (m) : 33
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X : 567872.83
 Y : 4038428.47
 Z : 217.49

Boue de forage : EAU
 Type forage : ROTATIF
 Foreuse : GALAXY

Etat des échantillons :
 Intact Remanié Paraffiné Roche



REMARQUES :

Handwritten notes and signatures in Arabic script.

TYPE CAROTTIER :

- CF : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- RS : Tube à position fixe
- CR : Tube carottier
- TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :



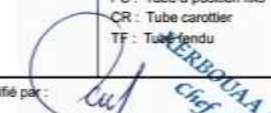
- AG : Analyse granulométrique
- S : Sédimentométrie
- L : Limites d'Atterberg(WL,LP)
- W : Teneur en eau
- PV : Poids volumique(Gd, Gh)
- AC : Analyse chimique
- CIS : Cisaillement rectiligne
- TR : Cisaillement Triaxial
- Rc : Résistance à la compression
- OED : Essai oedométrique
- GL : Gonflement libre
- R : Refus à l'enfoncement



Projet : Réalisation d'une ligne à double voie électrifiée entre THENIA ET BBA		Dossier N° : 16/ES/2018	
Client : CCECC		Endroit : PK36+140	
Date début : 12/06/18 Date fin : 17/06/18 Profondeur forée (m) : 33 Niveau d'eau (m) :	Coordonnées GPS: X : 567872.83 Y : 4038428.47 Z : 217.49	Boue de forage : EAU Type forage : ROTATIF Foreuse : GALAXY	Etat des échantillons : Intact  Remanié  Paraffiné  Roche 

Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
9.0	100 %		R			SPT		9.00		Marnes de couleur grisâtre, saine, ferme et humide.
9.5								9.45		
10.0										Marnes de couleur grisâtre, saine, ferme et humide.
10.5	100 %							10.56		
11.0								11.00		Marnes de couleur grisâtre, saine, ferme et humide.
11.5								11.00		
12.0	-12.00		R			SPT		12.00		Marnes de couleur grisâtre, saine, ferme et humide.
12.5	12.00							12.45		
13.0						CR				Marnes de couleur grisâtre, saine, ferme et humide.
13.5	100 %							13.28		
14.0								13.60		Marnes de couleur grisâtre à verdâtre, feuilletée, ferme à peu ferme et humide, avec présence des traces d'oxydes.
14.5								13.60		
15.0	-15.00		R			SPT		15.00		Marnes de couleur grisâtre à verdâtre, feuilletée, ferme à peu ferme et humide, avec présence des traces d'oxydes.
15.5	15.00							15.50		
16.0								15.50		Marnes de couleur grisâtre à verdâtre, feuilletée, ferme à peu ferme et humide, avec présence des traces d'oxydes.
16.5	100 %							16.00		
17.0	-17.00							16.00		Fin du forage à une profondeur de 33 m.



REMARQUES : 	TYPE CAROTTIER : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TF : Tube fendu	ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg (WL, PL) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (Gd, Gh) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Retus à l'entonnement
	Préparé par : 	Vérifié par : 



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : F-41-18

Projet : Réalisation d'une ligne à double voie électrifiée entre THENIA ET BBA
 Client : CCECC

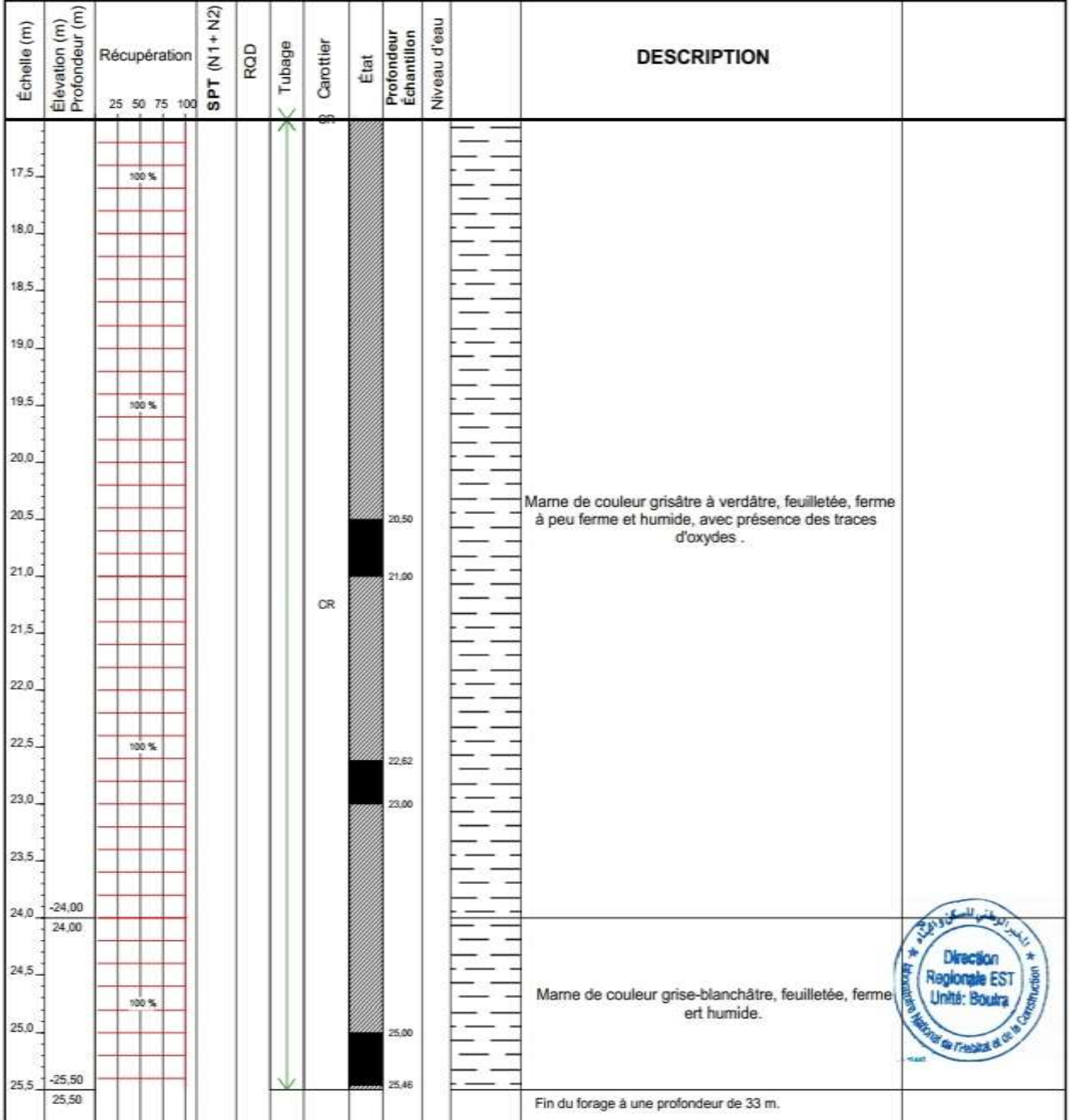
Dossier N° : 16/ES/2018
 Endroit : PK36+140

Date début : 12/06/18
 Date fin : 17/06/18
 Profondeur forée (m) : 33
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X : 567872.83
 Y : 4038428.47
 Z : 217.49

Boue de forage : EAU
 Type forage : ROTATIF
 Foreuse : GALAXY

Etat des échantillons :
 Intact Remanié Paraffiné Roche



REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
 CP : Carottier fendu
 TM : Tube à carroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carrotier
 TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :
 AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimétrie
 L : Limites d'Atterberg(WL,PI)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(Gd, Gh)
 AC : Analyse chimique
 CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à renforcement

Préparé par : *[Signature]* Vérifié par : *[Signature]*

19/06/2018 Page : 3 de 4

© SolTests 2013



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : F-41-18

Projet : Réalisation d'une ligne à double voie électrifiée entre THENIA ET BBA
 Client : CCECC

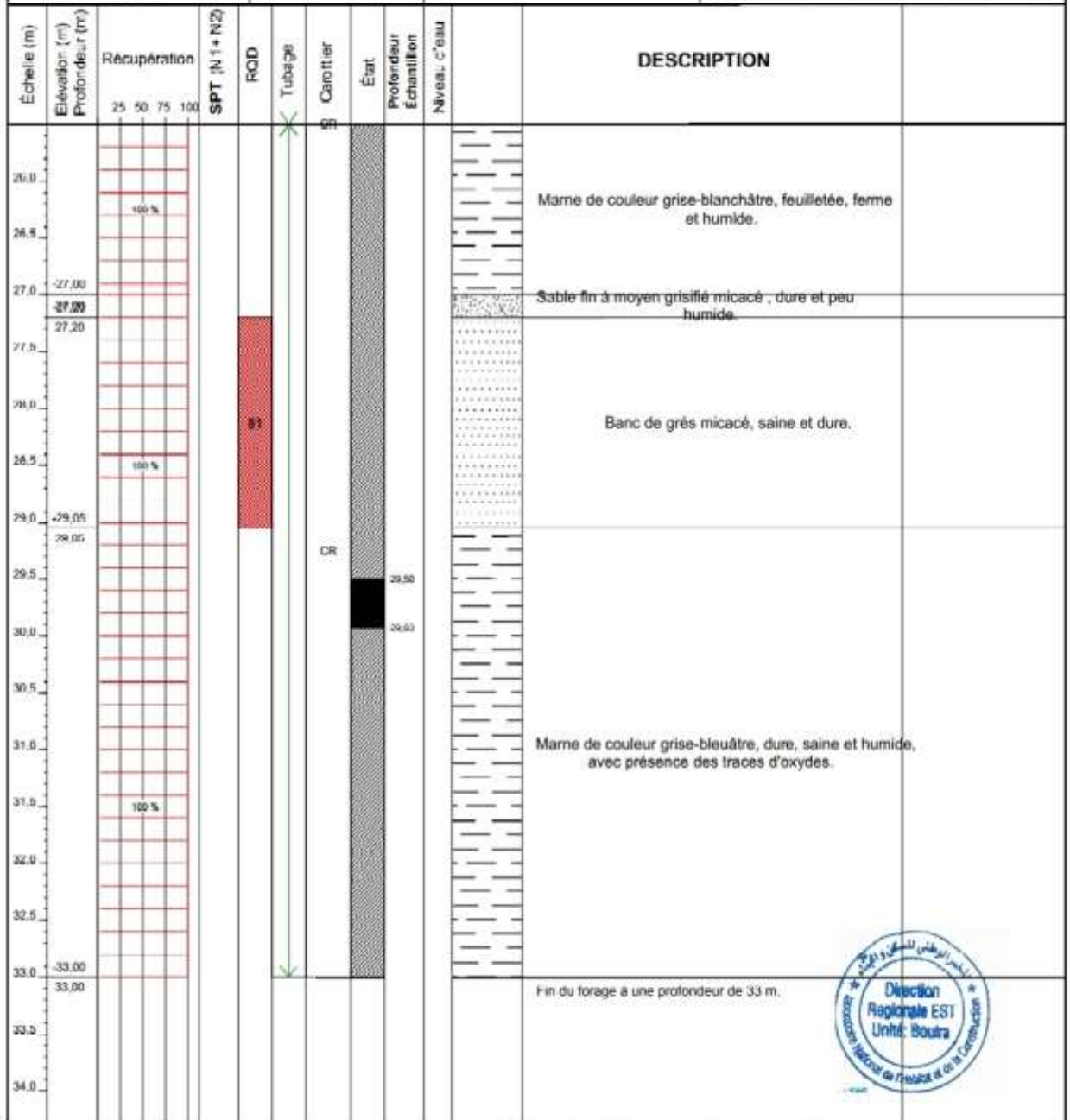
Dossier N° : 16/ES/2018
 Endroit : PK36+140

Date début : 12/06/18
 Date fin : 17/06/18
 Profondeur forée (m) : 33
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X : 667872.83
 Y : 4036478.47
 Z :

Boue de forage : EAU
 Typo forage : ROTATIF
 Foreuse : GALAXY

Etat des échantillons :
 Intact Remanié Paraffiné Roche



© SolTests 2013

REMARQUES :

Handwritten notes in Arabic script:
 تم إجراء الاختبار في الموقع
 بواسطة مهندس الجيوتقني
 [Signature]

TYPE CAROTTIER :

- CP : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PS : Tube à section fixe
- CR : Tube carottier
- UT : Tube fendu

ABREVIATIONS :

- AG : Analyse granulométrique
- S : Sédimentaire
- L : Limite d'Atterberg(WL,PI)
- W : Teneur en eau
- PV : Poids volumique(Gs, Gv)
- AC : Analyse chimique
- CS : Coefficient de consolidation
- TR : Coefficient Triaxial
- Rc : Résistance à la compression
- OED : Essai oedométrique
- QL : Coefficient filtré
- R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

19/06/2018

Page : 4 de 4

Handwritten signature and stamp:
 [Signature]
 Chef de projet
 LNHC



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : F-42-18

Projet : Réalisation d'une ligne à double voie électrifiée entre THENIA ET BBA

Dossier N° : 16/ES/2018

Client : CCECC

Endroit : PK36+345

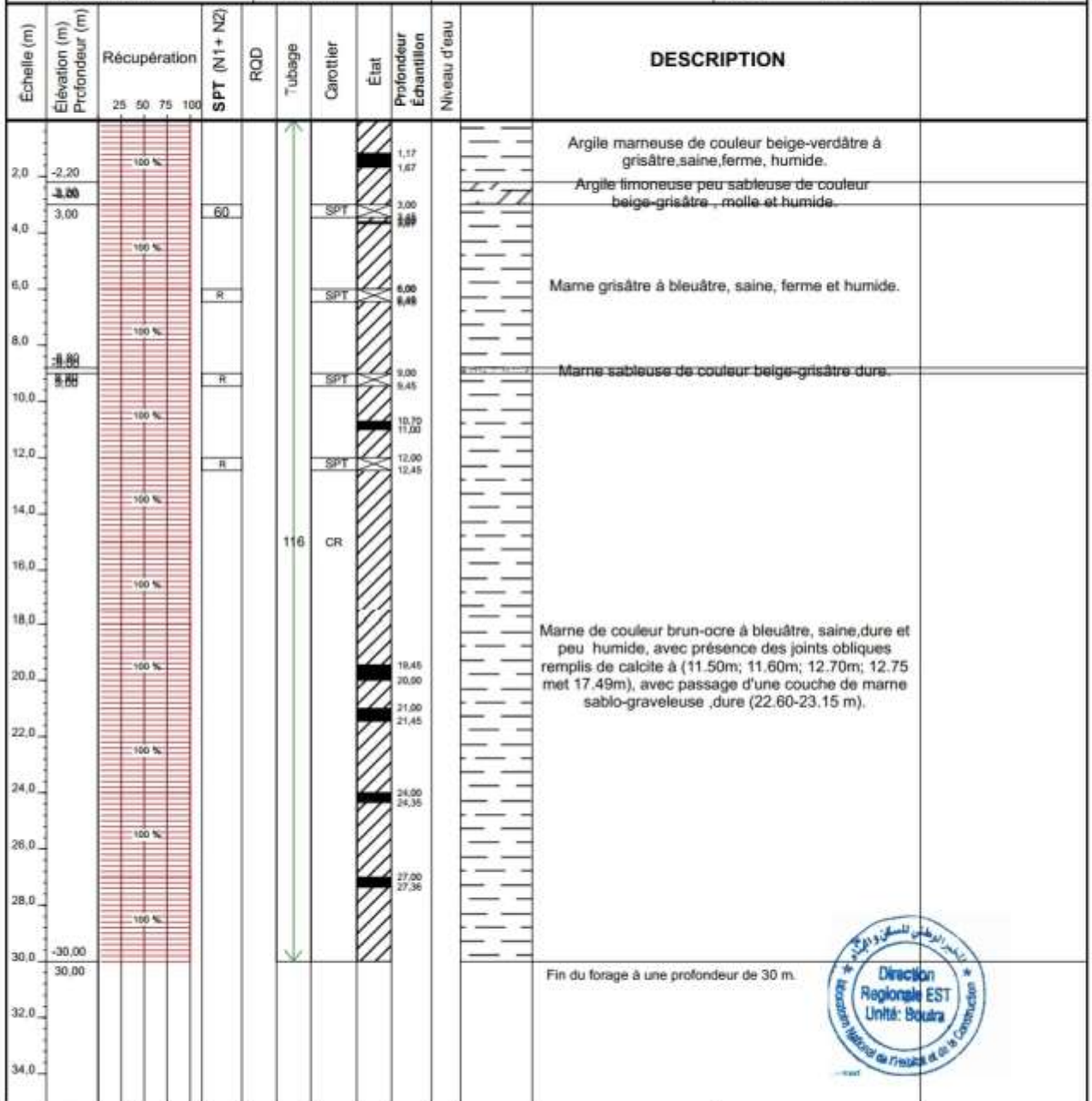
Date début : 21/06/18
 Date fin : 23/06/18
 Profondeur forée (m) : 30
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X : 568013.67
 Y : 4038279.51
 Z : 239.31

Boue de forage : EAU
 Type forage : ROTATIF
 Foreuse : GALAXY

Etat des échantillons :

Intact	Remanié	Paraffiné	Roche



© SofTeels 2013

REMARQUES :

Handwritten signature and notes in Arabic script.

TYPE CAROTTIER :

- CF : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PS : Tube à position fixe
- CR : Tête carottier
- TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

- AG : Analyse granulométrique
- S : Sédimentométrie
- L : Limites d'Atterberg (WL, PL)
- W : Teneur en eau
- PV : Poids volumique (Gd, GR)
- AC : Analyse chimique
- CS : Cassillement rectiligne
- TR : Cassillement Trausal
- Rc : Résistance à la compression
- CEB : Essai oedométrique
- GL : Gonflement libre
- R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

06/08/2018

Page : 1 de 1

Handwritten signature and stamp of the Client (CCECC) and the Project Director (LNHC).



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : F-43-18

Projet : Réalisation d'une ligne à double voie électrifiée entre THENIA ET BBA

Dossier N° : 16/ES/2018

Cliant : CCECC

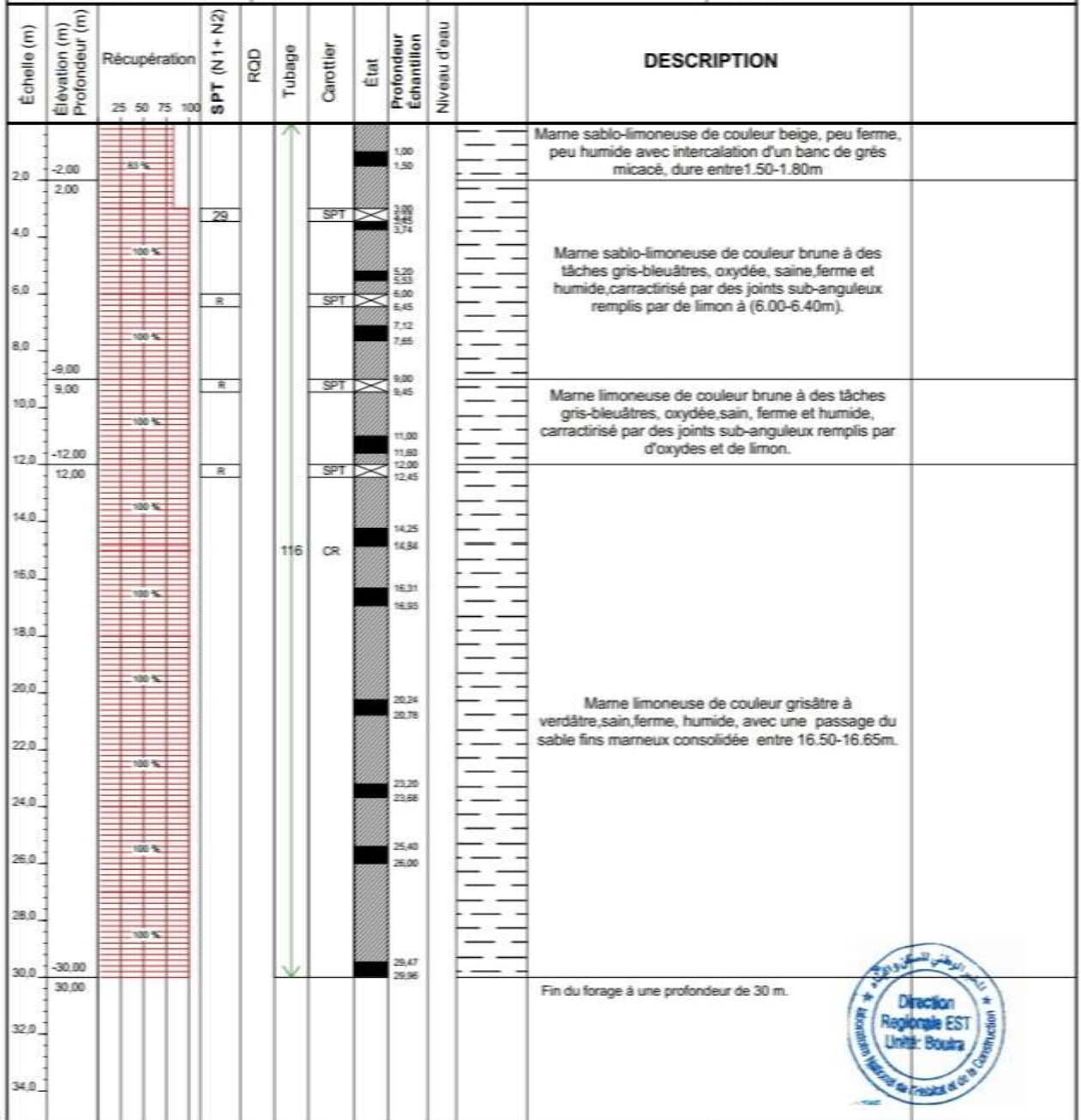
Endroit : PK36+775

Date début : 21/06/18
 Date fin : 23/06/18

Coordonnées GPS:
 X : 568274.32
 Y : 4037914.08
 Z : 296.85

Boue de forage : EAU
 Type forage : ROTATIF
 Foreuse : GALAXY

Etat des échantillons :



© SofTentis 2013

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
 CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier
 TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :
 AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimentation
 L : Limites d'Atterberg (WL, PL)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique (Gd, Gh)
 AC : Analyse chimique

OS : Cassélement rectiligne
 TR : Cassélement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à forçement

Préparé par : AZZIL

Vérifié par : KARBOUAM

KARBOUAM Merouane
 Chef de Projet
 L. N. H. C.

05/07/2018

Page : 1 de 1



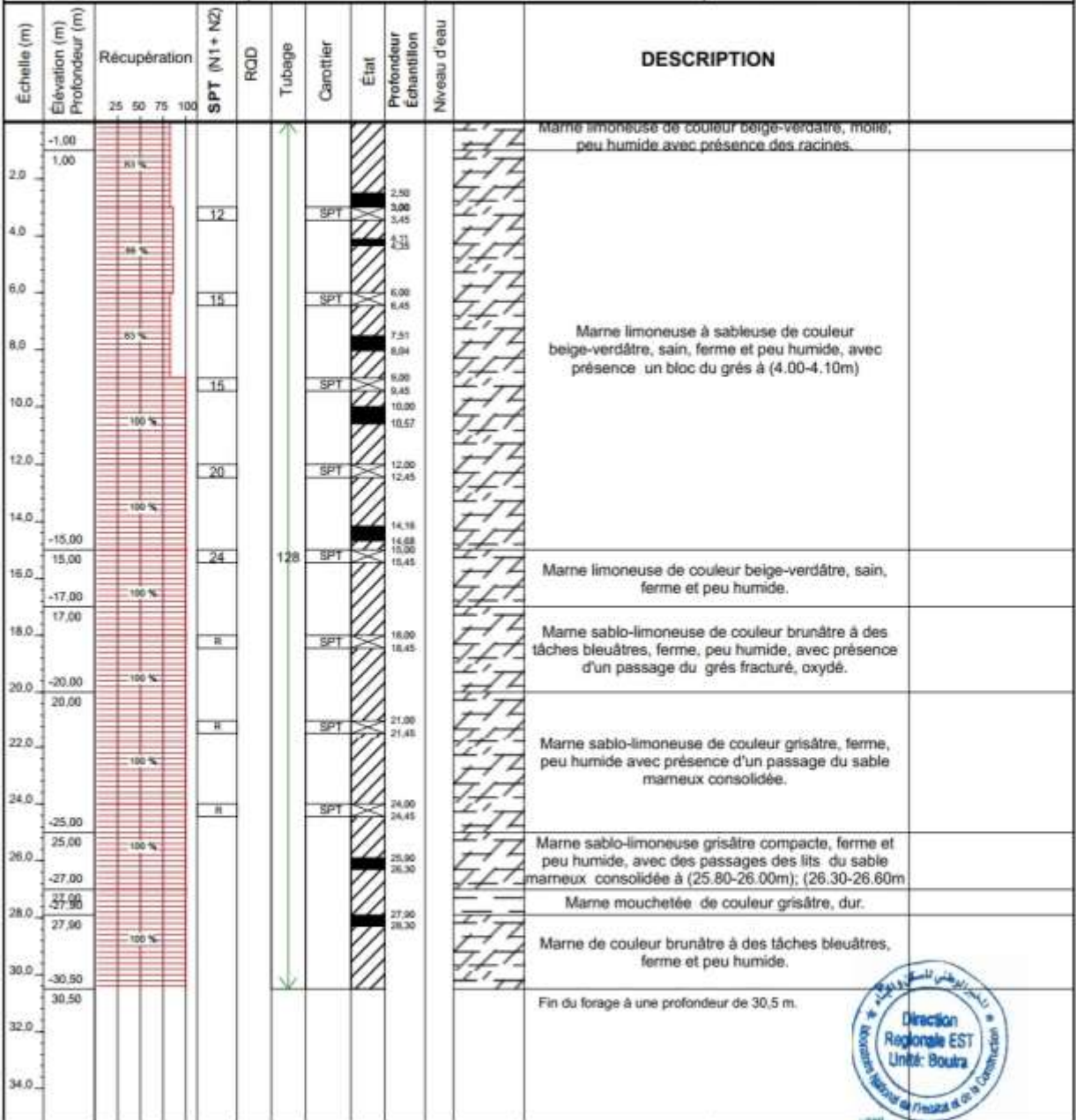
RAPPORT DE FORAGE

Sondage : F-44-18

Projet : Réalisation d'une ligne à double voie électrifiée entre THENIA ET BBA
 Client : CCECC

Dossier N° : 16/ES/2018
 Endroit : PK36+795

Date début :	Coordonnées GPS:	Boue de forage : EAU	Etat des échantillons :		
Date fin :	X : 568351.770	Type forage : ROTATIF	Intact	Remanié	Paraffiné
Profondeur forée (m) : 30,5	Y : 4037987.89	Foreuse : GAALXY			
Niveau d'eau (m) :	Z : 267.10				



REMARQUES :

Handwritten notes in Arabic script:
 عتقون الطين
 بطنه بطنه بطنه

TYPE CAROTTIER :

- CF : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PS : Tube à position fixe
- CR : Tube Carottier
- TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

- AG : Analyse granulométrique
- S : Sédimétrie
- L : Limites d'Atterberg (WL/PL)
- W : Teneur en eau
- PV : Poids volumique (Gd, Gs)
- AC : Analyse chimique
- CS : Caissement rectiligne
- TR : Caissement Triaxial
- Hc : Résistance à la compression
- OED : Essai œdométrique
- GL : Gouvernail libre
- R : Refus à l'enfoncement

© SoftTests 2013



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : F-45-18

Projet : Réalisation d'une ligne à double voie électrifiée entre THENIA ET BBA
 Client : CCECC

Dossier N° : 16/ES/2018
 Endroit : PK36+930

Date début : 28/06/08
 Date fin : 30/06/18
 Profondeur forée (m) : 30
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X : 568424,360
 Y : 4037843,570
 Z : 259,30

Boue de forage : A L'EAU CLAIR
 Type forage : ROTATIF VERTICAL
 Foreuse : GALAXY

Etat des échantillons :
 Intact Remanié Paraffiné Roche

Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1+N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
2.0	280.30	96 %	21					3.00 3.45 3.70 4.00		Marne feuilletée sablo-limoneuse de couleur beige, molle et peu humide.
4.0	3.70	100 %	R					5.60 6.00 6.45		Marne feuilletée sablo-limoneuse de couleur beige à des tâches bleuâtres, altérée et peu humide.
6.0	278.00	100 %	48					8.60 9.00 9.45		Marne limoneuse de couleur gris clair à bleuâtre, altérée et peu humide.
8.0	274.00	100 %	31					10.00 10.40 11.00 11.40		Marne limoneuse de couleur gris clair à bleuâtre, altérée et peu humide
10.0	10.00	100 %	26					12.00 12.45		Marne limoneuse de couleur gris clair à bleuâtre, altérée et peu humide
12.0	269.40	100 %	33					15.00 15.45		Marne limoneuse de couleur beige à grisâtre, saine, peu ferme et peu humide.
14.0	14.60	100 %						17.50 18.00 18.45		Marne sableuse de couleur brun-bleuâtre dur et sain
16.0	268.00	100 %						19.40 19.80		Marne mouchetée sablo-graveleuse de couleur grisâtre, peu ferme et peu humide.
18.0	16.00	100 %						21.00 21.45		Marne sableuse de couleur brunâtre à grisâtre à des tâches bleuâtres altérée, peu ferme et peu humide, avec présence d'un passage de grés entre (23.50-23.90m).
20.0	264.00	100 %						24.00 24.45		Marne sableuse de couleur brunâtre à grisâtre à des tâches bleuâtres altérée, peu ferme et peu humide
22.0	20.00 263.00	100 %						27.00 27.45 28.00		Fin du forage à une profondeur de 30 m.
24.0	21.00	100 %								
26.0	258.00	100 %								
28.0	26.00	100 %								
30.0	254.00 30.00	100 %								

© SolTests 2013

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

ABREVIATIONS :

CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier
 TF : Tube fendu

AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimentométrie
 L : Limites d'Atterberg(WL,LP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(Gd, Gh)
 AC : Analyse chimique

CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : AZZI.L

Vérifié par : KARBOUA.M

06/08/2018

Page : 1 de 1



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : F-46-18

Projet : Réalisation d'une ligne à double voie électrifiée entre THENIA ET BBA
 Client : CCECC

Dossier N° : 16/ES/2018
 Endroit : PK36+995

Date début : 23/06/2018
 Date fin : 26/06/2018
 Profondeur forée (m) : 30
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X : 568519.66
 Y : 4037884.99
 Z : 254.09

Boue de forage : EAU
 Type forage : ROTATIF
 Foreuse : GALAXY

Elat des échantillons :



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
2.0	-1.50	1.50	90 %						2.00		Marne limoneuse de couleur beige, molle, humide avec présence des racines
4.0	-4.00	4.00	100 %	14			SPT		3.00 3.45		Marne limoneuse légèrement sableuse de couleur beige, peu ferme et humide, avec des inclusions des grains de calcaire
6.0	-6.00	6.00	100 %	21			SPT		6.00 6.45		Marne limoneuse légèrement sableuse de couleur beige-jaunâtre, oxydé, ferme et humide, avec passage centimétrique de sable fins micacé grésifiée entre (5.60-5.70m). Renferment des joints obliques et sub-verticale de (4.10 à 5.60m).
10.0	-9.45	9.45	100 %	R			SPT		8.00 8.50 9.00 9.45		
14.0	-14.00	14.00	100 %			128	CR		14.40 15.00		Marne limoneuse de couleur brune à des taches bleuâtre, sain, ferme et humide, altérée de (17.00 à 18.00m), avec passage centimétrique de sable fins micacé grésifiée entre (12.10 et 12.20m)
20.0	-20.00	20.00	100 %						20.00 20.40		
24.0	-24.00	24.00	100 %						25.00 25.50		Marne limoneuse de couleur gris-bleuâtre, sain, ferme et humide, présence un joint oblique de (20.55 à 21.00m).
28.0	-28.00	28.00	100 %						28.50 29.00		
30.0	-30.00	30.00	100 %								Fin du forage à une profondeur de 30 m.



REMARQUES :

Handwritten notes in Arabic script and a signature.

TYPE CAROTTIER :

- CF : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PS : Tube à position fixe
- CR : Tube carottier
- TR : Tube fendu

ABREVIATIONS :

- AG : Analyse granulométrique
- S : Sédimentométrie
- L : Limites d'Atterberg (WL, IP)
- W : Teneur en eau
- PV : Poids volumique (Gd, Gh)
- AC : Analyse chimique
- CIS : Cisaillement rectiligne
- TR : Cisaillement Triaxial
- Rc : Résistance à la compression
- OED : Essai oedométrique
- GL : Gonflement libre
- R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : AZZI LAKHDAR

Vérifié par : KARBOUA M

05/07/2018

Page : 1 de 1



Projet : Réalisation d'une ligne à double voie électrifiée entre THENIA ET BBA
 Client : CCECC

Dossier N° : 16/ES/2018
 Endroit : PK37+145

Date début : 19/06/18
 Date fin : 22/06/18
 Profondeur forée (m) : 30
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X : 568657.20
 Y : 4037830.12
 Z : 267.31

Boue de forage : EAU
 Type forage : ROTATIF
 Foreuse : GALAXY

Etat des échantillons :
 Intact Remanié Paraffiné Roche

Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1+N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
		25	50	75	100								
1.5	-0.85 -1.70	100 %					128	CR	X				Argile beige-verdâtre, ferme, peu humide à humide. Argile-marneuse de couleur beige-verdâtre, sablo-graveleuse à caillouteuse à un aspect altuvionnaire, humide.
3.0	1.70				52			SPT	X	3.00 3.80 4.00			
4.5		66 %											
6.0					19			SPT	X	6.00 6.45 6.75			Marne beige-grisâtre à bleuâtre, ferme et humide, avec passage d'une couche de marne beige-bleuâtre sableuse, compacte.
7.5		100 %											
9.0					22			SPT	X	9.00 9.50 10.00			
10.5	-10.50	100 %											
12.0	10.50				R			SPT	X	11.40 12.00 12.45			Marne de couleur brune-grisâtre à bleuâtre, ferme et humide.
13.5	-13.40	100 %						CR	X				
15.0	13.40				R			SPT	X	14.00 14.40 15.00 15.30 16.00			Marne sableuse de couleur brune à des tâches bleuâtre, dure, humide, avec présence des joints obliques remplis de sable et de limon à (13.4-13.60m), (14.40-14.60m), (15.90-16.00m) et à (16.30-16.80m).
16.5	-16.85	100 %											
18.0	16.85 17.60				R			SPT	X	17.50 18.00 18.45 19.00 19.35			Banc de grès de couleur gris-bleuâtre, dur, fragmenté avec présence des joints sub-anguleux remplis de limon.
19.5		100 %											
21.0													
22.5		100 %											
24.0													
25.5	-25.50	100 %											
	25.50												Fin du forage à une profondeur de 30 m.



REMARQUES :

*عزق لظنصر
 مهتمس بعداد بالمر انظر*

TYPE CAROTTIER :

- CF : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PS : Tube à position fixe
- CR : Tube carottier
- TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

- AG : Analyse granulométrique
- S : Sédimentométrie
- L : Limites d'Atterberg(WL,LP)
- W : Teneur en eau
- PV : Poids volumique(Gd, Gh)
- AC : Analyse chimique
- CIS : Cisaillement rectiligne
- TR : Cisaillement Triaxial
- Rc : Résistance à la compression
- OED : Essai oedométrique
- GL : Gonflement libre
- R : Refus à forage

Préparé par : AZZI. L

Vérifié par : KARROUA. M

25/06/2018

Page : 1 de 2

*KERBOUAA Merouane
 Chef de Projet
 LNHC*



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : F-47-18

Projet : Réalisation d'une ligne à double voie électrifiée entre THENIA ET BBA
 Client : CCECC

Dossier N° : 16/ES/2018
 Endroit : PK37+145

Date début : 19/06/18
 Date fin : 22/06/18
 Profondeur forée (m) : 30
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X : 568657.20
 Y : 4037830.12
 Z : 267.31

Boue de forage : EAU
 Type forage : ROTATIF
 Foreuse : GALAXY

Etat des échantillons :
 Intact Remanié Paraffiné Roche

Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1+N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau		DESCRIPTION
27,0		100 %			128	CR		27,60			Marne de couleur grisâtre-bleuâtre, ferme et humide.
28,5	-28,50	100 %						28,00			Marne sablo-limoneuse de couleur grisâtre-bleuâtre à verdâtre, ferme et humide.
30,0	-30,00							29,00			Fin du forage à une profondeur de 30 m.
30,0	30,00							29,50			
31,5											
33,0											
34,5											
36,0											
37,5											
39,0											
40,5											
42,0											
43,5											
45,0											
46,5											
48,0											
49,5											
51,0											



REMARQUES :

*صنفي لخصائص
 ميهنيس معتمد بالمشروع*

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier
 TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimentométrie
 L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(Gd, Gh)
 AC : Analyse chimique

CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 OL : Gonflement libre
 R : Refus à renforcement

Préparé par : AZZI. L.

Vérifié par : KARBOUA. M.

25/06/2018

Page : 2 de 2

ANNEXE C

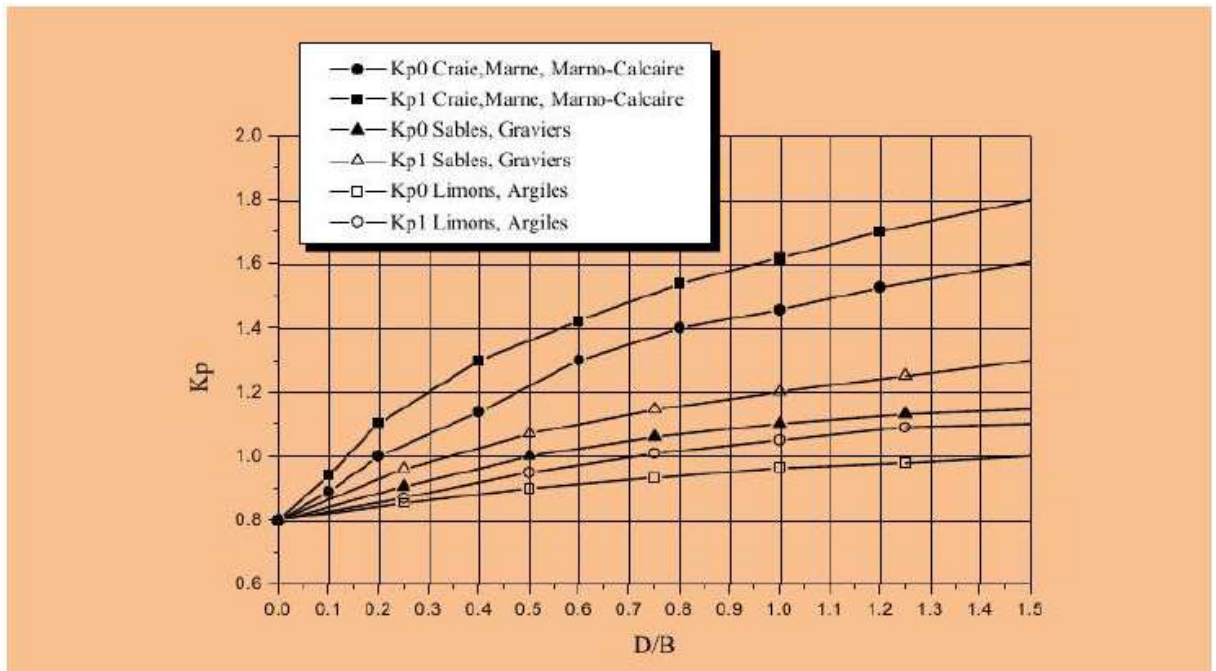


Figure (C.1) : Facteur de portance pressiométrique selon le DTU.

Tableau (C.1) : Classification des sols selon leurs propriétés.

Classe de sol		Pressiomètre P_i (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argiles, limons	A - Argiles et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B - Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C - Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
Sables, graves	A - Lâches	< 0,5	< 5
	B - Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C - Compacts	> 2,5	> 20,0
Craies	A - Molles	< 0,7	< 5
	B - Altérées	1,0 à 2,5	> 5,0
	C - Compactes	> 3,0	
Marnes, Marno-calcaires	A - Tendres	1,5 à 4,0	---
	B - Compacts	> 4,5	
Roches ⁽¹⁾	A - Altérées	2,5 à 4,0	---
	B - Fragmentées	> 4,5	

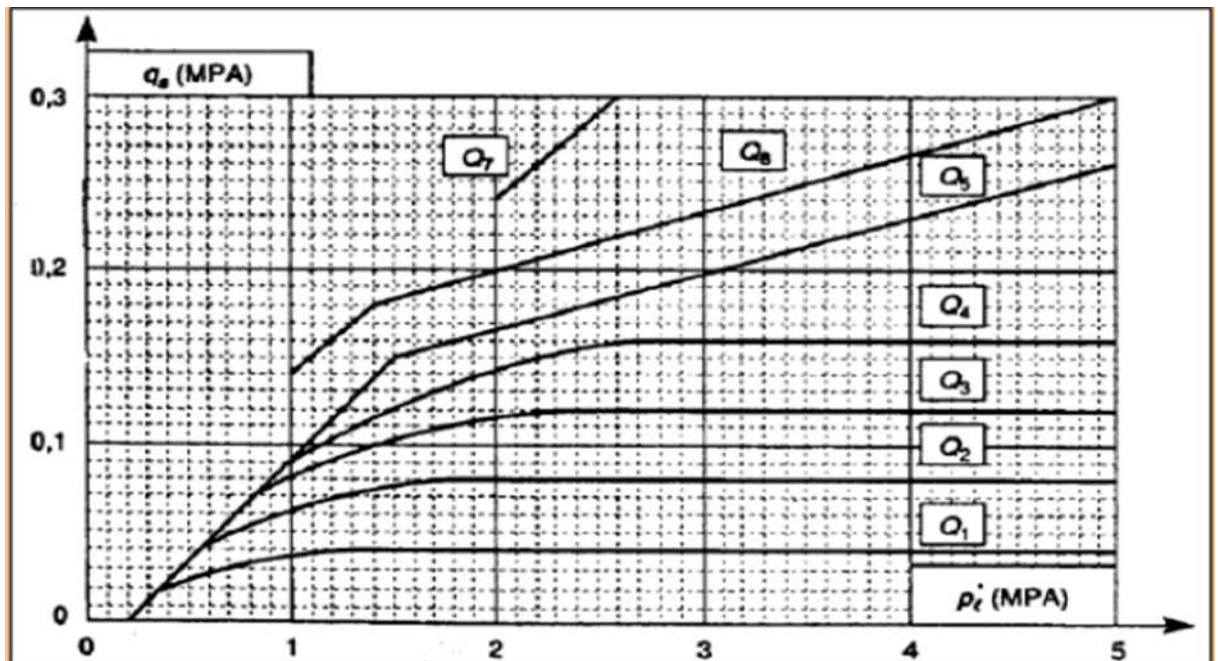


Figure (C.2) : Contrainte de frottement latéral limite q_s en fonction de P_i^* .

Tableau (C.2) : Valeurs du facteur de portance pressiométrique (Kp).

Nature du sol		Pieu ne refoulant pas le sol (forage,...)	Pieu refoulant le sol (battage, fonçage,...)
Argile /Limon	A	1.10	1.40
	B	1.20	1.50
	C	1.30	1.60
Sables / Graves	A	1.00	4.20
	B	1.10	3.70
	C	1.20	3.20
Craies	A	1.10	1.60
	B	1.40	2.20
	C	1.80	2.60
Marnes, Marno-Calcaires		1.80	2.60
Roches altérées		1.10-1.80	1.80-3.20

ANNEXE D

1. États Limites Ultimes (E.L.U.)

Combinaisons fondamentales :

• Action dominante : Actions du trafic

$Sd,1 = 1.35 (SPP + SSUP + SDif) + 1.35 (SPPt + SPT) + 1.45 SLM71,1 + 1.50 \times 0.80$
 $SSUR,T + 1.50 \times (0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ + 1.50 SFw$ (groupes
gr11, gr12, gr13* et gr14).

$Sd,2 = 1.35 (SPP + SSUP + SDif) + 1.35 (SPPt + SPT) + 1.45 SLM71,1 + 1.50 \times 0.80$
 $SSUR,T + 1.50 \times (0.60 \times 0.35 SVUT + 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ + 1.50 SFw$
(groupes gr11, gr12, gr13* et gr14).

$Sd,3 = 1.35 (SPP + SSUP + SDif) + 1.35 (SPPt + SPT) + 1.20 SSW2,2 + 1.50 \times 0.80$
 $SSUR,T + 1.50 \times (0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ$ (groupes gr16 et
gr17).

$Sd,4 = 1.35 (SPP + SSUP + SDif) + 1.35 (SPPt + SPT) + 1.20 SSW2,2 + 1.50 \times 0.80$
 $SSUR,T + 1.50 \times (0.60 \times 0.35 SVUT + 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ$ (groupes gr16 et
gr17).

$Sd,5 = 1.35 (SPP + SSUP + SDif) + 1.35 (SPPt + SPT) + 1.45 (SLM71,1 + S LM71,2) +$
 $1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ + 1.50$
 SFw (groupes gr21, gr22, gr23* et gr24).

$Sd,6 = 1.35 (SPP + SSUP + SDif) + 1.35 (SPPt + SPT) + 1.45 (SLM71,1 + S LM71,2) +$
 $1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 \times 0.35 SVUT + 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ + 1.50$
 SFw (groupes gr21, gr22, gr23* et gr24).

$Sd,7 = 1.35 (SPP + SSUP + SDif) + 1.35 (SPPt + SPT) + 1.45 SLM71,1 + 1.20 SSW2,2$
 $+ 1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ$
(groupes gr26 et gr27).

$Sd,8 = 1.35 (SPP + SSUP + SDif) + 1.35 (SPPt + SPT) + 1.45 SLM71,1 + 1.20 SSW2,2 +$
 $1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 \times 0.35 SVUT + 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ$ (groupes
gr26 et gr27).

$Sd,9 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + 1.45 SLM71,1 + 1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ + 1.50 SFw$ (groupes gr11, gr12, gr13* et gr14).

$Sd,10 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + 1.45 SLM71,1 + 1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 \times 0.35 SVUT + 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ + 1.50 SFw$ (groupes gr11, gr12, gr13* et gr14).

$Sd,11 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + 1.20 SSW2,2 + 1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ$ (groupes gr16 et gr17).

$Sd,12 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + 1.20 SSW2,2 + 1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 \times 0.35 SVUT + 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ$ (groupes gr16 et gr17).

$Sd,13 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + 1.45 (SLM71,1 + S LM71,2) + 1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ + 1.50 SFw$ (groupes gr21, gr22, gr23* et gr24).

$Sd,14 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + 1.45 (SLM71,1 + S LM71,2) + 1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 \times 0.35 SVUT + 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ + 1.50 SFw$ (groupes gr21, gr22, gr23* et gr24).

$Sd,15 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + 1.45 SLM71,1 + 1.20 SSW2,2 + 1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ$ (groupes gr26 et gr27).

$Sd,16 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + 1.45 SLM71,1 + 1.20 SSW2,2 + 1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 \times 0.35 SVUT + 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ$ (groupes gr26 et gr27).

Action dominante : Poussées des terres

$Sd,17 = 1.35 (SPP + SSUP + SDif) + 1.35 (SPPt + SPT) + 1.45 \times 0.80 SLM71,1 + 1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT) + 1.50 SPQ + 1.50 SFw$ (groupes gr11, gr12, gr13* et gr14).

$Sd,18 = 1.35 (SPP + SSUP + SDif) + 1.35 (SPPt + SPT) + 1.45 \times 0.80 SLM71,1 + 1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 \times 0.35 SVUT + 0.75 SGT) + 1.50 SPQ + 1.50 SFw$ (groupes gr11, gr12, gr13* et gr14).

$Sd_{19} = 1.35 (SPP + SSUP + SDif) + 1.35 (SPPt + SPT) + 1.20 \times 0.80 SSW_{2,2} + 1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT) + 1.50 SPQ$ (groupes gr16 et gr17).

$Sd_{20} = 1.35 (SPP + SSUP + SDif) + 1.35 (SPPt + SPT) + 1.20 \times 0.80 SSW_{2,2} + 1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 \times 0.35 SVUT + 0.75 SGT) + 1.50 SPQ$ (groupes gr16 et gr17).

$Sd_{21} = 1.35 (SPP + SSUP + SDif) + 1.35 (SPPt + SPT) + 1.45 \times 0.70 (SLM_{71,1} + SLM_{71,2}) + 1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT) + 1.50 SPQ + 1.50 SFw$ (groupes gr21, gr22, gr23* et gr24).

$Sd_{22} = 1.35 (SPP + SSUP + SDif) + 1.35 (SPPt + SPT) + 1.45 \times 0.70 (SLM_{71,1} + SLM_{71,2}) + 1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 \times 0.35 SVUT + 0.75 SGT) + 1.50 SPQ + 1.50 SFw$ (groupes gr21, gr22, gr23* et gr24).

$Sd_{23} = 1.35 (SPP + SSUP + SDif) + 1.35 (SPPt + SPT) + 1.45 \times 0.70 SLM_{71,1} + 1.20 \times 0.70 SSW_{2,2} + 1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ$ (groupes gr26 et gr27).

$Sd_{24} = 1.35 (SPP + SSUP + SDif) + 1.35 (SPPt + SPT) + 1.45 \times 0.70 SLM_{71,1} + 1.20 \times 0.70 SSW_{2,2} + 1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 \times 0.35 SVUT + 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ$ (groupes gr26 et gr27).

$Sd_{25} = SPP + SSUP + SDif + SPPt + 1.35 SPT + 1.45 \times 0.80 SLM_{71,1} + 1.50 \times 0.80 SSUR, T + 1.50 \times (0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT) + 1.50 SPQ + 1.50 SFw$ (groupes gr11, gr12, gr13* et gr14).

$Sd_{26} = SPP + SSUP + SDif + SPPt + 1.35 SPT + 1.45 \times 0.80 SLM_{71,1} + 1.50 \times 0.80 SSUR, T + 1.50 \times (0.60 \times 0.35 SVUT + 0.75 SGT) + 1.50 SPQ + 1.50 SFw$ (groupes gr11, gr12, gr13* et gr14).

$Sd_{27} = SPP + SSUP + SDif + SPPt + 1.35 SPT + 1.20 \times 0.80 SSW_{2,2} + 1.50 \times 0.80 SSUR, T + 1.50 \times (0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT) + 1.50 SPQ$ (groupes gr16 et gr17).

$Sd_{28} = SPP + SSUP + SDif + SPPt + 1.35 SPT + 1.20 \times 0.80 SSW_{2,2} + 1.50 \times 0.80 SSUR, T + 1.50 \times (0.60 \times 0.35 SVUT + 0.75 SGT) + 1.50 SPQ$ (groupes gr16 et gr17).

$Sd_{29} = SPP + SSUP + SDif + SPPt + 1.35 SPT + 1.45 \times 0.70 (SLM_{71,1} + SLM_{71,2}) + 1.50 \times 0.80 SSUR,T + 1.50 \times (0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT) + 1.50 SPQ + 1.50 SFw$ (groupes gr21, gr22, gr23* et gr24).

$Sd,30 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + 1.35 SPT + 1.45 \times 0.70 (SLM71,1 + SLM71,2) + 1.50 \times 0.80 SSUR, T + 1.50 \times (0.60 \times 0.35 SVUT + 0.75 SGT) + 1.50 SPQ + 1.50 SFw$ (groupes gr21, gr22, gr23* et gr24).

$Sd,31 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + 1.35 SPT + 1.45 \times 0.70 SLM71,1 + 1.20 \times 0.70 SSW2,2 + 1.50 \times 0.80 SSUR, T + 1.50 \times (0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ$ (groupes gr26 et gr27).

$Sd,32 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + 1.35 SPT + 1.45 \times 0.70 SLM71,1 + 1.20 \times 0.70 SSW2,2 + 1.50 \times 0.80 SSUR, T + 1.50 \times (0.60 \times 0.35 SVUT + 0.75 SGT) + 1.50 \times 0.80 SPQ$ (groupes gr26 et gr27).

Combinaisons accidentelles :

$SaI,1 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + SAccI + 0.6 SVUT + 0.6 \times 0.75 SGT$

$SaI,2 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + SAccI + 0.6 \times 0.35 SVUT + 0.6 SGT$

$SaII,1 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + SAccII + 0.6 SVUT + 0.6 \times 0.75 SGT$

$SaII,2 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + SAccII + 0.6 \times 0.35 SVUT + 0.6 SGT$

$SaIII,1 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + SAccIII + 0.6 SVUT + 0.6 \times 0.75 SGT$

$SaIII,2 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + SAccIII + 0.6 \times 0.35 SVUT + 0.6 SGT$

Combinaisons sismiques :

$Ssisx,1 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + SSisx + 0.5 SVUT + 0.5 \times 0.75 SGT + 0.30 (SLM71) + 0.30 SPQ + SPS$

$Ssisx,2 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + SSisx + 0.5 \times 0.35 SVUT + 0.5 SGT + 0.30 (SLM71) + 0.30 SPQ + SPS$

$Ssisy,1 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + SSisy + 0.5 SVUT + 0.5 \times 0.75 SGT + 0.30 (SLM71) + 0.30 SPQ + SPS$

$Ssisy,2 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + SSisy + 0.5 \times 0.35 SVUT + 0.5 SGT + 0.30 (SLM71) + 0.30 SPQ + SPS$

$Ssisz,1 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + SSisz + 0.5 SVUT + 0.5 \times 0.75 SGT + 0.30 (SLM71) + 0.30 SPQ + SPS$

$$S_{sisz,2} = SPP + SSUP + SDif + SPp_t + SPT + SSisz + 0.5 \times 0.35 SVUT + 0.5 SGT + 0.30 (SLM71) + 0.30 SPQ + SPS$$

Note : Selon la norme NF EN 1990/A1 – tableau A2.5, pour les ponts ferroviaires, il n'est pas nécessaire de charger qu'une seule voie et le modèle de charge SW2 peut être ignoré.

Comme énoncé précédemment, selon l'article 6.2 du RPOA, les efforts dus aux actions de freinage sur l'ouvrage ne sont pas à prendre en compte lors des vérifications sous actions sismiques.

2. États Limites de Service (E.L.S.)

Combinaison en cours de construction :

$$S_{constr} = SPP + SPp_t + SPT$$

Combinaison quasi permanente d'actions

$$S_{qp,1} = SPP + SSUP + SDif + SPp_t + SPT + 0.50 SVUT + 0.50 \times 0.75 SGT$$

$$S_{qp,2} = SPP + SSUP + SDif + SPp_t + SPT + 0.50 \times 0.35 SVUT + 0.50 SGT$$

Combinaison fréquente d'actions :

$$S_{freq,1} = SPP + SSUP + SDif + SPp_t + SPT + 0.80 SLM71,1 + 0.50 SVUT + 0.50 \times 0.75 SGT + 0.80 SPQ \text{ (groupes gr11, gr12, gr13 et gr14).}$$

$$S_{freq,2} = SPP + SSUP + SDif + SPp_t + SPT + 0.80 SLM71,1 + 0.50 \times 0.35 SVUT + 0.50 SGT + 0.80 SPQ \text{ (groupes gr11, gr12, gr13 et gr14).}$$

$$S_{freq,3} = SPP + SSUP + SDif + SPp_t + SPT + 0.80 SSW2,2 + 0.50 SVUT + 0.50 \times 0.75 SGT + 0.80 SPQ \text{ (groupes gr16 et gr17).}$$

$$S_{freq,4} = SPP + SSUP + SDif + SPp_t + SPT + 0.80 SSW2,2 + 0.50 \times 0.35 SVUT + 0.50 SGT + 0.80 SPQ \text{ (groupes gr16 et gr17).}$$

$$S_{freq,5} = SPP + SSUP + SDif + SPp_t + SPT + 0.70 (SLM71,1 + S LM71,2) + 0.50 SVUT + 0.50 \times 0.75 SGT + 0.70 SPQ \text{ (groupes gr21, gr22, gr23 et gr24).}$$

$$S_{freq,6} = SPP + SSUP + SDif + SPp_t + SPT + 0.70 (SLM71,1 + S LM71,2) + 0.50 \times 0.35 SVUT + 0.50 SGT + 0.70 SPQ \text{ (groupes gr21, gr22, gr23 et gr24).}$$

$S_{freq,7} = SPP + SSUP + SDif + SPpt + SPT + 0.70 (SLM71,1 + SSW2,2) + 0.50 SVUT + 0.50 \times 0.75 SGT + 0.70 SPQ$ (groupes gr26 et gr27).

$S_{freq,8} = SPP + SSUP + SDif + SPpt + SPT + 0.70 (SLM71,1 + SSW2,2) + 0.50 \times 0.35 SVUT + 0.50 SGT + 0.70 SPQ$ (groupes gr26 et gr27).

$S_{freq,9} = SPP + SSUP + SDif + SPpt + SPT + 0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT$. $S_{freq,10} = SPP + SSUP + SDif + SPpt + SPT + 0.60 \times 0.35 SVUT + 0.60 SGT$.

Combinaison caractéristique d'actions :

✓ Action dominante : Actions du Traffic

$Scaract,1 = SPP + SSUP + SDif + SPpt + SPT + SLM71,1 + 0.80 SSUR, T + 0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT + 0.80 SPQ + SFw$ (groupes gr11, gr12, gr13* et gr14).

$Scaract,2 = SPP + SSUP + SDif + SPpt + SPT + SLM71,1 + 0.80 SSUR, T + 0.60 \times 0.35 SVUT + 0.60 SGT + 0.80 SPQ + SFw$ (groupes gr11, gr12, gr13* et gr14).

$Scaract,3 = SPP + SSUP + SDif + SPpt + SPT + SSW2,2 + 0.80 SSUR, T + 0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT + 0.80 SPQ$ (groupes gr16 et gr17).

$Scaract,4 = SPP + SSUP + SDif + SPpt + SPT + SSW2,2 + 0.80 SSUR, T + 0.60 \times 0.35 SVUT + 0.60 SGT + 0.80 SPQ$ (groupes gr16 et gr17).

$Scaract,5 = SPP + SSUP + SDif + SPpt + SPT + SLM71,1 + SLM71,2 + 0.80 SSUR, T + 0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT + 0.70 SPQ + SFw$ (groupes gr21, gr22, gr23* et gr24).

$Scaract,6 = SPP + SSUP + SDif + SPpt + SPT + SLM71,1 + SLM71,2 + 0.80 SSUR, T + 0.60 \times 0.35 SVUT + 0.60 SGT + 0.70 SPQ + SFw$ (groupes gr21, gr22, gr23* et gr24).

$Scaract,7 = SPP + SSUP + SDif + SPpt + SPT + SLM71,1 + SSW2,2 + 0.80 SSUR, T + 0.60 SVUT + 0.60 \times 0.75 SGT + 0.70 SPQ + SFw$ (groupes gr26 et gr27).

$Scaract,8 = SPP + SSUP + SDif + SPpt + SPT + SLM71,1 + SSW2,2 + 0.80 SSUR, T + 0.60 \times 0.35 SVUT + 0.60 SGT + 0.70 SPQ + SFw$ (groupes gr26 et gr27).

Action dominante : Température

$Scaract,9 = SPP + SSUP + SDif + SPpt + SPT + 0.80 SLM71,1 + 0.80 SSUR, T + SVUT + 0.75 SGT + 0.80 SPQ + SFw$ (groupes gr11, gr12, gr13* et gr14).

$Scaract,10 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + 0.80 SLM71,1 + 0.80 SSUR,T + 0.35 SVUT + SGT + 0.80 SPQ + SFw$ (groupes gr11, gr12, gr13* et gr14).

$Scaract,11 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + 0.80 SSW2,2 + 0.80 SSUR,T + SVUT + 0.75 SGT + 0.80 SPQ$ (groupes gr16 et gr17).

$Scaract,12 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + 0.80 SSW2,2 + 0.80 SSUR,T + 0.35 SVUT + SGT + 0.80 SPQ$ (groupes gr16 et gr17).

$Scaract,13 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + 0.80 (SLM71,1 + S LM71,2) + 0.80 SSUR,T + SVUT + 0.75 SGT + 0.70 SPQ + SFw$ (groupes gr21, gr22, gr23* et gr24).

$Scaract,14 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + 0.80 (SLM71,1 + S LM71,2) + 0.80 SSUR,T + 0.35 SVUT + SGT + 0.70 SPQ + SFw$ (groupes gr21, gr22, gr23 et gr24).

$Scaract,15 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + 0.80 (SLM71,1 + SSW2,2) + 0.80 SSUR,T + SVUT + 0.75 SGT + 0.70 SPQ$ (groupes gr26 et gr27).

$Scaract,16 = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + 0.80 (SLM71,1 + SSW2,2) + 0.80 SSUR,T + 0.35 SVUT + SGT + 0.70 SPQ$ (groupes gr26 et gr27).

Combinaison RPOA:

$Ssisx.RPOA = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + 0.30 SSisx + 0.30 SLM71 + 0.30 SPQ + SPS$
 $Ssisy.RPOA = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + 0.30 SSisy + 0.30 SLM71 + 0.30 SPQ + SPS$

$Ssisz.RPOA = SPP + SSUP + SDif + SPPt + SPT + 0.30 SSisz + 0.30 SLM71 + 0.30 SPQ + SPS$

Avec :

PP – Poids propre de la structure ;

SUP – Superstructures - poids des équipements et matériaux à appliquer sur le tablier (poids maximal où un poids minimum);

Dif – Retrait et fluage ;

LM71 – Actions dues au trafic ferroviaire (modèles LM71) ; ils ont été considérés les surcharges ferroviaires affectées du coefficient dynamique, l'accélération, le freinage, la force centrifuge et la force de lacet combinées selon le tableau 6.11 de la norme EN 1991-2

(voir le document « Critères complémentaires à la note A462-CCO-101-00-216-205-60012-C3 pour la conception d'un pont rail de type VIPP »);

LM71,1 – Voie 1 chargée et **LM71,2** – Voie 2 chargée ; **SW2** – Actions dues au trafic ferroviaire (modèles **SW2**) ; ils ont été considérés les surcharges ferroviaires affectées du coefficient dynamique, accélération, freinage, force centrifuge et force de lacet; **SW2,2** – Voie 2 chargée;

SURT – Surcharges sur les trottoirs;

VUT – Variation uniforme de température;

GT – Gradient thermique;

Dif – Retrait et fluage;

AccI - Actions d'accident – Situation I;

AccII - Actions d'accident – Situation II;

AccIII - Actions d'accident – Situation III;

Sisx - Action sismique – $\pm Ex \pm 0.30 Ey \pm 0.30 Ez$ (8 combinaisons) ;

Sisy - Action sismique – $\pm 0.30 Ey \pm Ey \pm 0.30 Ez$ (8 combinaisons) ;

Sisz - Action sismique – $\pm 0.30 Ey \pm 0.30 Ey \pm Ez$ (8 combinaisons) ;

PPt - Poids des terres ;

PT - Poussée des terres ;

PQ - Poussées des terres horizontales dues aux charges de trafic ;

PS - Poussées des terres horizontales du au séisme ;

Fw – Vent.

(*) - Il n'est pas nécessaire de combiner l'action du vent avec les groupes de charges gr13, gr23, gr16, gr17, gr26, gr27 et le modèle de charge SW2 conformément à la norme NF EN 1990/A1- article A2.2.4.