

**Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique**

**Université Saad Dahlab Blida**

**Faculté de Technologie**

**Département de Génie Civil**

## **MEMOIRE DE MASTER**

Spécialité : Géotechnique

**Thème :**

**Etude des fondations d'un pont viaduc de la 4<sup>ème</sup> rocade entre  
l'échangeur RN18 Khemis Miliana et l'échangeur Hanacha sur 34 Km  
(PK 2+892.00)**

**Soutenu par :**

**ALI MAHINE ISLAM**

**BENABDI NESRINE**

**Encadré par :**

**N.OUHDADOU**

Blida, Novembre 2021



## ملخص

يتمثل مشروعنا في دراسة أسس جسر بطول 140 مترًا يقطع واد ويشكل جزءًا من الطريق الدائري الرابع للجزائر بين خميس مليانة وحناشا : ن ق 2+892.

مع الأخذ بعين الاعتبار هندسة الهيكل وموقعه، قمنا بحساب الأحمال المنقولة إلى الدعامات، ثم تحققنا من ثبات الدعامتين اللتين تشكلان دعائم جسرنا.

تم توجيه دراسة وتصميم الأساسات باعتبار الحمل المنقولة إلى الدعامات وخصائص مقاومة التربة. في الخطوة الأولى، أظهرت حسابات قدرة التحمل أن الأساسات السطحية غير كافية. لهذا السبب، اخترنا الأساسات العميقة: الركائز التي يتيح تصميمها المقترح تلبية شروط السلامة المطلوبة.

**الكلمات المفتاحية:** دراسة جيوتقنية , تربة , جسر , أساسات

## Abstract

The object of our work consists in the study of the foundations of 140m long viaduct, crossing a wadi and forming part of the 4th ring road of Algiers (Pk 2+892) between Khemis Méliana and Hanacha.

Taking account of the structure geometry and its location in the relief of the site, we calculated the loads and surcharges transmitted to the supports, then we verified the stability of the two abutments which constitute the supports of our bridge.

The study and design of the foundations were guided simultaneously by the load transmitted to the supports and the resistance characteristics of the soil. In the first step, the calculations of the bearing capacity and the settlements showed that the superficial foundations are insufficient. For this reason, we opted for the choice of deep foundations: piles whose proposed design and developed calculations allow to satisfy the required safety conditions.

**Keywords:** geotechnical study, soil, viaduct, foundations

## **RESUME**

L'objet de notre travail consiste en l'étude des fondations d'un viaduc de 140m de longueur, traversant un oued et faisant partie de la 4<sup>ème</sup> rocade d'Alger (Pk 2+892) entre Khemis Méliana et Hanacha.

En tenant compte de la géométrie de l'ouvrage et de son implantation dans le relief du site, nous avons calculé les charges et les surcharges transmises aux appuis, puis nous avons vérifié la stabilité des deux culées qui constituent les appuis de notre pont.

L'étude et la conception des fondations ont été guidées simultanément par la charge transmise aux appuis et les caractéristiques de résistance du sol. Dans une première étape, les calculs de la capacité portante et des tassements ont montré que les fondations superficielles sont insuffisantes. Pour cette raison, nous avons opté pour le choix des fondations profondes : pieux dont la conception proposée et les calculs développés permettent de satisfaire les conditions de sécurité requises.

**Mots clés** : étude géotechnique, sol, viaduc, fondations

## **REMERCIEMENTS**

*Avant tout, Merci à dieu de nous avoir donné le courage et la patience d'aller jusqu'au bout et de terminer ce travail. Merci ALLAH de nous avoir guidé.*

*A notre promotrice madame N.Ouhdadou*

*Nous vous sommes extrêmement reconnaissant(e)s d'avoir accepté de diriger notre mémoire. Nous vous remercions pour votre enseignement, votre disponibilité et votre implication tout au long de la réalisation de ce mémoire. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de nos sentiments reconnaissants et de notre plus profonde gratitude.*

*Nous tenons à exprimer notre gratitude à la société ADA et l'ensemble de ses employés pour nous avoir proposé ce projet et nous avoir accueillie dans son hospitalité, et spécialement l'ingénieur Mr. Wald-amar pour sa disponibilité et ses conseils. et Madame Linda Amran pour son aide.*

*Nous remercions aussi aux membres de jury qui ont accepté de juger ce travail.*

*Nous remercions du fond du cœur, tous les enseignants au sein de notre département de génie civil qui ont contribué à notre formation. Et plus particulièrement Monsieur **Ali Bouafia** que dieu l'e guéri et lui donne la santé, Monsieur **Mouloud Abdessmad** et Monsieur **Zine El-Abidine Zitouni** que Dieu ait son âme et l'emmène au paradis.*

*Nous remercions nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.*

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

*Islam & Nesrine*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail à*

*À **ma mère** la courageuse et la plus forte qui m'a protégée de toutes ses forces et qui m'a aimée de tout son cœur, à ma Maman qui m'a tout donnée, je t'aimerais toujours. Merci pour toutes vos prières et tous vos messages de soutien.*

*À l'âme de **mon père** que Dieu ait son âme et l'emmène au paradis.*

*À mon frère **Ahmed** et sa femme **Radia** et sa petite princesse **Talia-Leen***

*À ma sœur **Sarah** et son mari **Amine***

*À ma chère cousine, ma confidente **Amira***

*À Toute ma famille paternelle et maternelle et surtout ma grand-mère **Mima** pour son amour et Douaa.*

*À mes chères amis(e) **Noor elhouda 1et 2, Esma, Hakima, Souhila, Marwa, Loubna, Rosa et Yacine** au nom de l'amitié qui nous réunit et au nom de nos souvenirs inoubliables, je te remercie de ne m'avoir jamais déçu. Aucun mot ne pourrait exprimer ma gratitude, mon amour et mon respect.*

*À la maman de mon binôme **Hamdouda** pour son soutien et encouragement*

*À la personne qui était toujours avec moi depuis qu'on a choisis d'être des ingénieurs en génie civil, mon confident, mon ami, mon binôme, **Islam** merci pour ta présence, pour ces moments passés, et pour ces années pleines d'aventure se fût un honneur de faire ce projet en ta compagnie.*

*A tous ceux que j'aime*

*Merci !*

***Nesrine Benabdi***

# ***Dédicaces***

*Je dédie ce travail :*

*À mes chers **parents** et **ma petite famille**, qui peuvent trouver ici le résultat de longues années de sacrifices.*

*Merci pour les valeurs nobles, les conseils précieux, l'éducation, le soutien permanent venu de vous, et votre assistance et présence dans ma vie.*

*Puisse dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit.*

*À mes amis **Yacine, Djalil, Abdou, Akram, Mohamed**, qui m'ont apporté leurs soutiens moral et intellectuel.*

*À Toute ma famille paternelle et maternelle.*

*À Ma plus chère amie avant d'être mon binôme « **Nesrine** », au nom de l'amitié qui nous réunit et au nom de nos souvenirs inoubliables, je te remercie pour ta compréhension et ta patience. Aucun mot ne pourrait exprimer ma gratitude, mon amour et mon respect*

***Ali-Mahine Islam***

# TABLE DES MATIERES

<b>RESUME</b>	<b>2</b>
<b>REMERCIEMENTS</b>	<b>3</b>
<b>LISTE DES SYMBOLES</b>	<b>9</b>
<b>LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX</b>	<b>11</b>
<b>INTRODUCTION GÉNÉRALE</b>	<b>13</b>
<b>CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE</b>	<b>11</b>
<b>1.1 Introduction</b>	<b>12</b>
<b>1.2 Généralités sur les ponts</b>	<b>12</b>
1.2.1 Définition d'un pont et ses composantes	12
1.2.1.1 Tablier	12
1.2.1.2 Appuis	13
1.2.1.3 Fondation	14
1.2.2 Classe du pont	14
1.2.3 Classification des ponts	15
1.2.3.1 Classification suivant le fonctionnement mécanique	15
1.2.3.2 Classification suivant la fonction	15
1.2.3.3 Classification suivant la voie considérée	15
1.2.3.4 Classification suivant la mobilité	16
1.2.4 Différents efforts agissants sur les ponts	16
1.2.4.1 Charges verticales	16
1.2.4.2 Surcharges routières	16
<b>1.3 Calcul de fondations</b>	<b>17</b>
1.3.1 Définition d'une fondation	17
1.3.2 Fondations superficielles	18
1.3.2.1 Modes de rupture du sol sous une fondation	19
1.3.2.2 Calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle	19
1.3.2.3 Calcul du tassement	22
1.3.3 Fondations profondes (Les pieux)	26
1.3.3.1 Classification des pieux	26
1.3.3.2 Calcul de la capacité portante d'un pieu	28
1.3.3.3 Comportement des groupes de pieux	32
1.3.3.4 Tassement	33
<b>CHAPITRE 2 : SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE</b>	<b>37</b>
<b>2.1 Introduction</b>	<b>38</b>
<b>2.2 Présentation du projet</b>	<b>38</b>
2.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage	38
2.2.2 Les données du projet	39
<b>2.3 Géologie du site</b>	<b>41</b>
<b>2.4 Sismicité</b>	<b>41</b>
<b>2.5 Programme de l'investigation géotechnique</b>	<b>43</b>

<b>2.6 Résultats de l'investigation</b>	<b>44</b>
2.6.1 Résultats des sondages carottés	44
2.6.2 Résultats des essais au Standard Pénétration Test	46
2.6.3 Essais Pressiométriques	48
<b>2.7 Essais de laboratoire</b>	<b>50</b>
2.7.1 Essais physiques	50
2.7.2 Essais mécaniques	54
2.7.2.1 Essai œdométrique	54
2.7.2.2 Essai triaxial	54
<b>2.8 Paramètres physiques et mécaniques du sol</b>	<b>54</b>
<b>2.9 Conclusion</b>	<b>56</b>
<b>CHAPITRE 3 : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES</b>	<b>57</b>
<b>3.1 Introduction</b>	<b>58</b>
<b>3.2 Evaluation des charges et surcharges</b>	<b>58</b>
3.2.1 Calcul des charges permanentes CP (éléments porteurs)	58
3.2.2 Calcul des charges permanentes complémentaires CCP	60
3.2.3 Calcul de surcharges routières	61
3.2.3.1 Système de charge A	62
3.2.3.2 Système de charge B	63
3.2.3.3 Charges militaires : Mc 120 (véhicule chenille)	69
3.2.3.4 Convoi exceptionnel type D240	70
3.2.3.5 Surcharge sur les trottoirs St	70
<b>3.3 Calcul de réactions</b>	<b>70</b>
3.3.1 Sous des charges constantes	70
3.3.1.1 Calcul des réactions d'appuis sous la charge permanente G	71
3.3.1.2 Calcul des réactions d'appuis sous la charge A(l)	71
3.3.1.3 Calcul des réactions d'appuis sous surcharge des trottoirs	72
3.3.2 Sous des charges mobiles	73
3.3.2.1 Calcul des réactions d'appuis sous la surcharge BC	74
3.3.2.2 Calcul des réactions d'appuis sous la charge Bt	75
3.3.2.3 Calcul des réactions d'appuis sous la charge militaire $M_{C120}$	77
3.3.2.3 Calcul des réactions d'appuis sous la charge D240	78
<b>3.4 Les combinaisons de charges</b>	<b>79</b>
<b>3.5 Conclusion</b>	<b>80</b>
<b>CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS</b>	<b>81</b>
<b>4.1 Introduction</b>	<b>82</b>
<b>4.2 Etude de la pile</b>	<b>82</b>
4.2.1 Dimensions de la pile	82
4.2.2 Evaluation des efforts sollicitant la pile	83
4.2.2.1 Forces verticales	83
4.2.2.2 Forces horizontales	85
4.2.2.3 Evaluation des efforts et moments agissant sur la semelle	86
<b>4.3 Etude de la culée</b>	<b>87</b>

4.3.1 Dimensions de la culée	88
4.3.2 Evaluation des efforts sollicitant la culée	90
4.3.2.1 Calcul des sollicitations permanentes sur la culée	90
4.3.2.2 Déterminations des paramètres Kad et $\theta$ considérés dans le cas d'un séisme	91
4.3.2.3 Calcul de la poussée des terres	93
4.3.2.4 Calcul de la poussée des surcharges de remblai	95
4.3.3. Evaluation des moments stabilisants et renversants sur la culée	97
4.3.3.1 Valeurs des moments stabilisants et renversants dues aux charges permanentes	98
4.3.3.2. Valeurs des moments renversants dues aux poussées des terres	99
4.3.3.3 Valeurs des moments renversant dûes aux surcharges de remblais	100
4.3.4 Vérification de la stabilité	100
4.3.4.1 Vérification de la stabilité au renversement	100
4.3.4.2 Vérification de la stabilité au glissement	101
<b>4.4 Conclusion</b>	<b>102</b>
<b>CHAPITRE 5 : ETUDE DES FONDATIONS</b>	<b>103</b>
<b>5.1 Intoduction</b>	<b>104</b>
<b>5.2 Etude de fondation de la pile</b>	<b>104</b>
5.2.1Vérification des fondations superficielles	104
5.2.1.1 Détermination de la capacité portante du sol à partir des essais de laboratoire	104
5.2.1.2 Calcul de la contrainte admissible du sol	106
5.2.1.3 Calcul de la capacité portante du sol à partir des essais pressiométriques	107
5.2.1.4 Estimation des tassements par la mméthode pressiométrique	109
5.2.2 Dimensionnement et vérification des fondations profondes	113
5.2.2.1 Calcul de la capacité portante des fondations profondes (essai pressiométrique)	113
5.2.2.2 Détermination du nombre de pieux	116
5.2.2.3 Disposition des pieux	117
5.2.2.4 Comportement des groupes de pieux	117
5.2.2.5 Calcul du tassement des pieux	118
<b>5.3 Etude de la culée</b>	<b>121</b>
5.3.1 Vérification des fondations superficielles	121
5.3.1.1 Détermination de la capacité portante du sol à partir des essais de laboratoire	121
5.3.1.2 Calcul de la contrainte admissible du sol	122
5.3.1.3 Calcul de la capacité portante du sol à partir des essais pressiométriques	123
5.3.1.4 Estimation des tassements par la méthode pressiométrique	125
5.3.2 Dimensionnement et vérification des fondations profondes	126
5.3.2.1 Calcul de la capacité portante des fondations profondes (essai pressiométrique)	126
5.3.2.2 Determination du nombre de pieux	129
5.3.2.3 Disposition des pieux	130
5.3.2.4 Comportement des groupes de pieux	130
5.3.2.5 Calcul du tassement des pieux	131
<b>5.4 Conclusion</b>	<b>132</b>
<b>CONCLUSIONS</b>	<b>133</b>
<b>ANNEXES</b>	<b>135</b>
<b>RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIES</b>	<b>172</b>

## LISTE DES SYMBOLES

$\gamma_h$  : Poids Volumique humide

$\gamma_d$  : Poids volumique sec

$\varphi$  : L'angle de frottement

C : Cohésion

n : nombre d'essieux

$\delta$  : coefficient de majoration dynamique

$W_L$  : limite de liquidité

$W_P$  : limite de plasticité

$P_1^*$  : Pression limite du sol

$P_{1e}^*$  : Pression limite nette équivalente

$E_p$  : Module pressiométrique

$q_t$  : Capacité portante

$L_c$  : Largeur chargeable

$L_v$  : Largeur d'une voie

N : Nombre de voies

L : La longueur de l'élément exprimée en mètre

G : Charge permanente

$S_t$  : La charge des trottoirs

$R_C$  : Réaction de la culée

$R_P$  : Réaction de la pile

$P_i$  : Charge concentrée

$Y_i$  : Distance par rapport à la charge appliquée

Q : Charge uniformément répartie

S : Surface du trapèze

$P_r$  : Poids du remblai

$\gamma_r$  : Poids volumique du remblai

$F_{cen}$  : Force centrifuge

W : La charge due au vent

$\beta$  : Angle de talus avec l'horizontal

$\delta$  : Angle de frottement remblai culée

$\theta$  : Angle avec la direction du séisme

$k_{ad}$  : Coefficient de poussé des terres.

$F_t$  : Désigne la poussée des terres des différentes conditions sismiques et normales.

$M_r$  : Moment renversant

$M_s$  : Moment stabilisant

$P_0$  : Pression limite naturelle

$K_0$  : Coefficient de pression des terres-ouvrages

$\alpha$  : Coefficient rhéologique du sol

$K_p$  : Facteur de portance

$P$  : Périmètre du pieu

$D$  : Encasrement

$Q_p$  : Charge limite de pointe

$Q_s$  : Charge limite de frottement latéral

$q_{amd}$  : Contraintes admissible

$q_s$  : Frottement latéral unitaire limite

$Q_j$  : La charge axiale sur le pieu

$C_e$  : Coefficient d'efficacité

$Q_{max}$  : Charge maximale en compression admise pour le pieu isolé

ELU : Etat s limites ultimes

ELS : Etats limites de services

## LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

<i>Figure 1.1: Schéma d'un pont [1]</i> .....	12
<i>Figure 1.2: Tablier sur appuis [3]</i> .....	13
<i>Figure 1.3: Pile en colonne et pile en voile [3]</i> .....	14
<i>Figure 1.4: Coupe verticale d'une semelle superficielle [9]</i> .....	18
<i>Figure 1.5: Modes de rupture du sol sous une fondation superficielle [10]</i> .....	19
<i>Figure 1.6: Calcul de tassement en tranche [12]</i> .....	25
<i>Figure 2.1: Localisation du viaduc</i> .....	38
<i>Figure 2.2: Profil en long du pont</i> .....	40
<i>Figure 2.3: Coupe transversale du pont</i> .....	40
<i>Figure 2.4: Carte de zonage sismique du territoire national.[13]</i> .....	42
<i>Figure 2.5: Plan d'implantation des essais in situ</i> .....	44
<i>Figure 2.6: Variation de la Valeur SPT N60 en Profondeur</i> .....	48
<i>Figure 3.1: Dimensions de la section médiane</i> .....	59
<i>Figure 3.2: Coupe transversale</i> .....	61
<i>Figure 3.3: Les dimensions du système Bc[6]</i> .....	64
<i>Figure 3.4 : Système de chargement Bt [6]</i> .....	65
<i>Figure 3.5: Système de chargement Br[6]</i> .....	66
<i>Figure 3.6: Les dimensions du système MC120[6]</i> .....	69
<i>Figure 3.7: Répartition de la charge exceptionnelle type D 240 [6]</i> .....	70
<i>Figure 3.8: La travée sous la charge A(l)</i> .....	71
<i>Figure 3.9: Les deux travées sous la charge A(l)</i> .....	72
<i>Figure 3.10: Schéma statique de la poutre sous la charge des 2 trottoirs</i> .....	72
<i>Figure 3.11: Les deux travées sous la charge St</i> .....	72
<i>Figure 3.12: Schéma explicatif de la méthode des lignes d'influence</i> .....	73
<i>Figure 3.13: La travée sous la surcharge BC</i> .....	74
<i>Figure 3.14: Les deux travées sous la surcharge BC</i> .....	75
<i>Figure 3.15: La travée sous la surcharge Bt</i> .....	75
<i>Figure 3.16: Les deux travées sous la surcharge Bt</i> .....	76
<i>Figure 3.17: La travée sous la surcharge Mc120</i> .....	77
<i>Figure 3.18: Deux travées sous la surcharge Mc120</i> .....	77
<i>Figure 3.19: La travée sous la surcharge MD240</i> .....	78
<i>Figure 3.20: Les deux travées sous la surcharge MD240</i> .....	78
<i>Figure 4.1: Coupe transversale du chevêtre</i> .....	83
<i>Figure 4.2: Dimensions du voile</i> .....	84
<i>Figure 4.3: Différentes composantes d'une culée</i> .....	87
<i>Figure 4.4: Dimensions du mur en retour</i> .....	88
<i>Figure 4.5: Dimensions de la dalle de transition</i> .....	89
<i>Figure 4.6: Dimensions du corbeau</i> .....	89
<i>Figure 4.7: Poussé des terres sur (le mur frontal + mure garde grève et la semelle)</i> .....	94
<i>Figure 4.8: Poussé des terres due aux surcharges de remblais</i> .....	96
<i>Figure 4.9: Moments stabilisant et moments renversant</i> .....	97
<i>Figure 5.1: Caractéristiques des différentes couches de sol (pile)</i> .....	105
<i>Figure 5.2: Découpage du sol d'assise en tranches ' tassements par la méthode pressiométrique'</i> .....	111
<i>Figure 5.3: Disposition des pieux sous la pile</i> .....	117
<i>Figure 5.4 : Caractéristiques des différentes couches de sol (culée)</i> .....	121
<i>Figure 5.5 : Disposition des pieux sous la culée</i> .....	130

Tableau 1.1: Valeur du coefficient $\alpha$ selon Ménard [12] .....	25
Tableau 1.2: Valeurs des coefficients de forme [12].....	26
Tableau 1.3 : Valeurs du coefficient de portance $k_p$ [12] .....	30
Tableau 1.4: Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire $q_s$ [12].....	31
Tableau 1.5: valeurs de $R_S$ pour les pieux travaillant en pointe sur un substratum[12].....	35
Tableau 1.6: valeurs de $R_S$ pour les pieux travaillant en pointe sur un substratum (Suite) [12] ....	36
Tableau 2.1 : Coefficient d'accélération [13].....	43
Tableau 2.2 : Forages d'exploration.....	44
Tableau 2.3: Résultats des essais SPT S-402 .....	46
Tableau 2.4: Résultats des essais SPT BH-22.....	47
Tableau 2.5: Résultats des essais SPT BH-24.....	47
Tableau 2.6: Résultats de l'essai ppressiométrique BH-22.....	49
Tableau 2.7: Résultats de l'essai ppressiométrique BH-22A.....	49
Tableau 2.8: Résultats de l'essai ppressiométrique BH-23.....	50
Tableau 2.9: Teneur en eau, le poids volumique humide et sec, et le degré de saturation .....	51
Tableau 2.10: Résultats des essais granulométriques .....	51
Tableau 2.11: Résultats des limites d'Atterberg.....	53
Tableau 2.12: Résultats de l'essai œdométrique .....	54
Tableau 2.13: Résultats de l'essai triaxial UU.....	54
Tableau 3.1: Caractéristiques géométriques de la poutre.....	59
Tableau 3.2: Classe des ponts.....	62
Tableau 3.3: Coefficients de dégressivité transversale des charges $a_1$ [6].....	62
Tableau 3.4: Valeurs de la charge $A(l)$ .....	63
Tableau 3.5: Coefficient $bc$ [6].....	64
Tableau 3.6 : Valeurs de $B_c$ .....	64
Tableau 3.7: coefficients $b_t$ selon la classe du pont .....	65
Tableau 3.8: Valeurs de $B_t$ .....	65
Tableau 3.9: Valeurs de coefficient de majoration dynamique $\delta$ .....	66
Tableau 3.10: Charge ( $bc$ ) par voie .....	67
Tableau 3.11: Charge ( $b_t$ ) par essieu.....	67
Tableau 3.12: Valeurs de l'effort de freinage du système de chargement $A(l)$ .....	68
Tableau 3.13: Force centrifuge.....	68
Tableau 3.14: Valeurs des réactions maximales sollicitant la pile et la culée.....	79
Tableau 3.15: Combinaison des charges .....	79
Tableau 3.16: Combinaisons maximales des réactions sous la culée et sous la pile .....	80
Tableau 3.17: Les valeurs des réactions d'appuis max sous la pile et la culée.....	80
Tableau 4.1: La composante horizontale du séisme et moment à la base de la pile .....	86
Tableau 4.2: La composante horizontale du séisme et moment à la base de la pile.....	86
Tableau 4.3: Efforts et moments agissant sur la pile.....	87
Tableau 4.4: Valeurs de paramètres $K_{ad}$ et $\theta$ .....	93
Tableau 4.5: Efforts de poussée des terres pour différentes conditions (normale et sismique). ....	94
Tableau 4.6: Valeurs de $K_{aq}$ .....	96
Tableau 4.7 : Valeurs des poussées dues aux surcharges de remblai .....	96
Tableau 4.8: Valeurs des sollicitations dues aux charges permanentes.....	98
Tableau 4.9: Valeurs des sollicitations dues aux charges permanentes (suite).....	99
Tableau 4.10: Valeurs des sollicitations dues aux poussées des terres .....	99
Tableau 4.11: Valeurs des sollicitations dues aux surcharges de remblais.....	100
Tableau 4.12: Résultats des sollicitations sur la culée.....	100
Tableau 5.1: Résultats à partir de l'essai pressiométrique du sondage BH-23.....	108
Tableau 5.2: Valeurs du coefficient $\alpha$ selon Ménard.....	111
Tableau 5.3: Valeurs du coefficient de forme $\lambda_c$ et $\lambda_d$ .....	112
Tableau 5.4 : Valeurs de $Q_d$ en cas de chargement vertical .....	116
Tableau 5.5: Valeurs du module pressiométrique utilisées pour le calcul du tassement BH23 .....	119
Tableau 5.6 : résultats, à partir de l'essai pressiométrique du sondage BH-22.....	123
Tableau 5.7 : valeurs de $P_{le}^*$ .....	127
Tableau 5.8 : valeur de $Q_d$ en cas de chargement vertical .....	129
Tableau 5.9 : Valeurs du module pressiométrique utilisées pour le calcul du tassement BH22 .....	131

# **INTRODUCTION GÉNÉRALE**

Le développement des infrastructures de base d'un pays représente un indicateur de son évolution. Dans ce cadre, les infrastructures de transport occupent une place primordiale en tant que moyen de communication efficace pour le déplacement des usagers et des biens. L'Algérienne des Autoroutes (ADA), maître d'ouvrage délégué du Ministère des travaux publics, s'occupe de la réalisation d'un riche programme de développement du réseau autoroutier national. Dans la région du centre du pays, le projet de la quatrième rocade d'Alger, en tant que ceinture de contournement de la capitale, prévoit la réalisation de plusieurs ouvrages d'art importants pour le franchissement des reliefs et contraintes topographiques rencontrés. Le cas de notre projet de fin d'étude traite un des ouvrages de cette rocade autoroutière.

Dans un projet d'ouvrage d'art, l'étude des fondations représente une étape cruciale qui fait appel à une variété de connaissances, de compétences et d'expériences. Ce type d'étude impose la considération de la charge de l'ouvrage d'une part, et les conditions et caractéristiques du sous-sol appelé à supporter cette charge. La reconnaissance du sol constitue une phase clé de cette étude et permet de fournir les caractéristiques géotechniques de chaque formation identifiée. L'objectif étant l'élaboration du modèle lithologique du sous-sol du site. Par la suite, la démarche d'étude impose le calcul de la portance du sol et sa comparaison avec la charge à supporter : En fonction des résultats obtenus, plusieurs options seront analysées en commençant par les fondations superficielles jusqu'aux fondations profondes.

Dans le cadre de l'étude de notre mémoire de Master 2 en géotechnique, nous nous sommes engagé dans l'étude des fondations de l'ouvrage d'art de la 4<sup>ème</sup> rocade d'Alger situé au Pk 2+892 entre l'échangeur RN18 Khemis Miliana et l'échangeur Hanacha. C'est un ouvrage important de 140 m de longueur, avec un profil autoroutier de 2X3 voies et franchissant un oued.

Pour notre étude, nous avons structuré notre travail en plusieurs volets présentés dans les cinq chapitres de ce mémoire :

- Le premier chapitre est consacré à la recherche bibliographique sur les généralités des ouvrages d'art, les différents types de fondations et la variété de méthodes de calcul.
- Le deuxième chapitre est dédié à la présentation du projet et la synthèse de la reconnaissance géotechnique.
- Le troisième chapitre propose de détailler le calcul des charges et surcharges transmises aux appuis, et qui seront considérées dans la conception des fondations.
- Le quatrième chapitre traite l'étude des appuis, à savoir la culée et la pile.

- Le cinquième chapitre, représente le noyau de notre travail et propose de développer la conception et le calcul des fondations de cet ouvrage (culée et piles). Ce chapitre détaille les étapes des calculs et les vérifications effectuées pour la définition finale des fondations de notre ouvrage.

A la fin, une conclusion générale est insérée permettant de dresser une synthèse finale de la consistance du travail fait et de l'essentiel des résultats obtenus.

# **CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

### 1.1 Introduction

Dans la pratique courante de son métier, le recours au franchissement des reliefs difficiles et des oueds impose le choix des viaducs ou ouvrages d'art. Dans la théorie, ces ouvrages différents de par leur taille, leur catégorie, leur structure, leur matériau ainsi que le procédé de leur exécution sur terrain.

En relation à notre projet qui concerne l'étude des fondations d'un viaduc, le présent chapitre propose de traiter le volet théorique lié à ce sujet qui représente la synthèse de notre recherche bibliographique. Il nous permettra, dans un premier temps, de passer en revue les généralités sur les ouvrages d'art, leur composition et typologie. Pour se concentrer par la suite sur les méthodes de calcul utilisées dans l'étude de leurs fondations.

### 1.2 Généralités sur les ponts

#### 1.2.1 Définition d'un pont et ses composantes

D'une façon générale, un pont est une construction qui permet de franchir un obstacle. Cet obstacle peut être naturel (cours d'eau, vallée, etc..) ou artificiel (routes, chemins de fer, etc....). Selon le cas on distingue : pont-route, pont-rail et pont-canal.

Un pont se compose de trois parties principales qui sont le tablier, les appuis et les fondations. Il se caractérise par une travée, une portée et un élanement.

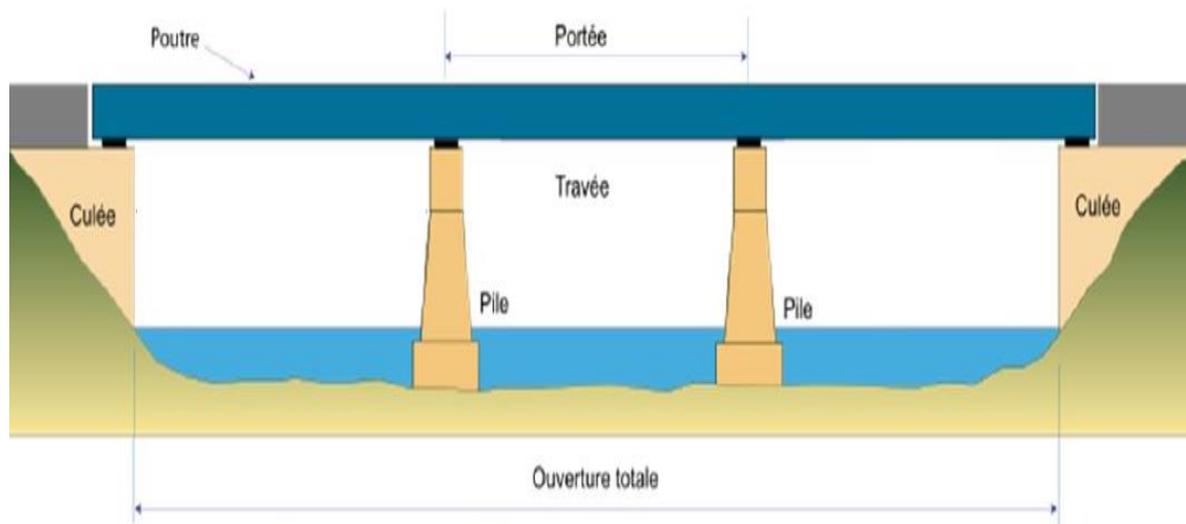


Figure 1.1: Schéma d'un pont [1]

##### 1.2.1.1 Tablier

Le tablier est la structure sur laquelle se fait le déplacement à niveau pour être admissible par des piétons, des animaux ou des véhicules (automobiles, trains, avions, etc.) entre deux extrémités ; il comprend les éléments porteurs dans le cas des ponts à poutre ou est supportée par eux dans le cas des ponts en arc ou des ponts à câbles.

La couverture ou platelage est la partie supérieure du tablier destinée à supporter les efforts dûs à la circulation (dalle en béton, dalle orthotrope etc.). Il existe plusieurs types de tabliers : les tabliers en dalles, à poutres, en caisson, métalliques ou mixtes.

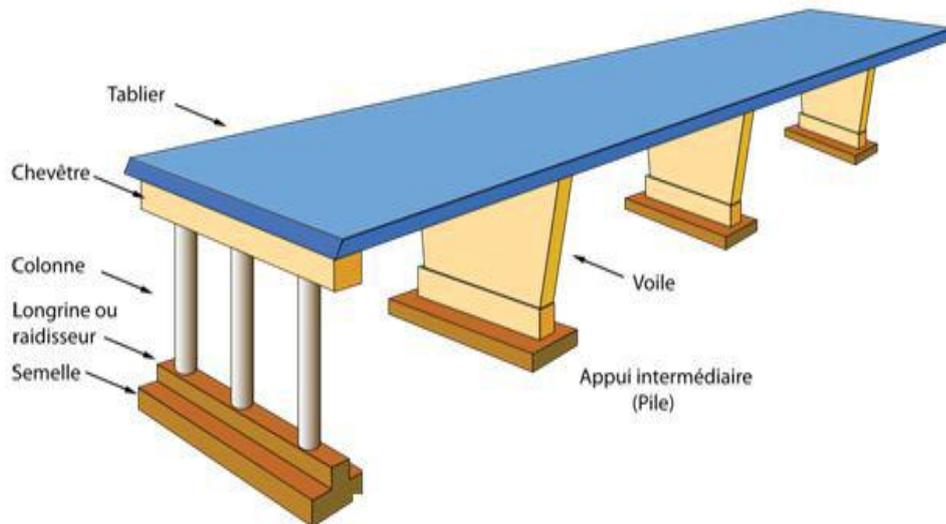


Figure 1.2: Tablier sur appuis [3]

### 1.2.1.2 Appuis

Il existe deux types d'appuis : les appuis d'extrémités (appuis de rive), appelés culées et des appuis intermédiaires (piles constituées de colonnes ou piles constituées de voiles), appelés piles.

#### A- La culée

La culée est un élément fondamental de la structure de l'ouvrage, le rôle d'une culée est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant ; elle assure donc à la fois les fonctions d'appui de tablier et de mur de soutènement [2].

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier,
- Les contraintes naturelles du site,
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

La culée a deux fonctions ; une fonction mécanique et une fonction technique.

- ✓ La fonction mécanique se caractérise par :
  - Une bonne transmission des efforts au sol de fondation,
  - La limitation des déplacements horizontaux en tête et aussi la limitation (tassements).
- ✓ La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :
  - L'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.

- L'on peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque des conduites ou des canalisations passent à l'intérieur du tablier.

### B- La pile

La pile d'un pont est un appui intermédiaire supportant le tablier de l'ouvrage. Il s'agit d'un appui massif et permanent, il transmet les efforts dus au tablier au sol de fondation. La pile joue un rôle important dans le fonctionnement du tablier à savoir si ce dernier est simplement appuyé, partiellement ou totalement encastré.

On peut classer les ponts en deux familles :

- Les piles constituées des éléments larges (voiles),
- Les piles constituées des éléments minces (poteaux ou colonnes).

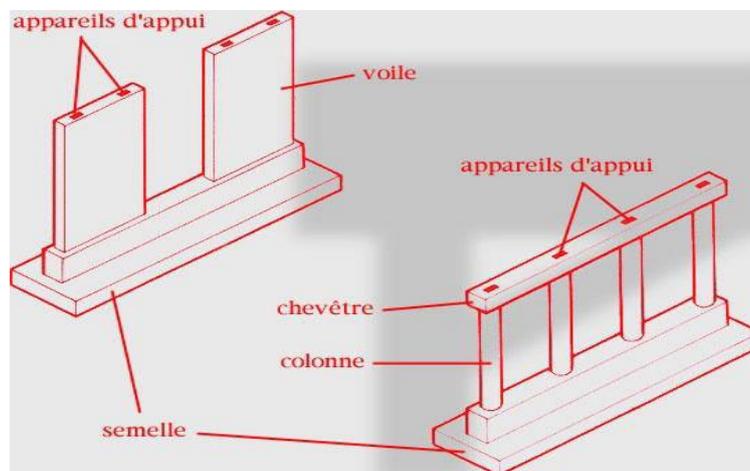


Figure 1.3: Pile en colonne et pile en voile [3]

#### 1.2.1.3 Fondation

On appelle fondation la base des ouvrages qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise et dont la fonction est de transmettre à ce dernier le poids de l'ouvrage. Il existe trois types de fondations :

- Fondations superficielles,
- Fondations semi profondes,
- Fondations profondes ou fondations sur pieux.

#### 1.2.2 Classe du pont

Le fascicule 62 titre II range les ponts routes en trois classes en fonction de la largeur roulable et de la destination [4] :

- Ponts de 1<sup>ère</sup> classe : tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7m.

- Ponts de 2<sup>ème</sup> classe : tous les ponts supportant des chaussées à deux voies de largeur roulable comprise entre 5.5m et 7m.
- Ponts de 3<sup>ème</sup> classe : tous les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5.5m.

### 1.2.3 Classification des ponts

Les ponts sont classés suivant plusieurs critères à savoir [5] :

#### 1.2.3.1 Classification suivant le fonctionnement mécanique

Selon cette classification, on distingue les caractéristiques suivantes:

- **Les ponts poutres** : On trouve dans cette catégorie les ponts à poutres sous chaussée, les ponts à poutres latérales, les ponts dalle, les ponts en caisson ...etc.
- **Les ponts en arc** : se sont tous les ponts dont les réactions d'appui comportent une composante horizontale. On classe dans cette catégorie les ponts en arc, les ponts à béquilles obliques ou droites, les portiques ouverts et les cadres fermés.
- **Les ponts à câbles** : se sont tous les ponts portés par des câbles. Dans cette catégorie, figurent les ponts à haubans et les ponts suspendus.

#### 1.2.3.2 Classification suivant la fonction

Suivant ce critère, on distingue les classes de ponts suivants:

- **Les ponts routes** : Ce sont les ponts qui portent une route lui permettant ainsi de franchir un obstacle.
- **Les ponts rails** : Ce sont les ponts qui portent un chemin de fer qui lui permet de franchir un obstacle.
- **Les ponts rails/ routes** : Ce sont les ponts qui portent une route et un chemin de fer à la fois.
- **Les passerelles** : Ce sont des ouvrages réservés uniquement à la circulation des piétons.
- **Les ouvrages hydrauliques** : Ce sont les ouvrages destinés à faire passer un cours d'eau.

#### 1.2.3.3 Classification suivant la voie considérée

Lorsque qu'un pont porte une voie de circulation et en franchit une autre, elle peut être nommée suivant que l'on considère l'une des deux voies. Le pont peut être appelé:

- Passage supérieur si c'est la voie franchie qui est considérée.
- Passage inférieur si c'est la voie portée qui est considérée.

### 1.2.3.4 Classification suivant la mobilité

Suivant ce critère, les ponts sont classés en 3 catégories:

- Les ponts fixes.
- Les ponts levants : Ce sont les ponts dont l'axe de rotation est horizontal.
- Les ponts tournants : Ce sont les ponts dont l'axe de rotation est vertical.

Cette énumération de critère que nous venons de faire n'est pas exhaustive. On trouve ainsi d'autres critères tels que le mode d'exécution, la forme du tablier, etc.

### 1.2.4 Différents efforts agissants sur les ponts

D'après le fascicule 61 titre II l'ouvrage doit résister aux efforts qui lui sont appliqués [6] :

#### 1.2.4.1 Charges verticales

- La charge permanente : poids propre de la structure,
- La charge complémentaire permanente : comprend le revêtement, les trottoirs et les corniches.

#### 1.2.4.2 Surcharges routières

Deux systèmes de charges civiles A et B peuvent être disposés sur les chaussées des ponts. Ces systèmes sont indépendants. Les deux systèmes A et B sont à envisager successivement pour toutes les justifications des éléments du tablier et du pont.

En outre, les itinéraires faisant l'objet d'un classement doivent permettre la circulation de matériels militaires lourds M ou de convois exceptionnels D.

- Système de charge routière type **A (I)**

Le système **A** se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur  $L$  chargée du tablier en (m).

- Système de charge routière type **B** comprend trois sous-systèmes :

- ✓ Le sous-système **B<sub>c</sub>** : se compose de camions types (30 t) ;
- ✓ Le sous-système **B<sub>t</sub>** : se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » ;
- ✓ Le sous-système **B<sub>r</sub>** : se compose d'une roue isolée (10 t).

Les deux premiers systèmes **B<sub>c</sub>** et **B<sub>t</sub>** s'appliquent à tous les ponts quel que soit leur classe ; le système **B<sub>r</sub>** ne s'applique qu'aux ponts de 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> classe.

- Système de charge militaire **Mc120**

Ce véhicule dont la masse totale est de 110 tonnes est composé de deux (2) chenilles de 6.10 m de longueur et de 1.00 m de largeur avec un entraxe de 3.30 m.

- Convoi exceptionnel **D240**

Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total.

### 1.3 Calcul de fondations

#### 1.3.1 Définition d'une fondation

Une fondation est un élément intermédiaire entre la structure et le sol, assurant une fonction importante : la transmission des charges de la structure au sol. Il est nécessaire que le sol supporte la charge transmise (condition de la capacité portante du sol ) et qu'en plus la structure manifeste des déplacements qui ne perturbent pas son fonctionnement normal (condition de service de la structure) [7].

La conception d'une fondation consiste à choisir le type de fondations vérifiant ces deux conditions tout en respectant les impératifs suivants :

- le moins coûteux à réaliser ;
- le plus simple à réaliser ;
- le plus rapide à réaliser ;
- le plus durable.

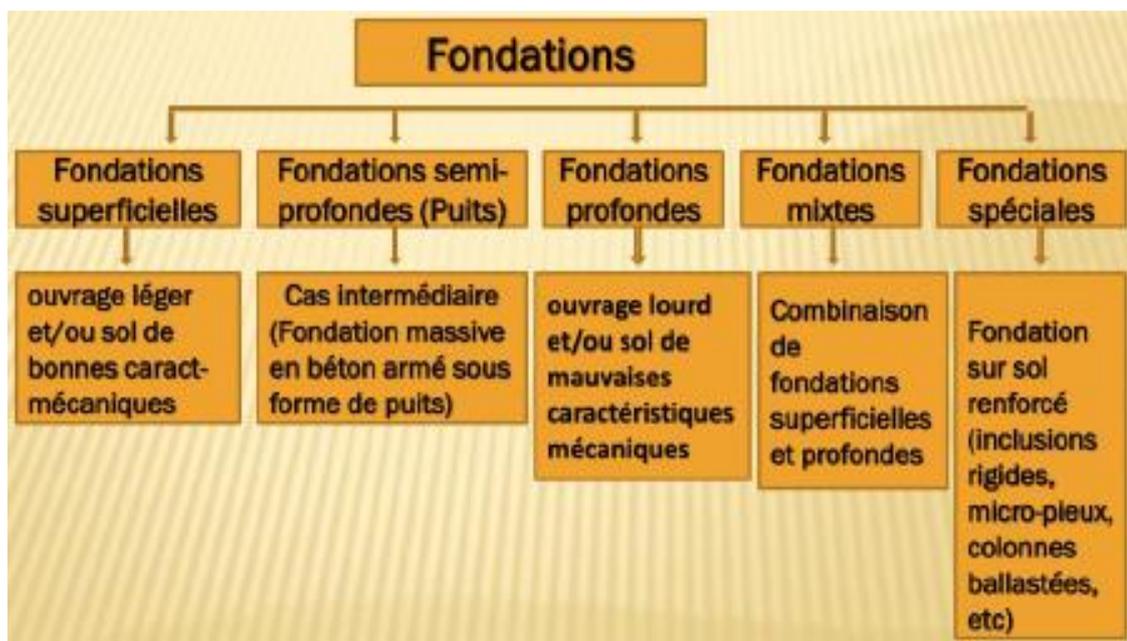


Figure 1.4 : Diagramme de classification des fondations courantes en génie civil [7]

Généralement vis-à-vis les ponts on peut citer trois grands types de fondations, fondations superficielles, fondations semi- profondes et profondes.

### 1.3.2 Fondations superficielles

On appelle « fondations superficielles » ; toutes les fondations dont l'encastrement  $D$  dans le sol de fondation n'excède pas quatre ou cinq fois la largeur  $B$ . Pour un ouvrage, on pourra opter pour des fondations superficielles si les sols sont assez homogènes et comportent des couches porteuses assez proches de la surface ; autrement, le choix se portera sur les fondations semi profondes ou profondes [8].

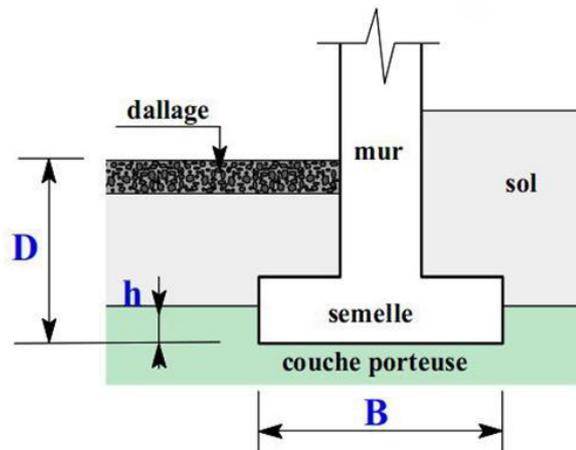


Figure 1.4: Coupe verticale d'une semelle superficielle [9]

Une fondation superficielle est définie par les caractéristiques géométriques suivantes :

$L$  représenté la longueur de la semelle

$B$  représente sa largeur.

- Semelle circulaire :  $B = 2 R$
- Semelle carrée :  $B = L$
- Semelle rectangulaire :  $B < L < 5 B$
- Semelle continue ou filante :  $L > 5 B$

$D$  : hauteur d'encastrement de la semelle.

Si un dallage ou une chaussée surmonte la fondation ceux-ci sont pris en considération dans la hauteur d'encastrement.

$H$  : ancrage de la semelle. Il correspond à la hauteur de pénétration de la semelle dans la couche porteuse.

### 1.3.2.1 Modes de rupture du sol sous une fondation

Des études sur modèles réduits ont permis de définir trois zones de sol dans lesquelles le comportement est différent en phase de rupture [10], figure 1.5.

- Zone I : située directement sous la semelle, cette zone, formée d'un coin délimité par les points A, B, et C est fortement comprimée et se déplace avec la semelle ;
- Zone II : Le sol est refoulé vers la surface ; les déplacements et cisaillements sont très importants. Il s'y produit une rupture généralisée.
- Zone III : Le sol est peu ou pas perturbé par la rupture.

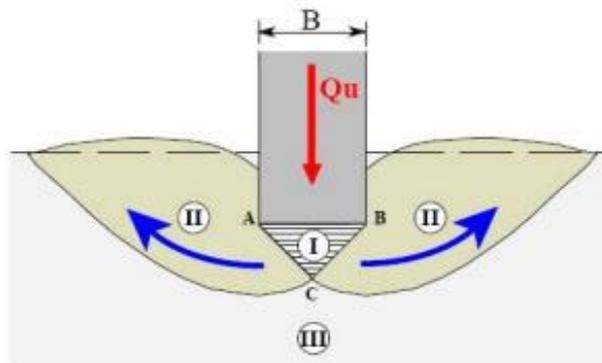


Figure 1.5: Modes de rupture du sol sous une fondation superficielle [10]

### 1.3.2.2 Calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle

Les méthodes de calculs de la capacité portante de fondations superficielles peuvent être classées du point de vue paramètres de calcul requis en deux grandes catégories :

- La première méthode à partir des essais de laboratoire appelée aussi méthode ( $C$  et  $\varphi$ ) considère le sol comme un matériau rigide plastique obéissant souvent au critère de Mohr-coulomb. Les paramètres géotechniques requis pour le calcul sont la cohésion  $C$  et l'angle de frottement interne  $\varphi$  et le poids volumique  $\gamma$ .
- La deuxième méthode d'origine semi empirique ou empirique est basée sur les essais in-situ. Les formules de la capacité portante sont en général issues des observations du comportement expérimental des fondations en corrélation avec les paramètres mesurés des essais in-situ [7].

#### A- Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de  $C$  et  $\varphi$  est probablement le problème le plus connu de la mécanique des sols contemporaine et tous les manuels du domaine y font largement référence. Pour la définition des paramètres de résistance au

cisaillement  $C$  et  $\varphi$ , à court terme (en contraintes totales) et à long terme (en contraintes effectives), ainsi que pour les méthodes de détermination de ces paramètres en laboratoire.

L'expression de la capacité portante ultime  $q_l$  :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma S_\gamma + C N_c S_c + N_q D \gamma_{21} S_q \quad (1.1)$$

Avec :

$q_l$  : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface).

$\Gamma_1$  : poids volumique du sol sous la base de la fondation.

$Q$  : surcharge verticale appliquée en surface.

$\Gamma_2$  : poids volumique du remblai

$B$  : largeur de la semelle.

$N_\gamma$ ,  $N_c$ ,  $N_q$  : facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne du sol sous la base de la fondation.

$C$  : cohésion du sol sous la base de la fondation.

$S_\gamma$ ,  $S_q$ ,  $S_c$  : sont les coefficients de forme de la fondation.

$D$  : profondeur de la base de fondation par rapport au terrain naturel.

Pour limiter les tassements à des valeurs admissibles, il convient d'introduire dans les formules de  $q_l$  un coefficient de sécurité noté  $F$  et de tenir compte de l'accroissement réel de la charge appliquée au massif dans le plan de fondation.

D'après le Fascicule N°62 – Titre V,  $F = 2$  à l'ELU et  $F = 3$  à l'ELS

On définit une contrainte admissible  $q_{adm}$  qui sera comparée à la contrainte appliquée  $q$ , résultant de la descente de charge.

$$Q_{adm} = 1/F(q_u - q_0) + q_0 \quad (1.2)$$

$$q_0 = \sum \gamma_i \times h_i.$$

$Q_{adm}$  : la contrainte admissible.

$Q_u$  : la contrainte ultime de rupture du sol.

$Q_0$  : contrainte verticale au niveau de la base de la fondation

### **B- Calcul de la capacité portante à partir des essais in-situ**

Les méthodes de calcul pressiométrique et pénétrométrique qui suivent sont celles incluses dans le fascicule 62, titre V, du CCTG (1993) : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Elles sont issues des résultats de nombreux essais de chargement réalisés par les laboratoires des ponts et chaussées, ainsi que de l'exploitation de données expérimentales trouvées dans la littérature internationale.

#### ➤ **Méthode pressiométrique**

Une certaine analogie est à constater entre l'expansion d'une sonde pressiométrique transmettant un champ de contraintes cylindrique aux parois du forage et le comportement d'une semelle continue dans un sol homogène.

On s'attend a priori à une proportionnalité entre la pression vertical limite  $q_1$  et la pression pressiométrique limite  $P_1$ .

La méthode exposée ci-dessous est d'origine semi empirique, formulée dès 1955 par Louis Ménard, inventeur de l'essai pressiométrique, suite à des essais de chargement des fondations en vraie grandeur, puis développée dans les décennies suivantes par la société qu'il avait créée en 1957 et par divers organismes privés concessionnaires du pressiomètre ainsi que par le laboratoire aux valeurs expérimentales de la capacité portante sont très bonne.

La pression limite nette  $P_1^*$  est la différence entre  $P_1$  et la pression horizontale des terres au repos  $P_0$  à une profondeur donnée, au moment de l'essai.

À une profondeur donnée dans la zone utile, si  $P_1^* > 1.5 (P_1^*)_{\min}$ ,  $P_1^*$  est plafonnée et remplacée par  $1.5 (P_1^*)_{\min}$  dans le calcul de  $P_{le}^*$ .

Dans les sols fins saturés, l'essai pressiométrique déclenche un comportement non drainé et les caractéristiques pressiométriques mesurées sont donc non drainées. La pression des terres doit se calculer en contraintes totales comme suit :

$$P_0 = u + k_0 \sigma'_{v0} \quad (1.3)$$

La capacité portante a calculé à partir de la méthode pressiométrique correspond ainsi à un comportement à court terme pour ce type de sol

Pour un sol pulvérulent saturé, le comportement du sol autour du pressiomètre est drainé et les caractéristiques pressiométriques mesurées sont drainées .la pression horizontale de terres se calcule en contraintes effectives comme suit :

$$P_0 = k_0 \sigma'_{v0} \quad (1.4)$$

La capacité portante à calculer à partir de la méthode pressiométrique correspond donc à un comportement drainé du sol.

En cas d'un sol non saturé, la pression horizontale des terres au repos est à calculer par :

$$P_0 = k_0 \sigma_{v0} \quad (1.5)$$

$K_0$  est le coefficient de pression des terres au repos qu'on peut prendre, sauf indication contraire, égal à 0.5 pour les sols pulvérulents, et 1.0 pour le sol purement cohérent saturé.

Il arrive qu'un horizon très résistant soit rencontré à moins de  $1.5B$  sous la fondation. Dans ce cas, l'étude de pression limite équivalente se limite au toit de cette couche dure, et on ne fait intervenir que la pressions au-dessus de cette couche.

La capacité portante sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale et centrée et donnée par :

$$q_1 = K_p P_{le}^* + q_0 \quad (1.6)$$

$q_0$  est la contrainte verticale initiale à base de la fondation après travaux de fondations.

$K_p$  est dit facteur de portance pressiométrique, fonction de la nature du sol juste sous la base de la fondation, et des dimensions de la fondation. Il est donné par la formule suivante :

$$K_p = K_p^1 \frac{B}{L} + K_p^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right) \quad (1.7)$$

$K_p^1$  et  $K_p^0$  correspondent respectivement à une semelle carrée et continue, et sont sonnées par la figure en fonction de l'élancement  $D/B$  et la nature du sol.

### 1.3.2.3 Calcul du tassement

Il existe deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement des fondations superficielles :

- 1) les méthodes à partir des essais de laboratoire : il s'agit essentiellement de l'essai œdométrique, surtout utilisé pour les sols fins cohérents ;
- 2) les méthodes à partir des essais en place (essai de pénétration au carottier SPT, essai de pénétration statique CPT, et essai pressiométrique Ménard), très utilisées notamment pour les sols pulvérulents, à cause des difficultés évidentes de prélèvement et d'essai en laboratoire.

#### a- Calcul des tassements par les résultats de l'essai œdométrique

L'essai de laboratoire le plus utilisé pour la détermination du tassement des fondations superficielles sur sols fins cohérents est l'essai œdométrique. Il s'agit d'un essai de consolidation uni axiale (déformations latérales nulles). À partir de la courbe de compressibilité déterminée par l'essai, on peut définir

- Soit des modules sécants, appelés modules « œdométriques »  $E_{\text{œd}}$ , rapports des variations de contrainte effective aux variations de volume.
- Soit, dans le cas des sols fins, l'indice de compression  $C_c$  (respectivement l'indice de gonflement  $C_s$ ), lorsqu'on linéarise la variation de l'indice des vides en fonction du logarithme décimal de la contrainte effective (diagramme semi-logarithmique), dans le domaine normalement consolidé (respectivement sur-consolidé).

Dans le cas de l'utilisation de l'indice de compression  $C_c$ , Le tassement de consolidation unidimensionnelle  $\Delta H$  est calculé de la manière suivante pour chaque couche homogène :

$$\Delta H = H \cdot \frac{\Delta e}{1+e_0} C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{0} + \Delta \sigma'}{\sigma'_{0}} \quad (1.8)$$

Dans le cas où la couche d'épaisseur  $H$  est trop importante on peut procéder par découpage, en posant :  $H = \sum_{i=1}^n h_i$  (découpage en  $n$  couches de hauteur respectives  $h_i$ ) [8].

$$D'où: H = \sum_{i=1}^n H \cdot \frac{\Delta H}{1+e_{0(i)}} C_{c(i)} \cdot \log \frac{\sigma'_{0i} + \Delta \sigma'_{(i)}}{\sigma'_{0(i)}} \quad (1.9)$$

#### b- Calcul de tassement à partir des essais à partir de l'essai pressiométrique

La méthode de calcul des tassements à partir du pressiomètre Ménard, proposée par le fascicule 62, titre V (1993), est la méthode de calcul originellement proposée par Ménard et Rousseau [4]

Le tassement à 10 ans d'une fondation encadrée d'au moins une largeur  $B$  (pour une fondation posée près de la surface ajouter 0,2) est donnée par :

$$S = S_c + S_d \quad (1.10)$$

$$\text{Où} \quad S_c = \frac{\alpha}{9E_{ms}} (q - \sigma_{v0}(D)) \lambda_s B \quad (1.11)$$

$S_c$  : le tassement Sphérique

$$S_d = \frac{4}{18E_{md}} (q - \sigma_{v0}(D)) B_0 \left( \lambda_d \left( \frac{B}{B_0} \right) \right)^\alpha \quad (1.12)$$

$S_d$  : le tassement déviatorique

Avec :

$q$  : contrainte appliquée par la semelle

$B_0$  : largeur de référence = 0.6 m,

$\alpha$  : coefficient rhéologique du sol donné par le tableau 1

$\lambda_s, \lambda_d$  : sont des coefficients de forme, fonction du rapport  $L/B$  donné par le tableau 2

$\sigma_{v0}$  : contrainte verticale initiale du sol au niveau de la fondation.  $\Sigma_{v0} = \gamma \times D$

$E_c, E_d$  : modules pressiométriques équivalents dans la zone volumique et dans la zone déviatorique respectivement.

Le calcul des modules  $E_c, E_d$  se fait de la manière suivante :

$E_c$ , est pris égal à  $E_1$  mesuré dans la tranche  $B/2$  sous la fondation :  $E_c = E_1$

$E_d$  est déterminé par l'expression :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3.5}} + \frac{1}{2.5E_{6.8}} + \frac{1}{2.5E_{9.16}} \quad (1.13)$$

$E_{i,j}$  : la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur  $i$   $B/2$  à la profondeur  $j$   $B/2$ .

Si les valeurs de  $9B/2$  à  $8B$  ne sont pas connues, mais sont supposées supérieurs aux valeurs sus-jacentes, on calcule  $E_d$  de la manière suivante :

$$\frac{3.6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3.5}} + \frac{1}{2.5E_{6.8}} \quad (1.14)$$

Il est de même si les valeurs de 3B à 8B ne sont pas connues :

$$\frac{3.2}{Ed} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} \tag{1.15}$$

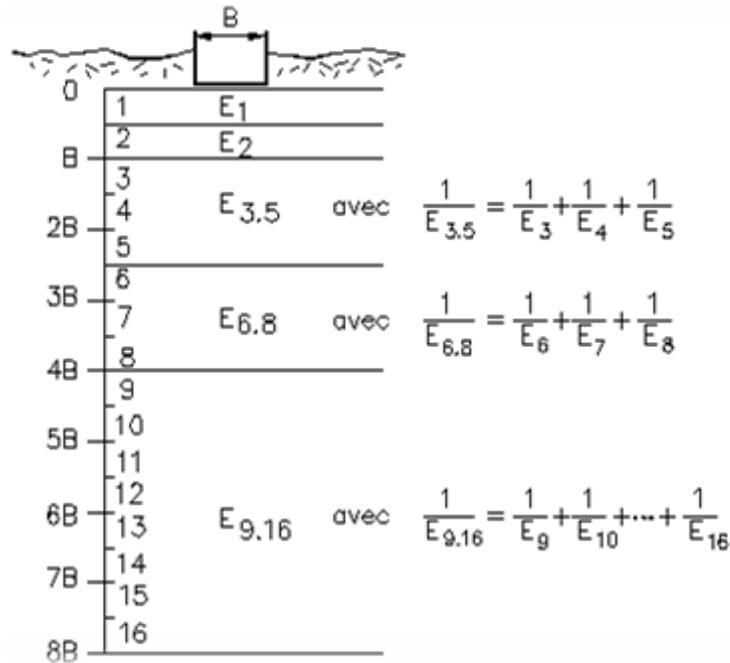


Figure 1.6: Calcul de tassement en tranche [12]

$\lambda_c, \lambda_d$  : coefficients de forme, donnés par le tableau I.2

Tableau 1.1: Valeur du coefficient  $\alpha$  selon Ménard [12]

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	Em/pl	$\alpha$	Em/pl	$\alpha$	Em/pl	$\alpha$	Em/pl	$\alpha$	Em/pl	$\alpha$
Sur consolidé ou très serré	-	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé	-	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous consolidé altéré	-	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-

Tableau 1.2: Valeurs des coefficients de forme [12]

L/B	Cercle	Carré	2	3	5	20
$\lambda_c$	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
$\lambda_d$	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

### 1.3.3 Fondations profondes (Les pieux)

Lorsque les charges apportées par un ouvrage sont élevées et que les couches superficielles sont très compressibles (vases, tourbes, argiles moles...), on envisage des fondations profondes (pieux) ou semi profondes (puits) afin d'atteindre des couches résistantes en profondeur.

Les fondations profondes sont des fondations profondément fichées dans le sol, leur fiche D est telle que :  $D/B > 10$  cette catégorie des fondations regroupe essentiellement :

- Les pieux.
- Les parois moulées porteuses (barrettes),
- Les caissons.

Les pieux sont des colonnes élancées traversant le sol sur une grande profondeur, ayant pour fonction de transmettre les charges d'un ouvrage au sol en profondeur.

Couramment les pieux sont généralement disposés en groupe et liés par une semelle comme le montre la figure 1.7 [7].

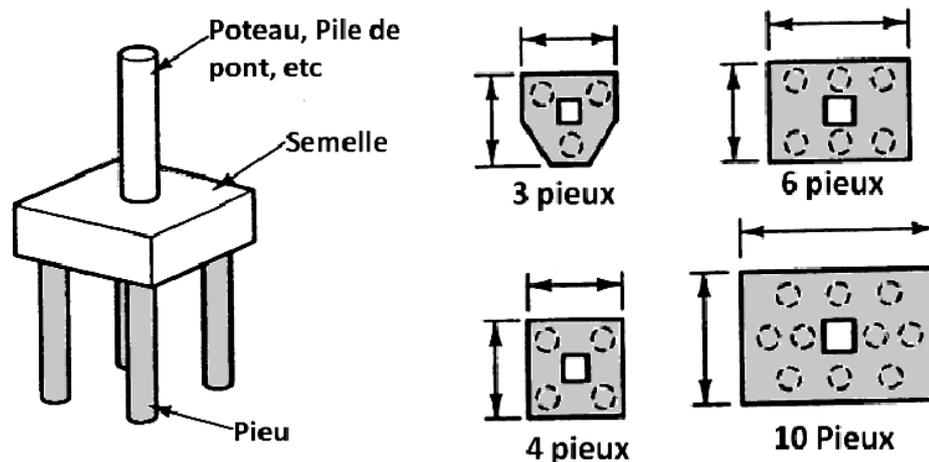


Figure 1.7 : Configuration typiques des fondations sur pieux [7]

#### 1.3.3.1 Classification des pieux

Une description exhaustive de la technologie des pieux sort du cadre de ce chapitre. On se contente ici de souligner que les pieux sont couramment classés selon le matériau constitutif du pieu (en bois, en métal, en béton armé, ect) ou selon leur mode d'installation dans le sol.

On distingue généralement deux modes d'installation : par refoulement du sol ou non refoulement.

La catégorie des pieux refoulant le sol lors de l'installation comporte principalement [12] :

- **Les pieux battus**

Des pieux préfabriqués en béton armé ou précontraint, ou des pieux métalliques à base obturée sont enfoncés dans le sol par battage en tête, par l'intermédiaire d'un casque appartiennent aussi à cette catégorie les pieux battus par pilonnage, par moulage, ou par enrobage.

- **Les pieux foncés**

Ce sont de pieux en béton armé préfabriqués, ou des pieux métalliques qui sont installés dans le sol par fonçage avec un vérin s'appuyant sur un massif de réaction.

- **Les pieux vissés moulés**

Ils sont installés dans les sols cohérents par vissage préalable d'un outil en forme de double vis. Les pieux appartenant à la catégorie d'installation sans refoulement du sol sont divers, mais sont essentiellement :

- **Les pieux forés simple**

Ils sont installés dans les forages réalisés au préalable dans les sols cohérents, sans maintien des parois du forage, avec une tarière ou une benne.

- **Les pieux forés à la boue**

Le procédé consiste à réaliser un forage avec maintien des parois avec la boue.

- **Les pieux forés tubés**

Le procédé consiste à foncer préalablement un tubage, au sein duquel on réalise un forage, on coule le béton et on récupère graduellement le tubage.

- **Les micro-pieux**

Ce sont de pieux forés de diamètre inférieure à 250mm, largement utilisés dans le renforcement du sol et la reprises en sous-œuvre.

Notons que les pieux métalliques profilés en H, en tube ou en palplanches sont considérés refoulant le sol par battage s'ils ont leur pointe obturée. Si non, ils sont considérés comme des pieux particuliers [12].

### 1.3.3.2 Calcul de la capacité portante d'un pieu

Les fondations profondes présentent des avantages importants pour la construction en génie civil. Les deux principales méthodes qui permettent de calculer la capacité portante d'un pieu font appel à des essais in-situ :

- **Essai pressiométrique** qui consiste à dilater une sonde cylindrique dans le sol par injection d'eau sous pression et mesurer la pression limite  $P_1$  qui correspond à la rupture du sol et d'en déduire le module pressiométrique  $E$ .
- **Essai au pénétromètre** qui consiste à enfoncer dans le sol une pointe conique portée par un train de tiges et mesurer la résistance de pointe  $Q_p$  et le frottement latéral  $Q_s$ , ce qui permet de calculer la force portante d'un pieu.

On développe dans ce qui suit le calcul de la capacité portante par la méthode pressiométrique

La charge portante d'un pieu est définie comme la charge maximale  $Q_1$  qu'il peut supporter, Au-delà de cette charge se produit la rupture du sol. La capacité portante maximale  $q_1$  sera la charge par unité de surface, encore appelée pression. Pour le cas des fondations profondes, on sépare la résistance verticale limite  $Q_1$  supportée par le pieu en deux composantes : la résistance de pointe  $Q_p$  et la résistance au frottement  $Q_s$ .

La charge limite  $Q_1$  est donnée par la formule :

$$Q_1 = Q_p + Q_s \quad (1.16)$$

#### ▪ *Calcul de la résistance de pointe*

Le terme de pointe se calcule comme une fondation superficielle. En effet, la résistance limite unitaire en pointe sera donnée par [4] :

$$Q_p = q_p \times A_p = K_p \times P_{1e}^* \times A_p \quad (1.17)$$

$q_p$  : Contrainte limite de pointe.

$A_p$  : Surface de la pointe.

$P_{1e}^*$  : La pression limite nette équivalente.

$K_p$  : Facteur de portance.

- Calcul de la pression limite nette équivalente  $P_{1e}^*$

C'est une pression moyenne autour de la fondation profonde, elle est déterminée de la manière suivante :

$$P_{lc}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) \cdot dz \quad (1.18)$$

Avec :

$$a = \text{Max}\left(\frac{B}{2}, 0.5\right)$$

$b = \min(a, h)$  où  $h$  est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

En absence d'une couche résistante,  $h$  est prise égale à 0. Dans ce cas  $b=0$  et  $a$  égale à  $B/2$  pour les diamètres supérieurs à 1.0m et la zone utile de la résistance en pointe est dans ce cas épaisse de 1.5 fois  $B$  sous la pointe l'expression précédente peut se simplifier en utilisant une sommation des trapèzes obtenus en joignant par des droites les points du profil de la pression limite nette  $P_l^*(z)$ , soit [12] :

$$P_{lc}^* = \frac{1}{b+3a} \sum_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) \cdot dz \quad (1.19)$$

- Calcul du facteur de portance pressiométrique  $K_p$

$K_p$  est un facteur de portance dépendant de la nature du sol et du mode d'installation du sol .la classification LCPC présentée dans le tableau ci-dessous permettent de définir la classe du matériau et sa catégorie. Le facteur  $K_p$  est donné par le tableau 1.5.

Tableau 1.3 : Valeurs du coefficient de portance  $k_p$  [12]

Nature du terrain		Élément mis en œuvre sans refoulement du sol	Élément mis en œuvre avec refoulement du sol
Argile, limon	A	1.1	1.4
	B	1.2	1.5
	C	1.3	1.6
Sable, grave	A	1.0	4.2
	B	1.1	3.7
	C	1.2	3.2
Craies	A	1.1	1.6
	B	1.4	2.2
	C	1.8	2.6
Marne, marno-calcaire		1.8	2.6

- La fiche équivalente  $D_e$

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) \cdot dz \quad (1.20)$$

Avec :

$P_l(z)$  : pression limite nette à la profondeur  $z$

$D$  : hauteur d'encastrement réelle d'un pieu

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \sum_0^D P_l^*(z) \cdot dz \quad (1.21)$$

Pour une fondation profonde  $D_e > 5B$

• **Calcul de la charge limite en frottement latéral  $Q_s$**

La charge limite en frottement latéral est donnée par :

$$Q_s = P \cdot \int_0^D q_s(z) \cdot dz \quad (1.22)$$

Avec :

$P$  : périmètre du pieu.

$Q_s$  : Frottement latéral unitaire limite

$q_s = f(P_l^*)$ , sont donnés par les courbes de valeur de frottement latéral unitaire  $Q_1$  à  $Q_6$  (Figure 1.8).

Le choix de la courbe à utiliser est lié à la nature lithologique de la couche traversée par le pieu ainsi que le mode d'exécution du pieu (Tableau 1.4).

Tableau 1.4: Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire  $q_s$  [12]

Type de pieu	Argile Limons			sables graves			marnes		roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q1	Q1Q2 <sup>(1)</sup>	Q2Q3 <sup>(1)</sup>				Q3	Q4Q5 <sup>(1)</sup>	Q6
Foré boue	Q1	Q1Q2 <sup>(1)</sup>		Q1	Q2Q1 <sup>(2)</sup>	Q3Q2 <sup>(2)</sup>	Q3	Q4Q5 <sup>(1)</sup>	Q6
Foré tube (tube)	Q1	Q1Q2 <sup>(3)</sup>		Q1	Q2Q1 <sup>(2)</sup>	Q3Q2 <sup>(2)</sup>	Q3	Q4	
Foré tube (tube perdue)	Q1				Q1	Q2	Q2	Q3	

La contrainte de frottement latéral limite est  $q_s$  peut être calculée par les expressions suivantes :

- **Courbes Q1 à Q4**

$$q_s(z) = 0.04 \times n \times \frac{Pl(z)}{(1+0.5 \times n)} \times \left(2 - \frac{Pl(z)}{(1+0.5 \times n)}\right) \quad \text{si } pl \leq 1+0.5n \text{ Mpa} \quad (1.23)$$

$$q_s(z) = 0.04 \times n \quad \text{si } pl > 1+0.5n \text{ Mpa}$$

- **Courbes Q5 à Q7**

$$Q5 : q_s(z) = \min \left( \frac{Pl(z)-0.2}{9}, \frac{Pl(z)+3.3}{32} \right) \quad (1.24)$$

$$Q6 : q_s(z) = \min \left( \frac{Pl(z)+0.4}{10}, \frac{Pl(z)+0.4}{30} \right) \quad (1.25)$$

$$Q7 : q_s(z) = \frac{Pl(z)+0.4}{10} \quad (1.26)$$

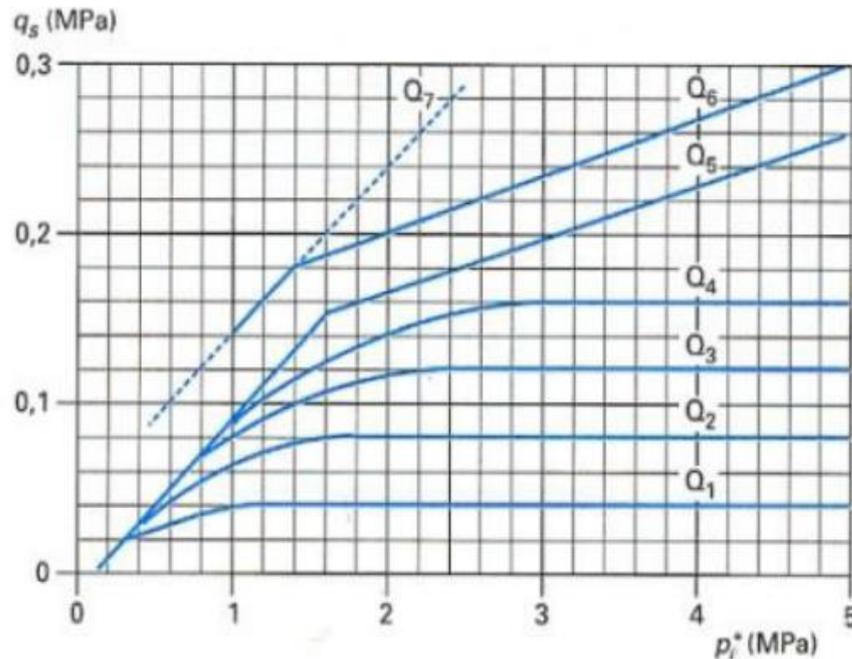


Figure 1.8 : Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu [12]

- **Calcul de la charge du fluage  $Q_c$**

Selon le fascicule 62 Titre V, pour les pieux qui ne refoulent pas le sol (forage simple) on a [4] :

$$Q_c = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_s}{1.5} \quad (1.27)$$

- **Calcul de la charge nominale  $Q_n$**

C'est la charge que peut supporter le pieu en demeurant stable vis-à-vis du sol. Selon le fascicule 62 Titre V :

$$Q_n = \frac{Q_l}{1.4} \quad (1.28)$$

### 1.3.3.3 Comportement des groupes de pieux

Un pieu dans un groupe de pieux différent du pieu isolé notamment parce que : la mise en place dans un groupe de pieux crée un remaniement du sol plus important. La charge appliquée sur un pieu a une influence sur le comportement des pieux voisins.

a- **Vérification de l'efficacité de groupe de pieux**

L'efficacité du groupe de pieux dépend de plusieurs facteurs, à savoir l'espacement entre les pieux, le nombre total des pieux dans une ligne et les caractéristiques du pieu (matériau utilisé, le diamètre du pieu et aussi sa longueur).

Le coefficient d'efficacité est donné par la formule de Converse- Labarre :

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctg\left(\frac{B}{S}\right)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{n} - \frac{1}{m}\right) \quad (1.29)$$

Avec :

$C_e$  : Coefficient d'efficacité.

$B$  : diamètre des pieux.

$S$  : entraxe entre les pieux.

$M$  : nombre de rangées.

$N$  : nombre des pieux par rangées.

### b- Vérification de l'efficacité du groupe de pieu

$$\sum_{j=1}^N Q_j \leq C_e \times N \times Q_{\max} \quad (1.30)$$

$Q_j$  : La charge axiale sur le pieu.

$Q_{\max}$  : Charge maximale en compression admise pour le pieu isolé.

$N$  : Le nombre des pieux de la culée.

### 1.3.3.4 Tassement

#### a- Tassement d'un pieu isolé

Le tassement en tête d'un pieu isolé, sous une charge de service  $Q$ , sert à l'évaluation du déplacement de l'ensemble de la fondation sur pieux, une fois corrigé par un éventuel effet du groupe. Si dans certaines configurations pieu/sol, le tassement est faible et n'est pas considéré comme un facteur déterminant dans la conception de la fondation, dans d'autres il est nécessaire d'en tenir compte [12].

On peut aussi évaluer le tassement par calcul, en utilisant les différentes méthodes. Parmi ces méthodes on peut citer :

- Méthodes empiriques.
- Méthodes de la théorie de l'élasticité.
- Méthodes de la théorie de transfert des charges.

Le calcul du tassement d'un pieu isolé par la méthode d'élasticité se fait en considérant le sol comme un massif élastique isotrope. Parmi les approches utilisées sont, celle de Poulos (1968),

Banergee et Butterfield (1978), elles sont basées sur la solution fondamentale de Mindlin (1936) : force verticale exercée dans un massif élastique semi infini.

Le sol est supposé comme un massif élastique semi- infini, le tassement en tête du pieu est donné par :

$$V_0 = \frac{Q \cdot I_v}{E(D) \cdot B} \quad (1.31)$$

$I_v$  : facteur de tassement dépend de la compressibilité  $k$ , de l'élancement  $D/B$  et de tassement à une profondeur donnée.

$E(D)$  : module de Young á la tête du pieu.

$B$  : diamètre de pieu.

$Q$  : la charge appliquée á la tête du pieu.

Calculons le facteur  $I_v$  :

$$I_V = 4 \cdot (1 + V) \cdot \frac{1 + \frac{8}{\pi \cdot \xi \cdot \lambda \cdot (1 - \nu) B} \frac{D \tanh(\mu \cdot D)}{\mu \cdot D}}{\frac{4}{(1 - \nu)} + \frac{4 \pi \cdot \beta \cdot D \tanh(\mu \cdot D)}{\alpha \cdot B \cdot \mu \cdot D}} \quad (1.32)$$

Avec :

$$\alpha = \text{Ln} [(0.25 + (2.5 \times \beta(1 - \nu) - 0.25) \cdot \xi) \cdot 2 \cdot D/B] \quad (1.33)$$

$$\lambda = \frac{2(1 + \nu) E_p}{E(D)} \quad (1.34)$$

$$\mu \cdot D = \left( 2\sqrt{2} \cdot \frac{D}{B} \right) / \sqrt{\alpha \cdot \lambda} \quad (1.35)$$

En cas d'un sol semi - infini ( h infini ) , on prend  $\xi = 1$  , et en présence d'un substratum élastique , caractérisé par un module  $E_b$  , le facteur est calculé comme suit :

$$\xi = \frac{E(D)}{E_b} \quad (1.36)$$

Calcul de  $E_{eq}$

Poulos (1980) a recommandé de calculer un module équivalent  $E_{eq}$  égal à la moyenne arithmétique pondérée des déférentes valeurs  $E(Z)$  de 0 á  $D$ .

$$E_{eq} = \frac{4}{D} \times \sum Ei(Z_i - Z_{i-1}) \quad (1.37)$$

- Pour les pieux travaillant en pointe :  $E = 4E_m < 60 \text{ MPa}$
- Pour les pieux flottants :  $E = 5E_m < 50 \text{ MPa}$

### b-Tassement d'un groupe de pieux

La valeur de  $R_s$  concernant un groupe de pieu, au nombre, et ayant le même espacement  $d$  entre deux pieux adjacents quelconques, installés dans un sol caractérisé par un module d'Young  $E$ . le tableau 1.5 regroupent respectivement les valeurs de  $R_s$  pour les cas des pieux travaillant en pointe [12].

Dans un substratum. On remarque que  $R_s$  augmente avec le nombre de pieux et la compressibilité relative  $K$ , et diminue lorsque l'espacement entre les pieux augmente.

$N$  : Le nombre de pieux.

$k$  : Compressibilité relative.

$$R_s = \frac{\text{tassement du pieu dans un groupe}}{\text{tassement du pieu isolé sous le même effort}} \quad (1.38)$$

Tableau 1.5: valeurs de  $R_s$  pour les pieux travaillant en pointe sur un substratum [12]

N	4					9			
		10	$10^2$	$10^3$	$\infty$	10	$10^2$	$10^3$	$\infty$
D/B	d/B								
10	2	1.52	1.14	1.00	1.00	2.02	1.31	1.00	1.00
	5	1.15	1.08	1.00	1.00	1.23	1.12	1.00	1.00
	10	1.02	1.01	1.00	1.00	1.04	1.02	1.00	1.00
25	2	1.88	1.62	1.05	1.00	2.84	2.57	1.16	1.00
	5	1.36	1.36	1.36	1.00	1.67	1.70	1.16	1.00
	10	1.14	1.15	1.15	1.00	1.23	1.26	1.06	1.00
50	2	2.49	2.24	1.59	1.00	4.06	3.59	1.96	1.00
	5	1.78	1.73	1.32	1.00	2.56	2.56	1.72	1.00
	10	1.39	1.43	1.21	1.00	1.78	1.87	1.46	1.00
100	2	2.54	2.26	1.81	1.00	4.40	3.95	3.04	1.00
	5	1.85	1.84	1.67	1.00	2.71	2.77	2.52	1.00
	10	1.44	1.44	1.46	1.00	1.84	1.99	1.98	1.00

Tableau 1.6: valeurs de RS pour les pieux travaillant en pointe sur un substratum (Suite) [12]

N	4					9			
k		10	10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	∞	10	10 <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup>	∞
D/B	d/B								
10	2	2.38	1.49	1.00	1.00	2.70	1.63	1.00	1.00
	5	1.30	1.14	1.02	1.00	1.33	1.15	1.03	1.00
	10	1.04	1.02	1.00	1.00	1.03	1.02	1.00	1.00
25	2	3.70	3.28	1.33	1.00	4.48	4.13	1.50	1.00
	5	1.94	2.00	1.23	1.00	1.15	2.23	1.28	1.00
	10	1.30	1.33	1.07	1.00	1.33	1.38	1.08	1.00
	2	5.83	5.27	2.63	1.00	7.62	7.06	3.41	1.00
50	5	3.28	3.38	2.16	1.00	4.04	4.23	2.63	1.00
	10	2.20	2.29	1.71	1.00	2.62	2.71	1.97	1.00
100	2	6.24	5.89	4.61	1.00	8.18	7.93	6.40	1.00
	5	3.54	3.74	3.47	1.00	4.33	4.68	4.45	1.00
	10	2.21	2.48	2.53	1.00	2.53	2.98	3.10	1.00

#### 1.4. Conclusion

A l'issue de ce chapitre, nous avons présenté des généralités sur les ouvrages d'art et leurs différentes caractéristiques. En relation à notre projet, nous avons détaillé les méthodes de calcul des fondations ainsi que les vérifications nécessaires à faire, en particulier pour le cas des ponts à poutres en béton précontraint.

En effet, l'étude des fondations nécessite au préalable les données géotechniques et les données de la charge de l'ouvrage à supporter. Les vérifications concernent la capacité portante et le tassement.

## **CHAPITRE 2 : PRESENTATION DU PROJET ET SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE**

## 2.1 Introduction

Dans le cadre de notre étude de projet, nous consacrons ce chapitre pour la présentation du projet ainsi que l'analyse des résultats de l'étude géotechnique. Après une présentation de l'objet de l'ouvrage à étudier, nous avons caractérisé les conditions du site au plan topographique, géologique, sismique et géotechnique via une exploitation des résultats de la reconnaissance réalisée sur terrain.

## 2.2 Présentation du projet

L'ouvrage d'art objet de notre étude est un pont en béton précontraint situé au niveau du PK : 2+892.00 de la quatrième rocade d'Alger entre Khemis Miliana et Hanacha. L'ouvrage est considéré comme stratégique en vue de la fonction de l'autoroute et il traverse un Oued. En plan, le viaduc se situe entre les points kilométriques PK 2+885 et PK 3+033 de l'itinéraire, et il est repéré dans le tronçon entre l'échangeur RN18 KHEMIS MILIANA (AIN DEFELA) et l'échangeur HANACHA (MEDEA).

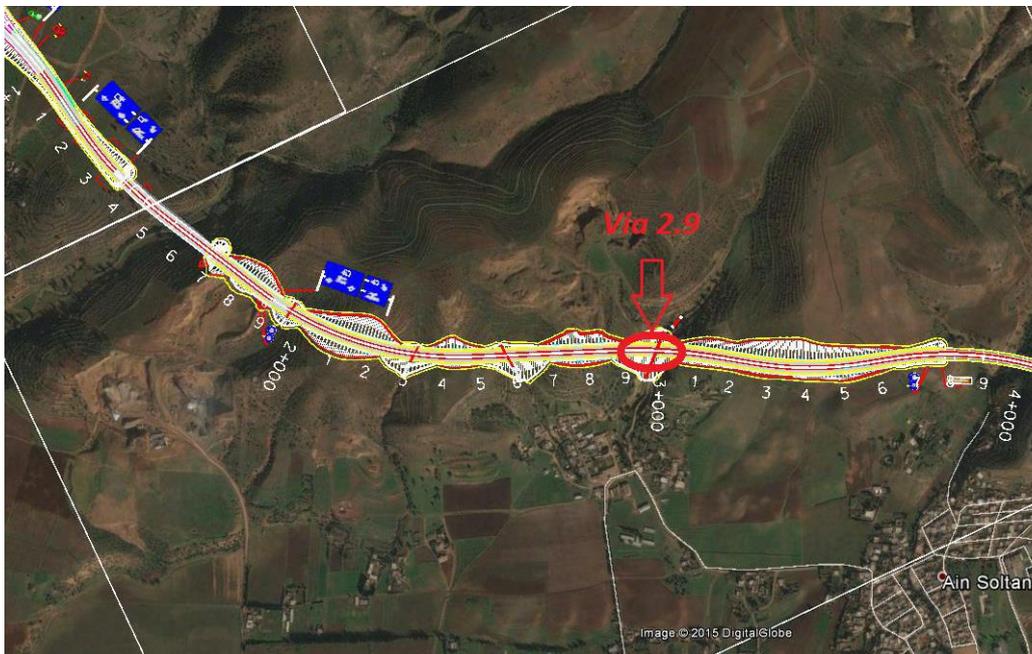


Figure 0.1: Localisation du viaduc

### 2.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques de l'ouvrage fixées sur le tracé autoroutier sont :

#### - Viaduc de droite

La ligne droite commence au Pk : 2+885, et son élévation (altitude) dans cet endroit est de 380 m. La ligne droite de longueur d'environ 139m, se termine au PKm : 3+023.892, à l'élévation (altitude) de 381.5.

La largeur du tablier est : 13.25m.

La pente est : 0.835%.

**- Viaduc de gauche**

La ligne gauche commence au PKm : 2+896, et son élévation (altitude) dans cet endroit est de ~380.50 m. La ligne gauche de longueur environ 137m, se termine au PKm : 3+033.076, à l'élévation (altitude) de ~381.5.

La largeur du tablier : 13.25m.

La pente est : 0.835%.

**2.2.2 Les données du projet**

La structure est constituée par 4 tabliers égaux et parallèles avec une longueur totale de 140 mètres divisée en travées de 35 mètres. La typologie adoptée est une typologie de tablier de poutres en béton précontraint, donc il s'agit d'une structure isostatique. La section transversale de chaque tablier a une largeur de 13.25 mètres et elle est formée par 7 poutres de 1.80 mètres de hauteur appuyées sur des appareils d'élastomère fretté, et une dalle de 25 cm d'épaisseur qui sera coulée in situ sur les prédalles de béton armé disposées dessus les poutres. La construction du tablier est réalisée au moyen de la mise en place par une grue des éléments préfabriqués : poutres et prédalles, et le bétonnage in-situ de la dalle supérieure.

Les données fonctionnelles permettant à notre pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, ils comportent :

**A- Profil en long**

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement) définissant en élévation le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte des exigences naturelles et fonctionnelles. La longueur du pont est de 140m, il est composé de 4 travées identiques de 35m. Le profil en long de notre pont présente une pente de 0.835%.

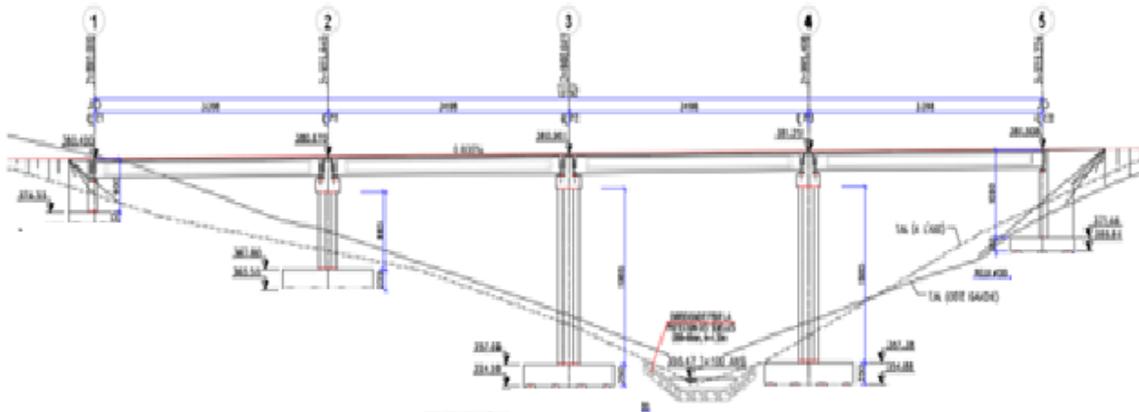


Figure 0.2: Profil en long du pont

### B- Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers de notre ouvrage est défini de gauche à droite comme suit :

- Barrière type BN4 + corniche : 0,75 m ;
- Chaussée 3 voies + bande d'arrêt d'urgence : 12 m ;
- La pente du versant : 2.5 %
- Bonde séparative :  $2 \times 0,5$  m ;
- Chaussée 3 voies + bande d'arrêt d'urgence : 12 m ;
- Barrière type BN4 + corniche : 0,75 m ;
- La pente du versant : 2.5 % .

Donc la largeur totale de l'ouvrage est de 27.5m, soit 13.25m par sens.

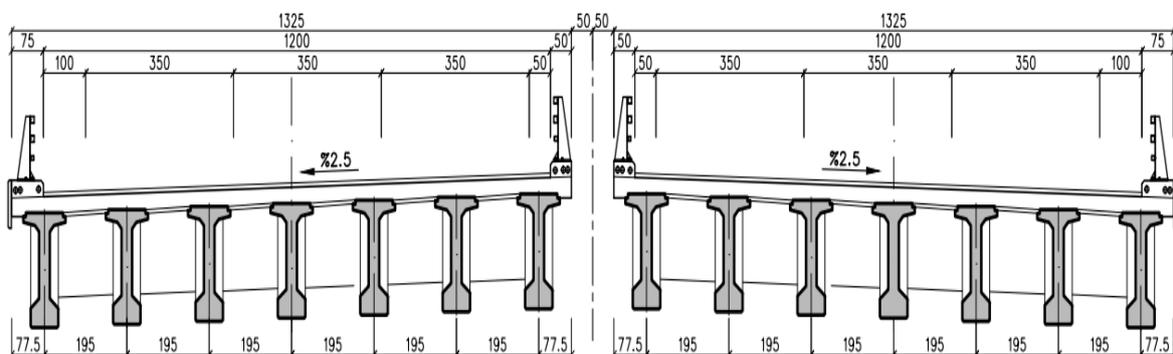


Figure 0.3: Coupe transversale du pont

### 2.3 Géologie du site

La zone d'étude a une structure géologique dominée par les unités de agé Miocène. Dans les forages d'exploration et des études de cartographie géologique effectués ; des unités de agé Miocène ont été constaté dans la zone où se trouve le viaduc ; ces unités ont été observé sous forme de l'alternation de Marne-d'argile entre PK : 2+870 – 3+007 à partir de la surface ; et de gravier avec la matrice d'argile – de sable de miocène de 12-15m d'épaisseur, entre PKm : 3+007 – 3+060 sur cette unité. Dans le forage du numéro BH-23 ; il a été observé de nouveau du gravier avec la matrice de sable-d'argile, après 15,50m. Lors des forages réalisés dans la zone d'examen, aucune eau souterraine n'a été constatée.

### 2.4 Sismicité

Le niveau minimal de protection parasismique est caractérisé conventionnellement par le coefficient d'accélération et déterminé en fonction de la classe des ouvrages et de la zone de sismicité dans laquelle l'ouvrage se trouve.

Le document technique réglementaire DTR [11], concernant les règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'arts RPOA 2008", élaboré par le CTTTP (Organisme national de Contrôle Technique des Travaux Publics) et le CGS (centre national de recherche appliquée en génie parasismique), divise le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante, soit :

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone IIa : sismicité moyenne

Zone IIb : sismicité élevée

Zone III : sismicité très élevée

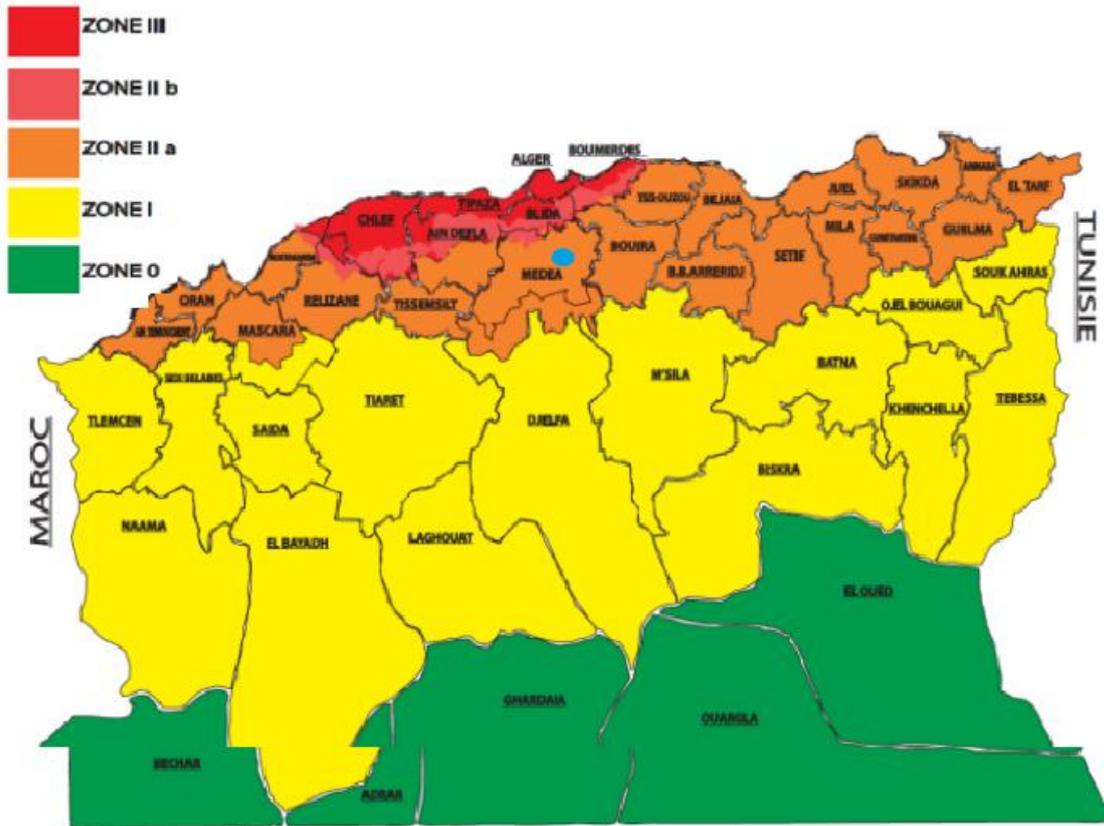


Figure 2.4: Carte de zonage sismique du territoire national.[13]

Tel qu'indiqué dans la figure 2.4, la région d'étude est située dans la zone sismique IIb, caractérisée par une sismicité élevée.

- **Classification sismique**

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes RPOA 2008 doit être classé dans l'un des trois groupes définis ci-après :

Groupe 1 : Ouvrages d'importance stratégique

Groupe 2 : Ouvrages de grande importance

Groupe 3 : Ouvrages d'importance moyenne

La valeur du coefficient d'accélération  $A$  est déterminée conformément à la relation suivante entre le groupe d'encadrement de l'ouvrage et la zona sismique correspondante.

La section autoroutière Khemis Miliana-Berrouaghia est considérée comme un ouvrage de grande importance.

Notre ouvrage s'encadre dans le Groupe 2.

- **Coefficients d'accélération**

Le coefficient d'accélération est défini en fonction de la zone sismique et de la classe des ouvrages selon le tableau ci-dessous :

Tableau 2.1 : Coefficient d'accélération [13]

Groupe de Pont	Zone			
	I	II a	II b	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	<b>0.25</b>	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Les paramètres adoptés seront donc les suivants : **A = 0.25 g**

### 2.5 Programme de l'investigation géotechnique

Dans la zone de Viaduc, un forage d'exploration du sol de réf (**S-402**) a été réalisé, dans les années 2010-2011 dans la phase d'avant-projet ; et par la suite quatre forages d'exploration de sol réf (**BH-22, BH-22A, BH-23 et BH-24**) et des essais en laboratoire ont été réalisés. Les localisations des explorations sont indiquées dans la figure ci-dessous.

Le programme de cette reconnaissance consiste en la réalisation de :

Des essais in situ :

- Cinq (05) sondages carottés notés, S-402, BH-22, BH-22A, BH-23 et BH-24.
- Trois (03) essais au Standard Pénétration Test.
- Trois (03) essais pressiométriques.

Des essais en laboratoire (essais physiques et mécaniques).

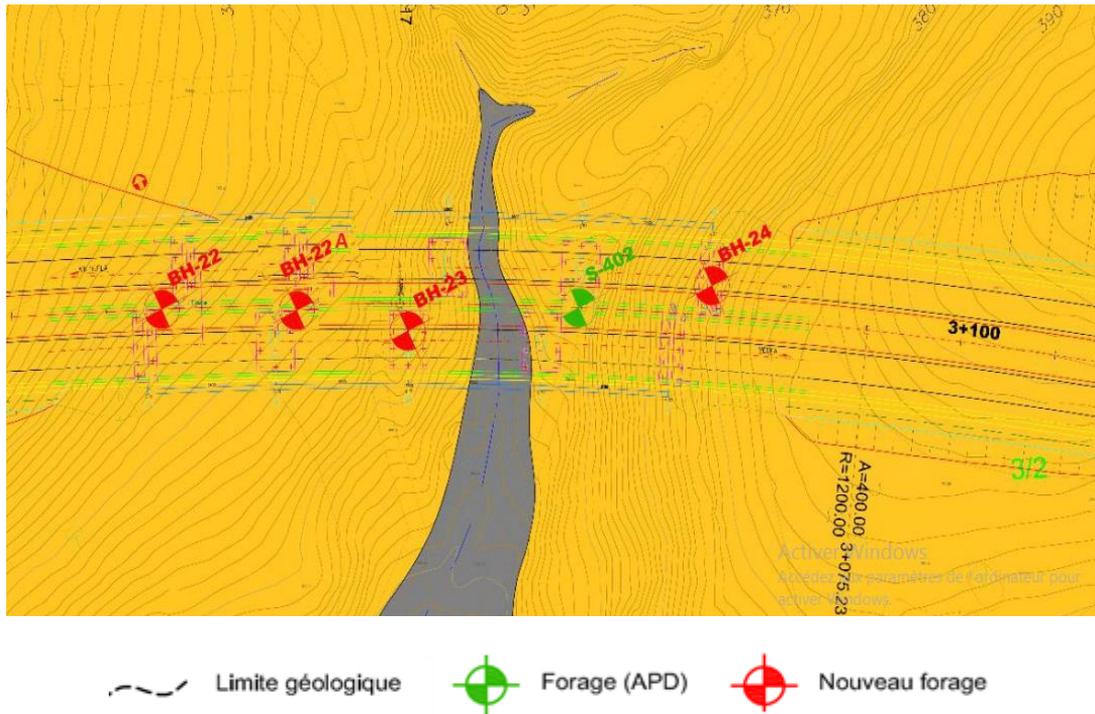


Figure 2.5: Plan d'implantation des essais in situ

Les coordonnées sur les forages effectués sont indiquées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 2.2 : Forages d'exploration

Forage N°	Profondeur (m)	PK	X	Y	Z
S 402	12,38	3+000	438 924	4 010 732	362
BH 22	23,50	2+890	438 825	4 010 780	375
BH 23	25,00	2+954	438 881	4 010 747	360
BH 24	25,00	3+014	438 957	4 010 722	374

## 2.6 Résultats de l'investigation

### 2.6.1 Résultats des sondages carottés

L'analyse des carottes des sondages réalisés a permis l'établissement des logs géologiques montrant la lithologie des terrains traversés en profondeurs ainsi que leurs épaisseurs

Les sondages réalisés au niveau de cette zone ont permis de rencontrer la succession lithologique suivante :

- **Sondage S-402 (1<sup>er</sup> sondage d'exploration de la phase d'avant-projet) :**
  - **0 à 0.3m** : Terre végétale.
  - **0.3 à 3.9m** : Limon sableux peut graveleux (graviers de nature gréseuse) compact avec des concrétions carbonatées. La couleur est marron jaunâtre.
  - **3.9 à 9m** : Argile compacte à granulométrie très fine avec quelques inclusions de marne et des traces noirâtres avec des passages sableux très compacts. La couleur est marron jaunâtre.
  - **9 à 12.38m** : Marne très rigide avec quelques traces de fossiles et une intercalation de sable limoneux très compact. La couleur est grise noirâtre.
  
- **Sondage BH-22 :**
  - **0 à 0.5m** : Grés Beige à marron claire, légèrement à modérément cimenté.
  - **0.5 à 13.5m** : Argile Marron claire à beige, très rigide a duré, légèrement à modérément cimenté, localement graveleux avec des concentrations de CaCO<sub>3</sub>.
  - **13.5 à 16m** : Argile Limoneuse Marron, matériau limoneux, légèrement à fortement cimenté avec de l'argile, localement interlité avec du gré et du gravier.
  - **16 à 18m** : Argile sableuse Marron, hautement plastique, matériau sableux légèrement à fortement cimenté avec de l'argile, localement interlité par des grés et de l'argile.
  - **18 à 23.5m** : Argile Marron foncé, dure, modérément cimenté, localement graveleux.
  
- **Sondage BH-22-A :**
  - **0 à 22m** : Argile sableuse Marron claire à foncé, faible plasticité, très rigide à dure, légèrement à modérément cimenté, localement graveleuse avec des concentrations de CaCO<sub>3</sub>.
  - **22 à 30m** : Gravier Angulaire à subangulaire, gravier moyen à grossier, matrice d'argile sable légèrement cimentée.
  
- **Sondage S-BH-23 :**
  - **0 à 6.7m** : Argile sableuse Marron claire, hautement plastique, matériau sableux, légèrement à fortement cimenté avec de l'argile.
  - **6.7 à 8.5m** : Argile Gris verdâtre, hautement plastique, très rigide à dure.
  - **8.5 à 15.5m** : Argile sableuse Marron claire, hautement plastique, matériau sableux, légèrement à fortement cimenté avec de l'argile.
  - **15.5 à 25m** : Gravier Marron claire à gris claire, subangulaire à subarrondi, gravier moyen à grossier, avec une matrice d'argile sable légèrement cimentée.

- **Sondage BH-24 :**
  - **0 à 3m** : Terre végétale.
  - **3 à 10.9m** : Gravier Marron claire, gravier taille moyenne à grossière, légèrement cimenté avec de l'argile.
  - **10.9 à 12m** : Argile Marron foncé, hautement plastique, dure, localement graveleux.
  - **12 à 17.5m** : Argile Marron claire, dure, légèrement à modérément cimenté.
  - **17.5 à 25m** : Argile Marron foncé, hautement plastique et dure.

➤ **Les essais in situ**

**2.6.2 Résultats des essais au Standard Pénétration Test**

Les tableaux 2.3, 2.4 et 2.5 donnent les résultats des essais au Standard Pénétration Test.

*Tableau 2.3: Résultats des essais SPT S-402*

Profondeur (m)	Nombre de chocs			$N_{SPT} = N_1 + N_2$	Etat du sol
	$N_0$	$N_1$	$N_2$		
1.50-2.10	-	11	9	20	Compact
3.00-3.60	-	11	12	23	Compact
5.10-5.52	33	50/12		Refus	Compact
6.30-6.73	39	50/13		Refus	Compact
7.80-8.40	-	13	18	31	Dense
9.60-9.89	50/14			Refus	Dense
12.20-12.38	50/3			Refus	Très dense

Tableau 2.4: Résultats des essais SPT BH-22

Profondeur (m)	Nombre de chocs			$N_{SPT} = N_1 + N_2$	Etat du sol
	$N_0$	$N_1$	$N_2$		
1.50-1.95	7	9	12	21	Compact
3.00-3.30	2	42	50/0	Refus	Très dense
9.00-9.35	2	24	50/5	Refus	Très dense
19.50-19.85	17	21	50/5	Refus	Très dense
21.00-21.33	21	21	50/3	Refus	Très dense
23.00-23.45	25	29	34	63>50	Très dense

Tableau 2.5: Résultats des essais SPT BH-24

Profondeur (m)	Nombre de chocs			$N_{SPT} = N_1 + N_2$	Etat du sol
	$N_0$	$N_1$	$N_2$		
1.50-1.72	11	50/7	-	Refus	Très dense
12.00-12.20	24	50/5	-	Refus	Très dense

Les résultats des essais au Standard Pénétration Test effectués dans la zone d'étude, sont indiqués dans la figure suivante.

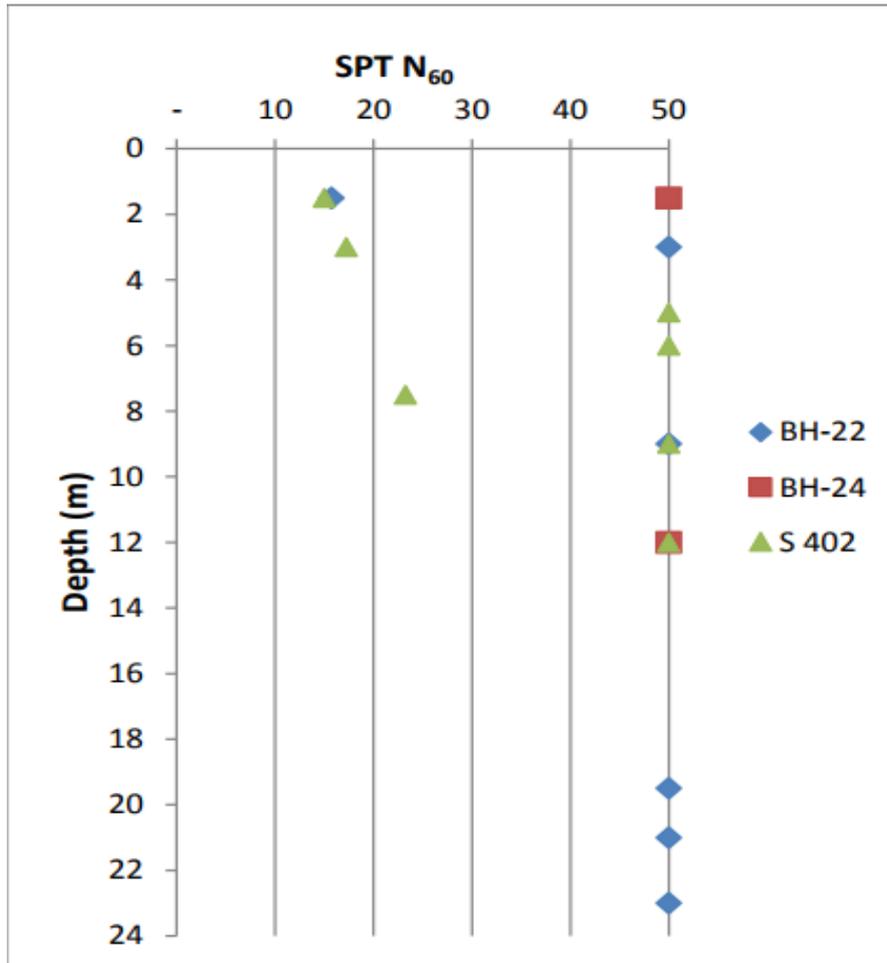


Figure 2.6: Variation de la Valeur SPT N<sub>60</sub> en Profondeur

### 2.6.3 Essais Pressiométriques

Les quatre sondages pressiométriques permettent de reconnaître les valeurs de pression limite ( $P_L$ ) et celles du module pressiométrique  $E_M$ .

\* Les résultats des essais Pressiométriques sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 2.6: Résultats de l'essai ppressiométrique BH-22

Profondeur (m)	$E_M$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$P_L$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$E_M/P_L$	Classification
2.00	74	8.5	8.71	Sol normalement consolidé
4.00	70	8.0	8.75	Sol normalement consolidé
6.00	80	8.5	9.41	Sol normalement consolidé
8.00	46	5.8	7.93	Sol sous consolidé
10.00	69	7.5	9.2	Sol normalement consolidé
12.00	158	13.5	11.70	Sol normalement consolidé
14.00	237	15.0	15.8	Sol fortement consolidé
16.00	239	35	6.82	Sol sous consolidé
18.00	245	35	7	Sol sous consolidé
20.00	262	35	7.48	Sol sous consolidé
22.00	240	35	6.85	Sol sous consolidé
24.00	514	35	14.68	Sol légèrement surconsolidé
26.00	412	35	11.77	Sol normalement consolidé
28.00	181	35	5.17	Sol sous consolidé
30.00	423	35	12.08	Sol légèrement surconsolidé

Tableau 2.7: Résultats de l'essai ppressiométrique BH-22A

Profondeur (m)	$E_M$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$P_L$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$E_M/P_L$	Classification
4.00	6	17.50	40.86	Sol fortement consolidé
6.00	28	19.50	41.69	Sol fortement consolidé
8.00	26	20.60	41.75	Sol fortement consolidé
10.00	850	17.90	23.69	Sol fortement consolidé
12.00	5288	41.40	37.17	Sol fortement consolidé
14.00	3508	17.70	24.07	Sol fortement consolidé
16.00	2903	34.50	10.61	Sol normalement consolidé
18.00	5572	27.5	17.24	Sol fortement consolidé
20.00	349	48.5	7.2	Sol sous consolidé
22.00	272	33.80	8.05	Sol normalement consolidé
24.00	245	30.30	8.09	Sol normalement consolidé
26.00	250	30.50	8.2	Sol normalement consolidé
28.00	141	27	5.22	Sol sous consolidé
30.00	207	40	5.18	Sol sous consolidé

Tableau 2.8: Résultats de l'essai pressiométrique BH-23

Profondeur (m)	$E_M$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$P_L$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$E_M/P_L$	Classification
2.00	69	5.4	12.77	Sol légèrement surconsolidé
4.00	68	5.5	12.36	Sol légèrement surconsolidé
6.00	124	9.5	13.05	Sol légèrement surconsolidé
8.00	72	8.0	9	Sol normalement consolidé
10.00	474	35	13.54	Sol légèrement surconsolidé
12.00	398	35	11.37	Sol normalement consolidé
14.00	323	35	9.22	Sol normalement consolidé
16.00	191	35	5.45	Sol sous consolidé
18.00	238	35	6.8	Sol sous consolidé
20.00	210	35	6	Sol sous consolidé
22.00	242	35	6.91	Sol sous consolidé
24.00	219	35	6.25	Sol sous consolidé
26.00	1003	35	28.65	Sol fortement consolidé
28.00	386	35	11.02	Sol normalement consolidé
30.00	491	35	14.02	Sol légèrement surconsolidé

Les résultats des essais pressiométriques sont présentés en annexe.

## 2.7 Essais de laboratoire

Outre l'investigation expérimentale in-situ, une série d'essais au laboratoire pour l'identification des sols a été réalisée sur des échantillons intacts et remaniés.

### 2.7.1 Essais physiques

#### ❖ *Teneur en eau, le poids volumique humide et sec, et le degré de saturation*

On représente dans le tableau 2.9 les caractéristiques physiques du sol qui sont : la teneur en eau, le poids volumique humide, sec et le degré de saturation

Tableau 2.9: Teneur en eau, le poids volumique humide et sec, et le degré de saturation

Sondages	Profondeur (m)	Teneur en eau (%)	Poids volumique humide(t/m <sup>3</sup> )	Poids volumique sec (t/m <sup>3</sup> )	Degré de saturation (%)
BH-22	11.50-11.9	13.62	2.00	1.76	71.88
	15-15.35	12.95	1.98	1.74	67.20
	20.55-20.90	9.45	2.00	1.82	55.84
BH-23	5.20-5.70	20.78	1.95	1.62	86.95
	9.05-9.45	13.95	2.06	1.80	80.75
	12.70-13.25	14.23	1.95	1.71	70.05
S-402	5.10-5.52	16.00	2.11	1.81	93.97

- Les valeurs de la densité sèche montrent que les sols du site sont denses à très dense (densité sèche varie entre 1,62 à 1,81 t/m<sup>3</sup>).
- Les sols sont moyennement saturés ( $0\% < S_r < 100\%$ ).

#### ❖ Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique consiste à déterminer la distribution dimensionnelle des grains constituant un granulat. Le tableau 2.10 présente les résultats des essais granulométriques.

Tableau 2.10: Résultats des essais granulométriques

Sondages	Profondeur (m)	Pourcentage des éléments <2mm (%)	Pourcentage des éléments <80µm (%)	Pourcentage des éléments <2µm (%)	Interprétation des résultats
BH-22	3-3.45	92.25	79.00	-	Fin
	9-9.35	97.31	80.00	-	Fin
	11-11.90	87.16	77.18	-	Fin
	15-15.35	92.23	79.98	-	Fin
	20.55-20.90	87.31	77.12	-	Fin
	23-23.50	99.77	79.84	-	Fin
BH-23	5.20-5.70	100	98.32	78.48	Fin
	9.05-9.45	100	89.03	52.39	Fin
	12.70-13.25	100	66.75	41.33	Fin
S-402	5.10-5.52	80	71	28	Fin

Les échantillons analysés sont des sols fins (plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 0.08 mm).

❖ *Classification des sols*

Dans le tableau 2.11 on classe nos sols selon la classification LCPC basée sur l'analyse granulométrique et les limites d'Atterberg.

- Sondage BH-22 à la profondeur [3-3.45m] :

Le pourcentage des éléments  $<80\mu\text{m}$  égal à 79 % (sol fin).

-Classification selon le diagramme de CASAGRANDE.

$W_L = 60.50\%$ ,  $W_P = 23.4\%$ ,  $I_P = 37.1\%$ . Selon le diagramme, ce sol est une argile très plastique.

- Sondage BH-22 à la profondeur [9-9.35m] :

Le pourcentage des éléments  $<80\mu\text{m}$  égal à 80% (sol fin).

-Classification selon le diagramme de CASAGRANDE.

$W_L = 56.70\%$ ,  $W_P = 25.10\%$ ,  $I_P = 31.70\%$ . Selon le diagramme, ce sol est une argile très plastique.

- Sondage BH-22 à la profondeur [11 – 11.90m] :

Le pourcentage des éléments  $<80\mu\text{m}$  égal à 76.18 % (sol fin).

-Classification selon le diagramme de CASAGRANDE.

$W_L = 57\%$ ,  $W_P = 24.70\%$ ,  $I_P = 32.30\%$ . Selon le diagramme, ce sol est une argile très plastique.

- Sondage BH-22 à la profondeur [15-15.35m] :

Le pourcentage des éléments  $<80\mu\text{m}$  égal à 79.98% (sol fin).

-Classification selon le diagramme de CASAGRANDE.

$W_L = 64.70\%$ ,  $W_P = 26.80\%$ ,  $I_P = 37.90\%$ . Selon le diagramme, ce sol est une argile très plastique.

- Sondage BH-22 à la profondeur [20.55-20.90m] :

Le pourcentage des éléments  $<80\mu\text{m}$  égal à 77.12% (sol fin).

-Classification selon le diagramme de CASAGRANDE.

$W_L = 59.00\%$ ,  $W_P = 24.00\%$ ,  $I_P = 35.00\%$ . Selon le diagramme, ce sol est une argile très plastique.

- Sondage BH-22 à la profondeur [23-23.50m] :

Le pourcentage des éléments  $<80\mu\text{m}$  égal à 79.84% (sol fin).

-Classification selon le diagramme de CASAGRANDE.

$W_L = 59.60\%$ ,  $W_P = 23.50\%$ ,  $I_P = 36.10\%$ . Selon le diagramme, ce sol est une argile très plastique.

- Sondage BH-23 à la profondeur [5.20-5.70m] :

Le pourcentage des éléments <80µm égal à 98.32% (sol fin).

-Classification selon le diagramme de CASAGRANDE.

$W_L = 76.70\%$ ,  $W_P = 23.90\%$ ,  $I_P = 52.70\%$ . Selon le diagramme, ce sol est une argile très plastique.

- Sondage BH-23 à la profondeur [9.05-9.45m] :

Le pourcentage des éléments <80µm égal à 89.03% (sol fin).

-Classification selon le diagramme de CASAGRANDE.

$W_L = 32.80\%$ ,  $W_P = 19.00\%$ ,  $I_P = 13.80\%$ . Selon le diagramme, ce sol est une argile très plastique.

- Sondage BH-23 à la profondeur [12.70-13.25m] :

Le pourcentage des éléments <80µm égal à 66.75% (sol fin).

-Classification selon le diagramme de CASAGRANDE.

$W_L = 44.10\%$ ,  $W_P = 21.60\%$ ,  $I_P = 22.50\%$ . Selon le diagramme, ce sol est une argile très plastique.

- Sondage S-402 à la profondeur [5.10-5.52m] :

Le pourcentage des éléments <80µm égal à 71% (sol fin).

-Classification selon le diagramme de CASAGRANDE.

$W_L = 45.00\%$ ,  $W_P = 15.00\%$ ,  $I_P = 30.00\%$ . Selon le diagramme, ce sol est une argile très plastique.

*Tableau 2.11: Résultats des limites d'Atterberg*

Sondages	Profondeur (m)	Limite de liquidité $W_L$ (%)	Limites de plasticité $W_P$ (%)	Indice de plasticité $I_P$ (%)	Classifications des sols
BH-22	3-3.45	60.50	23.4	37.1	Argile très plastique
	9-9.35	56.70	25.10	31.70	Argile très plastique
	11-11.90	57.00	24.70	32.30	Argile très plastique
	15-15.35	64.70	26.80	37.90	Argile très plastique
	20.55-20.90	59.00	24.00	35.00	Argile très plastique
	23-23.50	59.60	23.50	36.10	Argile très plastique
BH-23	5.20-5.70	76.70	23.90	52.70	Argile très plastique
	9.05-9.45	32.80	19.00	13.80	Argile peu plastique
	12.70-13.25	44.10	21.60	22.50	Argile peu plastique
S-402	5.10-5.52	45.00	15.00	30.00	Argile peu plastique

## 2.7.2 Essais mécaniques

### 2.7.2.1 Essai œdométrique

Les résultats de l'essai œdométrique sont représentés dans le tableau 2.12.

*Tableau 2.12: Résultats de l'essai œdométrique*

Sondages	Profondeur (m)	Pc (bar)	Cc (%)	Cg (%)	Cs (%)	E <sub>0</sub> (bar)
S-402	5.10-5.52	3.20	16	7	0	307.20

Les résultats montrent que le sol est moyennement compressible ( $0,1 < C_c < 0,2$ ) et présente une tendance au gonflement.

### 2.7.2.2 Essai triaxial

Les résultats de l'essai triaxial sont représentés dans le tableau suivant 2.13.

*Tableau 2.13: Résultats de l'essai triaxial UU*

Sondages	Profondeur (m)	Cisaillement triaxial UU		Etat de sol
		Cu(bar)	$\varphi_u$ (°)	
BH-22	11.5-11.9	2.14	11.90	Très ferme
	15.00-15.35	2.62	13.00	Très ferme
	20.55-20.90	2.03	9.60	Très ferme
BH-23	9.05-9.45	1.30	9.10	Ferme

## 2.8 Paramètres physiques et mécaniques du sol

Le calcul de l'homogénéité des caractéristiques C et  $\varphi$  se fait pour le sondage BH-22.

### -Sondage BH-22

#### ➤ L'angle de frottement

$$\varphi_{\text{moy}} = \frac{\sum \varphi_u}{N} = \frac{11.9+13+9.6}{3} = 11.5^\circ$$

#### ▪ L'écart type

$$SD = \sqrt{\frac{(\varphi_u - \varphi_{\text{moy}})^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{(11.9-11.5)^2 + (13-11.5)^2 + (9.6-11.5)^2}{2}} = 1.73$$

#### ▪ Le coefficient de variation

$$Cov = \frac{SD}{\varphi_{moy}} = \frac{1.73}{11.5} = 15\% > 10\% ;$$

Donc on prend la plus petite valeur  $\varphi_u = 9.6^\circ$

➤ **La cohésion C**

$$C_{moy} = \frac{\sum Cu}{N} = \frac{214+262+203}{3} = 226.3 \text{ kPa}$$

▪ **L'écart type**

$$SD = \sqrt{\frac{(\sum Cu - \varphi_{moy})^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{(214-226.3)^2 + (262-226.3)^2 + (203-226.3)^2}{2}} = 31.37$$

▪ **Le coefficient de variation**

$$Cov = \frac{SD}{C_{moy}} = \frac{31.37}{226.3} = 13\% > 10\% ;$$

Donc on prend la plus petite valeur  $C = 203 \text{ kPa}$

**Caractéristiques physiques :**

$$\gamma_h \text{ moy} = \frac{20+19.8+20}{3} = 19.93 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_d \text{ moy} = \frac{17.6+17.4+18.2}{3} = 17.73 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma'_{moy} = \gamma_d \text{ moy} \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s \text{ moy}}\right) = 17.73 \left(1 - \frac{10}{26}\right) = 10.91 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sat \text{ moy}} = \gamma'_{moy} + \gamma_w = 10.91 + 10 = 20.91 \text{ kN/m}^3$$

**-Sondage BH-23**

$$C = 130 \text{ kPa}$$

$$\varphi = 9.1 \text{ kPa}$$

**Caractéristiques physiques :**

$$\gamma_h \text{ moy} = \frac{19.5+20.6+19.5}{3} = 19.86 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_d \text{ moy} = \frac{16.2+18+17.1}{3} = 17.1 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma'_{moy} = \gamma_d \text{ moy} \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s \text{ moy}}\right) = 17.1 \left(1 - \frac{10}{26}\right) = 10.52 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sat \text{ moy}} = \gamma'_{moy} + \gamma_w = 10.52 + 10 = 20.52 \text{ kN/m}^3$$

### 2.9 Conclusion

La campagne d'investigation sur terrain (sondages carottés, essais pénétrométriques et essais pressiométriques) suivie par les essais de laboratoire sur les échantillons récupérés nous ont permis d'identifier la nature et les formations du sous-sol avec une quantification de leurs principales caractéristiques physiques et mécaniques. La finalité de ce travail nous a permis d'élaborer le modèle du sous-sol qui recense principalement la présence dominante d'une couche d'argile plastique. Ce modèle de sol est pris en compte dans l'étude et le calcul des fondations de cet ouvrage.

## **CHAPITRE 3 : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES**

### 3.1 Introduction

Les charges appliquées sur tout ouvrage d'art peuvent être permanentes ou variables. Ces charges sont définies souvent par un règlement (fascicule 61 titre II). Leur prise en compte dans les calculs de l'ouvrage est déterminante pour l'étude des fondations et la conception de la meilleure solution possible. L'idée est de considérer les différentes combinaisons pour déterminer les réactions transmises à la pile et à la culée. Ce chapitre est dédié au traitement de ce volet pour le cas de notre projet.

### 3.2 Evaluation des charges et surcharges

Le pont doit résister aux efforts qui lui sont appliqués :

- La charge permanente ;
- La charge complémentaire permanente ;
- Les surcharges routières.

#### 3.2.1 Calcul des charges permanentes CP (éléments porteurs)

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et les installations fixes.

##### 3.2.1.1 Poids propre de la poutre

Le poids propre de la poutre est donné par la formule suivante :

$$P_i = \rho_b \cdot V \quad (3.1)$$

Sachant que  $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

Alors :  $P_i = 25 \cdot 0.75 \cdot 17.5$

$$P_i = 328.13 \text{ kN}$$

$$P \text{ poutres} = 2 \sum P_i \quad (3.2)$$

$$P \text{ poutres} = 2 \cdot 328.13 = 656.25 \text{ kN}$$

$$P \text{ poutres} = 7 \cdot 656.25 = 4593.75 \text{ kN}$$

$$P \text{ 7 poutres} = 131.25 \text{ kN/ml}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutre sont représentées dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1: Caractéristiques géométriques de la poutre

Section	
Aire brute (m <sup>2</sup> )	0.75
Aire nette (m <sup>2</sup> )	0.44
I/g brute (m <sup>4</sup> )	0.292
I/g net (m <sup>4</sup> )	0.024

Les dimensions de la poutre médiane sont données par la figure 3.1.

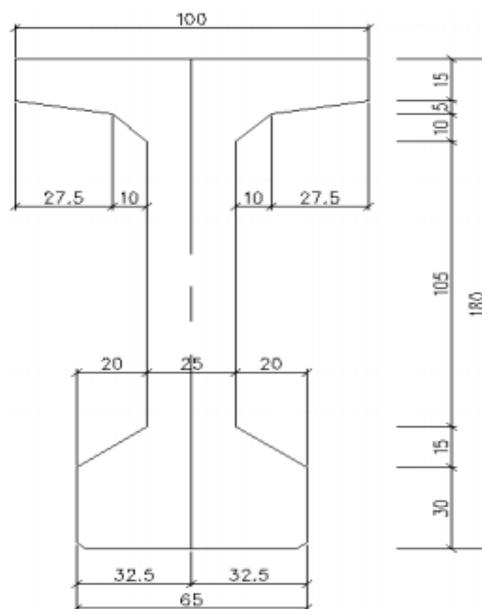


Figure 3.1: Dimensions de la section médiane

### 3.2.1.2 Poids propre de l'hourdis

Le poids propre de l'hourdis est donné par la formule (3.3):

$$P_{\text{hourdis}} = \rho_b \cdot h_h \cdot L_t \quad (3.3)$$

$h_h$  : épaisseur de l'hourdis,  $h_h = 25\text{cm}$

$L_t$  : largeur du tablier,  $L_t = 13.25\text{m}$

$$P_{\text{hourdis}} = 25 \cdot 0.25 \cdot 13.25 = 82.81 \text{ kN/ml}$$

$$P_{\text{hourdis}} = 82.81 \text{ kN/ml} = 2898.35 \text{ kN}$$

### 3.2.1.3 Poids propre de l'entretoise

Deux entretoises par travée avec une surface de 1.67 m<sup>2</sup> chacune et une épaisseur de 40 cm donc :

$$P \text{ entretoises} = \rho b \times S_e \times h_e \quad (3.4)$$

$S_e$  : section de l'entretoise.

$H_e$  : épaisseur de l'entretoise.

$$P \text{ entretoises} = 2 \times 25 \times 1.67 \times 0.4 = 33.4 \text{ kN}$$

$$P \text{ entretoises} = 0,96 \text{ kN/ml}$$

➤ Donc le poids des éléments porteurs est :

$$P_{cp} = 7 * P_{poutres} + P_{hourdis} + P_{entretoise} = 7 * 656.25 + 2898.35 + 33.4 = 7525.5 \text{ kN}$$

$$P_{cp} = 215,01 \text{ kN/ml}$$

### 3.2.2 Calcul des charges permanentes complémentaires CCP

#### - Poids du revêtement

Une couche de revêtement en béton bitumineux de 10 cm d'épaisseur placée sur le tablier, de poids volumique de 24 kN/m<sup>3</sup>.

$$P_{\text{revêtement}} = \rho b \times S_{\text{rev}} \quad (3.5)$$

$S_{\text{rev}}$  : section du revêtement

$$P_{\text{revêtement}} = 24 \times 12 \times 0,10 = 28.8 \text{ KN/ml}$$

#### - Poids des trottoirs et corniches

$$P_T = P_{t\text{-gauche}} + P_{t\text{-droite}} = \gamma_b \times (S_1 + S_2) \quad (3.6)$$

$$P_T = 25 \times (0.263 \times 0.75 + 0.25 \times 0.5) = 8.06 \text{ KN/ml}$$

$$P_C = 25 \times 0.25 \times 0.75 = 4.69 \text{ kN/ml}$$

Donc :

$$P_T + P_C = 12.75 \text{ kN/ml}$$

#### ▪ Les glissières de sécurité et gardes corps

- Le poids de la glissière de sécurité type H3 est  $P = 1.5 \text{ kN/ml}$ .

Donc :  $P_{GS} = 3 \text{ kN/ml}$ .

- Le poids d'un garde corps est  $P = 0.6 \text{ kN/ml}$ .

Donc :  $P_{GC} = 1.2 \text{ kN/ml}$ .

- Le poids des glissières de sécurité et gardes corps

$$P_{GS} + P_{GC} = 3 + 1.2 = 4.2 \text{ kN/ml}$$

#### - Poids de Gouttière

$$P_{\text{gouttière}} = 0.48 \text{ kN/ml}$$

➤ Le poids des charges complémentaires permanentes est :

$$P_{ccp} = 46.23 \text{ k/ml} = 1618.05 \text{ kN}$$

➤ Donc le poids total du tablier est :

$$P_{cp} + P_{ccp} = 7525.5 \text{ kN} + 1618.05 \text{ kN} = 9143.55 \text{ kN} = 261.24 \text{ kN/ml}$$

### 3.2.3 Calcul de surcharges routières

D'après le fascicule 61 titre I, les surcharges à considérer sont :

- Système de charge routière type **A (I)** ;
- Système de charge routière type **B (Bc, Bt, Br)** ;
- Système de charge militaire **Mc120** ;
- Convoi exceptionnel **D240**.
- Les surcharges de trottoirs **St**.

#### - Caractéristiques du pont

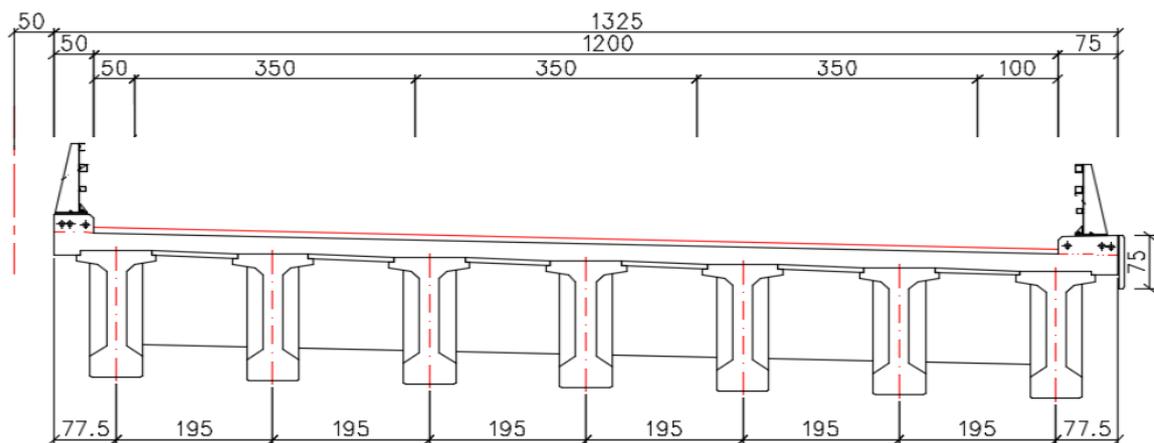


Figure 3.2: Coupe transversale

#### a- Largeur roulable $L_r$

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

$$L_r = 13,25 - (0,5 + 0,75) = 12,00 \text{ m d'où } L_r = \mathbf{12,00 \text{ m}}$$

#### b- Largeur chargeable $L_c$

La largeur chargeable est déduite de la largeur roulable, dans notre cas d'ouvrage :

$$L_c = 12 - (0,5 + 1) = 10,50 \text{ m d'où } L_c = \mathbf{10,50 \text{ m}}$$

#### c- Nombre de voies

Par convention, Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

$$N = L_c / 3 \text{ d'où } N = 10,5 / 3 = 3,50$$

Donc on a trois voies  $N = \mathbf{3}$

#### d- Largeur d'une voie $L_v$

$$L_v = L_c / 3 \text{ d'où } L_v = 10,5 / 3 = 3,5 \text{ m}$$

**e- Classe de pont**

Suivant l'importance de l'itinéraire, les ponts sont rangés en trois classes, les ponts de chaque classe étant calculés avec les mêmes charges. Ces classes sont définies simplement en fonction de la largeur roulable  $L_r$ .

Tableau 3.2: Classe des ponts

Classe de pont	Largeur (m)
1 <sup>ère</sup> Classe	$L_r \geq 7$
2 <sup>ème</sup> Classe	$5,50 < L_r < 7$
3 <sup>ème</sup> Classe	$L_r \leq 5,50$

$L_r=12m \geq 7 m$  donc notre ouvrage est de **1<sup>ère</sup> classe**.

**3.2.3.1 Système de charge A**

Le système **A** se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur  $L$  chargée du tablier en (m). Pour les ponts comportant des portées unitaires inférieures ou égales à 200m, la charge **A(I)**, exprimée en KN/m<sup>2</sup>, est donnée en fonction de la longueur chargée ( $l$ ) exprimée en mètre.

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3.7)$$

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{35+12} = 9.96 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur **A(I)** est multipliée par les coefficients  $a_1$  du tableau 3.3

Tableau 3.3: Coefficients de dégressivité transversale des charges  $a_1$  [6]

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0,9</b>	0,75	0,70
2	1	0,9	-	-	-
3	0,9	0,8	-	-	-

Le coefficient  $a_2$  est donné par la formule  $a_2 = v_0/v$ ,  $v$  étant la largeur d'une voie et,  $v_0 = 3.50 m$ .  
D'où  $a_2 = 3.50/3.50=1$  [6].

Tableau 3.4: Valeurs de la charge A(l)

Nombre de voies	L (m)	A(l) (KN/m <sup>2</sup> )	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	A(l) x a <sub>1</sub> x a <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	L <sub>v</sub> (m)	A(l) (KN/ml)
1	35	9,96	1	1	9,96	3,5	34,86
2	35	9,96	1	1	9,96	7	69,72
3	35	9,96	0,9	1	8,96	10,5	94,08

### 3.2.3.2 Système de charge B

Le système de charge B comprend trois sous-système (B<sub>c</sub>, B<sub>t</sub> et B<sub>r</sub>)

#### - Système de charge B<sub>c</sub>

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut ;
- Disposition égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.
- Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système B<sub>c</sub> pris en compte est multipliée par le coefficient b<sub>c</sub>, donné par le tableau 3.5.

- Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0.25 m de côté.
- Surface d'impact d'une roue avant : carré de = 0.20 m de côté.

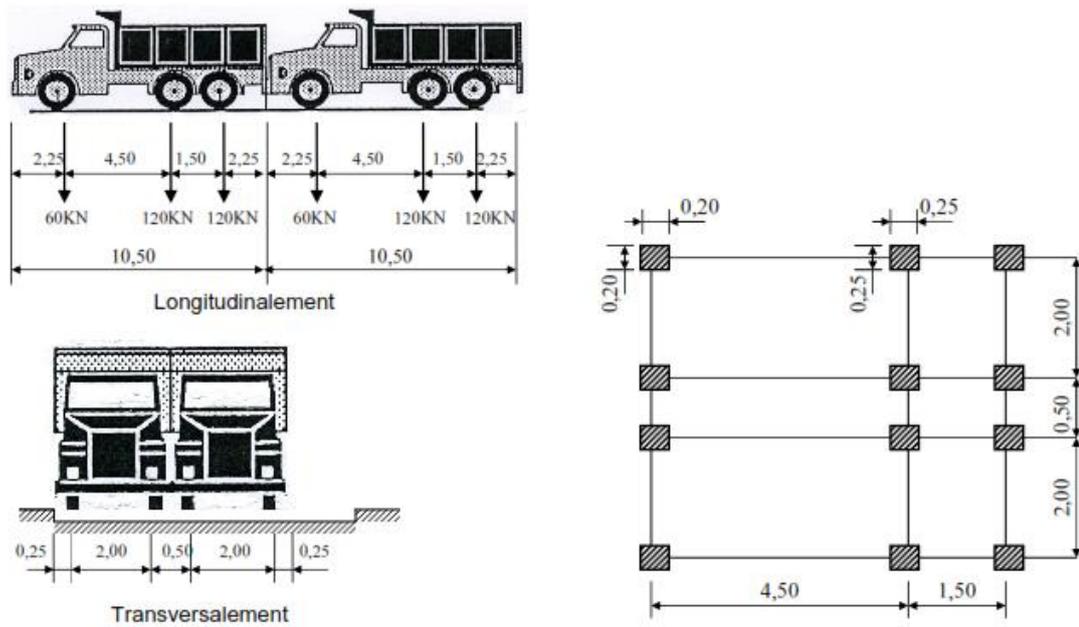


Figure 3.3: Les dimensions du système Bc[6]

Tableau 3.5: Coefficient bc[6]

Classe du pont	Nombre des voies chargées				
	1	2	3	4	>5
1	1.20	1.10	0.95	0.80	0.7
2	1.00	1.00	/	/	/
3	1.00	0.8	/	/	/

Les valeurs de charge  $B_c$  sont résumées dans le tableau 3.6

Tableau 3.6 : Valeurs de Bc

Nombre des voies	$B_c$ (KN)	$b_c$	$S=B_c \times b_c$ (KN)
1	600	1,20	720
2	1 200	1,10	1 320
3	1 800	0,95	1 710

- **Système de charge  $B_t$**

Un tandem du système  $B_t$  comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques.

Pour le calcul des poutres maîtresses, l'axe de la file de roues la plus excentrée doit rester à une distance minimale du bord de la largeur carrossable, égale à 1.00 m s'il s'agit d'un dispositif de sécurité et de 0.50 m s'il s'agit d'une bordure.

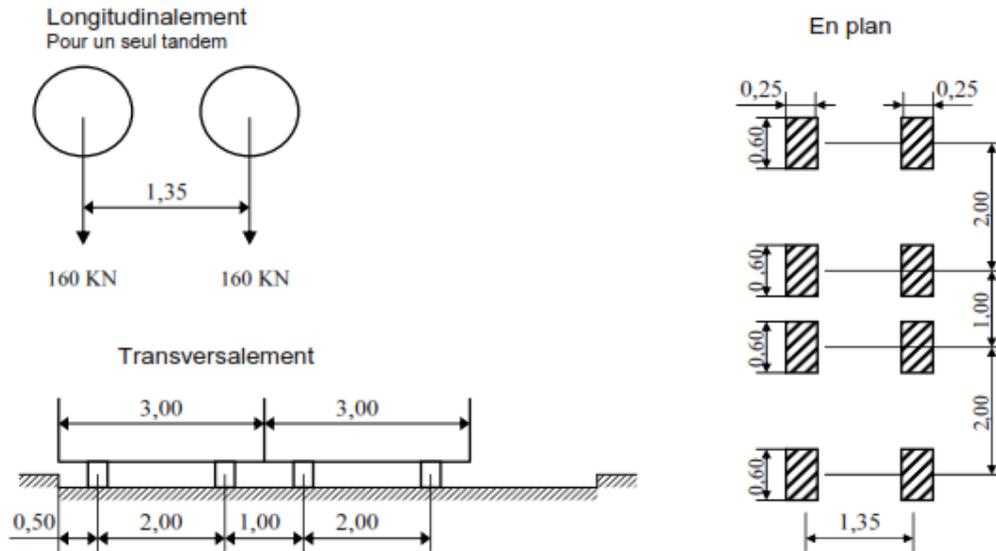


Figure 3.4 : Système de chargement Bt [6]

- Le système est applicable seulement pour les ponts de 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> classe.
- La valeur des charges du système Bt doit être multiplié par un coefficient bt qui est en fonction de la classe du pont, Les valeurs du coefficient bt sont données par le tableau suivant :

Tableau 3.7: coefficients bt selon la classe du pont

Classe du pont	Largeur(m)
1	1,2
2	0,9

Les valeurs de charge **B<sub>t</sub>** sont résumées dans le tableau 3.8

Tableau 3.8: Valeurs de Bt

Nombre des voies	B <sub>t</sub> (KN)	b <sub>t</sub>	S=B <sub>t</sub> x b <sub>t</sub> (KN)
1	320	1,20	384
2-3	640	1,20	768

- **Système de charge  $B_r$**

Le système  $B_r$  se compose d'une roue isolée transmettant un effort de (100 KN) à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,6 x 0,3 (m x m), qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

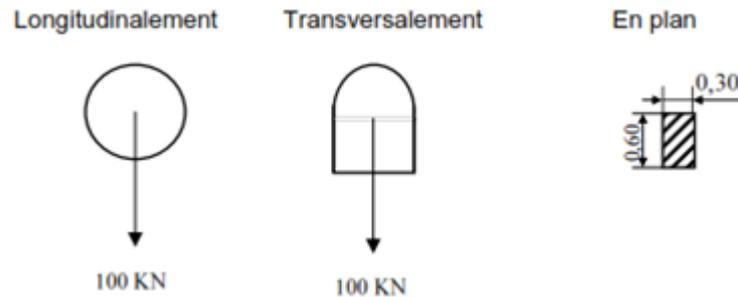


Figure 3.5: Système de chargement  $B_r$ [6]

Le rectangle d'impact de la roue  $B_r$ , disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être déplacé n'importe où sur la largeur roulable.

- **Coefficient de majoration dynamique**

Les charges du système  $B$  sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique. Le coefficient relatif à un tel élément est déterminé par la formule (3.8) :

$$\delta = 1 + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1+0,2 \times L} \quad (3.8)$$

Avec :

$L$  : la longueur de l'élément exprimée en mètre.

$G$  : charge permanente.

$S$  : charge B maximale.

Tableau 3.9: Valeurs de coefficient de majoration dynamique  $\delta$

Système de chargement	L (m)	G (KN)	S (KN)	$\delta$
$B_c$	35	9 143,55	1 710	1,07
$B_t$	35	9 143,55	768	1,06
$B_r$	35	9 143,55	100	1,05

Evaluation des surcharges du système  $B_c$  et  $B_t$

Tableau 3.10: Charge ( $bc$ ) par voie

Nombre de voies chargées	$B_c$	Charge par essieu en (t)		
			$n \times c \times bc \times \delta_{bc}$	
1	1.2	E.AV	$1 \times 6 \times 1.2 \times 1.07$	7.704
		E.AR	$1 \times 12 \times 1.2 \times 1.07$	15.408
2	1.1	E.AV	$2 \times 6 \times 1.1 \times 1.07$	14.124
		E.AR	$2 \times 12 \times 1.1 \times 1.07$	28.248
3	0.95	E.AV	$3 \times 6 \times 0.95 \times 1.07$	18.297
		E.AR	$3 \times 12 \times 0.95 \times 1.07$	36.594

E.AV : essieux avant.

E.AR : essieux arrière.

Tableau 3.11: Charge ( $bt$ ) par essieu

Désignation	Poids(t)	$b_t$	$\delta_{bt}$	Essieu (t)
1 Tandem	16	1.2	1.06	20.35
2 Tandem	32	1.2	1.06	40.70

#### - Efforts de freinage

Les charges des chaussées des systèmes de charge A et  $B_c$  sont susceptibles de développer des efforts de freinage, efforts s'exerçant sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation. Dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

##### ✓ *Système de charge $B_c$*

Chaque essieu d'un camion du système  $B_c$  peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions  $B_c$  que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Les efforts de freinage développés par le système  $B_c$  ne sont pas susceptibles de majoration dynamique, L'effort de Freinage susceptible d'être développé par le système  $B_c$  se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 kN.  $F_{Bc} = 300$  kN.

##### ✓ *Système de charge A*

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$F = \frac{A.S}{20+0.0035 \times S} \text{ (kN)} \quad (3.9)$$

La fraction (Frac)=1 / (20 + 0.0035 S)

F=Frac x A(L) x L. (kN)

S=A(l) x L tel que S : surface chargée en (m<sup>2</sup>)

Tableau 3.12: Valeurs de l'effort de freinage du système de chargement A(l)

Nombre de voies	L(m)	Lv (m)	S (m <sup>2</sup> )	Fraction (%)	A(l) (kN/m)	A(l) x L (kN)	F (kN)
1	35	3.5	122.5	0.05	34.86	1220.1	61
2	35	7	245	0.05	69.72	2440.2	122.01
3	35	10.5	367.5	0.05	94.122	3294.27	164.71

#### - Force centrifuge

En se référant aux articles 7 et 5.2.2 du Fascicule 62-Titre I (Section II), l'action transmise au tablier par les charges de types Bc et A sera pondérée par :

$$F_{cent} = \frac{80}{R} \times Bc \times bc \times \delta \quad (R > 400 \text{ m}) \quad (3.10)$$

$$F_{cent} = \frac{R+150}{6R+350} \times Bc \times bc \times \delta \quad (R \leq 400 \text{ m}) \quad (3.11)$$

Avec :

R = rayon de courbure en plan.

Le nombre de voies chargées avec le système A, doit être au moins égal au nombre de files de camions Bc considérées.

Les effets des forces centrifuges ne sont pas cumulés avec ceux des efforts de freinage

Tableau 3.13: Force centrifuge

L (m)	Nombre de voies	Lr (m)	A(l) (kN)	Fraction (%)	Hfrac (kN/m)	Hfrac,tot (kN)	R <sub>curve</sub> (m)	Kc	Hcen (kN)	Hcen (kN/m)
35	3	12	94.122	0.05	4.706	164.71	750	0.107	352.5	10.07

Donc :  $H_{cen} = 352.5 \text{ kN}$

### - -Vent

Pour les ouvrages en service le vent exerce une pression horizontale statique appliquée en surfaces ayant une intensité égale à  $W = 2.00 \text{ kN/m}^2$ . Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée et sa pression est appliquée à la surface intéressée des piles et du tablier.

#### 3.2.3.3 Charges militaires : Mc 120 (véhicule chenille)

Ce véhicule dont la masse totale est de 110 tonnes est composé de deux (2) chenilles de 6.10 m de longueur et de 1.00 m de largeur avec un entraxe de 3.30 m.

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi. Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance des deux (2) véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. La distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée doit être au moins égale à 30.50 m.

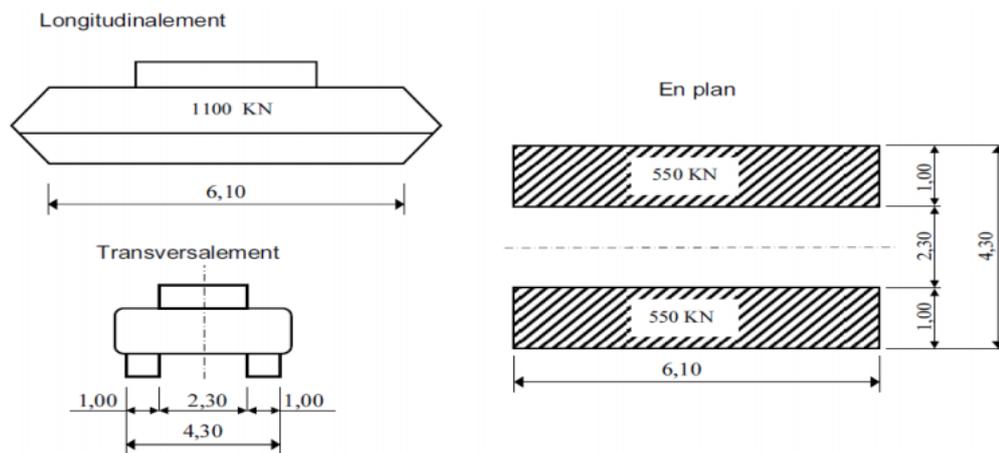


Figure 3.6: Les dimensions du système MC120[6]

Dans le cas de notre pont  $L_{portée} = 35 \text{ m}$ , donc le nombre des convois qui peut circuler en même temps dans le sens longitudinal est égal à  $n=1$

Le système  $M_{c120}$  est multiplié par le coefficient  $\delta$ , tel que  $\delta_{M_{c120}} = 1.068$ .

$$G = 9143.55 \text{ KN}$$

$$S = 1100 \text{ KN}$$

$$M_{c120} = 1100 \times 1.068 = 1174.8 \text{ KN}$$

$$\text{Soit par ml de chenille} = 1174.8 / 6.10$$

$$M_{c120} = 192.6 \text{ KN/ml.}$$

### 3.2.3.4 Convoi exceptionnel type D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

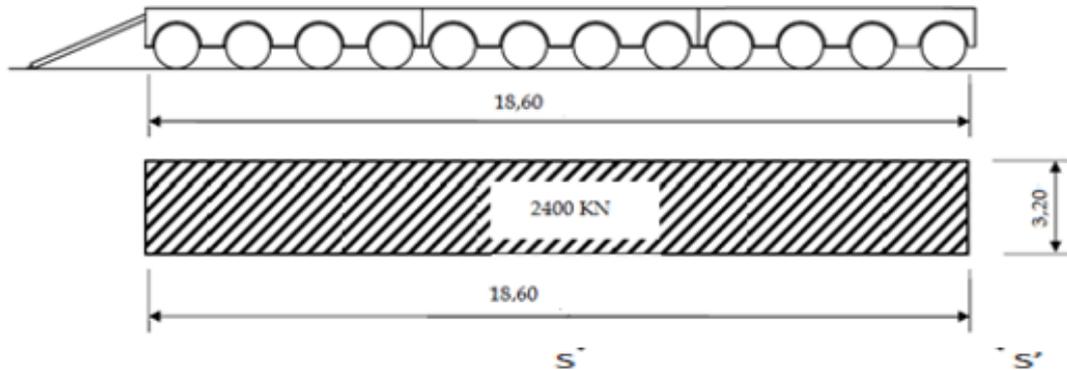


Figure 3.7: Répartition de la charge exceptionnelle type D 240 [6]

$$D_{240} = \frac{P}{L} = \frac{2400}{18,6} = 129 \text{ KN/ml.}$$

### 3.2.3.5 Surcharge sur les trottoirs St

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 1.50 KN/m<sup>2</sup>, selon le fascicule 61 titre II. On a considéré pour la vérification globale : 1.50 KN/m<sup>2</sup>

- Pour trottoir n° 1 chargé :
- $P = 1,5 \times 0,263 = 0,4 \text{ KN/ml.}$
- Pour trottoir n° 2 chargé :
- $P = 1,5 \times 0,25 = 0,375 \text{ KN/ml.}$
- Pour les deux trottoirs chargés.
- $P = 0,4 + 0,375 = 0,775 \text{ KN/ml.}$

## 3.3 Calcul de réactions

### 3.3.1 Sous des charges constantes

On utilise le principe d'équilibre statique pour calculer les réactions d'appuis sous les charges constantes suivantes :

- La charge permanente G.
- La surcharge A(l).
- La charge des trottoirs St.

**3.3.1.1 Calcul des réactions d'appuis sous la charge permanente G**

Le poids propre du tablier :  $G = 9143.55 \text{ KN}$

➤ Pour une seule travée chargée :

$$R_C = G/2 = 9143.55/2 = 4571.775 \text{ KN}$$

$R_C$  : réaction de la culée.

➤ Pour deux travées chargées :

$$R_P = G/2 \times 2 = 9143.55 \text{ KN}$$

$R_P$  : réaction de la pile.

**3.3.1.2 Calcul des réactions d'appuis sous la charge A(l)**

➤ Une travée chargée

- Pour trois voies chargées

On a  $A(l) = 94.08 \text{ KN/ml}$

$$R_1 = R_2 = R_C = (94.08 \times 34) / 2 = 1599.36 \text{ KN.}$$

$$R_C = 1599.36 \text{ KN.}$$

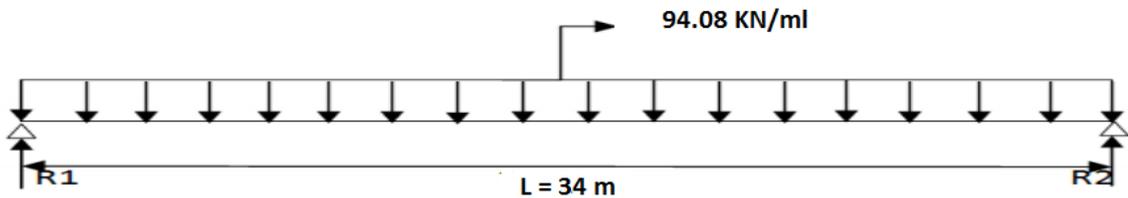


Figure 3.8: La travée sous la charge A(l)

➤ Deux travées chargées

$$A(L) = 2.3 + \left( \frac{360}{70 + 12} \right) = 6.69 \text{ kN/m}^2$$

$$A(L) = 6.69 \text{ KN/m}^2.$$

$$A(l) = a_1 \times a_2 \times A(L) \times L.$$

$L$  : la largeur chargeable

$$A(l) = 0.9 \times 1 \times 6.69 \times 10.5 \text{ d'où } A(l) = 63.22 \text{ KN/ml.}$$

En utilisant la méthode de RDM on trouve :

$$R_P = 2R = \left( \frac{34 \times 63.22}{2} \right) \times 2 = 2149.48 \text{ kN}$$

$$R_P = R_{\max} = 2149.48 \text{ KN.}$$

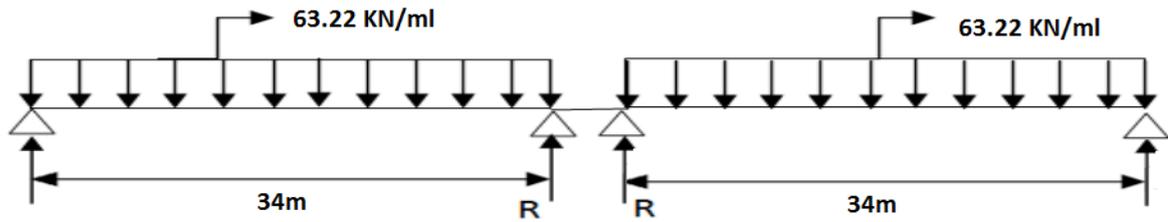


Figure 3.9: Les deux travées sous la charge A(l)

### 3.3.1.3 Calcul des réactions d'appuis sous surcharge des trottoirs

#### ➤ Pour une travée à deux trottoirs chargés St

$$Q_{st} = 0.775 \text{ KN/ml.}$$

Le cas le plus défavorable est celui de deux trottoirs chargés d'où  $Q_{st} = 0.775 \text{ KN/ml}$ .

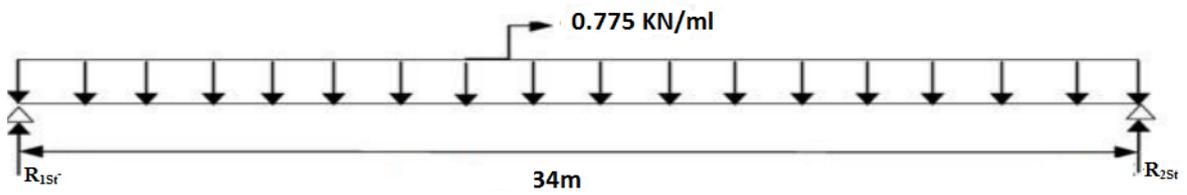


Figure 3.10: Schéma statique de la poutre sous la charge des 2 trottoirs

$$\text{On a: } \sum F_v = 0 \rightarrow R_{1st} + R_{2st} - Q_{st} \times L = 0.$$

En raison de la symétrie de la poutre, on a :

$$R_{1st} = R_{2st} = R_C = (Q \times L) / 2 = (0.775 \times 34) / 2 = 13.175 \text{ KN.}$$

$$R_C = 13.175 \text{ KN.}$$

#### ➤ Deux travées chargées

$$R_{\max} = 2 \times (0.775 \times 34) / 2 = 26.35 \text{ KN.}$$

$$R_P = 26.35 \text{ KN}$$

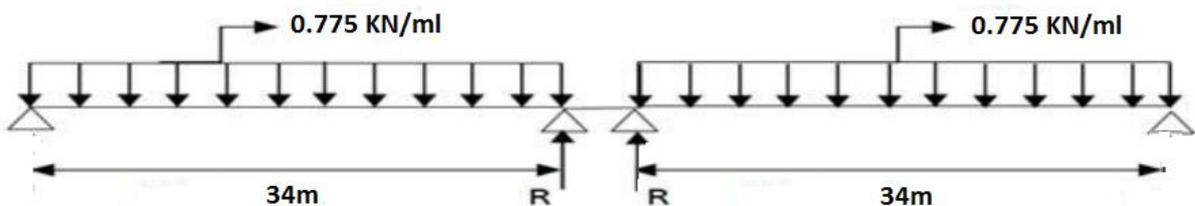


Figure 3.11: Les deux travées sous la charge St

### 3.3.2 Sous des charges mobiles

On utilise la méthode des lignes d'influence pour calculer les réactions d'appuis sous les charges mobiles suivantes :

- La charge Bc.
- La charge Bt.
- La charge militaire  $M_{C120}$ .
- La charge exceptionnelle convois  $D_{240}$ .

#### ❖ Principe de la méthode des lignes d'influence

La méthode des lignes d'influences est utilisée pour déterminer les efforts dans la structure due aux charges mobiles ou aux charges transitoires. Cette méthode, comme beaucoup d'autres, permet de visualiser et calculer l'effet d'une charge mobile sur une structure au moyen de représentations graphiques.

On s'intéresse à connaître les valeurs extrêmes des efforts engendrés par les charges à différents endroits dans la structure. Ainsi, la position des charges transitoires doit être sélectionnée judicieusement de sorte qu'elles causent des effets maximaux.

Il y'a deux cas de charges pour le calcul des réactions par les lignes d'influences :

- Pour les charges concentrées :  $R = \sum P_i Y_i$ .
- Pour les charges uniformément réparties :  $R = Q \times S$ .

$P_i$  : charge concentrée.

$Y_i$  : distance par rapport à la charge appliquée.

$Q$  : charge uniformément répartie.

$S$  : surface du trapèze.

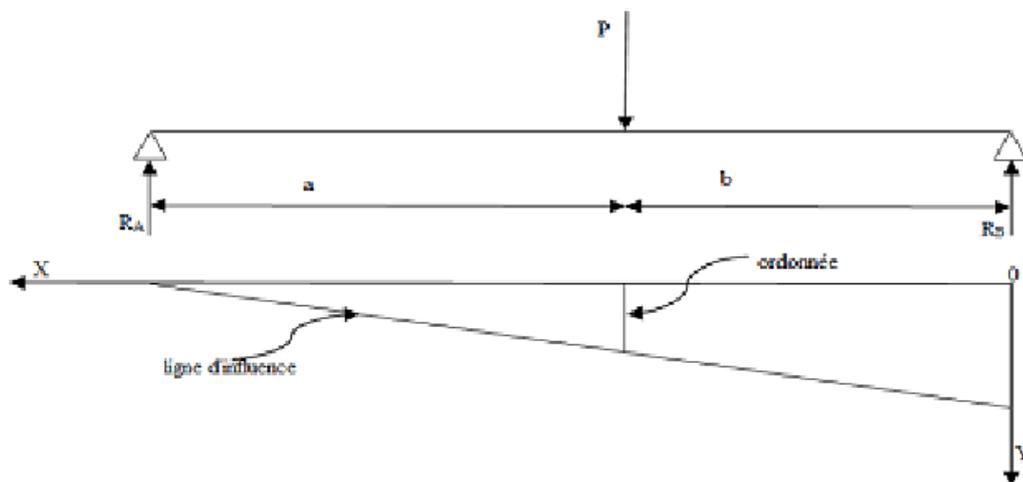


Figure 3.12: Schéma explicatif de la méthode des lignes d'influence

### 3.3.2.1 Calcul des réactions d'appuis sous la surcharge BC

#### ➤ Une travée chargée

En utilisant la méthode de ligne d'influence et le théorème de Betti on trouve les ordonnées suivantes :

$$Y_1 = \frac{34 - 0}{34} = 1, \quad Y_2 = \frac{34 - 1.5}{34} = 0.95, \quad Y_3 = \frac{34 - 6}{34} = 0.82,$$

$$Y_4 = \frac{34 - 10.5}{34} = 0.69, \quad Y_5 = \frac{34 - 12}{34} = 0.64, \quad Y_6 = \frac{34 - 16.5}{34} = 0.51$$

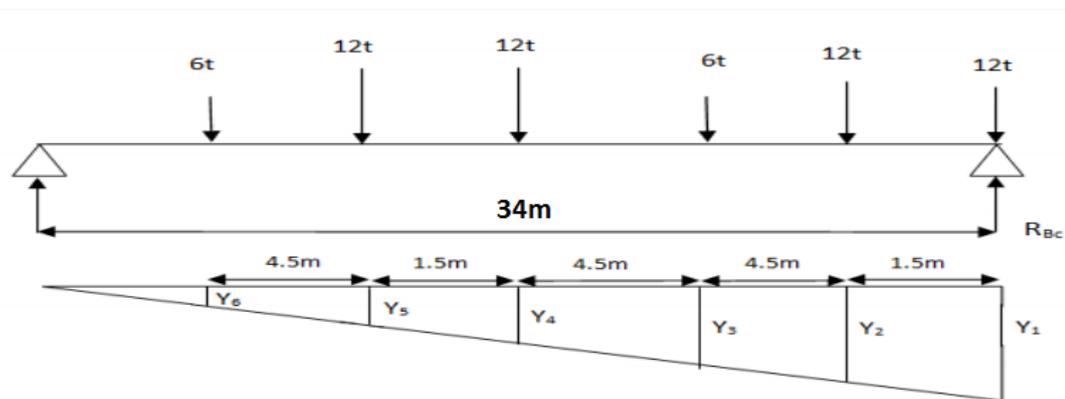


Figure 3.13: La travée sous la surcharge BC

$$R_{Bc} = \sum P_i Y_i$$

$$R_{Bc} = 12(Y_1 + Y_2 + Y_4 + Y_5) + 6(Y_3 + Y_6)$$

$$R_{Bc} = 12(1 + 0.95 + 0.69 + 0.64) + 6(0.82 + 0.51).$$

$$R_{Bc} = 47.34 \text{ t} = 473.4 \text{ KN}.$$

#### \* Calcul de la réaction par rapport à 3 voies chargées

$$R_{Bc} = R \times bc \times \delta_{bc} \times V.$$

$$R_{Bc} = 47.34 \times 0.95 \times 1.07 \times 3$$

$$R_C = R_{Bc} = 144.36 \text{ t} = 1443.6 \text{ KN}.$$

➤ Deux travées chargées

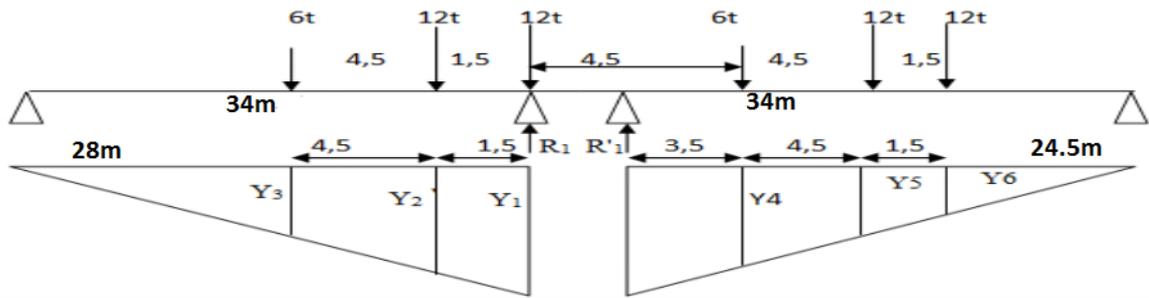


Figure 3.14: Les deux travées sous la surcharge BC

$$Y_1 = \frac{34 - 0}{34} = 1, \quad Y_2 = \frac{34 - 1.5}{34} = 0.95, \quad Y_3 = \frac{34 - 6}{34} = 0.82,$$

$$Y_4 = \frac{34 - 3.5}{34} = 0.89, \quad Y_5 = \frac{34 - 8}{34} = 0.76, \quad Y_6 = \frac{34 - 9.5}{34} = 0.72$$

$$R_1 = 12 \times Y_1 + 12 \times Y_2 + 6 \times Y_3$$

$$R'_1 = 6 \times Y_4 + 12 \times Y_5 + 12 \times Y_6$$

$$R_1 = (12 \times 1) + (12 \times 0.95) + (6 \times 0.82) = 28.32 \text{ t.}$$

$$R'_1 = (6 \times 0.89) + (12 \times 0.76) + (12 \times 0.72) = 23.1 \text{ t.}$$

$$R = R_1 + R'_1$$

$$R_p = R = 51.42 \text{ t} = 514.2 \text{ KN.}$$

\* Calcul de la réaction par rapport 3 voies chargées

$$R_{\max} = R \times b_c \times \delta_{bc} \times V.$$

$$R_{\max} = 51.42 \times 0.95 \times 1.07 \times 3 = 156.80 \text{ t} = 1568 \text{ KN}$$

3.3.2.2 Calcul des réactions d'appuis sous la charge Bt

Une travée chargée



Figure 3.15: La travée sous la surcharge Bt

$$Y_1 = \frac{34 - 0}{34} = 1, \quad Y_2 = \frac{34 - 1.35}{34} = 0.96$$

$$R_1 = 16 \times 1 + 16 \times 0.96 = 31.36 \text{ t} = 313.6 \text{ KN.}$$

\* *Calcul de la réaction par rapport à 3 voies chargées*

$$R_{\max} = R_1 \times b_t \times \delta_{bt} \times V.$$

$$R_{\max} = 31.36 \times 1.2 \times 1.06 \times 3.$$

$$R_C = R_{\max} = 119.67 \text{ t} = 1196.7 \text{ KN}.$$

➤ **Deux travées chargées**

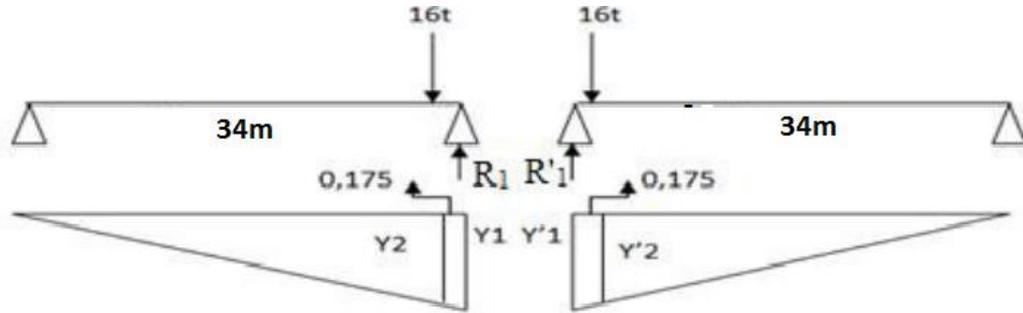


Figure 3.16: Les deux travées sous la surcharge Bt

$$Y_1 = \frac{34 - 0}{34} = 1, \quad Y_2 = \frac{34 - 0.175}{34} = 0.99$$

$$Y'_1 = \frac{34 - 0}{34} = 1, \quad Y'_2 = \frac{34 - 0.175}{34} = 0.99$$

$$R_1 = 16 \times 0.99 = 15.84 \text{ t}.$$

$$R'_1 = 16 \times 0.99 = 15.84 \text{ t}.$$

$$R = R_1 + R'_1$$

$$R = 31.68 \text{ t} = 316.8 \text{ KN}.$$

\* *Calcul de la réaction par rapport à 3 voies chargées*

$$R_{\max} = R \times \delta_{bt} \times b_t \times V.$$

$$R_{\max} = 31.68 \times 1.06 \times 1.2 \times 3$$

$$R_p = R_{\max} = 120.89 \text{ t} = 1208.9 \text{ KN}$$

3.3.2.3 Calcul des réactions d'appuis sous la charge militaire  $M_{C120}$

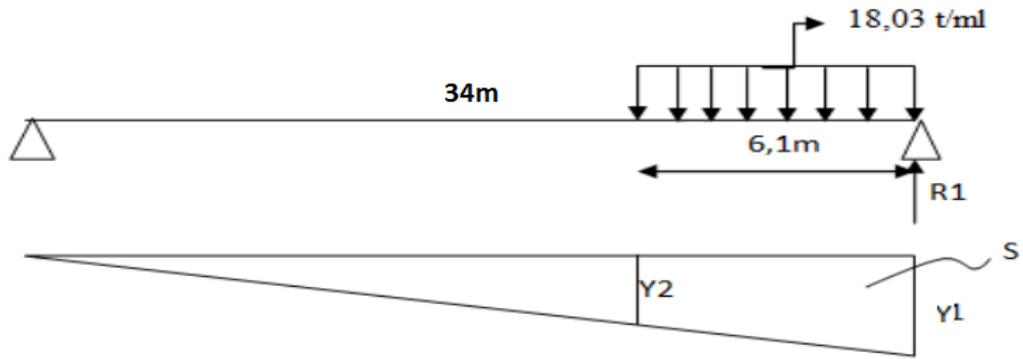


Figure 3.17: La travée sous la surcharge  $M_{C120}$

$Q = 110t.$

$q = 110/6.10 = 18.03 \text{ t/ml.}$

➤ Une travée chargée

$Y_1 = \frac{34 - 0}{34} = 1, \quad Y_2 = \frac{34 - 6.1}{34} = 0.82$

$R = q \times S$

S : air du trapèze.

$R = 18.03 (1+0.82) \times 6.1/2 = 100.08t.$

$R_{max} = \delta_{M_{C120}} \times R.$

$R_C = R_{max} = 1.068 \times 100.08 = 106.88 \text{ t} = 1068.8 \text{ KN}$

➤ Deux travées chargées

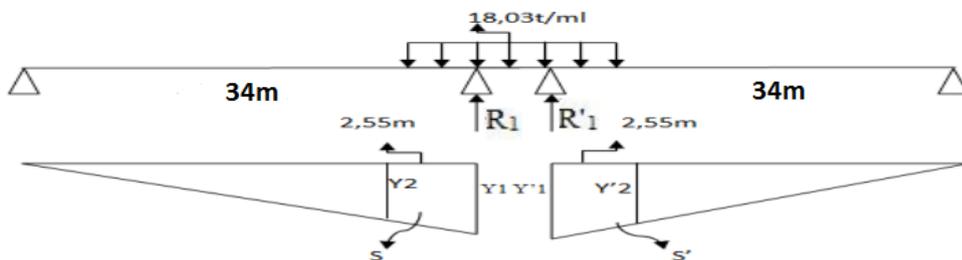


Figure 3.18: Deux travées sous la surcharge  $M_{C120}$

$Y'_1 = Y_1 = \frac{34 - 0}{34} = 1, \quad Y'_2 = Y_2 = \frac{34 - 2.55}{34} = 0.925$

$R_1 = R'_1 = q \times S = 18.03 (1+0.925) \times 2.55/2 = 44.25t=442.5 \text{ KN.}$

$R_1 = R'_1 = 44.25t=442.5 \text{ KN.}$

$R_{1max} = R'_{1max} = R_1 \times \delta_{M_{C120}} = 44.25 \times 1.068 = 47.26 \text{ t.}$

$R_P = R_{M_{C120}} = 2 \times R_{max} = 2 \times 47.26 = 94.52 \text{ t} = 945.2 \text{ KN.}$

3.3.2.3 Calcul des réactions d'appuis sous la charge D240

➤ Une travée chargée

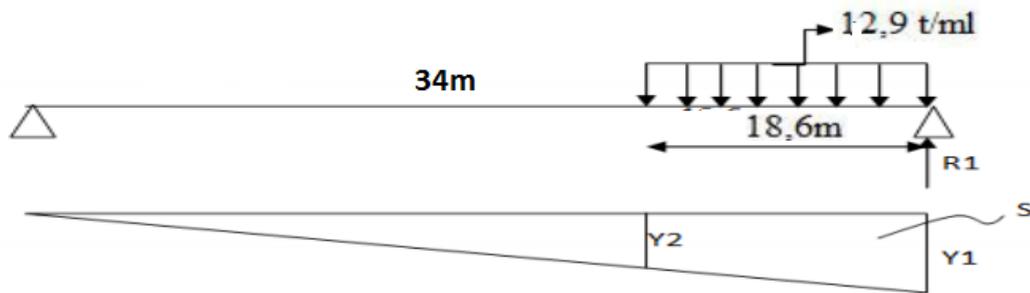


Figure 3.19: La travée sous la surcharge MD240

$$Y_1 = \frac{34 - 0}{34} = 1, \quad Y_2 = \frac{34 - 18.6}{34} = 0.45$$

$$R_1 = q \times S$$

S : air du trapèze.

$$Q = 240/18.6 = 12.9 \text{ t/ml.}$$

$$R_1 = 12.9 (1+0.45) \times 18.6 / 2 = 173.95 \text{ t.}$$

$$R_C = R_1 = R_{\max} = 173.95 \text{ t} = 1739.5 \text{ KN.}$$

➤ Deux travées chargées

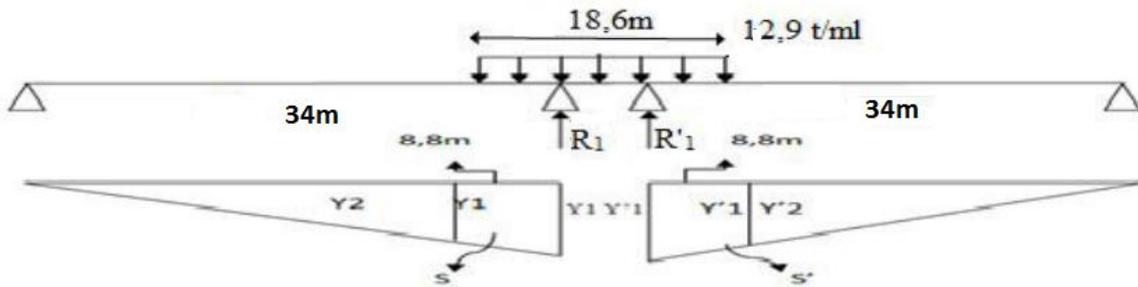


Figure 3.20: Les deux travées sous la surcharge MD240

$$Y'_1 = Y_1 = \frac{34 - 0}{34} = 1, \quad Y'_2 = Y_2 = \frac{34 - 8.8}{34} = 0.74$$

$$R_{\max} = R_1 = R'_1 = q \times S = 12.9 (1+0.74) \times 8.8 / 2 = 98.76 \text{ t} = 987.6 \text{ KN}$$

$$R_P = R_{D240} = 2 \times R_{\max} = 2 \times 98.76 = 197.52 \text{ t} = 1975.2 \text{ KN.}$$

Les valeurs des réactions maximales sollicitant la pile et la culée sont représentées dans le tableau 3.14

Tableau 3.14: Valeurs des réactions maximales sollicitant la pile et la culée

Chargement	Culée (KN)	Pile (KN)
Charge Permanente G	4 571.775	9 143.55
Surcharge A(l)	1 599.36	2 149.48
Surcharge Trottoirs $S_t$	13.175	26.35
Surcharge routière $B_c$	1 443.60	1 568.00
Surcharge routière $B_t$	1 196.70	1 208.90
Surcharge militaire $M_{C120}$	1 068,80	945,20
Surcharge exceptionnelles	1 739,50	1 975,20

### 3.4 Les combinaisons de charges

D'après le fascicule 61 titre II, les combinaisons à considérer sont présentées dans le tableau 3.15

Tableau 3.15: Combinaison des charges

Etats limites	Combinaisons	N° de combinaison
<i>ELU</i>	$1.35G + 1.6(A+S_t)$	1
	$1.35G + 1.6(B_c+S_t)$	2
	$1,35G + 1,6(B_t+S_t)$	3
	$1.35 (G+M_{C120})$	4
	$1.35 (G+M_{D240})$	5
<i>ELS</i>	$G+ 1.2(A+ S_t)$	6
	$G+ 1.2(B_c+ S_t)$	7
	$G+ 1.2(B_t+ S_t)$	8
	$G+ MC120$	9
	$G+ MD240$	10

Les réactions calculées au niveau des piles et culées après combinaisons des charges sont présentées dans le tableau 3.16.

Tableau 3.16: Combinaisons maximales des réactions sous la culée et sous la pile

Etats limites	N° de combinaison	Réactions sous la culée (KN)	Réactions sous la pile (KN)
ELU	1	8 751.95	15 825.12
	2	8 502.74	14 894.75
	3	8 107.69	14 320.19
	4	7 614.77	13 619.54
	5	8 479.72	15 010.31
ELS	6	6 506.82	11 754.55
	7	6 319.91	11 056.77
	8	6 023.63	10 625.85
	9	5 640.58	10 088.55
	10	6 311.28	11 118.75

Les réactions à retenir sont :

Tableau 3.17: Les valeurs des réactions d'appuis max sous la pile et la culée

Etats limites	Réactions (KN)	
	Culée	Pile
ELU	8 751.95	15 825.12
ELS	6 506.82	11 754.55

### 3.5 Conclusion

Nous avons étudié dans ce chapitre les calculs et considérations à prendre en compte dans l'évaluation des charges sollicitants la pile et la culée. Le travail a été fait en suivant les recommandation et règles du fascicule 61 titre II.

En observant les résultats, nous avons constaté que dans le cas des charges permanentes, la pile prend deux fois ce que la culée supporte ; tandis que dans le cas des charges mobiles, la situation varie et dépend de la ligne d'influence. Les résultats de ces calculs seront considérés dans l'étude des fondations.

## **CHAPITRE 4 : ETUDE DES APPUIS**

### 4.1 Introduction

Le chapitre ci-après s'intéresse à l'étude des éléments d'appuis, à savoir la pile et la culée. Ces éléments dont l'importance a été bien soulignée dans la partie bibliographique jouent un rôle primordial dans la fonctionnalité de l'ouvrage. En effet, ils sont responsables de la transmission des charges de l'ouvrage vers le sol support via les fondations. Cette partie présente les calculs de la charge supportée et transmise par ces deux éléments.

### 4.2 Etude de la pile

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont. La conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Mode de construction du tablier.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

#### 4.2.1 Dimensions de la pile

Les dimensions des différents éléments constituant la pile sont données dans ce qui suit :

##### ❖ Chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux voiles.

- Longueur du chevêtre  $L=13.25$  m.
- Largeur du chevêtre :  $l=3.60$  m.
- Hauteur du chevêtre  $H=2.00$  m.

##### ❖ Voile

La pile est constituée d'un voile dont le rôle est de transmettre les efforts à la semelle.

- Hauteur du voile  $H=21.85$  m.
- Largeur du voile  $l=6$  m
- Epaisseur du voile  $e=3$  m.

##### ❖ Semelle

Les dimensions de la semelle sont :

- Longueur de la semelle  $L=13$  m.
- Largeur de la semelle  $l=13$  m.
- Epaisseur de la semelle  $e=2.5$  m.
- Ancrage  $D=4$  m.



$$S=13.5 \text{ m}^2$$

$$P_v= 25 \times 13.5 \times 2 =7374.375 \text{ KN.}$$

$$P_{\text{pile}} = P_{c_h} + P_v = 2385+7374.375=9759.375 \text{ KN.}$$

Les dimensions du voile sont données par la figure 4.2

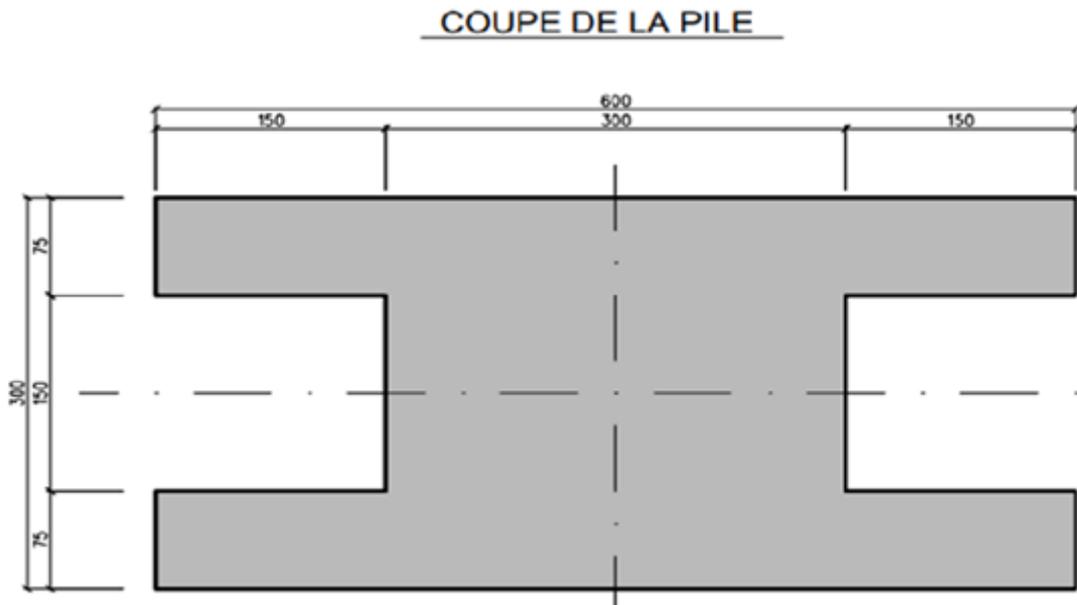


Figure 4.2: Dimensions du voile

❖ **Poids propre de la semelle**

$P_S = \gamma_b \times e \times B \times L$ , Tel que :

- $P_S$  : poids propre de la semelle.
- $e$  : épaisseur de la semelle.
- $B$  : la base de la semelle.
- $L$  : longueur de la semelle.

$$P_S = 25 \times 2.5 \times 13 \times 13 = 10562.5 \text{ KN}$$

❖ **Poids propre des remblais sur la semelle**

$P_r = \gamma_r [V_T - (V_{\text{voile}} + V_{\text{semelle}})]$ , tel que :

- $P_r$  : poids propre de remblais
- $\gamma_r$  : poids volumique du remblai
- $V_T$  : volume total.

$$V_T = 676 \text{ m}^3, V_{\text{voile}} = 20.25 \text{ m}^3, V_{\text{semelle}} = 422.5 \text{ m}^3.$$

$$P_r = 19[676 - (20.25 + 422.5)] = 4431.75 \text{ kN}$$

$$P_r = 4431.75 \text{ kN}$$

### 4.2.2.2 Forces horizontales

Le moment=la force x Bras de levier

#### ❖ La force de freinage ( $F_f$ )

##### ➤ System A(l)

Le cas le plus défavorable est donné par deux travées chargées et trois voies chargées  $F_f=164.71$  kN

##### - Moment à la base de la pile

$$M_{Ff}=164.71 \times 23.85 = 3928.33 \text{ kN.m}$$

##### ➤ System Bc

Un seul camion est supposé freiné avec  $F_f= 300$  kN

##### - Moment à la base de la pile

$$M_{Ff}=300 \times 23.85=7155 \text{ kN.m}$$

##### ➤ Force centrifuge

L'action transmise au tablier par les charges de types Bc et A sera pondérée par :

$$F_{cen} = 352.5 \text{ kN}$$

##### - Moment à la base de la pile

$$M_{cen}=352.5 \times 23.85= 8407.125 \text{ kN.m}$$

#### ❖ La charge due au vent ( $W$ )

Selon le fascicule 61 titre II :  $W = 2$  kN /m<sup>2</sup>

##### - Moment à la base de la pile

$$M_w= (2 \times 23.85) \times 23.85/2=568.82 \text{ kN.m}$$

#### ❖ La composante horizontale du séisme

D'après le RPOA, la composante horizontale selon l'axe x du séisme est égale à  $E_x = 20\%G$

$G =$  Poids propre du tablier +Poids propre de la pile.

##### - Moment à la base de la pile

$M_{ex} = E_x \times h$ , tel que :

- $E_x$  : composante horizontale du séisme.
- $h$  : hauteur du voile + hauteur du chevetre

Tableau 4.1: La composante horizontale du séisme et moment à la base de la pile

G (kN)	Ex (kN)	H (m)	Mex (kN.m)
25584.495	5116.899	23.85	122038.04

❖ **La composante du séisme (Ey)**

D'après le RPOA, la composante horizontale selon l'axe y du séisme est égale à  $E_y = 14\% G$ .

G : poids du tablier + Poids propre de la pile.

- **Moment à la base de la pile**

$M_{ey} = E_y \times h$ , tel que :

- $E_y$  : composante du séisme.
- h : hauteur du voile + hauteur de chevetre.

Tableau 4.2: La composante horizontale du séisme et moment à la base de la pile

G (kN)	Ey (kN)	H (m)	Mey (kN.m)
25584.49	3581.83	23.85	85426.65

**4.2.2.3 Evaluation des efforts et moments agissant sur la semelle**

- Poids propre du tablier :  $P_{\text{tablier}} \text{ (kN)} = 15825.12 \text{ kN}$
- Poids propre du chevetre  $P_{\text{Chevetre}} = 2385 \text{ kN}$
- Poids propre des terres sur la semelle :  $P_r = 4431.75 \text{ kN}$ .
- Poids propre du voile :  $P_{\text{voile 3}} = 7374.375 \text{ kN}$
- Poids propre de la semelle  $P_s = 10562.5 \text{ kN}$ .

**ELS** :  $N_{\text{ser}} = 15825.12 + 2385 + 7374.375 + 4431.75 + 10562.5 = 40\,578.745 \text{ kN}$ .

**ELU** :  $N_u = 1,35 \times N_{\text{ser}} = 54\,781.31 \text{ kN}$ .

- Le moment du freinage :  $8407.125 \text{ kN.m}$
- Le moment du vent :  $568.82 \text{ kN.m}$
- Le moment du séisme :  
 $M_x = 122038.04 \text{ kN.m}$ .  
 $M_y = 85\,426.65 \text{ kN.m}$ .

D'après le B.E.A.L, les combinaisons à considérer sont :

**ELU** :  $1,35 \times (G) + 1,5 \times (W + F_r)$ .

**ELS** :  $G + W + F_r$ .

**ELA** : G+ Ex.....(1).

: G+ Ey.....(2).

Tableau 4.3: Efforts et moments agissant sur la pile

	ELU	ELS	ELA	
			1	2
N(KN)	54 781.31	40 578.745	40 578.745	40 578.745
M(KN.m)	13463.92	8975.945	122038.04	85426.65

### 4.3 Etude de la culée

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle permet de transmettre les charges de l'ouvrage au terrain naturel et assure la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobante :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

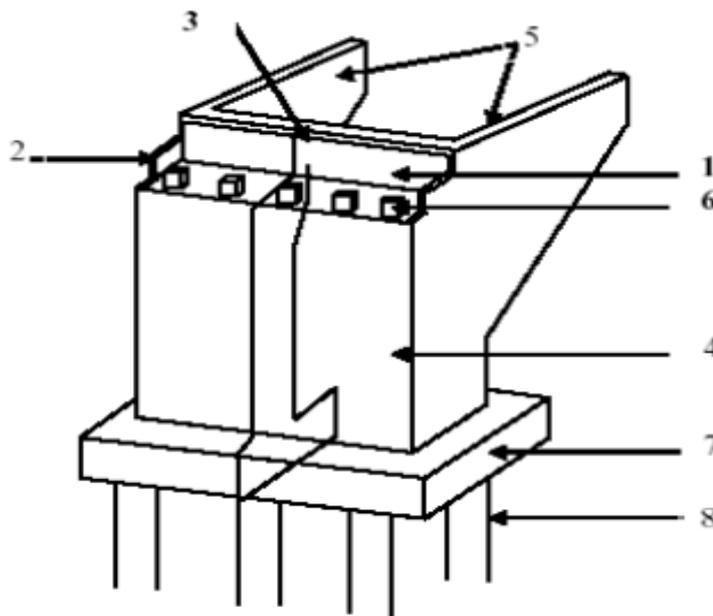


Figure 4.3: Différentes composantes d'une culée

1. Le mur garde grève.
2. Le muret cache.
3. Le corbeau.

4. Le mur de front.
5. Le mur en retour.
6. Dés d'appui.
7. La semelle.
8. Le pieu.

#### 4.3.1 Dimensions de la culée

Les dimensions sont prises dans le plan du pont.

##### a- Mur garde grève

- Hauteur :  $H = 2.45$  m.
- Epaisseur :  $e = 0,40$  m.
- Longueur =  $13.25 - 2(0.6) = 12.05$  m.

##### b- Mur de front

- Hauteur :  $H = 3.55$  m.
- Epaisseur :  $e = 1.25$  m.
- Longueur : est celle du tablier  $L = 13.25$  m.

##### c- Mur en retour

- Le mur en retour a une longueur de 3.2 m en haut et 4.05 m en bas.
- Hauteur de la culée est :  $H = 6$  m.
- Epaisseur :  $e = 0.6$  m.

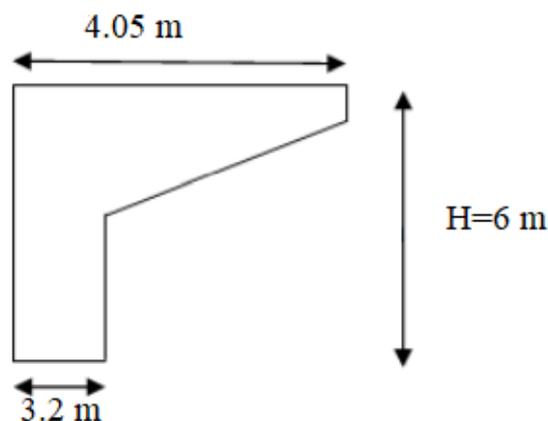


Figure 4.4: Dimensions du mur en retour

**d- La semelle**

- Epaisseur :  $e=1,50$  m.
- Largeur :  $l=6$  m.
- Longueur :  $L=14,5$  m.

**f- Dalle de transition**

- Epaisseur :  $e =0,3$ m.
- Largeur :  $l=5$ m.
- Longueur :  $L= 12,05$  m.

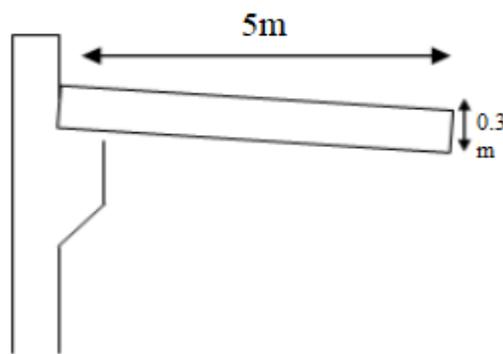


Figure 4.5: Dimensions de la dalle de transition.

**g- Le corbeau**

- Epaisseur :  $e = 0,65$  m.
- Hauteur :  $H_1 = 1,3$  m.
- Hauteur :  $H_2 = 0,3$  m.
- Longueur :  $L = 12,05$  m.

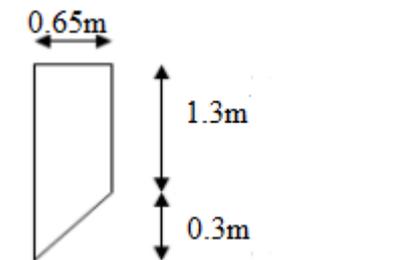


Figure 4.6: Dimensions du corbeau

**4.3.2 Evaluation des efforts sollicitant la culée****4.3.2.1 Calcul des sollicitations permanentes sur la culée****❖ Poids propre du mur garde-grève**

$$P_{gg} = \gamma_b \times e \times H \times L \quad (4.1)$$

Tel que :  $\gamma_b$  poids volumique du béton ( $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$ ).

$$P_{gg} = 25 \times 0.4 \times 2.45 \times 12.05 = 295.225 \text{ KN.}$$

**❖ Poids propre du mur frontal**

$$P_f = \gamma_b \times e \times H \times L \quad (4.2)$$

$$P_f = 25 \times 1.25 \times 3.55 \times 13.25 = 1469.92 \text{ KN.}$$

**❖ Poids propre du mur en retour**

$$P_r = \gamma_b \times e \times S \quad (4.3)$$

S : surface de mur en retour.

$$S = S_1 + S_2.$$

$$S_1 = 3.20 \times (6 - 3.21) = 8.928 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 3.21 \times 4.05 = 13 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 = 21.93 \text{ m}^2$$

$$P_r = 25 \times 0.6 \times 21.93 = 328.95 \text{ KN.}$$

Poids des deux murs retour est :

$$P_r = 328.95 \times 2 = 657.9 \text{ KN}$$

**❖ Poids de la semelle**

$$P_s = \gamma_b \times e \times B \times L \quad (4.4)$$

$$P_s = 25 \times 1.5 \times 6 \times 14.5 = 3262.5 \text{ KN.}$$

**❖ Poids de la dalle de transition**

$$P_{ddt} = \gamma_b \times e \times l \times L \quad (4.5)$$

$$P_{ddt} = 25 \times 0.3 \times 5 \times 12.05 = 451.875 \text{ KN.}$$

❖ **Poids du corbeau**

$$P_c = \gamma b \times L \times S \quad (4.6)$$

$$S = (H_1 \times e) + (H_2 \times e)/2.$$

$$S = (1.3 \times 0.65) + (0.3 \times 0.65) / 2 = 0.9425 \text{ m}^2.$$

$$P_c = 25 \times 12.05 \times 0.9425 = 284 \text{ KN}.$$

❖ **Poids des terres****a) Sur la dalle de transition**

$$P = \gamma \times H \times L_x \times L_y \quad (4.7)$$

$\gamma$  : Poids volumique de remblai ( $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$ )

$L_x = 5 \text{ m}$  (Largeur de la dalle de transition)

$L_y = 12.05 \text{ m}$  (Longueur de la dalle de transition).

$H = 1 \text{ m}$  (La hauteur du remblai sur la dalle de transition).

$$P = 19 \times 1 \times 5 \times 12.05 = 1144.75 \text{ KN}.$$

**b) Sur la semelle**

$$P = \gamma \times H \times L_x \times L_y \quad (4.8)$$

$L_x = 2.80 \text{ m}$  (Largeur de la semelle à droite de mur frontal).

$L_y = 14.5 \text{ m}$  (Longueur de la semelle au-dessous de remblai).

$H = 6 \text{ m}$  (La hauteur du remblai sur la semelle).

$$P = 19 \times 6 \times 2.80 \times 14.50 = 4628.4 \text{ KN}.$$

**4.3.2.2 Déterminations des paramètres Kad et  $\theta$  considérés dans le cas d'un séisme**

Selon le RPOA (règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art version 2008), la poussée dynamique des terres est calculée par toutes les méthodes scientifiques validées. A défaut la méthode de MONOBE-OKABE décrite ci-dessous peut être appliquée. On négligera, en général la butée et le poids des terres se trouvant à l'aval du mur.

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques  $K_h$ ,  $K_v$ .

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Le site étudié se situe dans la zone Iib qui correspond à une zone de sismicité moyenne, la section autoroutière Khemis Miliana-Berrouaghia est considérée comme un ouvrage de grande importance (groupe 2).

Sous séisme la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et elle a pour valeur :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} k_{ad} (1 \pm k_v) \gamma H^2 \quad (4.9)$$

$K_{ad}$  : Coefficient de poussée des terres.

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée des terres est déterminé par la formule de MONOBE- OKABE :

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \lambda)}{\cos\theta \times \cos^2\lambda \times \cos(\delta + \lambda + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \times \sin(\varphi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \times \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \quad (4.10)$$

Avec :

H : Hauteur du mur.

$\gamma$  : Poids des terres.

$\varphi = 30^\circ$  : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

$\delta$  : Angle de frottement remblai-culée (sol-béton) /  $\delta = 0$  surface de contact est lisse.

$\Lambda = 0$  : Inclinaison de la culée avec la verticale.

$\beta = 0$  : Inclinaison de la surface de remblai para rapport à un plan horizontal.

$\theta$  = Angle avec la direction du séisme.

$$\theta = \arctg\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right) \quad (4.11)$$

La formule 4.10 devient comme suit :

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi) \times \sin(\varphi - \theta)}{\cos\theta}} \right]^2} \quad (4.12)$$

Selon le RPOA on a :

$$K_h = 0.25.$$

$$K_v = 0.3 \times K_h.$$

$$K_v = 0.3 \times 0.25 = 0.075.$$

On a fait les calculs sur les quatre cas favorables de séismes correspondant à :

1<sup>er</sup> cas : normal sans séisme :  $K_h = K_v = 0.$

2<sup>eme</sup> cas : cas de séisme horizontal et vertical ver le bas :  $K_h = 0.25 ; K_v = 0.075.$

3<sup>eme</sup> cas : cas de séisme horizontal :  $K_h = 0.25 ; K_v = 0.$

4<sup>eme</sup> cas : cas de séisme horizontal – vertical :  $K_h = 0.25 ; K_v = -0.075$

En appliquant ces formules dans notre cas, on trouve les valeurs restituées dans le tableau 4.4 :

Tableau 4.4: Valeurs de paramètres  $K_{ad}$  et  $\theta$

Action du séisme	Notation	$K_h$	$K_v$	$\theta^0$	$K_{ad}$	$K_{ad}(1 \pm \square_v)$
Condition normale (pas de séisme)	Cas N°1	0	0	-	0.333	0.333
Horizontal + Vertical	Cas N°2	0.25	0.075	13.10	0.502	0.539
Horizontal	Cas N°3	0.25	0	14.04	0.518	0.518
Horizontal – Vertical	Cas N°4	0.25	- 0.075	15.124	0.538	0.497

#### 4.3.2.3 Calcul de la poussée des terres

Le mur garde-grève, le mur frontal et la semelle sont soumis aux poussées comme il est montré sur la figure 4.7.

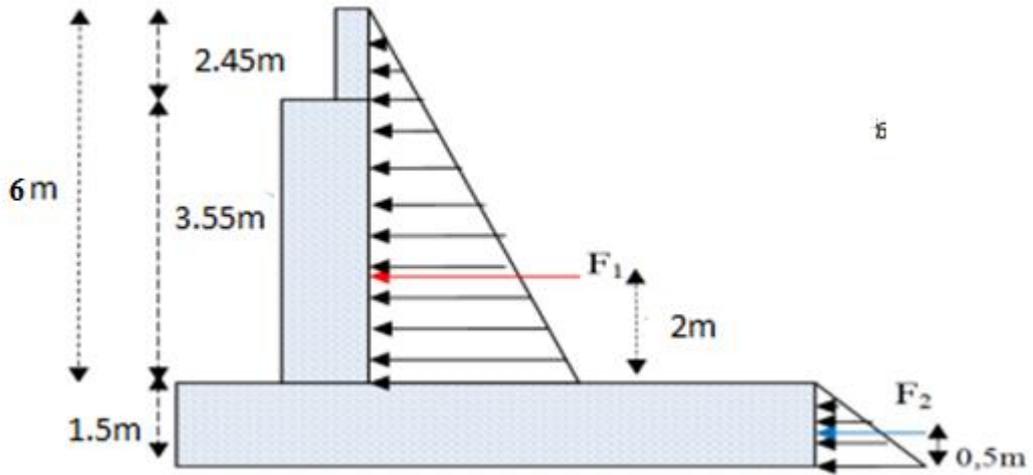


Figure 4.7: Poussé des terres sur (le mur frontal + mure garde grève et la semelle)

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F_{ad} = \frac{1}{2}k_{ad}(1 + k_v)\gamma H^2 \tag{4.13}$$

Avec :

$K_{ad}$  : Coefficient de poussée des terres.

$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$  : Poids volumique de remblai.

- **La poussée des terres sur (mur garde grève + mur frontal)**

- $h_1 = 6 \text{ m}$
- $F_1$  est appliquée à  $\frac{h_1}{3} = 2 \text{ m}$ . (base de la paroi)

- **La poussée des terres sur la semelle**

- $h_2 = 1.5 \text{ m}$
- $F_2$  est appliquée à  $\frac{h_2}{3} = 0.5 \text{ m}$  (base de la semelle)

- ❖ **Les efforts de poussée des terres pour les différentes conditions (normale et sismique)**

Tableau 4.5: Efforts de poussée des terres pour différentes conditions (normale et sismique).

Désignation	H(m)	L(m)	Condition sismique	$K_{ad}(1 \pm k_v)$	Application numérique	Fp(KN)
Mur garde grève +mur frontal	6	12.05	Cas N°1	0.333	$0.5 \times 6^2 \times 12.05 \times 19 \times 0.333$	1372.33
			Cas N°2	0.539	$0.5 \times 6^2 \times 12.05 \times 19 \times 0.539$	2221.27

			Cas N°3	0.518	$0.5 \times 6^2 \times 12.05 \times 19 \times 0.518$	2134.73
			Cas N°4	0.497	$0.5 \times 6^2 \times 12.05 \times 19 \times 0.497$	2048.19
Semelle	1.5	14.5	Cas N°1	0.333	$0.5 \times 1.5^2 \times 14.5 \times 19 \times 0.333$	103.21
			Cas N°2	0.539	$0.5 \times 1.5^2 \times 14.5 \times 19 \times 0.539$	167.06
			Cas N°3	0.518	$0.5 \times 1.5^2 \times 14.5 \times 19 \times 0.518$	160.55
			Cas N°4	0.497	$0.5 \times 1.5^2 \times 14.5 \times 19 \times 0.497$	154.04

$F_p$  : poussée des terres.

#### 4.3.2.4 Calcul de la poussée des surcharges de remblai

En vue de justification des éléments ou structures susceptibles d'être soumis à des efforts de la part des remblais d'accès aux ponts, on considère que ces remblais sont susceptibles de recevoir une charge  $q$ , ( $q=12\text{KN/m}^2$ ).

La valeur de la poussée des surcharges sera déterminée par la formule 4.14 :

$$F_q = k_{aq} \times q \times h \quad (4.14)$$

$$F_a = k_{aq} \times q \times h \times L \quad (4.15)$$

$$K_{aq} = K_{ad} \times (1 + K_v) \quad (4.16)$$

$k_{ad}$  : coefficient de poussé des terres.

$H$  : hauteur de la culée.

$F_a$  : est appliquée à ( $\frac{h}{2} = 3$  m sur le mur frontal et à 0,75m sur la semelle).

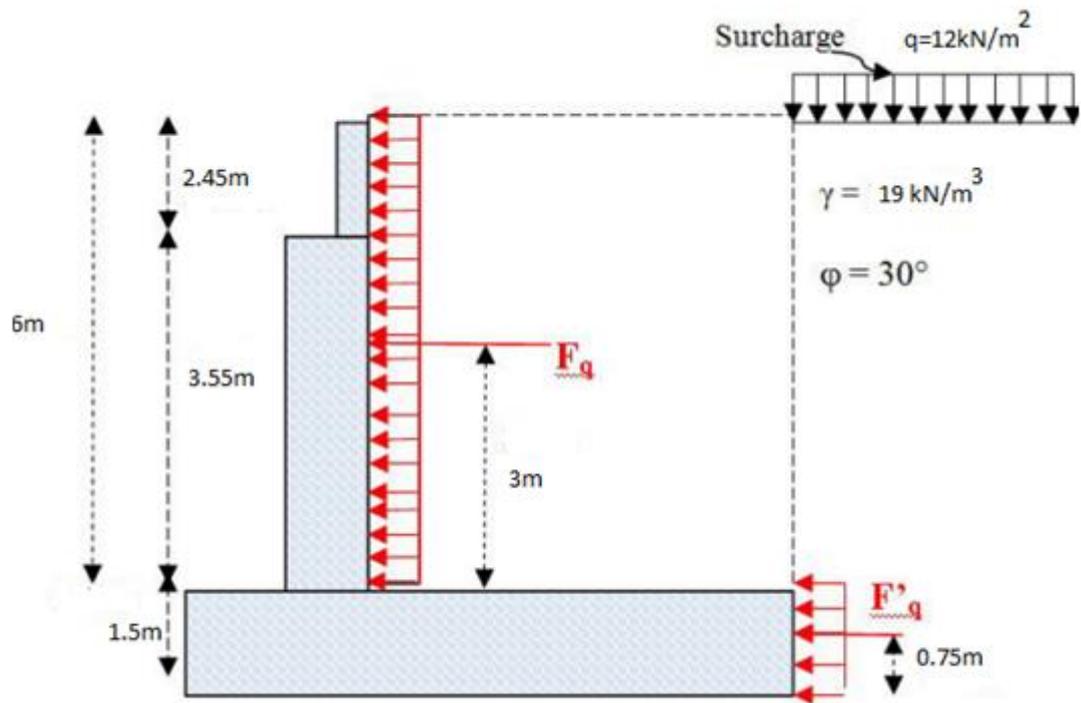


Figure 4.8: Poussé des terres due aux surcharges de remblais

Tableau 4.6: Valeurs de  $K_{aq}$

NOTATION	$K_{ad}$	$1 \pm k_v$	Application	$K_{aq}$
Cas N°1	0.333	1	$0.333 \times 1$	0.333
Cas N°2	0.502	1.075	$0.502 \times 1.075$	0.539
Cas N°3	0.518	1	$0.518 \times 1$	0.518
Cas N°4	0.538	0.925	$0.538 \times 0.925$	0.497

Tableau 4.7 : Valeurs des poussées dues aux surcharges de remblai

Désignation	H(m)	L(m)	Condition sismique	$K_{aq}$	Application numérique	Fp(KN)
Mur garde grève +mur frontal	6	12.05	Cas N°1	0.333	$6 \times 12.05 \times 12 \times 0.333$	288.91
			Cas N°2	0.539	$6 \times 12.05 \times 12 \times 0.539$	467.64
			Cas N°3	0.518	$6 \times 12.05 \times 12 \times 0.518$	449.42
			Cas N°4	0.497	$6 \times 12.05 \times 12 \times 0.497$	431.20

Semelle	1.5	14.5	Cas N°1	0.333	$1.5 \times 14.5 \times 12 \times 0.333$	86.913
			Cas N°2	0.539	$1.5 \times 14.5 \times 12 \times 0.539$	140.679
			Cas N°3	0.518	$1.5 \times 14.5 \times 12 \times 0.518$	135.198
			Cas N°4	0.497	$1.5 \times 14.5 \times 12 \times 0.497$	129.717

#### 4.3.3. Evaluation des moments stabilisants et renversants sur la culée

Le calcul des moments sur la culée se fait par rapport au point O, voir figure 4.9.

- $M_s$  : désigne le moment stabilisant due aux charges verticales.

$M_s = \text{efforts verticaux} \times \text{bras de levier horizontal}$ .

- $M_r$  : désigne le moment renversant due aux charges horizontales.

- $M_r = \text{efforts horizontaux} \times \text{bras de levier vertical}$ .

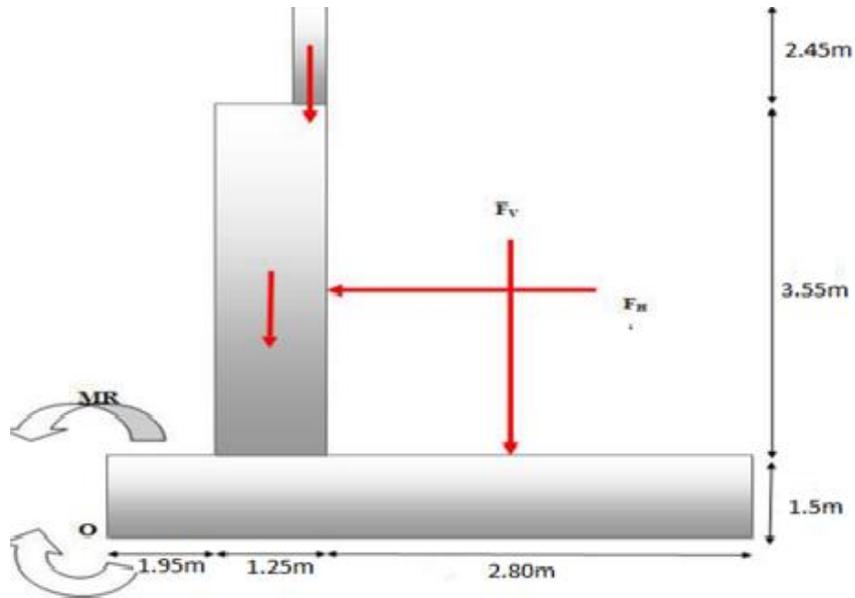


Figure 4.9: Moments stabilisant et moments renversant

## 4.3.3.1 Valeurs des moments stabilisants et renversants dues aux charges permanentes

Tableau 4.8: Valeurs des sollicitations dues aux charges permanentes

Sollicitation	Condition sismique	Efforts P(KN)	Efforts horizontaux $k_h P$ (KN)	Efforts verticaux $(1 \pm k_v) P$ (KN)	Bras de levier horizontal (m)	Bras de levier vertical (m)	Mr KN.m	Ms KN.m
Mur garde grève	Cas N°1	295.225	0	295.225	3	6.275	0	885.675
	Cas N°2		73.81	317.37			463.16	952.11
	Cas N°3		73.81	295.225			463.16	885.675
	Cas N°4		73.81	273.1			463.16	819.3
Poids du mur frontal	Cas N°1	1 469.92	0	1 469.92	2.575	3.275	0	3 785.1
	Cas N°2		367.48	1 580.164			1 203.5	4 068.92
	Cas N°3		367.48	1 469.92			1 203.5	3 785.1
	Cas N°4		367.48	1 359.676			1 203.5	3 501.17
Poids du mur en retour	Cas N°1	657.9	0	657.9	3.95	4.415	0	2 598.71
	Cas N°2		164.475	707.24			726.16	2 793.6
	Cas N°3		164.475	657.9			726.16	2 598.71
	Cas N°4		164.475	608.56			726.16	2 403.81
Poids de la Semelle	Cas N°1	3 262.5	0	3 262.5	3	0.75	0	9 787.5
	Cas N°2		815.625	3 507.19			611.72	10 521.6
	Cas N°3		815.625	3 262.5			611.72	9 787.5
	Cas N°4		815.625	3 017.81			611.72	9 053.43
Poids de la dalle de transition	Cas N°1	451.875	0	451.875	5	6.21	0	2 259.38
	Cas N°2		112.97	485.77			701.54	2 428.85
	Cas N°3		112.97	451.875			701.54	2 259.38
	Cas N°4		112.97	417.98			701.54	2 089.9
Corbeau	Cas N°1	284	0	284	2.875	5.9	0	816.5
	Cas N°2		71	305.3			418.9	877.74
	Cas N°3		71	284			418.9	816.5
	Cas N°4		71	262.7			418.9	755.26
Poids des terres sur la dalle de transition	Cas N°1	1 144.75	0	1 144.75	5	6.6	0	5 723.75
	Cas N°2		286.19	1 230.61			1 888.85	6 153.05
	Cas N°3		286.19	1 144.75			1 888.85	5 723.75
	Cas N°4		286.19	1 058.9			1 888.85	5 294.5
Poids des terres sur la semelle	Cas N°1	4 628.4	0	4 628.4	4.6	4.8	0	21 290.6
	Cas N°2		1 157.1	4 975.53			5 554.08	22 887.4
	Cas N°3		1 157.1	4 628.4			5 554.08	21 290.6
	Cas N°4		1 157.1	4 281.27			5 554.08	19 693.8

Tableau 4.9: Valeurs des sollicitations dues aux charges permanentes (suite)

Sollicitation	Condition sismique	Efforts P(KN)	Efforts horizontaux $\times k_h P(KN)$	Efforts verticaux $(1 \pm k_v) P(KN)$	Bras de levier horizontal (m)	Bras de levier vertical (m)	Mr KN.m	Ms KN.m
Poids du tablier et compris la surcharge qu'il recoit	Cas N°1	8 751.95	0	8 751.95	5.25	6.5	0	45 947.74
	Cas N°2		2 187.99	9 408.35			14 221.9	49 393.84
	Cas N°3		2 187.99	8 751.95			14 221.9	45 947.74
	Cas N°4		2 187.99	8 095.55			14 221.9	42 501.64

Selon le RPOA (règlement parasismique pour les ouvrages d'art) on a :

- L'effort sismique horizontal :  $H_s = k_h \times P(KN)$
- L'effort sismique vertical :  $V_s = (1 \pm k_v) \times P(KN)$

$$k_v = 0,075 \quad k_h = 0.25$$

#### 4.3.3.2. Valeurs des moments renversants dues aux poussées des terres

Tableau 4.10: Valeurs des sollicitations dues aux poussées des terres

Sollicitations	Condition Sismique	Effort horizontal (KN)	Bras de levier Vertical (m)	Mr (KN.m)
Poussées des terres sur la semelle	Cas N°1	103.21	0.5	51.61
	Cas N°2	167.06		83.53
	Cas N°3	160.55		80.3
	Cas N°4	154.04		77.02
Poussées des terres sur le mur garde grève +mur frontal	Cas N°1	1372.33	3.5	4803.16
	Cas N°2	2221.27		7774.45
	Cas N°3	2134.73		7471.56
	Cas N°4	2048.19		7168.70

### 4.3.3.3 Valeurs des moments renversant dûes aux surcharges de remblais

Tableau 4.11: Valeurs des sollicitations dues aux surcharges de remblais

Sollicitations	Condition sismique	Effort Horizontal (KN)	Bras de levier Vertical (m)	Mr (KN.m)
Poussées dues terres sur la semelle	Cas N°1	86.913	0.75	65.18
	Cas N°2	140.679		105.51
	Cas N°3	135.198		101.40
	Cas N°4	129.717		97.29
Poussées des terres sur mur garde grève +Mf sens	Cas N°1	288.91	4.5	1300.1
	Cas N°2	467.64		2104.38
	Cas N°3	449.42		2022.39
	Cas N°4	431.20		1940.4

### 4.3.4 Vérification de la stabilité

La somme de toutes les sollicitations est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 4.12: Résultats des sollicitations sur la culée

Cas sismique	$H = \sum k_h P(\text{KN})$	$V = \sum (1 \pm k_v) P(\text{KN})$	$\sum M_s (\text{KN.m})$	$\sum M_r (\text{KN.m})$
Cas N°1	1851.363	20946.52	93094.955	6220.05
Cas N°2	8233.289	22517.524	100077.11	35857.68
Cas N°3	8116.538	20946.52	93094.955	35465.46
Cas N°4	7999.787	19375.546	86112.81	35073.22

#### 4.3.4.1 Vérification de la stabilité au renversement

Pour que la culée soit stable vis-à-vis du renversement, il faut vérifier les deux conditions suivantes :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} > 1,5 \text{ Condition normale} \quad (4.17)$$

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} > 1,3 \text{ (Condition sismique)} \quad (4.18)$$

- **Conditions normales**

**Cas N°1**

$$\frac{\sum Ms}{\sum Mr} = \frac{93094.955}{6220.05} = 14.96 > 1,5 \text{ la condition est vérifiée.}$$

- **Conditions sismiques**

**Cas N°2**

$$\frac{\sum Ms}{\sum Mr} = \frac{100077.11}{35857.68} = 2.79 > 1,3 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

**Cas N°3**

$$\frac{\sum Ms}{\sum Mr} = \frac{93094.955}{35465.46} = 2.62 > 1,3 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**Cas N°4**

$$\frac{\sum Ms}{\sum Mr} = \frac{86112.81}{35073.22} = 2.46 > 1,3 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**4.3.4.2 Vérification de la stabilité au glissement**

Pour que la culée soit stable vis-à-vis du glissement, il faut vérifier les deux conditions suivantes :

$$\frac{\sum V}{\sum H} \text{tg}\varphi > 1,5 \text{ (Condition normale)} \quad (4.19)$$

$$\frac{\sum V}{\sum H} \text{tg}\varphi > 1,3 \text{ (Condition sismique)} \quad (4.20)$$

Tel que :

$$V = \sum (1 \pm k_v) P(t).$$

$$H = \sum k_h P(t).$$

$\varphi$  : Angle de frottement du remblai ( $\varphi=30^\circ$ ).

- **Condition normale**

**Cas N°1**

$$\frac{\sum V}{\sum H} \text{tg}\varphi = \frac{20946.52}{1851.363} \text{tg}30 = 6.53 > 1,5 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Conditions sismiques

**Cas N°2**

$$\frac{\sum V}{\sum H} \text{tg}\varphi = \frac{22517.524}{8233.289} \text{tg}30 = 1.58 > 1,3 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**Cas N°3**

$$\frac{\Sigma V}{\Sigma H} \operatorname{tg}\varphi = \frac{20946.52}{8116.538} \operatorname{tg}30 = 1.49 > 1,3 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**Cas N°4**

$$\frac{\Sigma V}{\Sigma H} \operatorname{tg}\varphi = \frac{19375.546}{7999.787} \operatorname{tg}30 = 1.4 > 1,3 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Dans les (04) cas, les deux conditions (stabilité au renversement et stabilité au glissement) sont vérifiées donc la stabilité de la culée est assurée.

**4.4 Conclusion**

A l'issue de ce chapitre, nous avons traité le volet de calcul des charges de la structure sur les appuis, à savoir la culée et la pile, qui seront appelés à transmettre cet effort aux fondations. Ce sont les données d'entrée du calcul des fondations de cet ouvrage.

## **CHAPITRE 5 : ETUDE DES FONDATIONS**

### 5.1 Introduction

L'objet de ce chapitre concerne la conception et le calcul des fondations du viaduc étudié. Ce travail représente une étape finale dans l'exploitation des résultats des phases précédentes, à savoir : la reconnaissance géotechnique qui caractérise la portance du sol d'une part ; et les charges et surcharges transmises au sol support d'autre part. Les méthodes de calculs utilisées et les considérations retenues sont guidées par les règles en vigueur concernant les combinaisons des charges. La démarche de calcul prévoit une logique standard en essayant d'abord le cas des fondations superficielles ; dans le cas de non satisfaction le recours aux fondations profondes s'impose.

### 5.2 Etude de fondation de la pile

#### 5.2.1 Vérification des fondations superficielles

##### 5.2.1.1 Détermination de la capacité portante du sol à partir des essais de laboratoire

La contrainte de rupture (capacité portante ultime) est donnée par la relation suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + C \cdot N_C \cdot S_C + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot S_q \quad (5.1)$$

Avec :

$q_u$  : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface).

$\gamma_1$  : poids volumique du sol sous la base de la fondation.

$\gamma_2$  : poids volumique du sol ou dessus de la base.

$B$  : largeur de la semelle.

$C$  : cohésion du sol sous la base de la fondation.

$N_\gamma, N_C, N_q$  : facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne du sol sous la base de la fondation. Ils sont donnés par le DTR-BC 2.331.

$S_\gamma, S_C, S_q$  : coefficients dépendant de la forme des fondations.

La semelle est carrée de dimensions ( $B = L = 13\text{m}$ ).

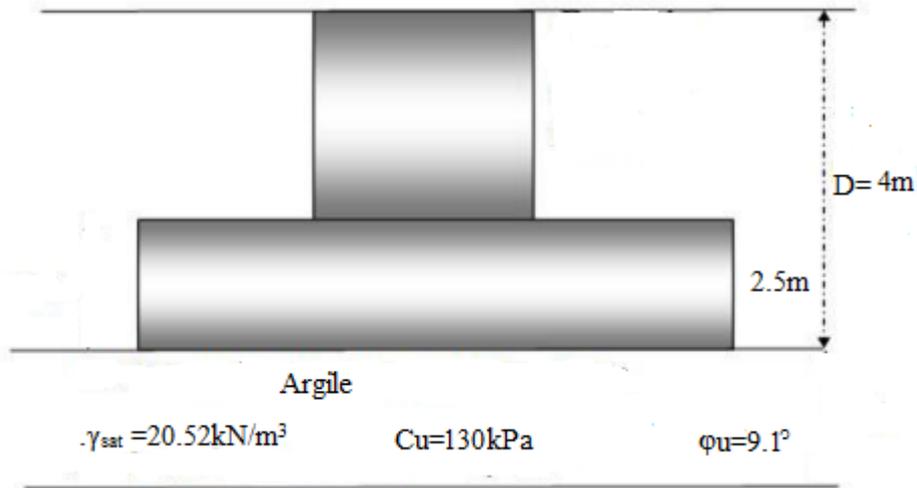


Figure 5.1: Caractéristiques des différentes couches de sol (pile).

- **Déterminations des coefficients de forme**

Le DTR-BC 2.331 propose les valeurs suivantes :

$$S_\gamma = 1 - 0.2 \frac{B}{L} \quad \text{d'où } S_\gamma = 1 - 0.2 \frac{13}{13} = 0.8$$

$$S_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \quad \text{d'où } S_c = 1 + 0.2 \frac{13}{13} = 1.2$$

$$S_q = 1$$

- **Détermination des facteurs de portance**

Le DTR-BC 2.331 propose les valeurs suivantes : pour ( $\phi = 9.1^\circ$ ).

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \exp(\pi \times \text{tg} \phi)$$

$$N_q = \frac{1 + \sin 9.1}{1 - \sin 9.1} \exp(\pi \times \text{tg} 9.1)$$

$$N_q = 2.28$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg} \phi}$$

$$N_c = \frac{2.28 - 1}{\text{tg} 9.1}$$

$$N_c = 8$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q + 1) \times \text{tg} \phi$$

$$N_\gamma = 2 \times (2.28 + 1) \times \text{tg} 9.1$$

$$N_\gamma = 1.05$$

- **Calcul du terme de surcharge  $q \cdot N_q \cdot S_q$**

$$q \cdot N_q \cdot S_q = \gamma_{\text{sat}} \times D \times N_q \times S_q = 20.52 \times 4 \times 2.28 \times 1$$

$$q \cdot N_q \cdot S_q = 187.14 \text{ kPa}$$

- **Calcul du terme de cohésion  $C \cdot N_c \cdot S_c$**

$$C \cdot N_c \cdot S_c = 130 \times 8 \times 1.2$$

$$C \cdot N_c \cdot S_c = 1248 \text{ kPa}$$

- **Calcul du terme de surface  $\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$**

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 0.5 \times 20.52 \times 13 \times 1.05 \times 0.8$$

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 112.04 \text{ kPa}$$

La capacité portante du sol est :

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + C \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q$$

$$q_u = 112.04 + 1248 + 187.14$$

$$q_u = 1547.18 \text{ kPa}$$

### 5.2.1.2 Calcul de la contrainte admissible du sol

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_u - q_0}{F_s} + q_0 \quad (5.2)$$

$$q_0 = \gamma \times D = 20.52 \times 4$$

$$q_0 = 82.08 \text{ kPa}$$

$q_{\text{adm}}$  : la contrainte admissible.

$q_u$  : la contrainte ultime de rupture du sol.

$q_0$  : contrainte verticale au niveau de la base de la fondation.

$F_s$  : coefficient de sécurité (à l'ELU  $F_s=2$  ; à l'ELS  $F_s=3$ ).

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{adm}} = \frac{1547.18 - 82.08}{2} + 82.08, \quad q_{\text{adm}} = 814.63 \text{ kPa}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{adm}} = \frac{1547.18 - 82.08}{3} + 82.08, \quad q_{\text{adm}} = 570.45 \text{ kPa}$$

### 5.2.1.3 Calcul de la capacité portante du sol à partir des essais pressiométriques

$$\text{-Zone utile} = (D, D + \frac{3B}{2})$$

La capacité portant du sol à partir de l'essai Pressiométrique est données par la formule suivante :

$$q_1 = K_p \times p_{1e}^* + q_0 \quad (5.3)$$

Avec :

$p_{1e}^*$  : Pression limite équivalente nette (calculé à partir des valeurs  $p_1^*$ )

$$p_1^* = p_1 - p_0 \quad (5.4)$$

$K_p$  : Facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol, il est donné par :

$$K_p = K_{p1} \times \frac{B}{L} + K_{p0} (1 - \frac{B}{L}) \quad (5.5)$$

$K_{p1}$  et  $K_{p0}$  sont données par des abaques.

$$q_0 = \gamma_{sat} \times D \quad (5.6)$$

avec :  $\gamma_{sat} = 20.52 \text{ kN/m}^3$

$$P_0 = K_0 \times \sigma_{v0} \quad (5.7)$$

$P_0$  : pression limite naturelle.

$K_0$  : coefficient de pression des terres-ouvrages. Pour les argiles.  $K_0 = 1$

- **Sondage BH-23**

$$\text{-Zone utile} = (4 ; 4 + \frac{3}{2} \times 13) = (4 ; 23.5)$$

$$\text{-D/B} = 0.31$$

$$\text{- } K_{p1} = 0.88 \text{ à partir du graphe}$$

$$\text{- } K_{p0} = 0.85 \text{ à partir du graphe}$$

$$\text{- } K_p = 0.88 \times \frac{13}{13} + 0.85 (1 - \frac{13}{13}) = 0.88.$$

$$\text{- } K_p = 0.88.$$

$$\text{- } q_0 = 20.52 \times 4 = 82.08 \text{ kPa}$$

Tableau 5.1: Résultats à partir de l'essai pressiométrique du sondage BH-23

Profondeur (m)	Pl(kPa)	P <sub>0</sub> (kPa)	Pl*(kPa)	Pl*corrigé (kPa)
4.00	550	82.08	467.92	467.92
6.00	950	123.12	826.88	701.88
8.00	800	164.16	635.84	635.84
10.00	3500	205.2	3294.8	701.88
12.00	3500	246.24	3253.76	701.88
14.00	3500	287.28	3212.72	701.88
16.00	3500	328.32	3171.68	701.88
18.00	3500	369.36	3130.64	701.88
20.00	3500	410.4	3089.6	701.88
22.00	3500	451.44	3048.56	701.88
24.00	3500	492.48	3007.52	701.88

$$- Pl^*_{\min} = 467.92 \text{ kPa} \rightarrow 1.5 \times Pl^*_{\min} = 701.88 \text{ kPa}$$

$$- Pl^*_e = (467.92 + 635.84 + 701.88 \times 9) / 11$$

$$- Pl^*_e = 674.61 \text{ kPa}$$

$$- q_l = k_p \times p^*_{le} + q_o = 0.88 \times 674.61 + 82.08$$

$$- q_l = 675.74 \text{ kPa}$$

Donc la capacité portante du sol est :

$$\text{A L'ELU : } q_{\text{adm}} = q_{\text{cal}} = \frac{q_l}{F_s} = \frac{675.74}{2} = 337.87 \text{ kPa}$$

$$\text{A L'ELS : } q_{\text{adm}} = \frac{q_l}{F_s} = \frac{675.74}{3} = 225.25 \text{ kPa}$$

Donc la contrainte admissible la plus défavorable à partir des deux méthodes (Terzaghi et pressiométrique) est :

$$\text{A L'ELU : } q_{\text{adm(ELU)}} = \min(814.63; 337.87) = 337.87 \text{ kPa}$$

$$\text{A L'ELS : } q_{\text{adm(ELS)}} = \min(570.45; 225.25) = 225.25 \text{ kPa}$$

- **Calcul de la contrainte admissible**

$$q_{adm} = \frac{q_l - q_0}{F_s} + q_0 \quad (5.8)$$

$$q_{adm} = \frac{675.74 - 82.08}{3} + 82.08$$

$$q_{adm} = 279.97 \text{ kPa}$$

- **Vérification des contraintes**

La pression transmise à la base de la fondation

**A L'ELS :**

$$q_{réf} = \frac{N}{(B - 2e).L} \quad (5.9)$$

$$N_{ser} = 40578.745 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = 8975.945 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{8975.945}{40578.745} = 0.22 \text{ m}$$

$$q_{réf} = \frac{40578.745}{(13 - 2 \times 0.22) \times 13} = 248.52 \text{ kPa}$$

$$q_{réf} = 248.52 \text{ kPa}$$

$$q_{ouv} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} + \gamma_b \times D \quad (5.10)$$

$$q_{ouv} = \frac{40578.745}{13 \times 13} + 25 \times 4$$

$$q_{ouv} = 340.11 \text{ kPa}$$

$$q_{réf}(ELS) > q_{adm}(ELS) : 248.52 \text{ kPa} > 225.25 \text{ kPa}$$

$$q_{OUV} > q_l > q_{adm} : 340.11 \text{ kPa} > 337.87 > 279.97 \text{ kPa}$$

La capacité portante n'est pas vérifiée.

#### 5.2.1.4 Estimation des tassements par la méthode pressiométrique

Le tassement de la semelle s'écrit :

$$S = S_c + S_d \quad (5.11)$$

$$S_d = \frac{4}{18E_{md}} (q - \sigma_{v0}(D)) B_0 \left( \lambda d \left( \frac{B}{B_0} \right) \right)^\alpha \quad (5.12)$$

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_{Ms}} (q - \sigma_{v0}(D)) \lambda_c B \quad (5.13)$$

$S_d$  : tassement déviatorique.

$S_C$  : Tassement sphérique.

$q$  : contrainte appliquée par la semelle

$B_0$  : largeur de référence = 0.6 m,

$\alpha$  : coefficient rhéologique du sol donné par le tableau

$\lambda_c, \lambda_d$ : sont des coefficients de forme , fonction du rapport L/B donné par le tableau 5.3.

$\sigma_{v0}$  : contrainte verticale initiale du sol au niveau de la fondation.  $\sigma_{v0} = \gamma_{sat} \times D = 20.52 \times 4 = 82.08$  kPa.,  $\sigma_{v0}' = \gamma \times D = 10.52 \times 4 = 42.08$  kPa

On découpe le sol en 16 tranches de B/2

$E_{Ms}$  et  $E_{Md}$  : sont des modules équivalents donnés par des formules :

$E_{Ms} = E_1$  = moyenne harmonique des modules pressiometriques dans la tranche 1.

$$\frac{n}{E_{Ms}} = \sum_{k=1}^n \frac{1}{E_k} \quad (5.14)$$

$E_{Md}$  :

$$\frac{4}{E_{Md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5E_{6-8}} + \frac{1}{2.5E_{9-16}} \quad (5.15)$$

Si :  $E_{9-16}$  n'est pas disponible

$$\frac{3.6}{E_{Md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5E_{6-8}} \quad (5.16)$$

Si :  $E_{6-8}$  n'est pas disponible

$$\frac{3.2}{E_{Md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} \quad (5.17)$$

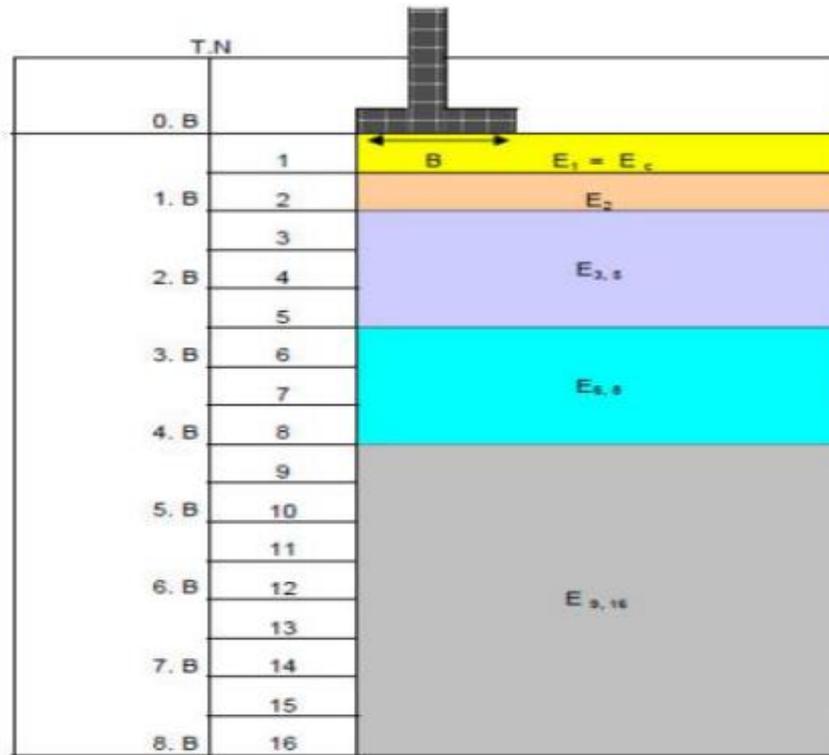


Figure 5.2: Découpage du sol d'assise en tranches ' tassements par la méthode pressiométrique '

• Sondage BH-23

D'après le tableau 2.8 on a :

$$\frac{EM}{Pl} = 12.36 ; \frac{EM}{Pl} = 13.1 ; \frac{EM}{Pl} = 9 ; \frac{EM}{Pl} = 13.54 \quad \rightarrow \quad \frac{EM}{Pl} = \frac{12.36+13.1+9+13.54}{4} = 12$$

$$\frac{EM}{Pl} = 12D \text{ d'après le tableau de valeurs du coefficient } \alpha \text{ selon Ménard on trouve } \alpha = \frac{2}{3}$$

Tableau 5.2: Valeurs du coefficient  $\alpha$  selon Ménard

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	EM/pl	$\alpha$	EM/pl	$\alpha$	EM/pl	$\alpha$	EM/pl	$\alpha$	EM/pl	$\alpha$
Sur consolidé ou très serré	-	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé	-	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous consolidé altéré	-	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-

$$\lambda_c = 1.10$$

$$\lambda_d = 1.12$$

Tableau 5.3: Valeurs du coefficient de forme  $\lambda_c$  et  $\lambda_d$ 

L/B	Cercle	Carré	2	3	5	20
$\lambda_c$	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
$\lambda_d$	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

$$q = q_{ouv} = \frac{40578.745}{13 \times 13} + 25 \times 4$$

$$q = 340.11 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{v0} = 82.08 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v0}' = 42.08 \text{ kPa}$$

$$E_{ms1} = E_1 = 103.18 \text{ bar} = 10318 \text{ kPa}$$

$$E_2 = 276.65 \text{ bar}$$

$$E_3 = 229.1 \text{ bar}$$

$$E_4 = 392.52 \text{ bar} \rightarrow E_{3-5} = 335.23 \text{ bar}$$

$$E_5 = 491 \text{ bar}$$

$$\frac{3.2}{E_{md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}}$$

$$E_{md} = 189.04 \text{ bar} = 18904 \text{ kPa}$$

Donc :

- **Tassement sphérique**

$$S_C = \frac{\frac{2}{3}}{9 \times 10318} \times (340.11 - 42.08) \times 1.10 \times 13 = 0.03 \text{ m}$$

$$S_C = 3 \text{ cm}$$

- **Tassement déviatorique**

$$S_d = \frac{4}{18 \times 18904} \times (340.11 - 82.08) \times 0.6 \times \left(1.12 \times \frac{13}{0.6}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.015 \text{ m}$$

$$S_d = 1.5$$

$$S = S_C + S_d$$

$$S = 3 + 1.5$$

$$S = 4.5 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$$

Donc pour un tassement admissible de (5cm) on conclut que  $s < s_{adm}$  ; le tassement est vérifié.

Tenant compte de la faible portance du sol et l'importance du projet, les couches superficielles ne peuvent pas constituer une assise pour les fondations de l'ouvrage du point de vue résistance. Nous envisageons l'étude des fondations profondes de type pieux forés.

### 5.2.2 Dimensionnement et vérification des fondations profondes

La réalisation des fondations sur chantier est basée essentiellement sur les pieux forés grâce à la facilité de leur réalisation qui donne de meilleurs résultats sur le plan de résistance aux charges importantes transmises au sol.

#### 5.2.2.1 Calcul de la capacité portante des fondations profondes (essai pressiométrique)

##### ❖ Diamètre B

Le diamètre des pieux qui sont réservés pour des grands ouvrages est :  $B \geq 0,8\text{m}$ , selon le fascicule 62 titre V pour cela on choisit un diamètre  $B = 1,2\text{m}$ .

##### ❖ La hauteur d'ancrage h dans la couche porteuse

Couche de sol résistante (porteuse) dans laquelle est ancrée la base du pieu. L'épaisseur de cette couche, doit être  $\geq 3B$  selon le fascicule 62 titre V, B étant le diamètre du pieu.  $h \geq 3B$ ,  $h \geq 3,6\text{m}$ .

On prend la hauteur d'ancrage dans le sol résistant :  $h = 12\text{ m}$ .

##### ❖ Ancrage D

La longueur d'un pieu selon le fascicule 62 titre V est en fonction de :

1. L'épaisseur des couches du sol à traverser pour mobiliser un frottement latéral suffisant
2. La profondeur du substratum résistant.

On prend un ancrage de 20m.

D'où  $B = 1,2\text{m}$  et  $D = 20\text{m}$

#### - Calcul de la charge limite Ql

$$Ql = Q_p + Q_s \quad (5.18)$$

Avec :

$Q_p$  : Charge limite de pointe.

$Q_s$  : Charge limite de frottement latéral.

#### a- Calcul de la charge limite de pointe Qp

Selon le fascicule 62 titre V, la charge limite de pointe est donnée par la formule suivante :

$$Q_p = q_p \times A_p = K_p \times P_{lc}^* \times A_p \quad (5.19)$$

$q_p$ : Contrainte limite de pointe.

$A_p$ : Surface de la pointe.

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

$K_p$ : Facteur de portance.

▪ **Calcul de la pression limite nette équivalente  $P_{le}^*$**

C'est une pression moyenne autour de la fondation profonde, elle est déterminée de la manière suivante :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) \cdot dz \tag{5.20}$$

Avec :

$$a = \max \left( \frac{B}{2}, 0.5 \right) = \max \left( \frac{1.2}{2}, 0.5 \right) = 0.6m$$

$b = \min (a, h)$  où  $h$  est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse  $h=12m$

$$b = \min (0.6, 12 m) = 0.6 m$$

Alors on doit prendre  $a=0.6m$  et  $b=0.6$ .

$$P_{le}^* = \frac{1}{0.6+(3 \times 0.6)} \int_{20-0.6}^{20+(3 \times 0.6)} P_l^*(z) \cdot dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{2.4} \int_{19.4}^{21.8} P_l^*(z) \cdot dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{2.4} \left( \frac{3131.4+3120}{2} \times 0.6 + \frac{3120+3085.8}{2} \times 1.8 \right)$$

$$P_{le}^* = 3108.6 \text{ kPa}$$

▪ **Calcul du facteur de portance  $k_p$**

A partir des résultats pressiométrique la valeur de la pression limite est égale à :

$$P_{le}^* = 3108.6 \text{ kPa} = 3.1086 \text{ MPa} > 2.5 \text{ MPa}$$

Le coefficient de portance  $k_p=1.2$ , selon le tableau 1.3.

Le sol est de « classe sable, graves C » avec un forage simple ne refoulant pas le sol.

$$q_p = k_p \times p_{le}^* \tag{5.21}$$

$$q_p = 1.2 \times 3108.6 = 3730.32 \text{ kPa}$$

$$Q_p = q_p \times A_p \tag{5.22}$$

$$Q_p = 3730.32 \times (\pi \times (0.6)^2) = 4218.89 \text{ kN}$$

▪ **La fiche équivalente  $D_e$  (comportement de fondation)**

$$De = \frac{1}{Pl^*} \sum_0^D Pl^*(z) \cdot dz \quad (5.23)$$

$$De = \frac{1}{3108.6} \times \left( \frac{502+3120}{2} + 474 + 836 + 648 + 3310 + 3272 + 3234 + 3196 + 3158 \right) \times 2$$

$$De = 12.83 \text{ m}$$

De > 5B = 5 × 1.2 = 6m d'où une fondation profonde.

### **b-Détermination de la charge limite en frottement latéral $Q_s$**

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur est calculé par la formule suivante :

$$Q_s = P \times \int_0^D q_s(z) \cdot dz \quad (5.24)$$

Avec :

P : périmètre du pieu.

$q_s(z)$  : Frottement latéral unitaire à la côte z.

Dans notre cas le pieu traverse deux couches :

#### **❖ Couche 01 : 0—8 m**

$$-P_l^*_{\text{moy}} = 615 \text{ kPa} = 0.615 \text{ MPa}$$

-Type de pieu : foré simple →  $Q_1$

-Type de sol : (argile-limon A)

$$q_s(Z) = 0.04 \times 1 \times \frac{0.615}{(1+0.5 \times 1)} \times \left( 2 - \frac{0.615}{(1+0.5 \times 1)} \right) \text{ si } pl \leq 1.5 \text{ MPa}$$

$$q_s(Z) = 0.04 \times 1 \text{ si } pl > 1.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } q_s = 0.03 \text{ MPa} = 30 \text{ kPa}$$

#### **❖ Couche 02 : 8—20 m**

$$-P_l^*_{\text{moy}} = 3215 \text{ kPa} = 3.215 \text{ MPa}$$

-Type de pieu : foré simple →  $Q_3$

-Type de sol : (sable-graves C)

$$q_s(Z) = 0.04 \times 3 \times \frac{3.215}{(1+0.5 \times 3)} \times \left( 2 - \frac{3.215}{(1+0.5 \times 3)} \right) \text{ si } pl \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$q_s(Z) = 0.04 \times 3 \text{ si } pl > 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } q_s = 0.12 \text{ MPa} = 120 \text{ kPa}$$

Donc :

$$Q_s = p \times \sum_0^D q_s(z) \cdot dz \quad (5.25)$$

$$\sum_0^D q_s(z) \cdot dz = 30(8) + 120(12) = 1680 \text{ kPa}$$

$$Q_s = \pi \times 1.2 \times 1680$$

$$Q_s = 6333.45 \text{ kN}$$

- **La charge limite Ql**

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 4218.89 + 6333.45$$

$$Q_l = 10552.34 \text{ kN}$$

- **La charge du fluage Qc**

Selon le fascicule 62 Titre V, pour les pieux qui ne refoulent pas le sol (forage simple) on a :

$$Q_c = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_s}{1.5} \tag{5.26}$$

$$Q_c = \frac{4218.89}{2} + \frac{6333.45}{1.5}$$

$$Q_c = 6331.745 \text{ kN}$$

- **Calcul de la charge nominale Qn**

C'est la charge que peut supporter le pieu en demeurant stable vis-à-vis du sol. Selon le fascicule 62 Titre V, pour les pieux qui ne refoulent pas le sol (pieux forés) on a :

$$Q_n = \frac{Q_l}{1.4} \tag{5.27}$$

$$Q_n = \frac{10552.34}{1.4}$$

$$Q_n = 7537.39 \text{ kN}$$

Tableau 5.4 : Valeurs de Qd en cas de chargement vertical

Etat limite	N(kN)	Combinaison	Chargement (kN)
Ultime	54781.31	Fondamentales	$\frac{Q_l}{1.4} = 7537.39$
		Accidentelle	$\frac{Q_l}{1.2} = 8793.62$
Service	40578.745	Rare	$\frac{Q_c}{1.1} = 5756.13$
		Quasi-permanente	$\frac{Q_c}{1.4} = 4522.675$

**5.2.2.2 Détermination du nombre de pieux**

Le nombre de pieu est le rapport entre le chargement appliqué au sol de fondation et la capacité portance d'un pieu.

- $n = \frac{Nu}{\frac{Ql}{1.4}} = \frac{54781.31}{7537.39} = 7.27$
- $n = \frac{Nu}{\frac{Ql}{1.2}} = \frac{54781.31}{8793.62} = 6.23$
- $n = \frac{Nser}{\frac{Qc}{1.1}} = \frac{40578.745}{5756.13} = 7.05$
- $n = \frac{Nser}{\frac{Qc}{1.4}} = \frac{40578.745}{4522.675} = 9$

$n_{\max} = 9$

On prend 16 pieux

### 5.2.2.3 Disposition des pieux

-Nombre de pieux  $n=16$

-Entraxe 2.5 à  $3 \times$  (diamètre de pieu) :  $\Phi=1.2\text{m}$ , donc on prend un espacement minimal  $e=3\text{m}$

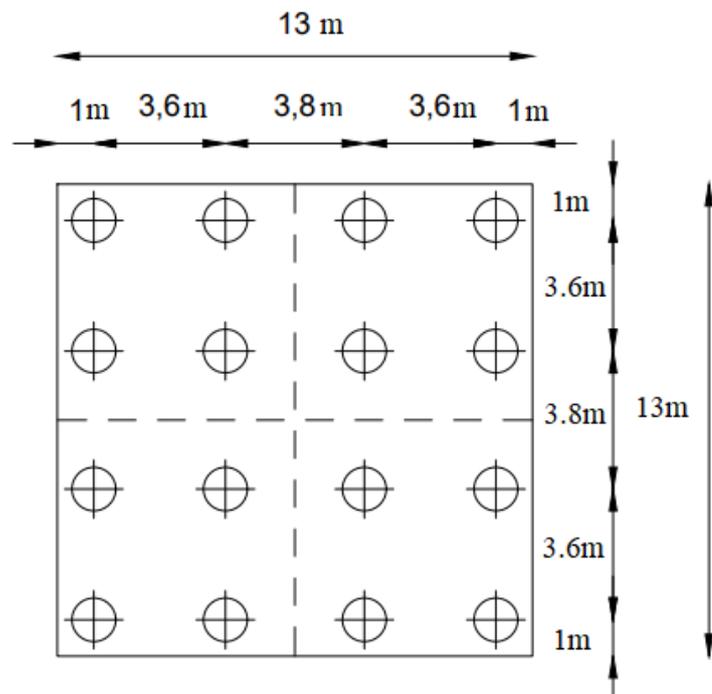


Figure 5.3: Disposition des pieux sous la pile

### 5.2.2.4 Comportement des groupes de pieux

Un pieu dans un groupe de pieux différent du pieu isolé notamment parce que : La mise en place dans groupe de pieux crée un remaniement du sol plus important. La charge appliquée sur un pieu a une influence sur le comportement des pieux voisins.

### ❖ Calcul de l'efficacité de groupe de pieux

Le coefficient d'efficacité est donné par la formule de Converse- Labarre :

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctg\left(\frac{B}{S}\right)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{n} - \frac{1}{m}\right) \quad (5.28)$$

Avec :

B : diamètre des pieux.

S : entraxe entre les pieux.

m : nombre de rangées.

n : nombre de colonnes de pieux.

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctg\left(\frac{1,2}{3,6}\right)}{180} \left(2 - \frac{1}{4} - \frac{1}{4}\right) = 69\%$$

$C_e = 69\% > 30$  , donc la disposition des pieux est bonne.

### ❖ Vérification de l'efficacité du groupe de pieu

$$\sum_{j=1}^N Q_j \leq C_e \times N \times Q_{\max} \quad (5.29)$$

$C_e$  : Coefficient d'efficacité.

$Q_j$  : La charge axiale sur le pieu.

$Q_{\max}$ : Charge maximale en compression admise pour le pieu isolé.

N : Le nombre des pieux de la pile.

$$Q_j = 40\,578.745 \text{ kN}$$

$$Q_{\max} = 4522.675 \text{ kN}$$

$$40\,578.745 \leq 0.69 \times 16 \times 4522.675$$

$$40\,578.745 \text{ kN} \leq 49930.332 \text{ kN}$$

C'est vérifié

#### 5.2.2.5 Calcul du tassement des pieux

On calcule le tassement donné par la méthode élastique développé dans le chapitre 1, l'expression est donnée par la formule ci-après :

$$V_0 = \frac{Q \cdot l_v}{E(D).B} \quad (5.30)$$

$$I_V = 4. (1 + V). \frac{1 + \frac{8}{\pi \cdot \xi \cdot \lambda \cdot (1 - \nu) B} \frac{D \tanh(\mu \cdot D)}{\mu \cdot D}}{\frac{4}{(1 - \nu)} + \frac{4 \pi \cdot \beta \cdot D \tanh(\mu \cdot D)}{\alpha \cdot B \cdot \mu \cdot D}} \tag{5.31}$$

Avec :

$I_V$  : facteur de tassement.

$\xi = 1$  pour un massif semi-infini ;

$\nu = 0.33$

$E_p$  = module d'élasticité du pieu = 32000MPa.

$\beta = E(D/2) / E(D)$ ,

$\alpha = \text{Ln} [(0.25 + (2.5 \times \beta(1 - \nu) - 0.25) \cdot \xi) \cdot 2 \cdot D/B]$ ,

$\lambda = 2(1 + \nu)E_p/E(D)$ ,

$\mu \cdot D = (2\sqrt{2} \cdot D/B) / \sqrt{\alpha \cdot \lambda}$ .

Calcul de  $E_{eq}$ :

$$E_{eq} = 4/D \times \sum E_i(Z_i - Z_{i-1})$$

- Pour les pieux travaillant en pointe :  $E = 4E_m < 60 \text{ MPa}$
- Pour les pieux flottants :  $E = 5E_m < 50 \text{ MPa}$

✓ **Calcul du tassement de la pile à partir de l'essai pressiométriques  $B=1.2\text{m}$**

Tableau 5.5: Valeurs du module pressiométrique utilisées pour le calcul du tassement BH23

Z(m)	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
Em (bars)	69	68	124	72	474	398	323	191	238	210

$$E_{eq} = 4/D \times \sum E_i(Z_i - Z_{i-1})$$

$$E_{eq} = \frac{4}{20} \times \left( \frac{69 + 210}{2} + 68 + 124 + 72 + 474 + 398 + 323 + 191 + 238 \right) \times 2$$

$$E_{eq} = 811 \text{ bars} = 81.1 \text{ MPa}$$

$$E(D/2) = 474 \text{ bars} = 47.4 \text{ MPa.}$$

$$\beta = E(D/2) / E(D) \longrightarrow \beta = 47.4 / 81.1 = 0.584$$

$$\alpha = \text{Ln} [(0.25 + (2.5 \times \beta(1 - \nu) - 0.25) \cdot \xi) \cdot 2 \cdot D/B]$$

$$\alpha = \ln [(0.25 + (2.5 \times 0.584 \times (1 - 0.33) - 0.25) \times 1) \times 2 \times 20/1.2] = 3.48$$

$$\lambda = 2(1 + \nu)E_p/E(D)$$

$$\lambda = 2(1 + 0.33)32000/81.1 = 1049.57$$

$$\mu \cdot D = (2\sqrt{2} \cdot D/B) / \sqrt{\alpha \cdot \lambda}$$

$$\mu \cdot D = (2\sqrt{2} \times 20/1.2) / \sqrt{3.48 \times 1049.57} = 0.78$$

$$I_v = 4 \times (1 + 0.33) \times \frac{1 + \frac{8}{\pi \times 1 \times 1049.57 \times (1 - 0.33)} \times \frac{20 \tanh(0.78)}{1.2} \times 0.78}{\frac{4}{(1 - 0.33)} + \frac{4\pi \times 0.584}{3.48} \times \frac{20}{1.2} \times \frac{\tanh(0.78)}{0.78}}$$

$$I_v = 0.158$$

$$V_0 = q \cdot \frac{I_v}{E(D)B}$$

$$V_0 = 3423.83 \times \frac{0.158}{81100 \times 1.2} = 0.006\text{m}$$

$$V_0 = 0.006\text{m} = 0.6\text{cm}$$

Pour un tassement admissible de 5 cm ; on conclut que  $V_0 < V_{adm}$

✓ **Tassement d'un groupe de pieux**

On va calculer dans cette partie le tassement d'un groupe de pieux par la méthode d'élasticité :

$$R_s = \frac{\text{tassement du pieu dans un groupe}}{\text{tassement du pieu isolé sous le meme effort}} \tag{5.32}$$

- Le nombre de pieux  $N=16$

- La compressibilité relative  $k=10^2$

-  $D= 20\text{m}$ ,  $d=3.6\text{m}$

$$\frac{d}{B} = \frac{3.6}{1.2} = 3$$

Dans cette partie on va déduire par interpolation

D'après le tableau 1 on a trouvé

$$R_s = 1.6$$

Tassement du pieu dans un groupe =  $R_s \times$  tassement du pieu isolé sous le même effort

Tassement du pieu dans un groupe =  $1.6 \times 0.6$

Tassement du pieu dans un groupe =  $0.96\text{cm}$ , le tassement est donc vérifié.

### 5.3 Etude de la culée

#### 5.3.1 Vérification des fondations superficielles

##### 5.3.1.1 Détermination de la capacité portante du sol à partir des essais de laboratoire

La semelle est rectangulaire de dimensions (B=6m, L=14.5m).

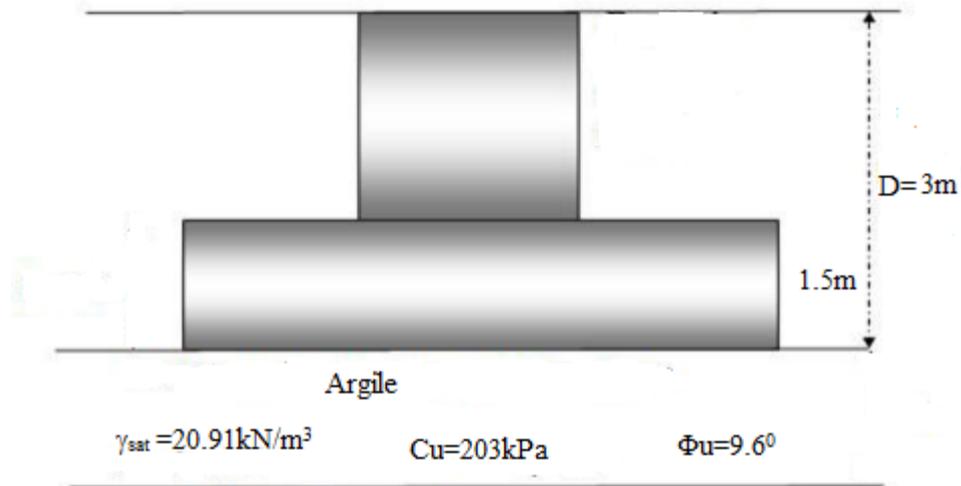


Figure 5.4 : Caractéristiques des différentes couches de sol (culée).

- **Déterminations des coefficients de forme**

Le DTR-BC 2.331 propose les valeurs suivantes :

$$S_\gamma = 1 - 0.2 \frac{B}{L} = 1 - 0.2 \frac{6}{14.5} = 0.92$$

$$S_C = 1 + 0.2 \frac{B}{L} = 1 + 0.2 \frac{6}{14.5} = 1.08$$

$$S_q = 1$$

- **Détermination des facteurs de portance**

Le DTR-BC 2.331 propose les valeurs suivantes : pour ( $\varphi = 9.6^\circ$ ).

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \exp(\pi \times \text{tg} \varphi)$$

$$N_q = \frac{1 + \sin 9.6}{1 - \sin 9.6} \exp(\pi \times \text{tg} 9.6)$$

$$N_q = 2.38$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg} \varphi}$$

$$N_c = \frac{2.38 - 1}{\text{tg} 9.6}$$

$$N_c = 8.16$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q + 1) \times \tan \phi$$

$$N_\gamma = 2 \times (2.38 + 1) \times \tan 9.6$$

$$N_\gamma = 1.14$$

- **Calcul du terme de surcharge  $q \cdot N_q \cdot S_q$  :**

$$q \cdot N_q \cdot S_q = \gamma_2 \times D \times N_q \times S_q$$

$$q \cdot N_q \cdot S_q = 20.91 \times 3 \times 2.38 \times 1$$

$$q \cdot N_q \cdot S_q = 149.30 \text{ kPa}$$

- **Calcul du terme de cohésion  $C \cdot N_c \cdot S_c$  :**

$$C \cdot N_c \cdot S_c = 203 \times 8.16 \times 1.08$$

$$C \cdot N_c \cdot S_c = 1789 \text{ kPa}$$

- **Calcul du terme de surface  $\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$  :**

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 0.5 \times 20.91 \times 6 \times 1.14 \times 0.92$$

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 65.79 \text{ kPa}$$

La capacité portante du sol est:

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + C \cdot N_c \cdot S_c + \gamma_2 \cdot D \cdot N_q \cdot S_q$$

$$q_u = 65.79 + 1789 + 149.30$$

$$q_u = 2004.09 \text{ kPa}$$

### 5.3.1.2 Calcul de la contrainte admissible du sol

$$q_{adm} = \frac{q_u - q_0}{F_s} + q_0$$

$$q_0 = \gamma_{sat} \times D$$

$$q_0 = 20.91 \times 3$$

$$q_0 = 62.73 \text{ kPa}$$

$q_{adm}$  : la contrainte admissible.

$q_u$  : la contrainte ultime de rupture du sol.

$q_0$  : contrainte verticale au niveau de la base de la fondation.

$F_s$  : coefficient de sécurité (à l'ELU  $F_s=2$  ; à l'ELS  $F_s=3$ ).

$$\text{à l'ELU : } q_{adm} = \frac{2004.09 - 62.73}{2} + 62.73$$

$$q_{adm} = 1033.41 \text{ kPa}$$

$$\text{à l'ELS : } q_{adm} = \frac{2004.09 - 62.73}{3} + 62.73$$

$$q_{adm} = 709.85 \text{ kPa}$$

### 5.3.1.3 Calcul de la capacité portante du sol à partir des essais pressiométriques

- Sondage BH-22 culée gauche

- Zone utile =  $(3 ; 3 + \frac{3}{2} \times 6) = (3 ; 12)$

-  $D/B = 3/6 = 0.5$

-  $K_{p1} = 0.9375$  à partir du graphe

-  $K_{p0} = 0.9$  à partie du graphe

-  $K_p = 0.9375 \times \frac{6}{14.5} + 0.9 (1 - \frac{6}{14.5}) = 0.92$ .

-  **$k_p = 0.92$ .**

-  $q_0 = 21.91 \times 3 = 65.73 \text{ kPa}$

Tableau 5.6 : résultats, à partir de l'essai pressiométrique du sondage BH-22

Profondeur (m)	PI (kPa)	P0(kPa)	PI*(kPa)	PI*corrigé (kPa)
4.00	800	83.64	716.36	619.08
6.00	850	125.46	724.54	619.08
8.00	580	167.28	412.72	412.72
10.00	750	209.1	540.9	540.9
12.00	1350	250.92	1099.08	619.08

-  $PI^*_{min} = 412.72 \text{ kPa} \rightarrow 1.5 \times PI^*_{min} = 619.08 \text{ kPa}$

-  $Ple^* = (619.08 + 619.08 + 412.72 + 540.9 + 619.08) / 5$

$$p_{le}^* = 562.172 \text{ kPa}$$

$$-q_l = k_p \times p_{le}^* + q_o$$

$$q_l = 0.92 \times 562.172 + 62.73$$

$$q_l = 579.93 \text{ kPa}$$

Donc la capacité portante du sol est :

$$\text{A L'ELU : } q_{adm} = q_{cal} = \frac{q_l}{F_S} = \frac{579.93}{2} = 289.965 \text{ kPa}$$

$$\text{A L'ELS : } q_{adm} = \frac{q_l}{F_S} = \frac{579.93}{3} = 193.31 \text{ kPa}$$

Donc la contrainte admissible la plus défavorable à partir des deux méthodes (Terzaghi et pressiométrique) est :

$$\text{L'ELU : } q_{adm(ELU)} = \min(1033.41 ; 289.965) = 289.965 \text{ kPa}$$

$$\text{L'ELS : } q_{adm(ELS)} = \min(709.85 ; 193.31) = 193.31 \text{ kPa}$$

#### -Vérification des contraintes admissible

$$q_{adm} = \frac{q_l - q_o}{F_S} + q_o$$

$$q_{adm} = \frac{579.93 - 62.73}{3} + 62.73$$

$$q_{adm} = 235.13 \text{ kPa}$$

#### -Vérification des contraintes

- La pression transmise à la base de la fondation

**A L'ELS :**

$$N_{ser} = 20946.52 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = 6220.05 \text{ kN.m}$$

$$q_{réf} = \frac{N}{(B - 2e) \cdot L}$$

$$e = \frac{M}{N}$$

$$e = \frac{6220.05}{20946.52} = 0.3 \text{ m}$$

$$q_{\text{réf}} = \frac{20946.52}{(6-2 \times 0.3) \times 14.5} = 267.52 \text{ kPa}$$

$$q_{\text{réf}} = 267.52 \text{ kPa}$$

$$q_{\text{ouv}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{semelle}}} + \gamma_b \times D$$

$$q_{\text{ouv}} = \frac{20946.52}{6 \times 14.5} + 25 \times 3$$

$$q_{\text{ouv}} = 315.76 \text{ kPa}$$

$$q_{\text{réf}}(\text{ELS}) > q_{\text{adm}}(\text{ELS}) : 267.52 \text{ kPa} > 193.31 \text{ kPa}$$

$$q_{\text{ouv}} > q_{\text{cal}} > q_{\text{adm}} : 315.76 \text{ kPa} > 289.965 \text{ kPa} > 235.13 \text{ kPa}$$

La capacité portante n'est pas vérifiée.

### 5.3.1.4 Estimation des tassements par la méthode pressiométrique

Le tassement de la semelle s'écrit :  $S = S_c + S_d$

- **Sondage BH-22 : culée gauche**

D'après le tableau 2.6 on a :

$$\frac{EM}{Pl} = 8.75 ; \frac{EM}{Pl} = 9.41 ; \quad \longrightarrow \quad \frac{EM}{Pl} = \frac{8.75+9.41}{2} = 9.08$$

$$\frac{EM}{Pl} = 9.08 \text{ D'après le tableau de valeurs du coefficient } \alpha \text{ selon Ménard on trouve } \alpha = \frac{2}{3}$$

$$\lambda_s = 1.25$$

$$\lambda_d = 1.655$$

$$q = q_{\text{ouv}} = \frac{20946.52}{14.5 \times 6} + 25 \times 3$$

$$q = 315.76 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v0} = 62.73 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v0}' = 10.91 \times 3 = 32.73 \text{ kPa}$$

$$E_{ms1} = E_1 = 74.67 \text{ bar} = 7467 \text{ kPa}$$

$$E_2 = 58.41 \text{ bar}$$

$$E_3 = 96.1 \text{ bar}$$

$$E_4 = 189.6 \text{ bar} \quad \rightarrow \quad E_{3-5} = 151.42 \text{ bar}$$

$$E_5 = 241.96 \text{ bar}$$

$$E_6 = 253.21 \text{ bar}$$

$$E_7 = 327.21 \text{ bar} \quad \rightarrow \quad E_{6-8} = 326.38 \text{ bar}$$

$$E_8=457.38 \text{ bar}$$

$$E_9=253.52 \text{ bar} \rightarrow E_{9-16}=317.03 \text{ bar}$$

$$E_{10}=423 \text{ bar}$$

$$\frac{4}{E_{md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5E_{6-8}} + \frac{1}{2.5E_{9-16}}$$

$$E_{md}=93.84 \text{ bar} = 9384 \text{ kPa}$$

Donc :

#### -Tassement sphérique

$$S_c = \frac{\frac{2}{3}}{9 \times 7467} \times (315.76 - 32.73) \times 1.25 \times 6 = 0.02 \text{ m}$$

$$S_c=2 \text{ cm}$$

#### -Tassement déviatorique

$$S_d = \frac{4}{18 \times 9384} \times (315.76 - 62.73) \times 0.6 \times \left(1.655 \times \frac{6}{0.6}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.023 \text{ m}$$

$$S_d = 2.3 \text{ cm}$$

$$S=S_c+S_d$$

$$S=2+2.$$

$$S=4.3 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$$

Donc pour un tassement admissible de (5cm) on conclut  $s < s_{adm}$  et le tassement est vérifié.

Tenant compte de la faible portance du sol et l'importance du projet, les couches superficielles ne peuvent pas constituer une assise pour les fondations de l'ouvrage d'un point de vue résistance nous envisageons l'étude des fondations profondes de type pieux forés.

### 5.3.2 Dimensionnement et vérification des fondations profondes

La réalisation des fondations sur chantier est basée essentiellement sur les pieux forés grâce à la facilité de leur réalisation qui donne de meilleurs résultats sur le plan de résistance aux charges importantes transmises au sol.

#### 5.3.2.1 Calcul de la capacité portante des fondations profondes (essai pressiométrique)

##### ❖ Diamètre B :

Le diamètre des pieux qui sont réservés pour des grands ouvrages est :  $B \geq 0,8\text{m}$ , selon le fascicule 62 titre V pour cela on choisit un diamètre  $B = 1.2\text{m}$ .

##### ❖ La hauteur d'ancrage h dans la couche porteuse :

On prend la hauteur d'ancrage dans le sol résistant :

-culée  $\rightarrow h=10\text{m}$

❖ **Ancrage D**

La longueur d'un pieu selon le fascicule 62 titre V est en fonction de :

Culée → 12m on prend un ancrage de 22m

**-Calcul de la charge limite Ql**

▪ **Calcul de la pression limite nette équivalente  $P_{le}^*$**

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

Avec :

$$a = \text{Max}\left(\frac{B}{2}, 0.5\right) = \text{Max}\left(\frac{1.2}{2}, 0.5\right) = 0.6 \text{ m}$$

$b = \text{min}(a, h)$  où h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse  $h=10\text{m}$

$$b = \text{min}(0.6, 10\text{m}) = 0.6 \text{ m}$$

Alors on doit prendre  $a=0.6\text{m}$  et  $b=0.6$ .

$$P_{le}^* = \frac{1}{0.6+(3 \times 0.6)} \int_{22-0.6}^{22+(3 \times 0.6)} Pl^*(z) \cdot dz$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{2.4} \int_{21.4}^{23.8} Pl^*(z) \cdot dz$$

Tableau 5.7 : valeurs de  $P_{le}^*$

Z(m)	21.4	22	23.8	24
$P_{l^*}(\text{kPa})$	3093.4	3082	3047.8	3044

$$P_{le}^* = \frac{1}{2.4} \left( \frac{3093.4+3082}{2} \times 0.6 + \frac{3082+3047.8}{2} \times 1.8 \right)$$

$$P_{le}^* = 3070.6 \text{ KPa}$$

▪ **Calcul du facteur de portance  $K_p$**

$$P_{le}^* = 3070.6 \text{ KPa} = 3.0706 \text{ MPa} > 2.5 \text{ MPa}$$

Le sol « classe C argile, limon » avec un forage simple ne refoulant pas le sol

Donc →  $K_p=1.3$

$$q_p = K_p \times p_{le}^* = 1.3 \times 3070.6 = 3991.78 \text{ KPa}$$

$$Q_p = q_p \times A_p = 3991.78 \times (\pi \times (0.6)^2) = 4514.6 \text{ KPa}$$

▪ **La fiche équivalente  $D_e$  (comportement de fondation)**

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \sum_0^D Pl^*(z) \cdot dz$$

$$D_e = \frac{1}{3070.6} \times \left( \frac{812+3082}{2} + 724 + 736 + 428 + 560 + 1122 + 1234 + 3196 + 3158 + 3120 \right) \times 2$$

$D_e=10.57$  m

Pour une fondation profonde  $D_e > 5B=5 \times 1.2=6$  m

$D_e=10.57$  m  $> 5B=6$  donc la fondation étudiée se comporte bien en fondation profonde

### b-Détermination de la charge limite en frottement latéral $Q_s$

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

$$Q_s = p \times \sum_0^D q_s(z) \cdot dz$$

#### ❖ Couche 01 : 0—12 m

$$-P_1^*_{\text{moy}} = 730.33 \text{ KPa} = 0.73 \text{ MPa}$$

-Type de pieu : foré simple  $\rightarrow Q_1$

-Type de sol : (argile-limon A)

$$q_s(Z) = 0.04 \times 1 \times \frac{0.73}{(1+0.5 \times 1)} \times \left(2 - \frac{0.73}{(1+0.5 \times 1)}\right) \quad \text{si } p_l \leq 1.5 \text{ MPa}$$

$$q_s(Z) = 0.04 \times 1 \quad \text{si } p_l > 1.5 \text{ MPa}$$

donc :  $q_s = 0.03 \text{ MPa} = 30 \text{ kPa}$

#### ❖ Couche 02 : 12—22 m

$$-P_1^*_{\text{moy}} = 2758 \text{ KPa} = 2.758 \text{ MPa}$$

-Type de pieu : foré simple  $\rightarrow Q_2$

-Type de sol : (Argile-limon C)

$$q_s(Z) = 0.04 \times 2 \times \frac{2.758}{(1+0.5 \times 2)} \times \left(2 - \frac{2.758}{(1+0.5 \times 2)}\right) \quad \text{si } p_l \leq 2 \text{ MPa}$$

$$q_s(Z) = 0.04 \times 2 \quad \text{si } p_l > 2 \text{ MPa}$$

Donc  $q_s = 0.08 \text{ MPa} = 80 \text{ kPa}$

$$\text{Donc : } Q_s = p \times \sum_0^D q_s(z) \cdot dz$$

$$\sum_0^D q_s(z) \cdot dz = 30(12) + 80(10) = 1160 \text{ kPa}$$

$$Q_s = \pi \times 1.2 \times 1160$$

$$Q_s = 4373.1 \text{ kN}$$

#### - La charge limite $Q_l$

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 4514.6 + 4373.1$$

$$Q_l=8887.7 \text{ kN}$$

**- la charge du fluage  $Q_c$**

Selon le fascicule 62 Titre V, pour les pieux qui ne refoulent pas le sol (forage simple) on a :

$$Q_c = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_s}{1.5}$$

$$Q_c = \frac{4514.6}{2} + \frac{4373.1}{1.5}$$

$$Q_c=5172.7 \text{ kN}$$

**- la charge nominale  $Q_n$**

$$Q_n = \frac{Q_l}{1.4} = \frac{8887.7}{1.4}$$

$$Q_n=6348.4 \text{ kN}$$

Tableau 5.8 : valeur de  $Q_d$  en cas de chargement vertical

Etat limite	N(kN)	Combinaison	Chargement (kN)
Ultime	28277.81	Fondamentales	$\frac{Q_l}{1.4} = 6348.4$
		Accidentelle	$\frac{Q_l}{1.2} = 7406.42$
Service	20946.522	Rare	$\frac{Q_c}{1.1} = 4702.45$
		Quasi-permanente	$\frac{Q_c}{1.4} = 3694.79$

**5.3.2.2 Determination du nombre de pieux**

Le nombre de pieu est le rapport entre le chargement appliqué au sol de fondation et la capacité portance d'un pieu.

- $n = \frac{Nu}{\frac{Q_l}{1.4}} = \frac{28277.81}{6348.4} = 4.45$

- $n = \frac{Nu}{\frac{Q_l}{1.2}} = \frac{28277.81}{7406.42} = 3.82$

- $n = \frac{Nser}{\frac{Q_c}{1.1}} = \frac{20946.522}{4702.45} = 4.45$

- $n = \frac{Nser}{\frac{Q_c}{1.4}} = \frac{20946.522}{3694.79} = 5.67$

$$n_{max} = 5.67$$

On prend 8 pieux

### 5.3.2.3 Disposition des pieux

-nombre des pieux n=8

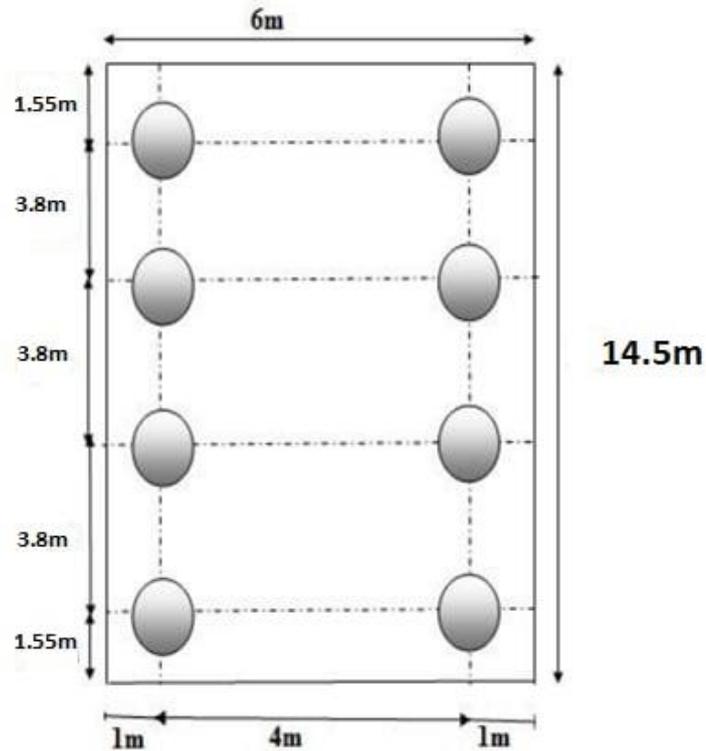


Figure 5.5 : Disposition des pieux sous la culée

### 5.3.2.4 Comportement des groupes de pieux

#### ❖ Calcul de l'efficacité de groupe de pieux

Le coefficient d'efficacité est donné par la formule de Converse- Labarre

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctg\left(\frac{B}{S}\right)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{n} - \frac{1}{m}\right)$$

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctg\left(\frac{12}{3.8}\right)}{180} \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{4}\right) = 76\%$$

$$C_e = 76\% > 30\%$$

On remarque que l'efficacité est importante, donc la disposition des pieux est bonne

#### ❖ Vérification du l'efficacité du groupe de pieu

$$\sum_{j=1}^N Q_j \leq C_e \times N \times Q_{\max}$$

$$Q_j = 20946.522 \text{ kN}$$

$$N = 8 \text{ pieux}$$

$$Q_{\max} = 3694.79 \text{ kN}$$

$$20946.522 \leq 0.76 \times 8 \times 3694.79$$

$$20946.522 \text{ kN} \leq 22464.32 \text{ kN}$$

C'est vérifié

**5.3.2.5 Calcul du tassement des pieux**

✓ **Calcul du tassement á partir de l'essai pressiométrique BH22 (Culée)**

Pour une fiche de 22m et un diamètre de 1.2m

Tableau 5.9 : Valeurs du module pressiométrique utilisées pour le calcul du tassement BH22

Z(m)	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22
Em (bars)	74	70	80	46	69	158	237	239	245	262	240

$$E_{eq} = 4/D \times \sum Ei(Zi - Zi-1)$$

$$E_{eq} = \frac{4}{22} \times \left( \frac{74 + 240}{2} + 70 + 80 + 46 + 69 + 158 + 237 + 239 + 245 + 262 \right) \times 2$$

$$E_{eq} = 568.36 \text{ Bar} = 56.836 \text{ Mpa}$$

$$E (D/2) = 113.5 \text{ Bars} = 11.35 \text{ Mpa.}$$

$$\beta = E (D/2) / E(D) \longrightarrow \beta = 11.35 / 56.836 = 0.2$$

$$\alpha = Ln [(0.25 + (2.5 \times \beta(1 - \nu) - 0.25) \cdot \xi) \cdot 2 \cdot D/B]$$

$$\alpha = Ln [(0.25 + (2.5 \times 0.2 \times (1 - 0.33) - 0.25) \times 1) \times 2 \times 22/1.2] = 2.51$$

$$\lambda = 2(1 + \nu)Ep/E(D)$$

$$\lambda = 2(1 + 0.33)32000/56.836 = 1497.64$$

$$\mu \cdot D = (2\sqrt{2} \cdot D/B) / \sqrt{\alpha \cdot \lambda}$$

$$\mu \cdot D = (2\sqrt{2} \times 22/1.2) / \sqrt{2.51 \times 1497.64} = 0.846$$

$$I_V = 4 \times (1 + 0.33) \times \frac{1 + \frac{8}{\pi \times 1 \times 1497.64 \times (1 - 0.33) \times 1.2} \times \frac{22 \tanh(0.846)}{0.846}}{\frac{4}{(1 - 0.33)} + \frac{4\pi \times 0.2}{2.51} \times \frac{22}{1.2} \times \frac{\tanh(0.846)}{0.846}}$$

$$I_v = 0.264$$

$$V_0 = q \cdot \frac{I_V}{E(D)B}$$

$$V_0 = 3534.73 \cdot \frac{0.264}{56836 \times 1.2} = 0.014 \text{m}$$

**V<sub>0</sub> = 0.014m=1.4cm**

Pour un tassement admissible de 5 cm ; on conclut que V<sub>0</sub> < V<sub>adm</sub>

**✓ Tassement d'un groupe de pieux**

-Le nombre de pieux  $N=8$

-la compressibilité relative  $K=10^2$

- $D= 22\text{m}$ ,  $d=3.8\text{m}$

$$-\frac{d}{B} = \frac{3.8}{1.2} = 3.17$$

$$R_s = 1.36$$

Tassement du pieu dans un groupe =  $R_s \times$  tassement du pieu isolé sous le même effort

Tassement du pieu dans un groupe =  $1.36 \times 1.4$

Tassement du pieu dans un groupe =  $1.90\text{cm}$

Le tassement du pieu dans un groupe est vérifié dans les deux méthodes

**5.4 Conclusion**

A travers ce chapitre, nous avons étudié les fondations de notre ouvrage pour le cas de la pile et celui de la culée. En exploitant les données de chargement et les résultats géotechniques de résistance du sous-sol, nous avons calculé l'option des fondations superficielles. Cette dernière s'avère insuffisante puisque la portance du sol ne permet pas de supporter les charges transmises par l'ouvrage.

Cette situation nous a conduits à développer l'option des fondations profondes : cette solution a été vérifiée en termes de portance du sol et de tassement admissible. Les dimensions retenues des fondations profondes sont :

- Pour la pile : 16 pieux de 20m de profondeur, 1.2m de diamètre et un espacement de 3.6m.
- Pour la culée : 8 pieux de 22m de profondeur, 1.2m de diamètre et un espacement de 3.8m.

## **CONCLUSIONS**

## CONCLUSIONS

---

Le présent mémoire de fin d'étude a été consacré à l'étude des fondations d'un ouvrage d'art faisant partie de la quatrième rocade d'Alger (Pk 2+892) entre Khemis Méliana et Hanacha. L'ouvrage traverse un oued et présente une longueur de 140 m avec un profil en travers autoroutier de 2X3voies.

Pour étudier ce travail, nous avons suivi une démarche standard composée de plusieurs étapes dont les principales conclusions se résument en :

L'ouvrage présente une structure composée de 4 tabliers égaux et parallèles avec une longueur totale de 140 mètres divisée en travées de 35 mètres. La section transversale de chaque tablier a une largeur de 13,25 m et elle est formée par 7 poutres de 1.80 mètres de hauteur appuyées sur des appareils d'élastomère fretté, et une dalle de 25 cm d'épaisseur.

L'exploitation des résultats de la reconnaissance du sol nous a permis d'élaborer le modèle lithologique du sol qui est dominé par la présence d'une argile plastique.

En tenant compte des données du projet, l'évaluation des charges et surcharges (permanentes et variables) appliquées aux appuis a été calculé suivant la réglementation en vigueur (fascicule 61 titre II). Dans le cas des charges permanentes, la pile prend deux fois ce que la culée supporte ; tandis que dans le cas des charges mobiles, la situation varie et dépend de la ligne d'influence. Les résultats de ces calculs seront considérés dans l'étude des fondations. Par la suite, nous avons étudié les éléments d'appuis, à savoir la pile et la culée.

La conception des fondations s'est déroulée en deux étapes : la première solution proposant des fondations superficielles n'a pas vérifié les exigences de portance du sol et de tassement admissible. Ce qui nous a conduits à étudier le cas des fondations profondes par pieux : cette solution a été vérifiée en termes de portance du sol et de tassement admissible.

Les dimensions retenues des fondations profondes sont :

- Pour la pile : 16 pieux de 20m de profondeur 1.2 m de diamètre et un espacement de 3.6m.
- Pour la culée : 8 pieux de 22m de profondeur 1.2m de diamètre et un espacement de 3.8m.

## **ANNEXES**



ANNEXES

BH 22 (suite)

MAPA INŞAAT AŞ.										SONDAGE N°		BH 22							
										FICHE N°		2							
PROFONDEUR (m)	SINIFIAU % RECUPERATION	R.O.D. %	ÉCHANTILLON NO	ÉCHANTILLON DE PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL	PROFIL DU SOL	FORCE	ARRIVAGE	FRACTURE/3D cm.	ANGLE DE FRACTURE	EAU RENDUE %	NORME DES ESSAIS DE PENETRATION							
												No. de coups				GRAPH			
												0-15	15-30	30-45	N <sub>20</sub>	10	20	30	40
16	100%		UD-2	15,00-15,35	<b>Argile Limoneuse</b> Marron, matériau limoneux, légèrement à fortement cimenté avec de l'argile, localement interité avec du grès et du gravier. 16,00 m														
17	75%				<b>Argile sableuse</b> Marron, hautement plastique, matériau sableux légèrement à fortement cimenté avec de l'argile, localement interité par du grès et de l'argile. 18,00 m														
18																			
19	100%				<b>Argile</b> Marron foncé, dure, modérément cimenté, localement graveleux.														
			UD-3	18,95-19,25															
20	100%		SPT-4	19,50-20,00								17	21	50/5	R				
21			UD-4	20,65-20,90															
22	100%		SPT-5	21,00-21,50								21	21	50/3	R				
23																			
24			SPT-6	23,00-23,50	Profondeur finale 23,50 m							25	29	34	63				
25																			
26																			
27																			
28																			
29																			
30																			
31																			
32																			
33																			
34																			
35																			



ANNEXES

BH23 (suite)

MAPA İNŞAAT A.Ş.																					
SONDAGE N° 23																					
FICHE N° 2																					
PROFONDEUR (m)	SNDYAU % RECOUPERATION	RQ D. %	ÉCHANTILLON N°	ÉCHANTILLON DE PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL	PROFIL DU SOL	FORCE	ARRÔSAGE	FRACTURE 30 cm	ANGLE DE FRACTURE	EAU PERDUE %	NORME DES ESSAIS DE PENETRATION									
												No. de coups			N <sub>30</sub>	GRAPH					
												0-15	15-30	30-45		10	20	30	40	50	
16	70%				15,50 m Gravier Marron clair à gris clair, subangulaire à subarrondi, gravier moyen à grossier, avec une matrice d'argile sable légèrement cimentée.																
17	15%																				
18																					
19	17%																				
20																					
21	17%																				
22																					
23	17%																				
24																					
25	25%				Profondeur finale 25 m																
26																					
27																					
28																					
29																					
30																					
31																					
32																					
33																					
34																					
35																					





**ESSAI DE PRESSIOMETRIE TYPE MENARAD**

Menard Type Pressuremeter Test

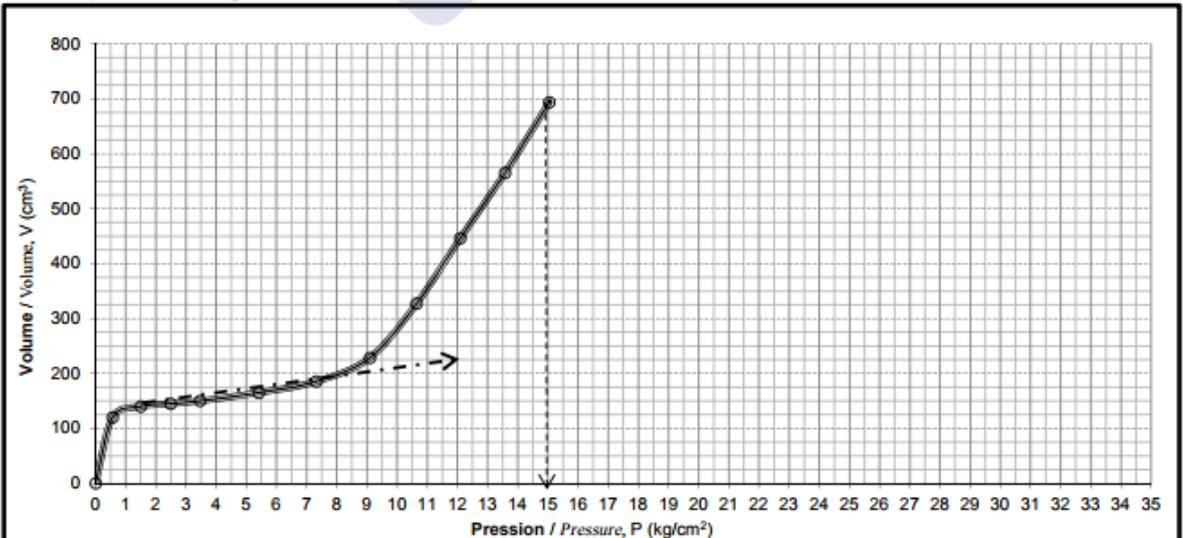


Nom du projet Project Name	Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'échangeur Hanacha Sur 34Km		
Numero du client Client Name			Essai de profondeur m Test Depth
Numero de forage Borehole Number	BH-22	Diamètre de la sonde Diameter of Probe	NX
Le type de pressiometre Type of Pressuremeter	Apageo Menard G	Hauteur du manometre Height of Manometer	0,90
La norme de l'essai Standart of Test	ASTM D4719	Le niveau d'eau (m) Water Level (GWL)	
		zero volumetre lecture correspond a V <sub>0</sub> Zero Volumeter Reading Corresponds to V <sub>0</sub>	535
		La date de l'essai Date of Test	12.8.2015
		La date des resultats de l'essai Date of Test Result	16.8.2015

[1] Incrément Increment	[2] Pression du volumetre Volumeter Pressure kg/cm <sup>2</sup>	[3] 1 min lecture vomumetre 1 min. volumeter reading cm <sup>3</sup>	[4] [2]+ Pression hydrostatique [2]+ Hydrostatic Pressure kg/cm <sup>2</sup>	[5] Correction du volume Volume Correction cm <sup>3</sup>	[6] Volume corrigé Corrected Volume cm <sup>3</sup>	[7] Correction du membrane Mebrane Correction kg/cm <sup>2</sup>	[8] Pression corrigée Corrected Pressure kg/cm <sup>2</sup>
1	0	0	0,09	0,00	0,0	0,0	0,0
2	1	120	1,09	0,00	120,0	0,52	0,57
3	2	140	2,09	0,00	140,0	0,59	1,50
4	3	145	3,09	0,00	145,0	0,61	2,48
5	4	150	4,09	0,00	150,0	0,63	3,46
6	6	165	6,09	0,00	165,0	0,68	5,41
7	8	186	8,09	0,55	185,5	0,77	7,32
8	10	230	10,09	1,65	228,3	1,00	9,09
9	12	330	12,09	2,76	327,2	1,45	10,64
10	14	450	14,09	3,88	446,1	2,00	12,09
11	16	570	16,09	5,00	565,0	2,52	13,57
12	18	700	18,09	5,99	694,0	3,04	15,05

ACIKLAMA:	Valeurs évaluées / Assessed Values		
	pression limite p <sub>L</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	15,0	Module d'élasticité E <sub>M</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
			237

courbe du pressiometre corrigée / Corrected Pressuremeter Curve



P <sub>i</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	1,50	V <sub>i</sub> (cm <sup>3</sup> )	140	ΔP (kg/cm <sup>2</sup> )	5,82	effectueé par experience
P <sub>r</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	7,32	V <sub>r</sub> (cm <sup>3</sup> )	185,5	ΔV (cm <sup>3</sup> )	45,5	APPOROUVE

Profondeur 14m



**ESSAI DE PRESSIOMETRIE TYPE MENARAD**

Menard Type Pressuremeter Test

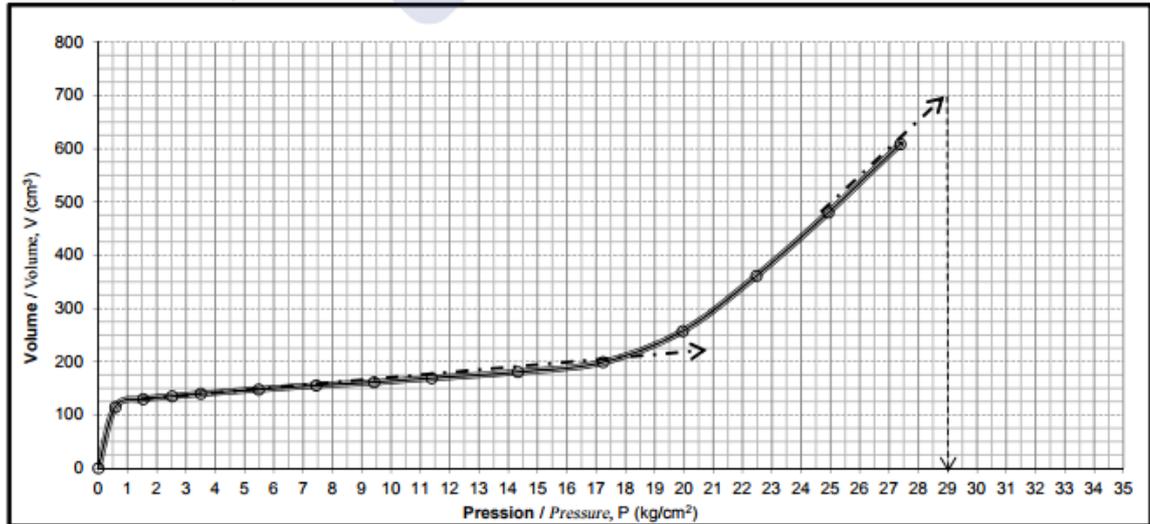


Nom du projet Project Name		Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km					
Numero du client Client Name					Essai de profondeur m Test Depth	30,00	
Numero de forage Borehole Number	BH-22	Diamètre de la sonde Diameter of Probe	NX		zero volumetre lecture correspond a V (cm <sup>3</sup> ) Zero Volumeter Reading Corresponds to V <sub>0</sub>	535	
Le type de pressiometre Type of Pressuremeter	Apageo Menard G	Hauteur du manometre Height of Manometer	0,90		La date de l'essai Date of Test	12.8.2015	
La norme de l'essai Standart of Test	ASTM D4719	Le niveau d'eau (m) Water Level (GWL)			La date des resultats de l'essai Date of Test Result	16.8.2015	

[1] Incrément Increment	[2] Pression du volumetre Volumeter Pressure kg/cm <sup>2</sup>	[3] 1 min lecture vomumetre 1 min. volumeter reading cm <sup>3</sup>	[4] [2]+ Pression hydrostatique [2]+ Hydrostatic Pressure kg/cm <sup>2</sup>	[5] Correction du volume Volume Correction cm <sup>3</sup>	[6] Volume corrigé Corrected Volume cm <sup>3</sup>	[7] Correction du membrane Mebrane Correction kg/cm <sup>2</sup>	[8] Pression corrigée Corrected Pressure kg/cm <sup>2</sup>
1	0	0	0,09	0,00	0,0	0,0	0,0
2	1	115	1,09	0,00	115,0	0,51	0,58
3	2	130	2,09	0,00	130,0	0,56	1,53
4	3	135	3,09	0,00	135,0	0,57	2,52
5	4	140	4,09	0,00	140,0	0,59	3,50
6	6	148	6,09	0,00	148,0	0,62	5,47
7	8	156	8,09	0,55	155,5	0,65	7,44
8	10	163	10,09	1,65	161,3	0,67	9,42
9	12	172	12,09	2,76	169,2	0,71	11,38
10	15	185	15,09	4,44	180,6	0,77	14,32
11	18	205	18,09	5,99	199,0	0,86	17,23
12	21	265	21,09	7,50	257,5	1,14	19,95
13	24	370	24,09	8,66	361,3	1,62	22,47
14	27	490	27,09	9,67	480,3	2,16	24,93
15	30	620	30,09	11,33	608,7	2,71	27,38

ACIKLAMA:	Valeurs évaluées / Assesed Values		
	pression limite p <sub>L</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	29,0	Module d'elasticité E <sub>M</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )

courbe du pressiometre corrigée / Corrected Pressuremeter Curve



P <sub>i</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	1,53	V <sub>i</sub> (cm <sup>3</sup> )	130	ΔP (kg/cm <sup>2</sup> )	15,7	effectué par experience
P <sub>r</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	17,23	V <sub>r</sub> (cm <sup>3</sup> )	199	ΔV (cm <sup>3</sup> )	69	APPROUVE

Profondeur 30m





**ESSAI DE PRESSIOMETRIE TYPE MENARAD**

Menard Type Pressuremeter Test



Nom du projet Project Name		Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km					
Numero du client Client Name						Essai de profondeur m Test Depth	14,00
Numero de forage Borehole Number	BH-23	Diamètre de la sonde Diameter of Probe	NX	zero volumetre lecture correspond a V (cm <sup>3</sup> ) Zero Volumeter Reading Corresponds to V <sub>0</sub>		535	
Le type de pressiomètre Type of Pressuremeter	Apageo Menard G	Hauteur du manometre Height of Manometer	0,90	La date de l'essai Date of Test		13.8.2015	
La norme de l'essai Standart of Test	ASTM D4719	Le niveau d'eau (m) Water Level (GWL)			La date des resultats de l'essai Date of Test Result		16.8.2015

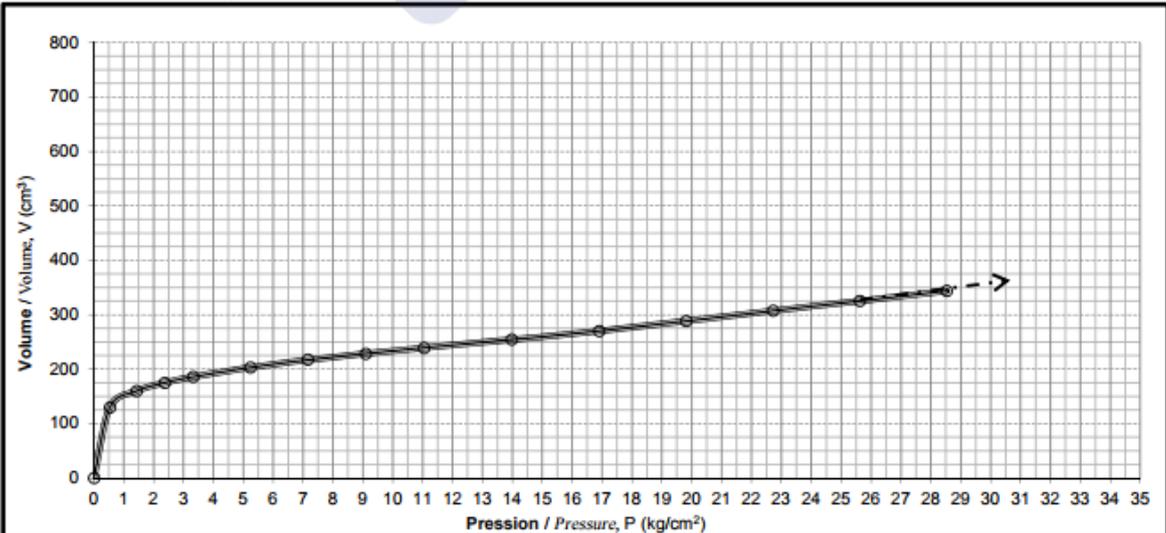
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
Incrément Increment	Pression du volumetre Volumeter Pressure	1 min lecture vomumetre 1 min. volumeter reading	[2]+ Pression hydrostatique [2]+ Hydrostatic Pressure	Correction du volume Volume Correction	Volume corrigé Corrected Volume	Correction du membrane Mebrane Correction	Pression corrigée Corrected Pressure
	kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
1	0	0	0,09	0,00	0,0	0,0	0,0
2	1	130	1,09	0,00	130,0	0,56	0,53
3	2	160	2,09	0,00	160,0	0,66	1,43
4	3	175	3,09	0,00	175,0	0,72	2,37
5	4	186	4,09	0,00	186,0	0,77	3,32
6	6	203	6,09	0,00	203,0	0,85	5,24
7	8	218	8,09	0,55	217,5	0,93	7,16
8	10	230	10,09	1,65	228,3	1,00	9,09
9	12	242	12,09	2,76	239,2	1,05	11,04
10	15	259	15,09	4,44	254,6	1,11	13,98
11	18	276	18,09	5,99	270,0	1,18	16,91
12	21	296	21,09	7,50	288,5	1,28	19,81
13	24	316	24,09	8,66	307,3	1,37	22,72
14	27	335	27,09	9,67	325,3	1,47	25,62
15	30	355	30,09	11,33	343,7	1,56	28,53

ACIKLAMA:

Valeurs évaluées / Assessed Values

pression limite p <sub>L</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	≥35	Module d'elasticité E <sub>M</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	323
---	-----	---	-----

courbe du pressiomètre corrigée / Corrected Pressuremeter Curve



P <sub>i</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	2,37	V <sub>i</sub> (cm <sup>3</sup> )	175	ΔP (kg/cm <sup>2</sup> )	23,25	effectuee par experience
P <sub>f</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	25,62	V <sub>f</sub> (cm <sup>3</sup> )	325,3	ΔV (cm <sup>3</sup> )	150,3	APPROUVE

Profondeur 14m



**ESSAI DE PRESSIOMETRIE TYPE MENARAD**

Menard Type Pressuremeter Test

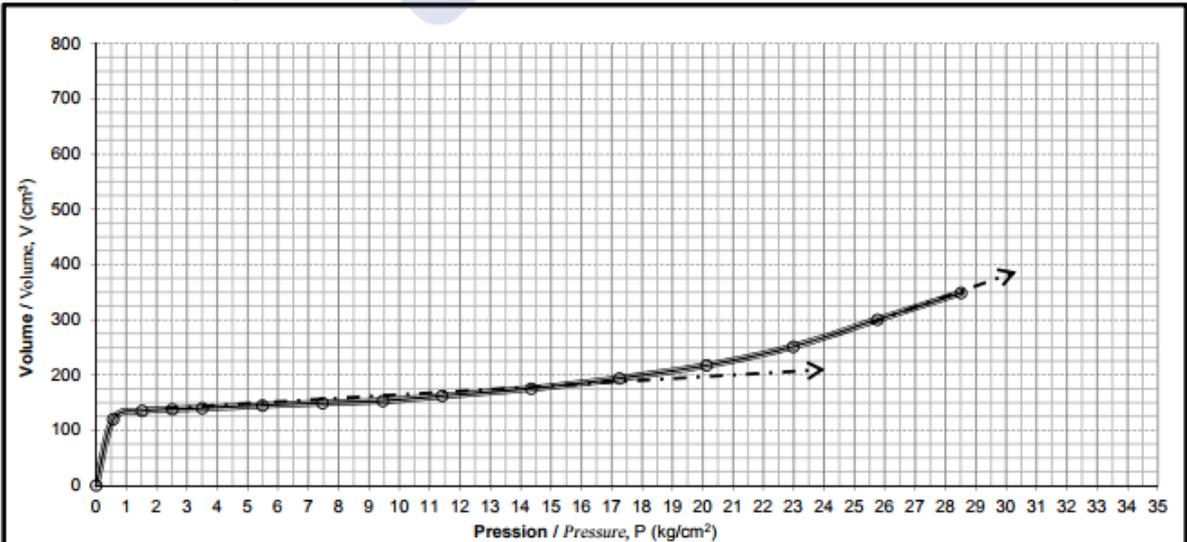


Nom du projet Project Name	Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km		
Numero du client Client Name		Essai de profondeur m Test Depth	30,00
Numero de forage Borehole Number	BH-23	Diamètre de la sonde Diameter of Probe	NX
Le type de pressiometre Type of Pressuremeter	Apageo Menard G	zero volumetre lecture correspond a V <sub>0</sub> Zero Volumeter Reading Corresponds to V <sub>0</sub>	535
La norme de l'essai Standart of Test	ASTM D4719	Hauteur du manometre Height of Manometer	0,90
		La date de l'essai Date of Test	13.8.2015
		Le niveau d'eau (m) Water Level (GWL)	
		La date des resultats de l'essai Date of Test Result	16.8.2015

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Incrément Increment	Pression du volumetre Volumeter Pressure	1 min lecture vomumetre 1 min. volumeter reading	[2]+ Pression hydrostatique [2]+ Hydrostatic Pressure	Correction du volume Volume Correction	Volume corrigé Corrected Volume	Correction du membrane Mebrane Correction	Pression corrigée Corrected Pressure
	kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
1	0	0	0,09	0,00	0,0	0,0	0,0
2	1	120	1,09	0,00	120,0	0,52	0,57
3	2	135	2,09	0,00	135,0	0,57	1,52
4	3	138	3,09	0,00	138,0	0,58	2,51
5	4	140	4,09	0,00	140,0	0,59	3,50
6	6	145	6,09	0,00	145,0	0,61	5,48
7	8	150	8,09	0,55	149,5	0,63	7,46
8	10	155	10,09	1,65	153,3	0,64	9,45
9	12	165	12,09	2,76	162,2	0,68	11,41
10	15	180	15,09	4,44	175,6	0,75	14,34
11	18	200	18,09	5,99	194,0	0,84	17,25
12	21	225	21,09	7,50	217,5	0,97	20,12
13	24	260	24,09	8,66	251,3	1,12	22,97
14	27	310	27,09	9,67	300,3	1,34	25,75
15	30	360	30,09	11,33	348,7	1,58	28,51

ACIKLAMA:	Valeurs évaluées / Assessed Values		
	pression limite p <sub>L</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	≥35	Module d'élasticité E <sub>M</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
			491

courbe du pressiometre corrigée / Corrected Pressuremeter Curve



P <sub>i</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	2,51	V <sub>i</sub> (cm <sup>3</sup> )	138	ΔP (kg/cm <sup>2</sup> )	14,74	effectué par experience
P <sub>r</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	17,25	V <sub>r</sub> (cm <sup>3</sup> )	194	ΔV (cm <sup>3</sup> )	56	APPROUVE

Profondeur 30m

## Les résultats granulométriques

BH 22



nom de l'entreprise MAPA İNŞAAT AŞ.

nom de projet Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km

numero de sondage BH-22

echantillon N0

profondeur (m) 23,00-23,50

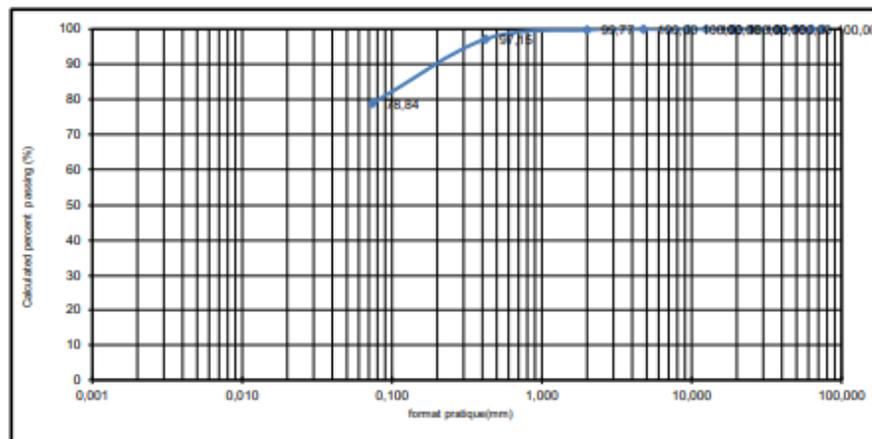


Date debut : 29.7.2015

Date de la fin : 30.7.2015

la norme de l'essai : ASTM D 422

### ANALYSE GRANULOMETRIE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passant (%)
3 "	75	109,62	100,00
2 1/2 *	63	109,62	100,00
2 "	50	109,62	100,00
1 1/2 *	37,5	109,62	100,00
1 "	25	109,62	100,00
3/4"	19	109,62	100,00
1/2 *	12,5	109,62	100,00
3/8 *	9,5	109,62	100,00
# 4	4,75	109,62	100,00
# 10	2	109,37	99,77
# 40	0,42	106,50	97,15
# 200	0,074	86,42	78,84
		total des poids des echantillon (gr)	109,6

Gravier %	Sable%	argile limonee %
0,00	21,16	78,84

D <sub>10</sub>	
D <sub>30</sub>	
D <sub>60</sub>	
C <sub>u</sub>	
C <sub>r</sub>	

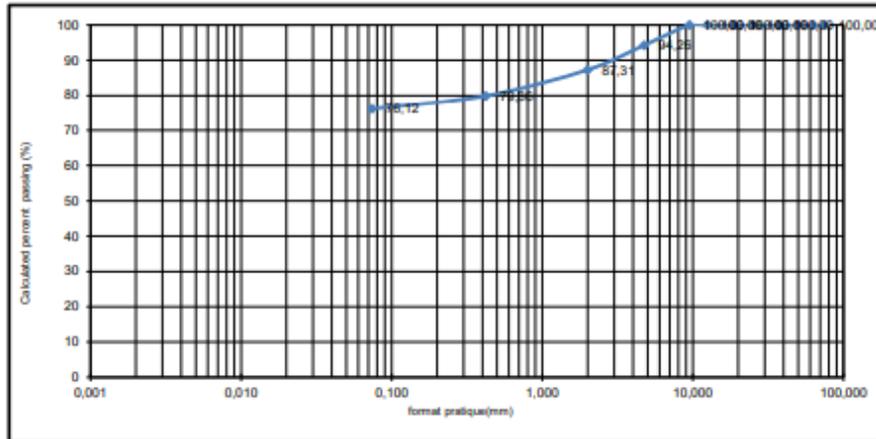
LL	PL	PI
59,6	23,5	36,1

Type du Material Fine	CH
Classe du sol (USCS)	CH



nom de l'entreprise : MAPA INŞAAT AŞ.  
 nom de projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km  
 numero de sondage : BH-22  
 echantillon N0 :  
 profondeur (m) : 20,55-20,90  
 Date debut : 29.7.2015  
 Date de la fin : 30.7.2015  
 la norme de l'essai : ASTM D 422

ANALYSE GRANULOMETRIE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passant (%)
3 "	75	130,58	100,00
2 1/2 "	63	130,58	100,00
2 "	50	130,58	100,00
1 1/2 "	37,5	130,58	100,00
1 "	25	130,58	100,00
3/4 "	19	130,58	100,00
1/2 "	12,5	130,58	100,00
3/8 "	9,5	130,58	100,00
# 4	4,75	123,09	94,26
# 10	2	114,01	87,31
# 40	0,42	104,28	79,86
# 200	0,074	99,40	76,12
		total des poids des echantillon (gr)	130,6

Gravier %	Sable%	argile limonee %
5,74	18,14	76,12

D <sub>10</sub>	
D <sub>30</sub>	
D <sub>60</sub>	
C <sub>u</sub>	
C <sub>c</sub>	

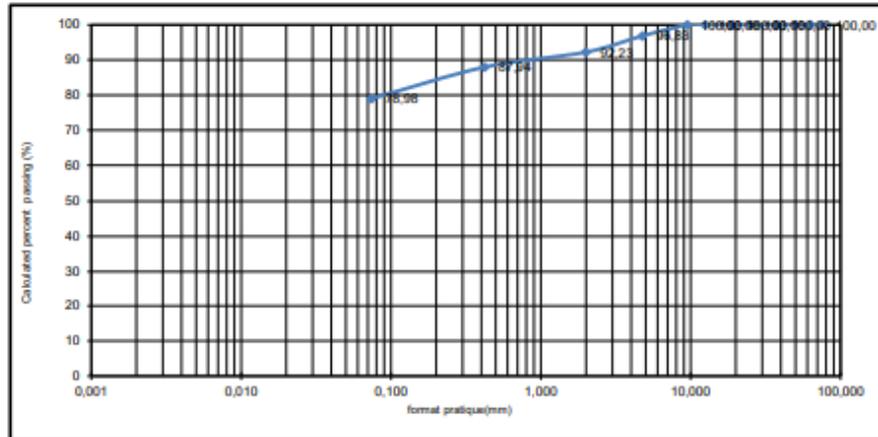
LL	PL	PI
59,0	24,0	35,0

Type du Material Fine	CH
Classe du sol (USCS)	CH



nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ.  
 Date debut : 29.7.2015  
 nom de projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'échangeur Hanacha Sur 34Km  
 Date de la fin : 30.7.2015  
 numero de sondage : BH-22  
 la norme de l'essai : ASTM D 422  
 echantillon N0  
 profondeur (m) : 15,00-15,35

ANALYSE GRANULOMETRIE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passant (%)
3 "	75	110,26	100,00
2 1/2 "	63	110,26	100,00
2 "	50	110,26	100,00
1 1/2 "	37,5	110,26	100,00
1 "	25	110,26	100,00
3/4 "	19	110,26	100,00
1/2 "	12,5	110,26	100,00
3/8 "	9,5	110,26	100,00
# 4	4,75	106,77	96,83
# 10	2	101,69	92,23
# 40	0,42	96,96	87,94
# 200	0,074	87,08	78,98
		total des poids des echantillon (gr)	110,3

Gravier %	Sable%	Argile limoneuse %
3,17	17,86	78,98

D <sub>10</sub>	
D <sub>30</sub>	
D <sub>60</sub>	
C <sub>u</sub>	
C <sub>r</sub>	

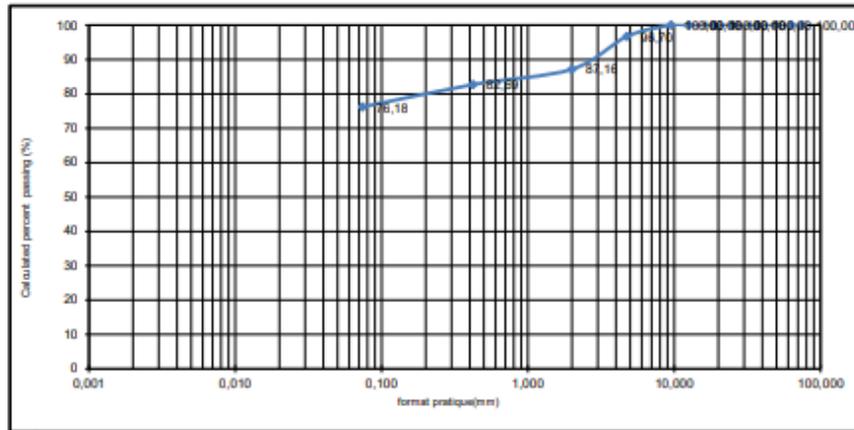
LL	PL	PI
64,7	26,8	37,9

Type du Material Fine	CH
Classe du sol (USCS)	CH



nom de l'entreprise : MAPA INŞAAT AŞ.  
 Date debut : 29.7.2015  
 nom de projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km  
 Date de la fin : 30.7.2015  
 numero de sondage : BH-22  
 la norme de l'essai : ASTM D 422  
 echantillon N0  
 profondeur (m) : 11,50-11,90

ANALYSE GRANULOMETRIE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passant (%)
3 "	75	105,70	100,00
2 1/2 "	63	105,70	100,00
2 "	50	105,70	100,00
1 1/2 "	37,5	105,70	100,00
1 "	25	105,70	100,00
3/4 "	19	105,70	100,00
1/2 "	12,5	105,70	100,00
3/8 "	9,5	105,70	100,00
# 4	4,75	102,21	96,70
# 10	2	92,13	87,16
# 40	0,42	87,40	82,69
# 200	0,074	80,52	76,18
		total des poids des echantillon (gr)	105,7

Gravier %	Sable%	argile finesse %
3,30	20,52	76,18

D <sub>10</sub>	
D <sub>30</sub>	
D <sub>60</sub>	
C <sub>u</sub>	
C <sub>v</sub>	

LL	PL	PI
57,0	24,7	32,3

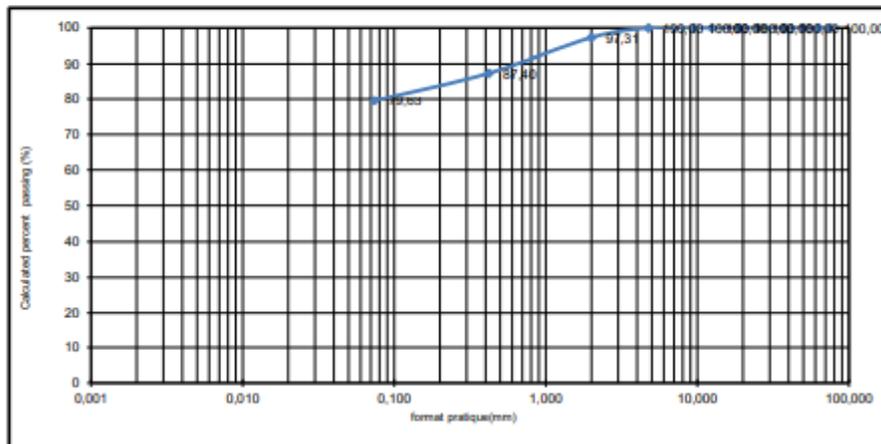
Type du Material Fine	CH
Classe du sol (USCS)	CH



nom de l'entreprise MAPA İNŞAAT AŞ.  
 nom de projet Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km  
 numero de sondage BH-22  
 echantillon N0  
 profondeur (m) 9,00-9,35

Date debut : 29.7.2015  
 Date de la fin : 30.7.2015  
 la norme de l'essai : ASTM D 422

ANALYSE GRANULOMETRIE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passant (%)
3 "	75	129,82	100,00
2 1/2 "	63	129,82	100,00
2 "	50	129,82	100,00
1 1/2 "	37,5	129,82	100,00
1 "	25	129,82	100,00
3/4 "	19	129,82	100,00
1/2 "	12,5	129,82	100,00
3/8 "	9,5	129,82	100,00
# 4	4,75	129,82	100,00
# 10	2	126,33	97,31
# 40	0,42	113,46	87,40
# 200	0,074	103,38	79,63
		total des poids des echantillon (gr)	129,8

Gravier %	Sable%	argile limoneux %
0,00	20,37	79,63

D <sub>10</sub>	
D <sub>30</sub>	
D <sub>60</sub>	
C <sub>u</sub>	
C <sub>g</sub>	

LL	PL	PI
56,7	25,1	31,7

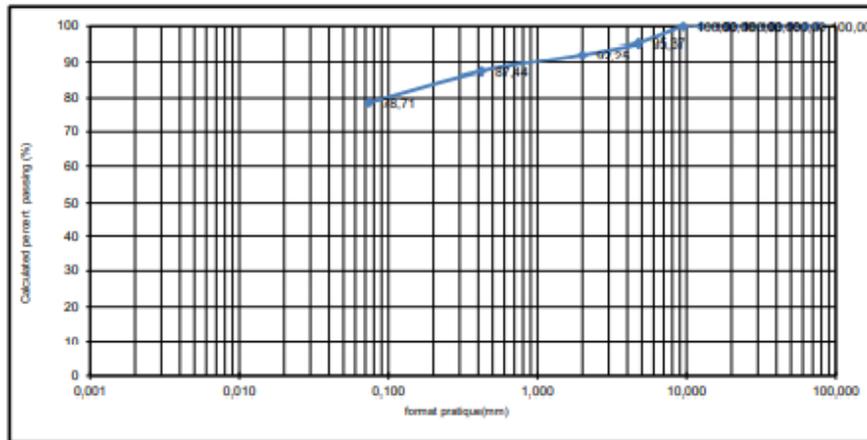
Type du Material Fine	CH
Classe du sol (USCS)	CH



nom de l'entreprise MAPA INŞAAT AŞ.  
 nom de projet Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km  
 numero de sondage BH-22  
 echantillon N0  
 profondeur (m) 3,00-3,45

Date debut : 29.7.2015  
 Date de la fin : 30.7.2015  
 la norme de l'essai : ASTM D 422

ANALYSE GRANULOMETRIE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passant (%)
3 "	75	98,60	100,00
2 1/2 "	63	98,60	100,00
2 "	50	98,60	100,00
1 1/2 "	37,5	98,60	100,00
1 "	25	98,60	100,00
3/4 "	19	98,60	100,00
1/2 "	12,5	98,60	100,00
3/8 "	9,5	98,60	100,00
# 4	4,75	94,03	95,37
# 10	2	90,96	92,25
# 40	0,42	86,22	87,44
# 200	0,074	77,61	78,71
		total des poids des echantillon	98,6

Gravier %	Sable%	argile fineses %
4,63	16,65	78,71

D <sub>10</sub>	
D <sub>30</sub>	
D <sub>60</sub>	
C <sub>u</sub>	
C <sub>c</sub>	

LL	PL	PI
60,5	23,4	37,1

Type du Material Fine	CH
Classe du sol (USCS)	CH

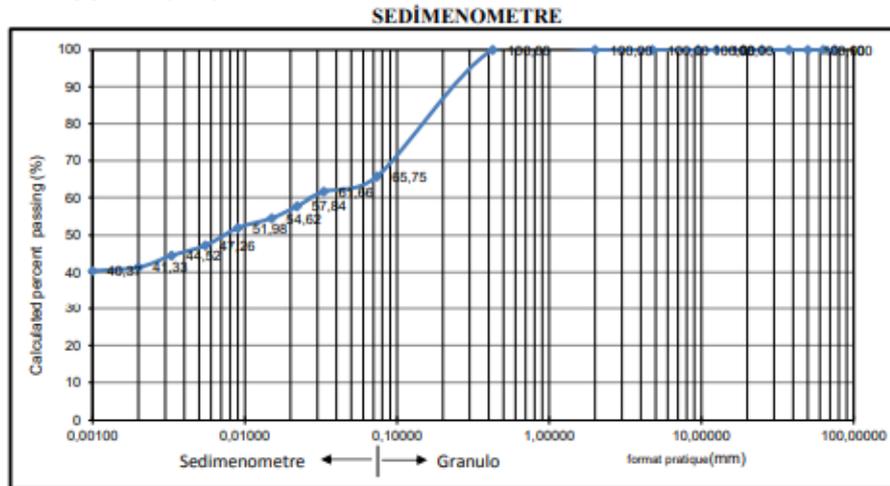
BH-23



nom de l'entreprise MAPA INSAAT AS.  
 nom deu projet Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km  
 numero de sondage BH-23  
 echantillon N0  
 profondeur (m) 12,70-13,25



Date debut : 2.8.2015  
 Date de la fin : 3.8.2015  
 la norme de l'essai : ASTM D 422



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Pour cent passan (%)
3 "	75	100,00
2 1/2 "	63	100,00
2 "	50	100,00
1 1/2 "	37,5	100,00
1 "	25	100,00
3/4 "	19	100,00
1/2 "	12,5	100,00
3/8 "	9,5	100,00
# 4	4,75	100,00
# 10	2	100,00
# 40	0,425	100,00
# 200	0,074	65,75
	0,002	41,33

Gravier %	Sable%	limoneu %	Argile %
0,00	34,25	24,42	41,33

D <sub>10</sub>	
D <sub>30</sub>	
D <sub>60</sub>	
C <sub>u</sub>	
C <sub>r</sub>	

LL	PL	PI
44,1	21,6	22,5

Type du Material Fine	CL
Classe du sol (USCS)	CL

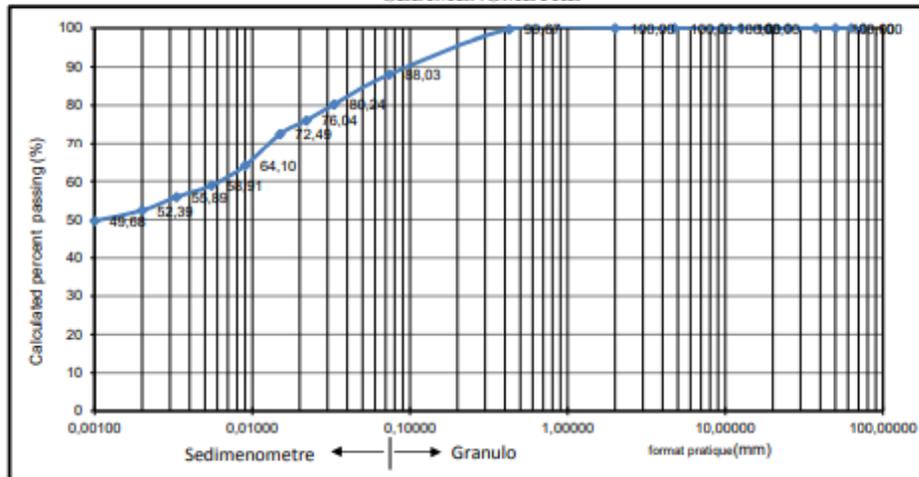


nom de l'entreprise MAPA INSAAT AS.  
 nom de projet Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'échangeur Hanacha Sur 34Km  
 numero de sondage BH-23  
 echantillon N0  
 profondeur (m) 9,05-9,45



Date debut : 2.8.2015  
 Date de la fin : 3.8.2015  
 la norme de l'essai : ASTM D 422

**SEDIMENTOMETRE**



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Pour cent passan (%)
3 "	75	100,00
2 1/2 "	63	100,00
2 "	50	100,00
1 1/2 "	37,5	100,00
1 "	25	100,00
3/4"	19	100,00
1/2 "	12,5	100,00
3/8 "	9,5	100,00
# 4	4,75	100,00
# 10	2	100,00
# 40	0,425	99,67
# 200	0,074	88,03
	0,002	52,39

Gravier %	Sable%	limoneu %	Argile %
0,00	11,97	35,65	52,39

D <sub>10</sub>	
D <sub>30</sub>	
D <sub>60</sub>	
C <sub>u</sub>	
C <sub>r</sub>	

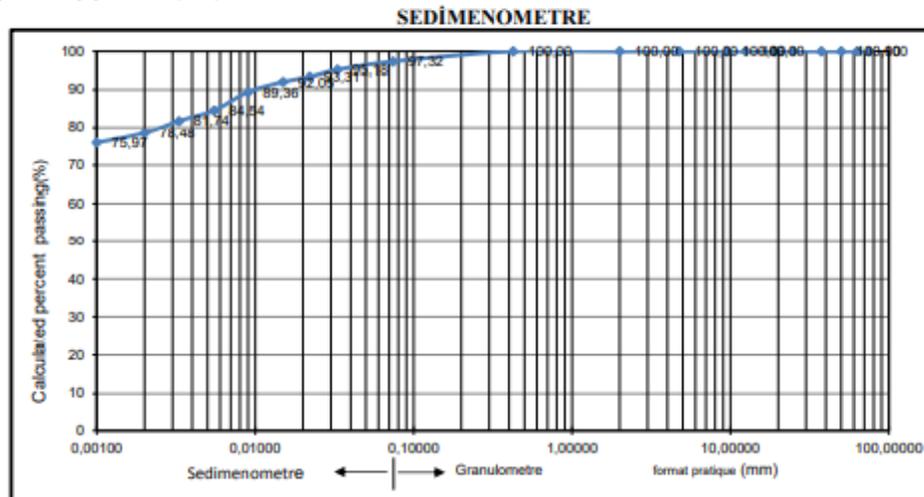
LL	PL	PI
32,8	19,0	13,8

Type du Material Fine	CL
Classe du sol (USCS)	CL



nom de l'entreprise : MAPA INŞAAT AŞ.  
 nom du projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km  
 numero de sondage : BH-23  
 echantillon N0 :  
 profondeur (m) : 5,20-5,70

Date debut : 2.8.2015  
 Date de la fin : 3.8.2015  
 la norme de l'essai : ASTM D 422



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Pour cent passan (%)
3 "	75	100,00
2 1/2 "	63	100,00
2 "	50	100,00
1 1/2 "	37,5	100,00
1 "	25	100,00
3/4"	19	100,00
1/2 "	12,5	100,00
3/8 "	9,5	100,00
# 4	4,75	100,00
# 10	2	100,00
# 40	0,425	100,00
# 200	0,074	97,32
	0,002	78,48

Gravier %	Sable%	limoneu %	Argile %
0,00	2,68	18,84	78,48

D <sub>10</sub>	
D <sub>30</sub>	
D <sub>60</sub>	
C <sub>u</sub>	
C <sub>r</sub>	

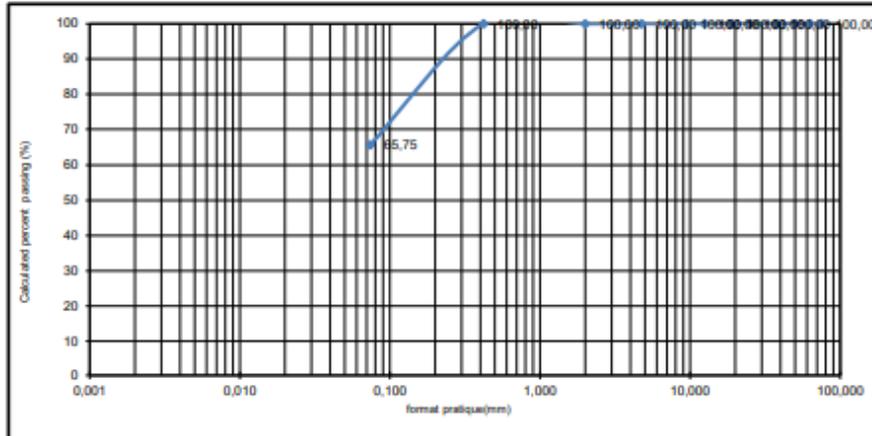
LL	PL	PI
76,7	23,9	52,7

Type du Material Fine	CH
Classe du sol (USCS)	CH



nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ. Date debut : 28.7.2015  
 nom de projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km Date de la fin : 29.7.2015  
 numero de sondage : BH-23 la norme de l'essai : ASTM D 422  
 echantillon N0  
 profondeur (m) : 12,70-13,25

ANALYSE GRANULOMETRIE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passant (%)
3 "	75	200,64	100,00
2 1/2 "	63	200,64	100,00
2 "	50	200,64	100,00
1 1/2 "	37,5	200,64	100,00
1 "	25	200,64	100,00
3/4 "	19	200,64	100,00
1/2 "	12,5	200,64	100,00
3/8 "	9,5	200,64	100,00
# 4	4,75	200,64	100,00
# 10	2	200,64	100,00
# 40	0,42	200,64	100,00
# 200	0,074	131,92	65,75
total des poids des echantillon (gr)			200,6

Gravier %	Sable%	Argile finesse %
0,00	34,25	65,75

D <sub>10</sub>	
D <sub>30</sub>	
D <sub>50</sub>	
C <sub>u</sub>	
C <sub>c</sub>	

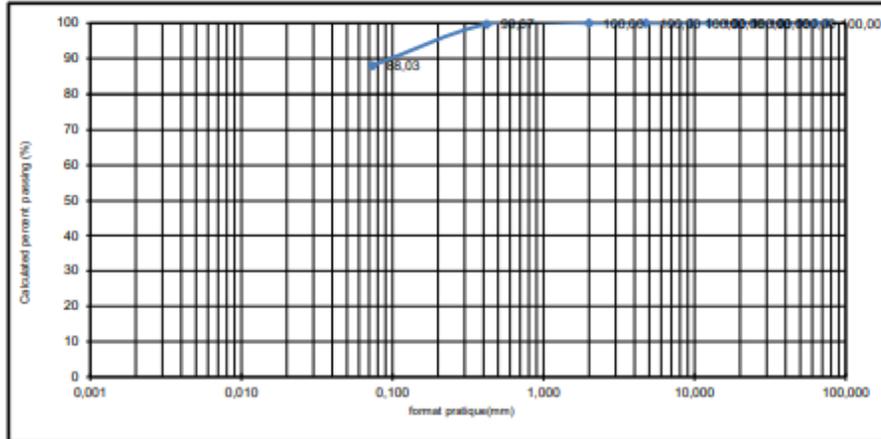
LL	PL	PI
44,1	21,6	22,5

Type du Material Fine	CL
Classe du sol (USCS)	CL



nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ.  
 nom de projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanneur Hanacha Sur 34Km  
 numero de sondage : BH-23  
 echantillon N0  
 profondeur (m) : 9,05-9,45  
 Date debut : 28.7.2015  
 Date de la fin : 29.7.2015  
 la norme de l'essai : ASTM D 422

ANALYSE GRANULOMETRIE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passant (%)
3 "	75	182,32	100,00
2 1/2 "	63	182,32	100,00
2 "	50	182,32	100,00
1 1/2 "	37,5	182,32	100,00
1 "	25	182,32	100,00
3/4 "	19	182,32	100,00
1/2 "	12,5	182,32	100,00
3/8 "	9,5	182,32	100,00
# 4	4,75	182,32	100,00
# 10	2	182,32	100,00
# 40	0,42	181,72	99,67
# 200	0,074	160,50	88,03
		total des poids des echantillon (gr)	182,3

Gravier %	Sable%	Argile limoneuse %
0,00	11,97	88,03

D <sub>10</sub>	
D <sub>30</sub>	
D <sub>60</sub>	
C <sub>u</sub>	
C <sub>c</sub>	

LL	PL	PI
32,8	19,0	13,8

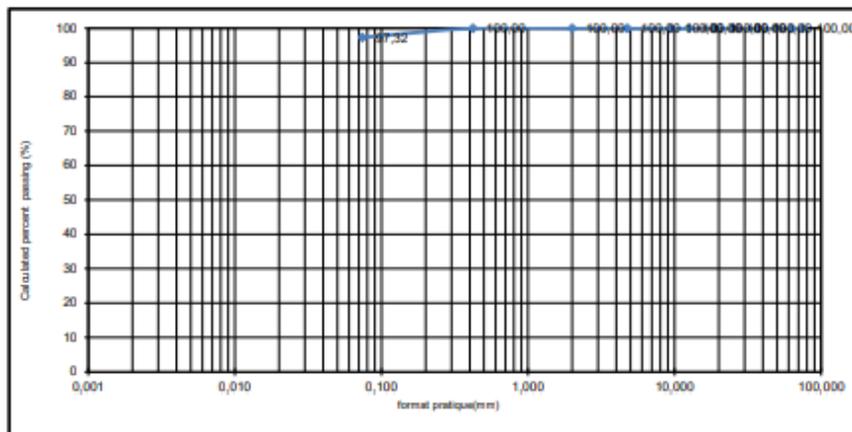
Type du Material Fine	CL
Classe du sol (USCS)	CL



nom de l'entreprise MAPA INŞAAT AŞ.  
 nom de projet Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km  
 numero de sondage BH-23  
 echantillon N0  
 profondeur (m) 5,20-5,70

Date debut : 28.7.2015  
 Date de la fin : 29.7.2015  
 la norme de l'essai : ASTM D 422

ANALYSE GRANULOMETRIE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passant (%)
3 "	75	196,34	100,00
2 1/2 "	63	196,34	100,00
2 "	50	196,34	100,00
1 1/2 "	37,5	196,34	100,00
1 "	25	196,34	100,00
3/4 "	19	196,34	100,00
1/2 "	12,5	196,34	100,00
3/8 "	9,5	196,34	100,00
# 4	4,75	196,34	100,00
# 10	2	196,34	100,00
# 40	0,42	196,34	100,00
# 700	0,075	191,08	97,32
		total des poids des echantillon (gr)	196,3

Gravier %	Sable%	argile finesse %
0,00	2,68	97,32

D <sub>10</sub>	
D <sub>30</sub>	
D <sub>60</sub>	
C <sub>u</sub>	
C <sub>v</sub>	

LL	PL	PI
76,7	23,9	52,7

Type du Material Fine	CH
Classe du sol (USCS)	CH

## Résultats des limites d'Atterberg

BH-22



nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ.

Date debut : 28.07.2015

nom du projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km

Date de la fin : 29.07.2015

numero de sondage: BH-22

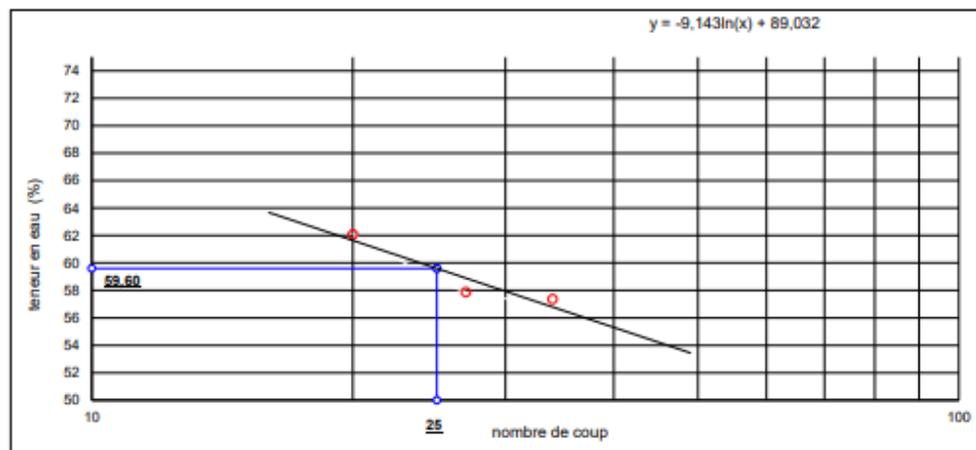
la norme de l'essai : ASTM D 4318

echantillon N0 :

profondeur (m) : 23,00-23,50

### DETERMINATION DE LA LIMITE D' ATTERBERG ( LA METHODE CASSAGRANDE )

	LA LIMITE DU LIQUIDE				LA LIMIT PLASTIQUE	
	34	27	20			
Nombre de coup	34	27	20			
nombre de pot	12	35	9			48 51
Masse de sol humide et pot (gr)	A 34,11	35,60	35,89			25,07 27,16
Masse de sol sec et pot (gr)	B 28,09	28,97	28,72			23,49 25,19
Masse vide, pot propre (gr)	C 17,59	17,52	17,17			16,50 17,08
Masse de l'eau interstitiel (A - B) (gr)	m <sub>1</sub> 6,02	6,63	7,17			1,58 1,97
Masse de sol solide (B - C) (gr)	m <sub>2</sub> 10,50	11,45	11,55			6,99 8,11
teneur en eau (m <sub>1</sub> /m <sub>2</sub> )*100 (%)	w 57,37	57,88	62,08			22,67 24,28



Limie du Liquide (LL)	59,6
Limite du Plastique(PL)	23,5
l'index de Plasticity (PI)	36,1

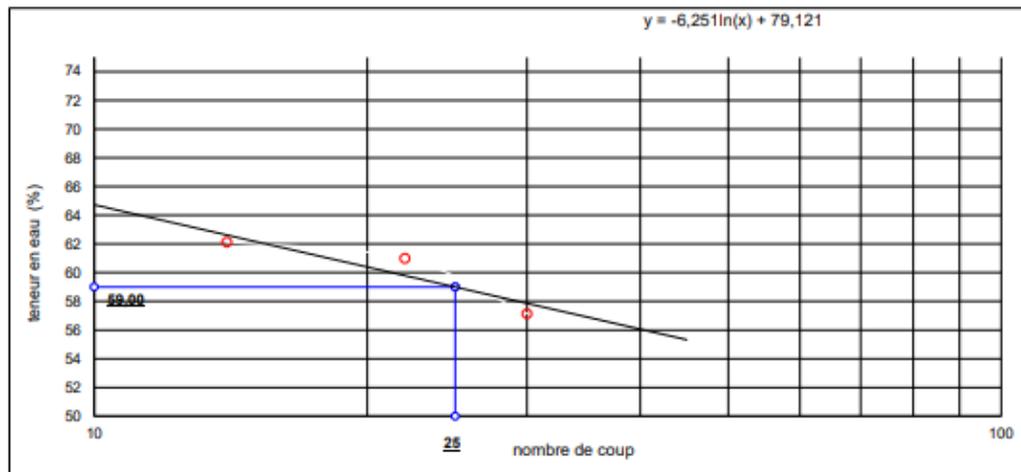


nom de l'entreprise : MAPA INŞAAT AŞ.  
 nom de projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km  
 numero de sondage : BH-22  
 echantillon N0 :  
 profondeur (m) : 20,55-20,90

Date debut : 28.07.2015  
 Date de la fin : 29.07.2015  
 la norme de l'essai : ASTM D 4318

**DETERMINATION DE LA LIMITE D' ATTERBERG ( LA METHODE CASSAGRANDE )**

Nombre de coup	LA LIMITE DU LIQUIDE				LA LIMIT PLASTIQUE	
	30	22	14			
nombre de pot	68	55	53			39 28
Masse de sol humide et pot (gr) A	38,87	34,05	37,24			26,28 28,92
Masse de sol sec et pot (gr) B	31,00	27,77	28,93			24,80 26,70
Masse vide, pot propre (gr) C	17,23	17,47	15,55			18,65 17,39
Masse de l'eau interstitiel (A - B) (gr) m <sub>1</sub>	7,87	6,28	8,31			1,48 2,22
Masse de sol solide (B - C) (gr) m <sub>2</sub>	13,77	10,30	13,38			6,15 9,31
teneur en eau (m <sub>1</sub> /m <sub>2</sub> )*100 (%) w	57,15	61,00	62,13			24,14 23,88



Limie du Liquide (LL)	59,0
Limite du Plastique(PL)	24,0
l'index de Plasticity (PI)	35,0

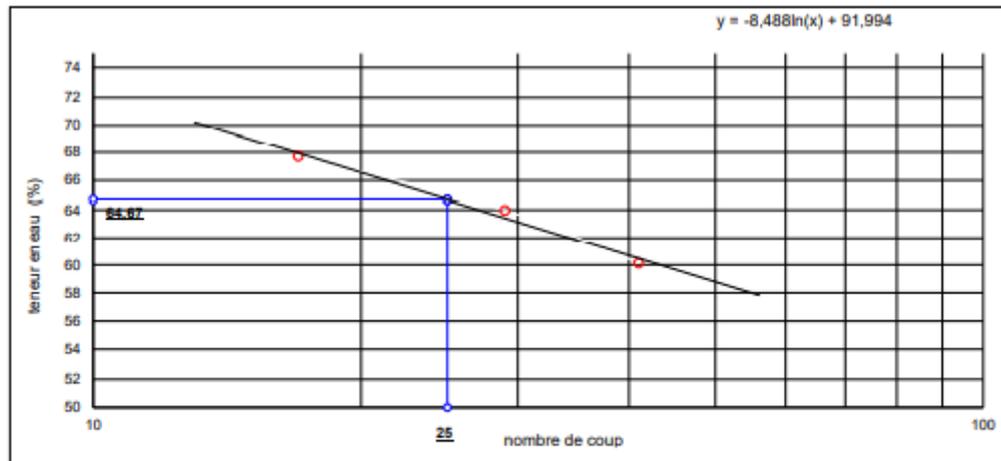


nom de l'entreprise : MAPA INŞAAT AŞ.  
 nom de projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'échangeur Hanacha Sur 34Km  
 numero de sondage: BH-22  
 echantillon N0 :  
 profondeur (m) : 15,00-15,35

Date debut : 28.07.2015  
 Date de la fin : 29.07.2015  
 la norme de l'essai : ASTM D 4318

**DETERMINATION DE LA LIMITE D' ATTERBERG ( LA METHODE CASSAGRANDE )**

		LA LIMITE DU LIQUIDE				LA LIMIT PLASTIQUE	
Nombre de coup		41	29	17			
nombre de pot		77	78	31		36	10
Masse de sol humide et pot (gr)	A	36,27	40,81	40,89		27,16	26,96
Masse de sol sec et pot (gr)	B	29,14	31,67	31,61		24,97	25,01
Masse vide, pot propre (gr)	C	17,29	17,39	17,91		17,06	17,47
Masse de l'eau interstitiel (A - B) (gr)	m <sub>1</sub>	7,13	9,14	9,28		2,19	1,95
Masse de sol solide (B - C) (gr)	m <sub>2</sub>	11,85	14,28	13,70		7,91	7,54
teneur en eau (m <sub>1</sub> /m <sub>2</sub> )*100 (%)	w	60,13	63,98	67,72		27,71	25,92



Limie du Liquide (LL)	64,7
Limite du Plastique(PL)	26,8
l'index de Plasticity (PI)	37,9



nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ.

nom de projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km

numero de sondage: BH-22

echantillon N0 :

profondeur (m) 11,50-11,90

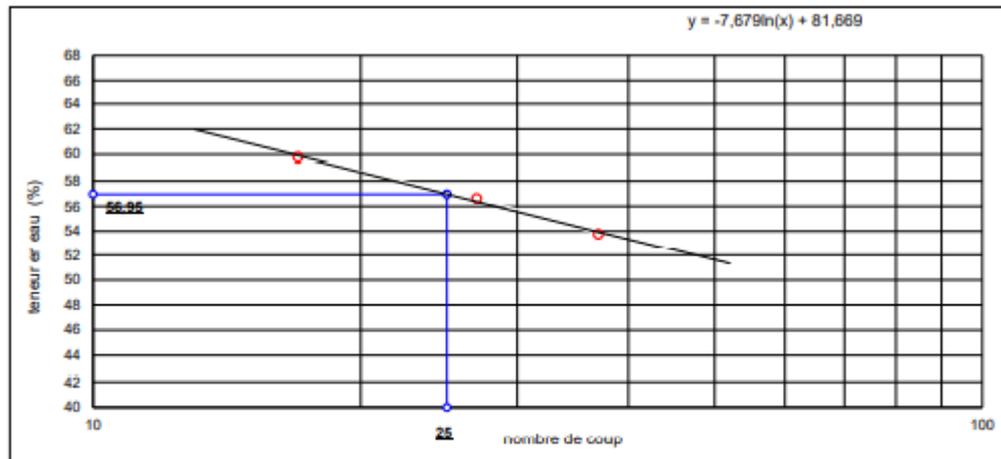
Date debut : 28.07.2015

Date de la fin : 29.07.2015

la norme de l'essai : ASTM D 4318

**DETERMINATION DE LA LIMITE D' ATTERBERG ( LA METHODE CASSAGRANDE )**

		LA LIMITE DU LIQUIDE				LA LIMIT PLASTIQUE	
Nombre de coup		37	27	17			
nombre de pot		87	60	13		14	100
Masse de sol humide et pot (gr)	A	37,62	39,85	38,81		30,48	24,62
Masse de sol sec et pot (gr)	B	30,83	32,23	30,94		28,06	22,98
Masse vide, pot propre (gr)	C	18,21	18,77	17,78		18,35	16,26
Masse de l'eau interstitiel (A - B) (gr)	m <sub>1</sub>	6,79	7,62	7,87		2,42	1,64
Masse de sol solide (B - C) (gr)	m <sub>2</sub>	12,62	13,46	13,16		9,71	6,72
teneur en eau (m <sub>1</sub> /m <sub>2</sub> )*100 (%)	w	53,78	56,63	59,80		24,97	24,43



Limie du Liquide (LL)	57,0
Limite du Plastique(PL)	24,7
l'index de Plasticity (PI)	32,3



nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ.

nom de projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km

numero de sondage: BH-22

echantillon N0 :

profondeur (m) 9,00-9,35

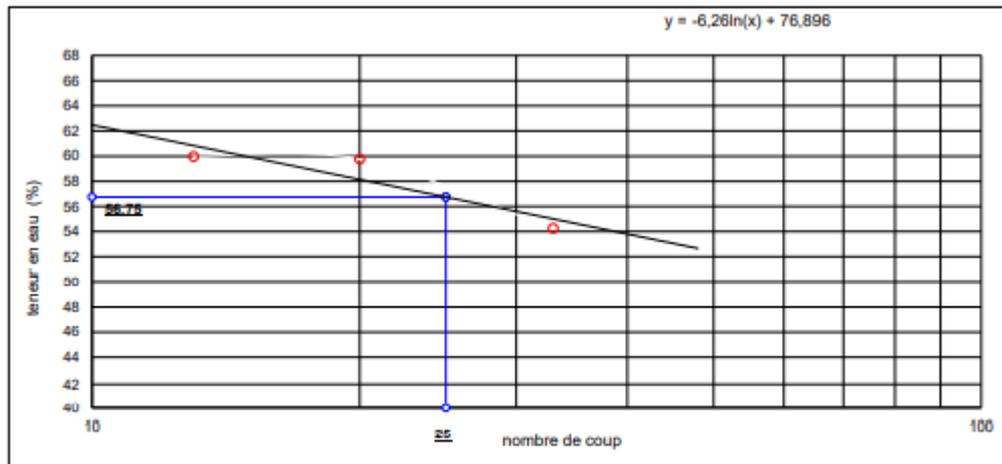
Date debut : 28.07.2015

Date de la fin : 29.07.2015

la norme de l'essai : ASTM D 4318

**DETERMINATION DE LA LIMITE D' ATTERBERG ( LA METHODE CASSAGRANDE )**

		LA LIMITE DU LIQUIDE			LA LIMIT PLASTIQUE	
		33	20	13		
Nombre de coup		33	20	13		
nombre de pot		75	49	43	24	91
Masse de sol humide et pot (gr)	A	32,86	37,96	35,75	29,59	28,92
Masse de sol sec et pot (gr)	B	27,25	29,88	29,00	27,30	26,65
Masse vide, pot propre (gr)	C	16,91	16,36	17,74	17,96	17,79
Masse de l'eau interstitiel (A - B) (gr)	m <sub>1</sub>	5,61	8,08	6,75	2,29	2,27
Masse de sol solide (B - C) (gr)	m <sub>2</sub>	10,34	13,52	11,26	9,34	8,86
teneur en eau (m <sub>1</sub> /m <sub>2</sub> )*100 (%)	w	54,26	59,76	59,97	24,57	25,61



Limie du Liquide (LL)	56,7
Limite du Plastique(PL)	25,1
l'index de Plasticity (PI)	31,7

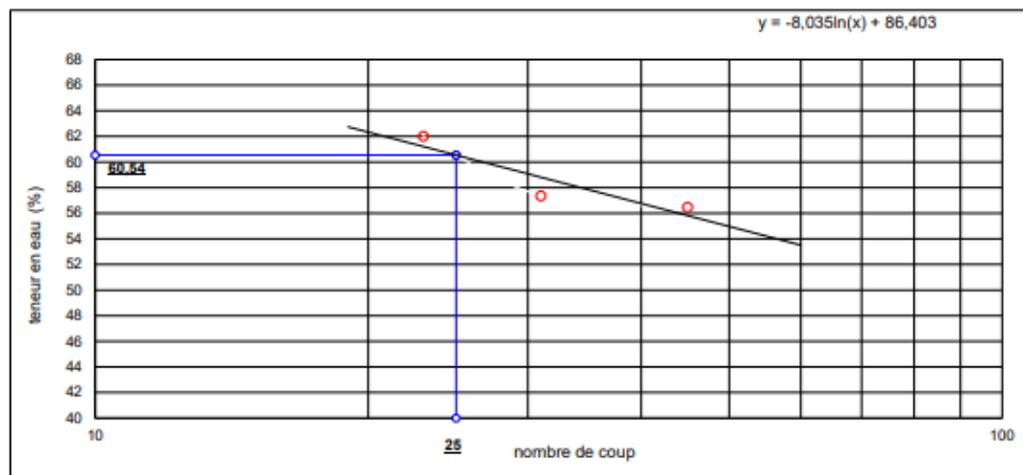


nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ.  
 nom deu projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km  
 numero de sondage : BH-22  
 echantillon N0 :  
 profondeur (m) : 3,00-3,45

Date debut : 28.07.2015  
 Date de la fin : 29.07.2015  
 la norme de l'essai : ASTM D 4318

**DÉTERMINATION DE LA LIMITE D' ATTERBERG ( LA METHODE CASSAGRANDE )**

Nombre de coup	LA LIMITE DU LIQUIDE				LA LIMIT PLASTIQUE	
	45	31	23			
nombre de pot	26	2	62			80 83
Masse de sol humide et pot (gr)	A 34,94	38,14	38,68			26,46 25,58
Masse de sol sec et pot (gr)	B 28,90	30,80	30,22			24,87 23,85
Masse vide, pot propre (gr)	C 18,20	18,01	16,57			17,67 16,86
Masse de l'eau interstitiel (A - B) (gr)	m <sub>1</sub> 6,04	7,34	8,46			1,59 1,73
Masse de sol solide (B - C) (gr)	m <sub>2</sub> 10,70	12,79	13,65			7,20 6,99
teneur en eau (m <sub>1</sub> /m <sub>2</sub> )*100 (%)	w 56,46	57,36	62,01			22,03 24,80



Limie du Liquide (LL)	60,5
Limite du Plastique(PL)	23,4
l'index de Plasticity (PI)	37,1



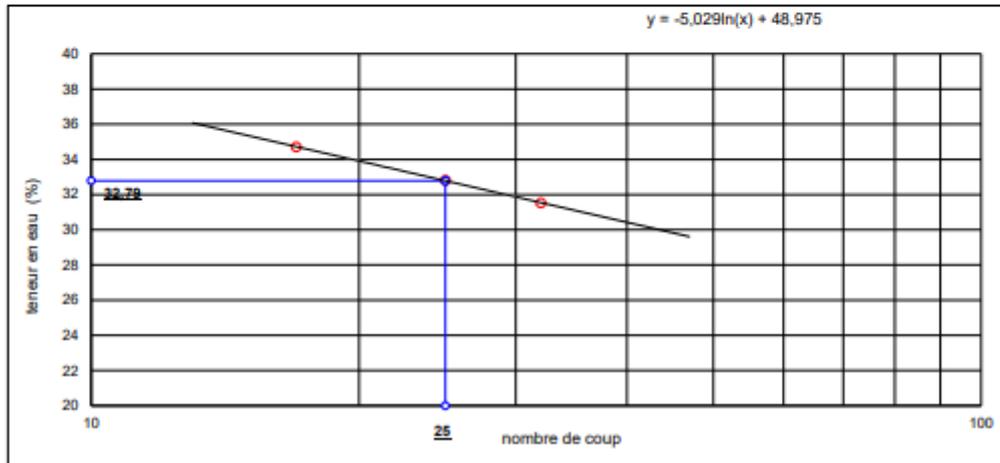


nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ.  
 nom de projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km  
 numero de sondage: BH-23  
 echantillon N0 :  
 profondeur (m) : 9,05-9,45

Date debut : 02.08.2015  
 Date de la fin : 03.08.2015  
 la norme de l'essai : ASTM D 4318

**DETERMINATION DE LA LIMITE D' ATTERBERG ( LA METHODE CASSAGRANDE )**

		LA LIMITE DU LIQUIDE				LA LIMIT PLASTIQUE	
		32	25	17		97	90
Nombre de coup		32	25	17			
nombre de pot		70	44	7			
Masse de sol humide et pot (gr)	A	31,05	32,10	32,29		26,06	28,90
Masse de sol sec et pot (gr)	B	27,66	28,27	28,34		24,55	27,12
Masse vide, pot propre (gr)	C	16,90	16,59	16,95		16,37	18,00
Masse de l'eau interstitiel (A - B) (gr)	m <sub>1</sub>	3,39	3,83	3,95		1,51	1,78
Masse de sol solide (B - C) (gr)	m <sub>2</sub>	10,76	11,68	11,39		8,18	9,12
teneur en eau (m <sub>1</sub> /m <sub>2</sub> )*100 (%)	w	31,53	32,82	34,71		18,51	19,47



Limie du Liquide (LL)	32,8
Limite du Plastique(PL)	19,0
l'index de Plasticity (PI)	13,8

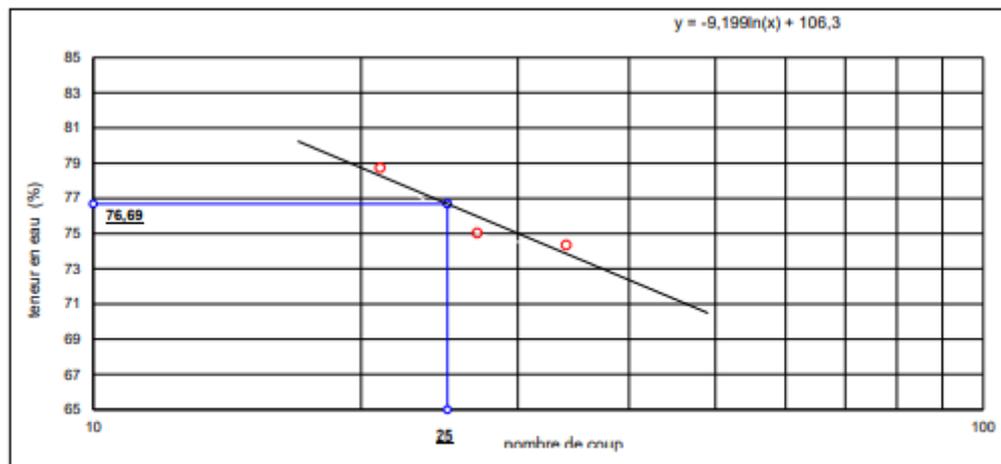


nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ.  
 nom du projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanageur Hanacha Sur 34Km  
 numero de sondage: BH-23  
 echantillon N0 :  
 profondeur (m) : 5,20-5,70

Date debut : 02.08.2015  
 Date de la fin : 03.08.2015  
 la norme de l'essai : ASTM D 4318

**DETERMINATION DE LA LIMITE D' ATTERBERG ( LA METHODE CASSAGRANDE )**

		LA LIMITE DU LIQUIDE				LA LIMIT PLASTIQUE	
		34	27	21			
Nombre de coup		34	27	21			
nombre de pot		95	91	63		21	39
Masse de sol humide et pot (gr)	A	39,72	36,55	39,66		28,18	27,99
Masse de sol sec et pot (gr)	B	30,60	28,51	30,04		26,08	26,21
Masse vide, pot propre (gr)	C	18,34	17,79	17,82		17,44	18,65
Masse de l'eau interstitiel (A - B) (gr)	m <sub>1</sub>	9,12	8,04	9,62		2,10	1,78
Masse de sol solide (B - C) (gr)	m <sub>2</sub>	12,26	10,72	12,22		8,64	7,56
teneur en eau (m <sub>1</sub> /m <sub>2</sub> )*100 (%)	w	74,35	75,04	78,74		24,34	23,55



Limie du Liquide (LL)	76,7
Limite du Plastique(PL)	23,9
l'index de Plasticity (PI)	52,7

## Résultats de l'essai triaxial

BH22



nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ.

Nom du projet : KHEMIS MILLIANA HANNACHA 34 KM YOL PROJESİ

Numero de sondage : BH-22

Echantillon N0 :

Profondeur (m) : 20,55-20,90



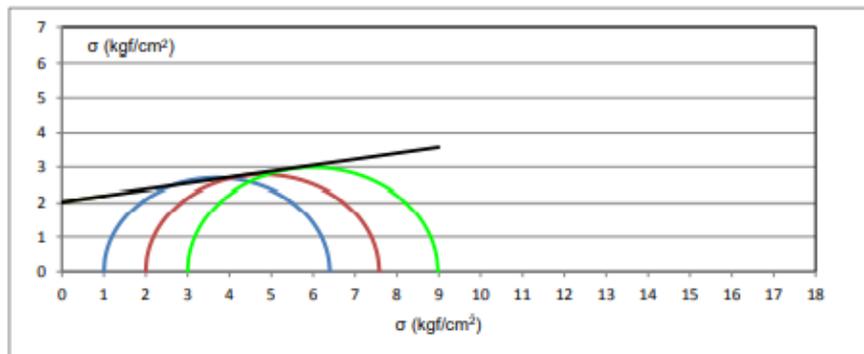
Start Date: 30.7.2015

Date de la fin: 31.7.2015

La norme de l'essai ASTM D2850

### RAPPORT D'ESSAI TRIAXIAL

	Test 1	Test 2	Test 3
La taille d'échantillon h, (cm)	7,64	7,62	7,70
Diametre d'échantillon , R, (cm)	3,80	3,80	3,80
Poid d'échantillon humide, $\omega_1$ , (gr)	173,30	171,65	174,04
Poid d'échantillon sec, $\omega_2$ , (gr)	155,74	153,88	154,46
Poid unitaire naturelle ( $t/m^3$ )	2,000	1,986	1,993
Dry unit weight ( $t/m^3$ )	1,797	1,781	1,769
Celule de pression $\sigma_3$ ( $kgf/cm^2$ )	1,00	2,00	3,00
Lengueur contraction (mm)	9,80	10,70	11,46
Lecture du poid (kgf)	70,16	73,55	79,65
Deviateur de stresse $\sigma_1 - \sigma_3$ ( $kgf/cm^2$ )	5,39	5,57	5,98



Angle de frottement interne $\phi$ (degre)	9,6
cohésion c ( $kgf/cm^2$ )	2,03



nom de l'entreprise : MAPA INŞAAT AŞ.

Start Date: 30.7.2015

Nom du projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km

Date de la fin: 31.7.2015

Numero de sondage: BH-22

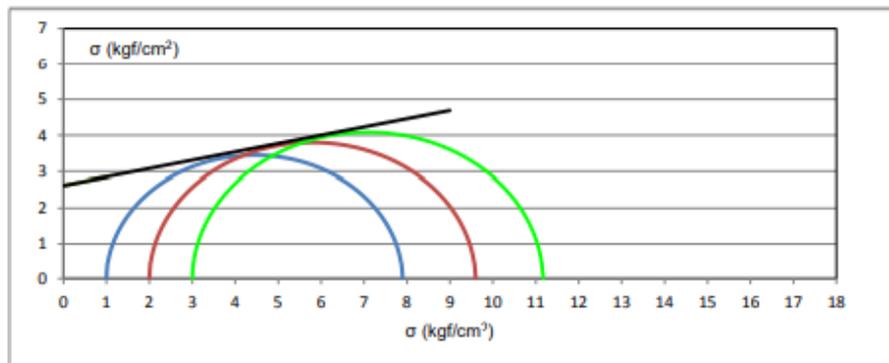
La norme de l'essai ASTM D2850

Echantillon N0 :

Profondeur (m) : 15,00-15,35

### RAPPORT D'ESSAI TRIAXIAL

	Test 1	Test 2	Test 3
La taille d'échantillon h, (cm)	7,72	7,56	7,58
Diametre d'échantillon, R, (cm)	3,80	3,80	3,80
Poid d'échantillon humide, $\omega_1$ , (gr)	173,49	170,29	168,55
Poid d'échantillon sec, $\omega_2$ , (gr)	153,47	149,08	150,17
Poid unitaire naturelle ( $t/m^3$ )	1,982	1,986	1,961
Dry unit weight ( $t/m^3$ )	1,753	1,739	1,747
Celule de pression $\sigma_3$ ( $kgf/cm^2$ )	1,00	2,00	3,00
Lengueur contraction (mm)	10,20	10,86	12,14
Lecture du poid (kgf)	90,10	100,58	110,24
Deviateur de stress $\sigma_1$ - $\sigma_3$ ( $kgf/cm^2$ )	6,89	7,59	8,16



Angle de frottement interne $\phi$ (degre)	13,0
cohésion c ( $kgf/cm^2$ )	2,62



nom de l'entreprise : MAPA INSAAT AŞ.

Start Date: 30.7.2015

Nom du projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km

Date de la fin: 31.7.2015

Numero de sondage: BH-22

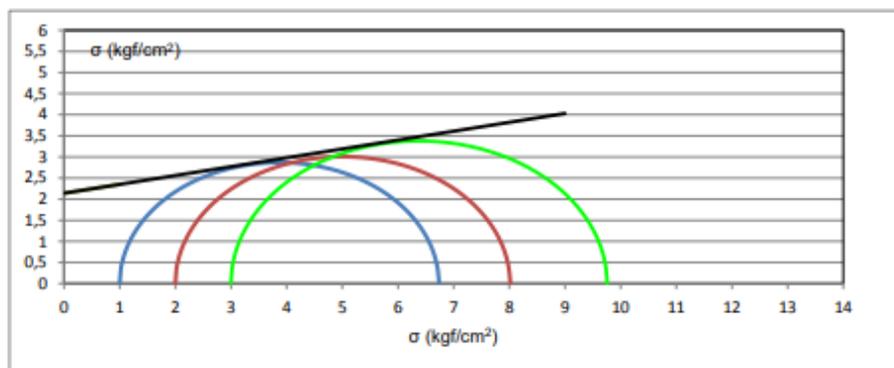
La norme de l'essai ASTM D2850

Echantillon N0 :

Profondeur (m) : 11,50-11,90

**RAPPORT D'ESSAI TRIAXIAL**

	Test 1	Test 2	Test 3
La taille d'échantillon h, (cm)	7,60	7,44	7,58
Diametre d'échantillon , R, (cm)	3,80	3,80	3,80
Poid d'échantillon humide, $\omega_1$ , (gr)	172,59	169,21	170,33
Poid d'échantillon sec, $\omega_2$ , (gr)	150,82	146,52	146,69
Poid unitaire naturelle ( $t/m^3$ )	2,002	2,005	1,981
Dry unit weight ( $t/m^3$ )	1,750	1,736	1,706
Celule de pression $\sigma_3$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	1,00	2,00	3,00
Longueur contraction (mm)	9,68	11,20	10,80
Lecture du poid (kgf)	74,52	80,28	89,36
Deviateur de stresse $\sigma_1$ - $\sigma_3$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	5,73	6,01	6,76



Angle de frottement interne $\phi$ (derece)	11,9
cohésion c (kgf/cm <sup>2</sup> )	2,14

BH-23



nom de l'entreprise : MAPA INŞAAT AŞ.

Start Date: 1.8.2015

Nom du projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngneur Hanacha Sur 34Km

Date de la fin: 2.8.2015

Numero de sondage : BH-23

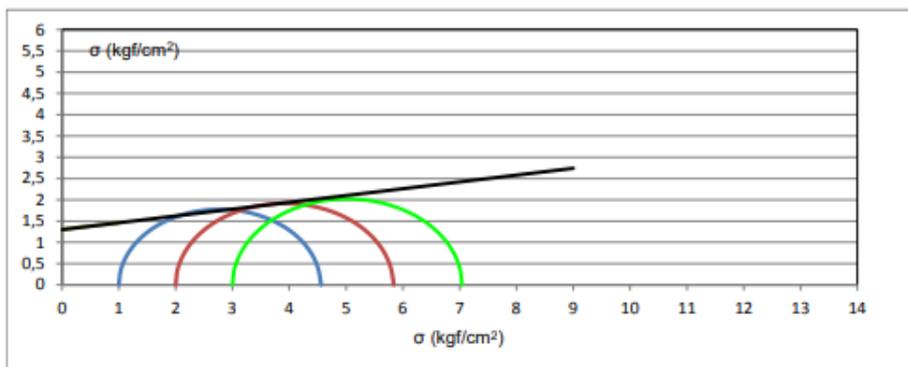
La norme de l'essai ASTM D2850

Echantillon N0 :

Profondeur (m) : 9,05-9,45

## RAPPORT D'ESSAI TRIAXIAL

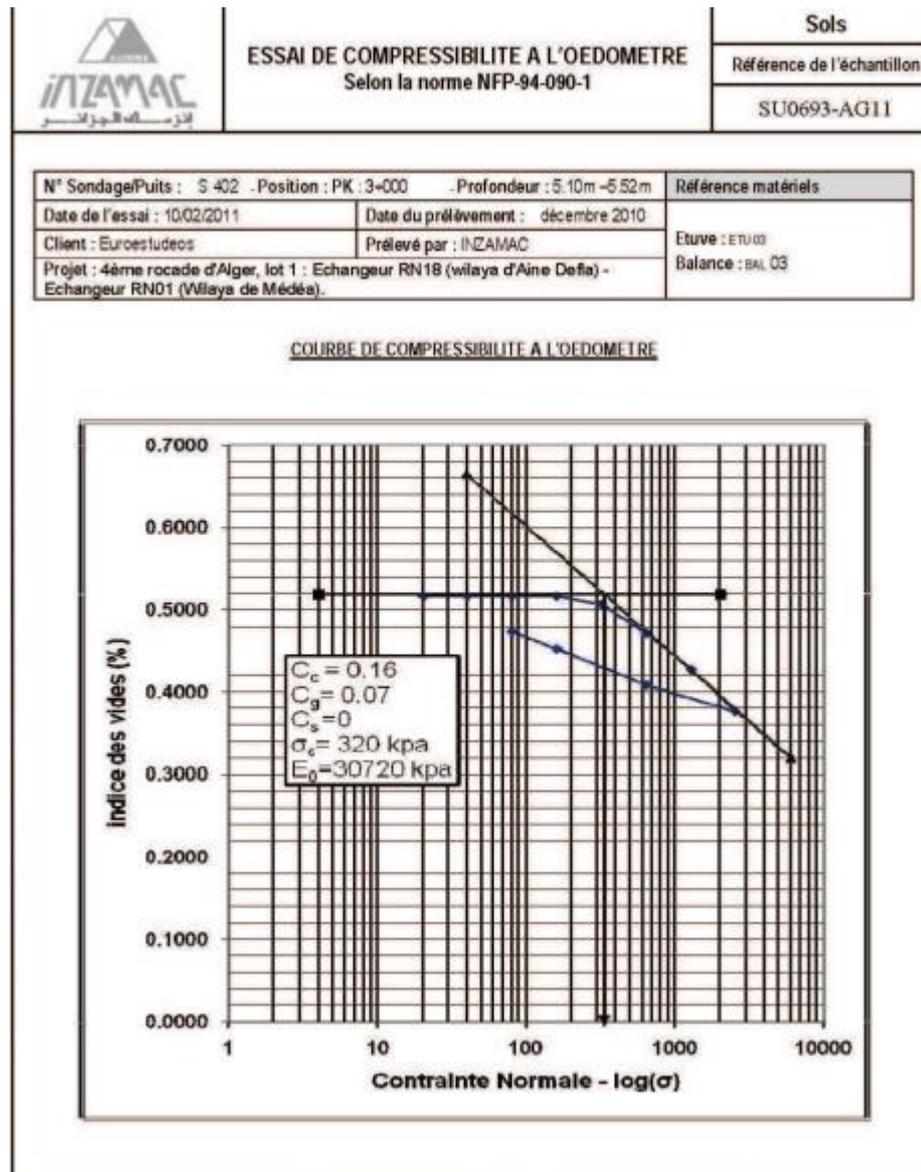
	Essai 1	Essai 2	Essai 3
La taille d'échantillon h, (cm)	7,48	7,72	7,70
Diametre d'échantillon , R, (cm)	3,80	3,80	3,80
Poid d'échantillon humide, $\omega_1$ , (gr)	172,21	177,52	178,59
Poid d'échantillon sec, $\omega_2$ , (gr)	155,20	159,46	157,01
Poid unitaire naturelle ( $t/m^3$ )	2,030	2,028	2,045
Dry unit weight ( $t/m^3$ )	1,830	1,821	1,798
Celule de pression $\sigma_3$ ( $kgf/cm^2$ )	1,00	2,00	3,00
Lengueur contraction (mm)	10,32	10,96	11,46
Lecture du poid (kgf)	46,70	50,61	53,82
Deviateur de stress $\sigma_1-\sigma_3$ ( $kgf/cm^2$ )	3,55	3,83	4,04



Angle de frottement interne $\phi$ (degre)	9,1
cohésion c ( $kgf/cm^2$ )	1,30

## Résultats de l'essai œdométrique

S-402



## **RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- [1] Anne Bernard-Gély, Jean-Armand Calgaro (1994). « Conception des ponts ».
- [2] Calgaro J.A(1991). Projet et construction des ponts : Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants. 2<sup>ème</sup> édition ponts et chaussées.
- [3] Ait Telebe.R Benniche.F (2015). Etude des fondations d'un pont cas de l'ouvrage d'art du PK8+612 de Douar Belgaide-elkerma sur la deuxième rocade du sud d'Oran. Mémoire pour obtenir le diplôme de Master en génie civil, option : Géotechnique, Université de Bejaia.
- [4] Fascicule 62 titre V (1993). Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Ministère de l'équipement, du logement et transport.
- [5] Ousmane M. Yobo M simple (2004). Conception de la structure du nouveau pont de diaroume et choix de ses fondations. Mémoire ingénieur de conception, université Cheikh anta diop, Dakar, 2004.
- [6] Fascicule 61 titre II (1980). Conception calcul et épreuves des ouvrages, programme de charges et épreuves des ponts routiers, ministère de l'équipement et du logement.
- [7] Bouafia. A. « Calcul des fondations »
- [8] D. Gildas S. Monttcho. Fondations profondes dimensionnement et conception d'un programme de calcul. Thèse de doctorat, CISSE.
- [9] Bouzid.R. (2013). Dimensionnement des fondations superficielles et profondes, étude de l'infrastructure d'un bâtiment. Edition universitaire européenne.
- [10] Frank R. 1999. Calcul des fondations superficielles et profondes s.l : Techniques de l'ingénieur et Presses des Ponts et Chaussées.
- [11] DTR-BC 2.331(2009). Documents techniques réglementaire, méthodes de calcul des fondations profondes, ministère de l'Habitat, Alger.
- [12] Bouafia.A (2009). Conception et calcul des ouvrages géotechniques. Edition pages bleus, Alger.
- [13] RP9A99 modifié année 2003.Règles parasismiques Algériennes. CGS-Ministère de l'Habitat, Alger.
- [14] RPAO. (2008). Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ministère des travaux publics. Alger
- [15] Aurocode-7 (2004). Calcul géotechnique partie1 : règles générales, pr EN1997, Cen/TC 250, comité Européen de Normalisation.