

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études
Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : Géotechnique

Thème :

Etude des fondations d'un pont

Présenté par :

M^{er} Boukari Massinissa
M^{er} Toula Farouk

Promoteur :

M^{eme} Bouayad

romotion 2012-2013

Introduction générale	1
------------------------------------	---

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES PONTS

I.1 Introduction.....	2
I.2 Histoire des ponts.....	2
I.3 Elément constitutif d'un pont.....	3
I.3.1 Tablier	3
I.3.2 Les appuis.....	3
I.3.2.1 Les culées	3
I.3.2.2 Les piles.....	4
I.3.3 Les superstructures	5
I.3.4 Les fondations	5
I.3.5 Les appareils d'appuis	5
I.4 Classification des ponts.....	5
1. Suivant la nature de la voie	5
2. Suivant le matériau principal dont ils sont constitués	6
3. Suivant leur fonctionnement	6
a. Les ponts cadres	6
b. Les ponts à poutres.....	6
c. Les ponts dalles	7
d. Les ponts à caisson ou voussoir	7
e. Les ponts en arc.....	8
f. Les ponts à câbles	8
I.5 Différents efforts agissant sur les ponts	9
1. Les charges verticales.....	9
2. La charge horizontale	9
I.6 Conclusion	9

CHAPITRE II: RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES

II.1 Introduction.....	10
II.2 Description géométrique de l'ouvrage.....	10
II.2.1 Les données fonctionnelles	10
II.2.2 Les données naturelles	11
II.3 Reconnaissance des sols	12
II.3.1 Organisation de la reconnaissance	12
II.3.2 Caractéristique des équipements utilisés pour la reconnaissance	13
II.3.2.1 Sondeuse	13
a) Appareillage.....	13
b) Mode opératoire.....	13
c) Intreprétation des resultats de sondage carotte	13
II.3.2.2 Pressiometre	18
a) Appareillage	18
b) Conception du pressiometre	19
c) Realisation de l'essai d'expension.....	20
d) Mise en place de la sonde	21
e) Caractéristiques pressiométriques	21
f) Presentation des resultats de sondage pressiometriques.....	22
II.4 Essais de laboratoire	24
II.4.1 Programme des essais de laboratoire	24
II.4.2 Résultats des essais physico mécaniques	26
II.4.3 Résultats des essais chimiques.....	28
II.5 conclusion	28

CHAPITRE III: CHARGES ET SURCHARGES

III.1 Introduction	30
III.2 Calcul des charges et surcharges	30
III.2.1 charges permanentes	30
III.2.2 les surcharge.....	34
III.2.2.1.Evaluation des surcharges	35
III.3 Calcul des efforts longitudinaux.....	42
III.3.1 Calcul des éléments de réductions dus aux charges.....	42
III.3.2 Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges.....	44
III.4 Les combinaisons de charge.....	52
III.5 Application numérique	53
III.6 Conclusion.....	54

CHAPITRE IV: ETUDE DES APPUIS

IV.1 Introduction	55
IV.2 La culée	55
IV.2.1 Définition des éléments composants la culée	55
IV.2.2 Pré dimensionnement des culées	56
IV.2.3 Evaluation des efforts sollicitant la culée	58
IV.2.4 Vérification de la stabilité.....	66
IV.2.5 Ferrailages des éléments de la culée.....	66
IV.2.5.1 Caractéristique des matériaux	66
IV.2.5.2 Ferrailage de la dalle de transition	67
IV.2.5.3 Ferrailage du mur garde grève	70
IV.2.5.4 Ferrailage du mur frontal.....	71
IV.2.5.5 Ferrailage de la semelle.....	74
IV.3 La pile.....	78
IV.3.1 Définition.....	78
IV.3.2 Ferrailage de la pile	79
IV.3.2.1 Evaluation des charges sur la pile	79

IV.3.2.2 Les combinaisons de charges	79
IV.3.3 Ferrailage du fut.....	81
IV.3.3.1 Evaluation des efforts	81
IV.3.4 Ferrailage	82
IV.3.4.1 Férrailage de la semelle selon B.....	85
IV.3.4.2 Férrailage de la semelle selon L	87
IV.4 Conclusion.....	88

CHAPITRE V: FONDATION PROFONDE

V.1 Introduction	89
V.1.1 Les problèmes de l'assise.....	89
V.1.2 Capacité portante d'un sol.....	89
V.1.3 Différents types de fondations	89
V.1.3.1 Fondation superficielle	90
V.1.3.2 Fondation profonde.....	91
V.3.3 Choix du type de fondation	92
V.3.4 Pieu isolé sous charges axiales.....	92
V.3.4.1 Définitions	92
V. 3.4.2 Détermination de la contrainte de rupture sous la pointe à partir de l'essai pressiométrique.....	94
V.3.4.3 Détermination du frottement latéral unitaire q_s à partir de l'essai pressiométrique.....	96
V.3.5 Calcul de la contrainte admissible par la méthode préssiométrique	97
V.3.5.1 Détermination de la charge limite Q_l et de la charge de fluage Q_c	98
V.3.5.2 Calcul du nombre de pieux	101
V.3.5.3 Disposition des pieux.....	102
V.3.5.4 Comportements des groupes de pieux	102
V.3.5.5 Ferrailage des pieux.....	103
V.4 Conclusion.....	110
Conclusion générale	111

Bibliographie

Annexes

Liste des tableaux

Chapitre. II

Tableau II.1	<i>La profondeur du substratum dans chaque sondage</i>	13
Tableau II.2	<i>Caractéristiques préssiométriques de sol des sondages N°1</i>	22
Tableau II.3	<i>Caractéristiques préssiométriques de sol des sondages N°2</i>	22
Tableau II.4	<i>Caractéristiques préssiométriques de sol des sondages N°3</i>	23
Tableau II.5	<i>Caractéristiques préssiométriques de sol des sondages N°4</i>	23
Tableau II.6	<i>Caractéristiques préssiométriques de sol des sondages N°5</i>	23
Tableau II.7	<i>Caractéristiques préssiométriques de sol des sondages N°6</i>	24
Tableau II.8	<i>Masse volumique apparente</i>	26
Tableau II.9	<i>Teneur en eau naturelle</i>	26
Tableau II.10	<i>Résultats des essais de résistance à la compression simple R_c</i>	27
Tableau II.11	<i>Résultats de l'analyse chimique</i>	28

Chapitre. III

Tableau III.1	<i>Classe de pont</i>	34
Tableau III.2	<i>Coefficient de dégressivité transversale de la charge</i>	35
Tableau III.3	<i>Valeur du coefficient B_c</i>	36
Tableau III.4	<i>Valeur de la charge B_c</i>	38
Tableau III.5	<i>Valeur du coefficient b_t</i>	39
Tableau III.6	<i>Valeurs des charges B_t</i>	40
Tableau III.7	<i>Réaction et efforts tranchants dus au poids propre de la poutre</i>	43
Tableau III.8	<i>Réaction et efforts tranchants dus au poids propre de la dalle revenant à une poutre</i>	44
Tableau III.9	<i>Réaction et efforts tranchants dus au poids de la structure revenant à une poutre</i>	44
Tableau III.10	<i>Réactions pour deux travées chargées</i>	45
Tableau III.11	<i>Moment et réaction due aux charges et surcharges</i>	53
Tableau III.12	<i>Les différentes combinaisons de charges</i>	53

Liste des tableaux

<i>Tableau III.13</i> Les réactions sous la culée.....	54
<i>Tableau III.14</i> Les réactions sous la culée.....	54
<i>Tableau III.15</i> Les réactions maximales sur les piles et les culées.....	55

Chapitre. IV

<i>Tableau IV.1</i> Détermination de la hauteur de la culée	56
<i>Tableau IV.2</i> Calcul des coefficients de poussée pour les différents cas sismique.....	60
<i>Tableau IV.3</i> Calcul des efforts de poussée des terres pour les différentes conditions	60
<i>Tableau IV.4</i> Calcul des efforts de poussée des surcharges pour les différentes conditions.	61
<i>Tableau IV.5</i> Sollicitation due aux charges permanentes	62
<i>Tableau IV.6</i> Sollicitation due aux surcharges de remblais	63
<i>Tableau IV.7</i> Sollicitation due aux poussées des terres	64
<i>Tableau IV.8</i> Résultats des sollicitations sur la culée.....	65
<i>Tableau IV.9</i> Evaluation des efforts agissant sur la semelle	75
<i>Tableau IV.10</i> Les sollicitations après les combinaisons.....	82

Chapitre. V

<i>Tableau V.1</i> Charges nominales à prendre en compte sur le pieu (DTR-BC 2.33.2)	94
<i>Tableau V.2</i> Valeurs du coefficient de portance k_p	95
<i>Tableau V.3</i> Classification des sols	95
<i>Tableau V.4</i> Détermination des abaques.....	96
<i>Tableau V.5</i> Résultat du calcul de Q_{ad}	99
<i>Tableau V.6</i> Résultat du calcul de Q_{ad}	101

Liste des figures

Chapitre. I

Figure I.1 Coupe transversale de tablier	03
Figure I.2 Appui constitué de colonne et de voile	04
Figure I.3 Section transversale d'un pont à poutre.....	06
Figure I.4 Les ponts dalles	07
Figure I.5 Pont à caisson ou voussoir.....	07
Figure I.6 Les ponts en arc.....	08
Figure I.7 Les ponts suspendus	08
Figure I.8 Les ponts à haubans	09

Chapitre. II

Figure II.1 Vue aérienne de projet	10
Figure II.2 Vue en plan	11
Figure II.3 Profil En Long	12
Figure II.4 Coupe transversale sur le viaduc	13
Figure II.5 Relief du viaduc	13
Figure II.6 Sondage carotté N° 01	16
Figure II.7 Sondage carotté N° 02	17
Figure II.8 Sondage carotté N° 03	17
Figure II.9 Sondage carotté N° 04	18
Figure II.10 Sondage carotté N° 05	19
Figure II.11 Sondage carotté N° 06	20
Figure II.12 Ensemble pressiométrique Ménard	20

Chapitre. III

Figure III.1 Vue latérale d'une poutre	30
Figure III.2 Coupe transversale sur le trottoir et la corniche.	33
Figure III.3 Vue longitudinale du système B _c	36

Liste des figures

Figure III.4 Vue transversale.....	37
Figure III.5 Vue en plan du système B_c	37
Figure III.6 Coupe transversale du système B_t	38
Figure III.7 Vue en plan du système B_t	38
Figure III.8 Coupe longitudinale du système B_t	39
Figure III.9 Système B_r	40
Figure III.10 Système militaire M_{c120}	41
Figure III.11 Schéma statique d'une poutre.....	43
Figure III.12 Poids de la dalle revenant à chaque poutre.....	43
Figure III.13 Poids de la superstructure revenant à la poutre.....	44
Figure III.14 Chargement pour une travée (culée).....	45
Figure III.15 Chargement de type A(L) pour deux travées (pile).....	45
Figure III.16 Chargement B_c pour une travée.....	46
Figure III.17 Chargement B_c pour deux travées.....	46
Figure III.18 Chargement B_t pour une travée.....	47
Figure III.19 Chargement B_t pour deux travées.....	47
Figure III.20 Chargement B_r pour une travée.....	48
Figure III.21 Chargement M_{120} pour une travée.....	48
Figure III.22 Chargement M_{c120} pour deux travées.....	49
Figure III.23 Ligne d'influence sous chargement M_{c120}	49
Figure III.24 Chargement D_{240} pour une travée.....	50
Figure III.25 Chargement D_{240} pour deux travées chargées.....	50
Figure III.26 Ligne d'influence sous chargement D_{240}	51
Figure III.27 Chargement pour une seule travée.....	51
Figure III.28 Surcharge sur trottoirs pour deux travées.....	52

Chapitre. IV

Figure IV.1 Les éléments composants de la culée.....	55
Figure IV.2 Coupe transversale de la culée.....	57
Figure IV.3 Poussée des terres sur la culée.....	59
Figure IV.4 Différentes paramètres caractérisant le coefficient des poussées.....	59

Liste des figures

Figure IV.5 Poussée des terres due aux surcharges de remblai	61
Figure IV.6 Moments stabilisants et moments renversants.....	64
Figure IV.7 Schémas de ferrailage de la dalle selon l'axe x	69
Figure IV.8 Schémas de ferrailage de la dalle selon l'axe y	70
Figure IV.9 Schémas de ferrailage du mur garde-grève	72
Figure IV.10 Dimensions du mur frontal	72
Figure IV.11 Schémas de ferrailage du mur frontal	74
Figure IV.12 Schémas de ferrailage de la semelle selon B.....	77
Figure IV.13 Schéma de ferrailage de la semelle selon L	78
Figure IV.14 Coupe transversale sur la pile.....	79
Figure IV.15 Vue latérale sur le chevêtre	80
Figure IV.16 Calcul de la section d'armature nécessaire ELU.....	83
Figure IV.17 Calcul de la section d'armature nécessaire ELA	84
Figure IV.18 Schémas de ferrailage de la semelle selon B.....	86
Figure IV.19 Schémas de ferrailage de la semelle selon L.....	88

Chapitre. V

Figure V.1 Dimension de la semelle.....	90
Figure V.2 Pieu isolée sous charges axiales	93
Figure V.3 Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente	94
Figure V.4 Valeurs du frottement latéral unitaire.....	97
Figure V.5 Schémas des caractéristiques d'un pieu sous la culée N°1.....	97
Figure V.6 Schémas des caractéristiques d'un pieu sous la Pile de l'oued.....	99
Figure V.7 Disposition des pieux sous la culée.....	102
Figure V.8 Disposition des pieux sous la pile	102
Figure V.9 Ferrailage des pieux de la culée avec le logiciel SOCOTEC	104
Figure V.10 Ferrailage des pieux de la culée avec le logiciel SOCOTEC	105
Figure V.11 Ferrailage des pieux de la pile avec le logiciel SOCOTEC.....	107
Figure V.12 Ferrailage des pieux de la pile avec le logiciel SOCOTEC.....	108
Figure V.13 Schéma de ferrailage des pieux de la culée	109
Figure V.14 Schémas de ferrailage des pieux de la pile	110

Liste des symboles

γ_h	: Poids volumique humide
γ_d	: Poids volumique sec
γ_s	: Poids volumique des grains solide
γ'	: Poids volumique Déjaugé
P_t	: Poids totale du matériau
P_s	: Poids des particules solides
P_w	: Poids de l'eau
γ_w	: Poids volumique de l'eau
V_t	: Volume total du matériau
W_n	: La teneur en eau naturelle
V_w	: Volume de l'eau
E	: Module pressiométrique
P_f	: Pression de fluage
P_l	: Pression limite
R_c	: La résistance à la compression simple
C	: Cohésion du sol
φ	: Angle de frottement interne
G_M	: Le module pressiometrique
E_M	: Le module de déformation
P_l	: La pression limite pressiometrique
P_l^*	: La pression limite nette
$P_l^*(z)$: Moyenne des valeurs de pression limite
σ_h	: La contrainte totale horizontale
σ_v	: La contrainte totale verticale
K_0	: Coefficient de poussée des terres au repos
K_a	: Coefficient de poussée
γ_b	: Poids volumique de béton
f_{c28}	: Résistance caractéristique à la compression à 28 jours
α	: Angle de talus avec l'horizontal
β	: Inclinaison de la culée
δ	: Angle de frottement sol-béton
E_x	: La composante horizontale du séisme
E_y	: La composante verticale du séisme

Liste des symboles

M_s	: Le moment stabilisant
M_r	: Le moment renversant
σ_s	: Contrainte limite à la traction
σ_b	: Ultime de compression
η	: Coefficient de fissuration
ν	: Coefficient de poisson
Q_l	: La charge limite
Q_c	: La charge de fluage
Q_n	: La charge nominale
K_p	: Le facteur de portance
C_e	: L'efficacité de groupe de pieux
Q_{pl}	: La résistance limite du sol sous la pointe du pieu
Q_{sl}	: La résistance due au frottement du sol sur la surface latérale du
A_s	: Surface latérale du pieu
A_p	: Section droite de la pointe
D_e	: Hauteur d'encastrement équivalente
q_{adm}	: La contrainte admissible du sol

Introduction générale

La croissance de rythme d'échange, à travers les voies en Algérie, a engendré le problème de circulation intense. Kherrata l'une des villes qui comme point dans sa structure pointant la RN 9, Cette dernière et vue le problème de circulation à pousser les autorités locales de trouver une solution qui puisse faire sortir la ville de son étouffement.

Proposant un évitement de la ville de Kherrata.

Parmi les constructions importantes fréquemment utilisées dans la vie humaine c'est la famille des ouvrages d'art, les ponts constituent une partie assez grande de cette famille vue de sa présence dans le site terrestre et maritime.

On appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigence puisqu'il est destiné à offrir un service d'usager, on distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influent sur sa conception.

En premier lieu on a fait une présentation de l'ouvrage en question, et les caractéristiques géotechniques du site où sera implanté; en seconde lieu, on a consacré à faire la descente de charge de l'ouvrage.

Enfin, on a traité les principales étapes pour l'étude des fondations.

I.1 Introduction

La construction des ponts se situe parmi les anciennes activités de l'homme qui n'a d'ailleurs cessé à travers les siècles, de réaliser des ouvrages de plus en plus adéquats pour franchir des obstacles les plus difficiles.

Depuis les années 50, suite au vaste programme de construction d'autoroute, le domaine des ponts a été marqué par une évolution rapide et importante techniques tant au plan de la conception que des matériaux et de l'exécution.

I.2 Histoire des ponts

Parmi les obstacles naturels auxquels se heurtaient les routes d'autrefois, l'un des plus fréquents et des plus insurmontables étaient les cours d'eau. Pendant de longs siècles, les gens les franchirent grâce à des gués ou à des bacs, même si cela rallongeait souvent leur chemin. Les ponts étaient rares car leur construction était tout un art et d'une grande difficulté.

Les premiers ponts consistaient en de simples troncs d'arbres abattus et jetés entre les deux rives de la rivière, Puis arrivèrent les pontons et les ponts en corde essentiellement en Amérique et Asie. Ces ponts de corde se rencontraient encore assez fréquemment au siècle dernier. Mais les maîtres incontestables en la matière furent les Romains (env. 600 ans Avant J-C), qui construisirent des ponts de bois soutenus par des piliers, puis utilisèrent la maçonnerie (taille de pierre). Après la chute de l'Empire Romain, il resta en Europe de nombreux ponts en arcs, en pierres massives, témoignant de l'habileté des Romains. Mais pendant des siècles, personne ne poursuivit leur ouvrage et cet art se perdit. Ce n'est que beaucoup plus tard que l'Eglise s'y intéressa.

L'histoire des ponts modernes commença avec le remplacement des arcs en demi-cercles par des formes elliptiques (pont de la Concorde à Paris). Cette nouvelle forme autorisait une portée beaucoup plus grande des arcs de ponts.

Avec l'invention de l'acier au XVIII siècle, le bois et la pierre ne constituaient plus les seuls matériaux, et les premiers ponts métalliques apparurent (pont de Londres au-dessus de la Tamise). Les ponts d'acier devinrent le symbole de la modernité et certains devinrent même de réels chefs-d'œuvre de leur époque.

I.3 Elément constitutif d'un pont

Un pont est un ouvrage qui permet de franchir un obstacle naturel peut comporté une ou plusieurs travées . dans le cas multiples, l'ouvrage peut être conçu comme une succession de travées isostatiques, ou au contraire constituer une structure hyperstatique par la réalisation d'une continuité mécanique entre les travées.

I.3.1 Tablier

Un tablier à poutre sous chaussée est constitué d'éléments longitudinaux, le plus souvent parallèles : les poutres , reliés transversalement par une dalle de béton coulé en place régnant sur toute la longueur de la travée : le hourdis, et par des éléments localisés, notamment au niveau des lignes d'appuis : les entretoises .

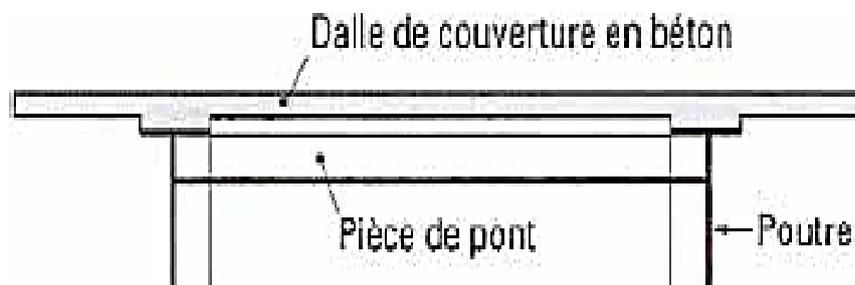


Figure I.1 Coupe transversale du tablier [1].

I.3.2 Les appuis

Les appuis transmettent au sol les actions provenant du tablier. Ils sont généralement en béton armé, ce dernier joue un rôle très important dans la construction du pont quel que soit leur type.

I.3.2.1 Les culées

Les culées sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux. C'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnable sur abondant et des formes aussi simples que possible. Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, une fonction mécanique et une fonction technique. Les caractéristiques de la fonction mécanique sont:

- Une bonne transmission au sol de fondation;
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui;
- La limitation des déplacements verticaux (tassements).

La fonction technique d'une culée se caractérise par le :

- ✓ l'on accède souvent parralle à l'intérieur de l'ouvrage;
- ✓ l'on peut être amené à lui associer une chambre à l'intérieur de laquelle on peut entre poser divers matériels.

I.3.2.2 Les piles

La conception des piles est liée au type et le mode de construction du tablier dont, certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site. Par ailleurs, les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou bien partiellement ou totalement encasturé. Il en résulte que leur implantation ne peut résulter que d'une étude globale de la structure assurant le franchissement.

Nous nous attachons à décrire les principaux types de piles des ouvrages les plus fréquemment rencontrés, On peut classer les piles de ouvrages courants en deux familles: les piles de type voile et les piles de type colonne. Vu les caractéristiques naturelles de la voie franchie le choix de type de pile dépend de critère de la forme qui peut diminuer les risques d'affouillement. On sait que l'importance d'affouillement dépend de nombreux paramètres, dont les principaux sont la vitesse de l'eau, la nature du sol, la forme des piles et leur direction par rapport au courant.

En plus, pour éviter le risque de torsion, on a tendance, envisager une pile palée, Cette solution permet de gagner du poids et de matière et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts puis la semelle.

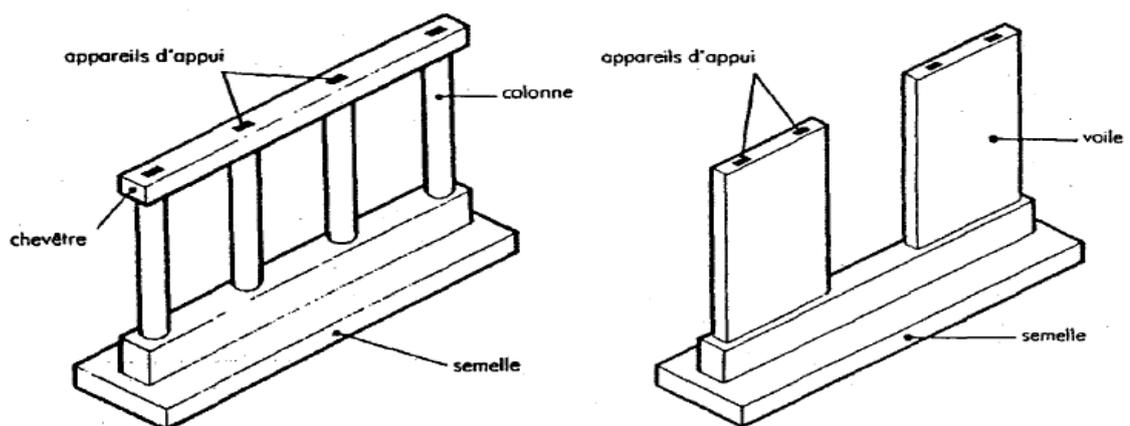


Figure I.2 Appui constitué de colonne et de voiles [2].

I.3.3 Les superstructures

Elles sont composées de :

- La chaussée ;
- Les trottoirs ;
- Les garde –corps ;
- Les joints de chaussées ;
- Les gargouilles ;
- Le lampadaire (équipement électrique) ;
- La canalisation.

I.3.4 Les fondations

Elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et sol (superstructure et sol). Il existe deux grandes familles de fondation : fondation superficielle et fondation profonde dans notre recherche on s'intéresse à ce dernier.

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'il supporte sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour les supporter.

I.3.5 Les appareils d'appuis

C'est l'élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sous l'effet des différences de température, ou sous l'application des charges, les tabliers se déplacent par rapport aux piles et aux culées, il est nécessaire d'interposer entre eux des dispositifs permettant ces mouvements.

I.4 Classification des ponts

Les ponts sont classés de différentes manières :

1. Suivant la nature de la voie

- Les ponts routes ;
- Les ponts rails ;
- Les ponts canaux ;
- Les ponts aqueducs.

2. Suivant le matériau principal dont ils sont constitués

La technique de construction des ponts a évolué en fonction des besoins et des matériaux disponibles

- Pont en bois ;
- Pont en pierre ;
- Pont métallique ;
- Pont en béton armé ;
- Pont en béton précontraint ;
- Pont mixte.

3. Suivant leur fonctionnement

Les ponts sont classés suivant leur fonctionnement mécanique en plusieurs types, on cite :

a. Les ponts cadres

Ils sont apparus vers les années 1960, lorsque le programme de construction des autoroutes françaises s'accéléra, et que de nouvelles contraintes apparaissent (qualité de tracé engendrant la réalisation de ponts biais ou courbes, sécurité, nouvelles techniques...).

b. Les ponts à poutres

Ouvrages dont la structure reprend les charges par son aptitude à résister à la flexion, les réactions d'appui étant verticales. La section transversale est constante.

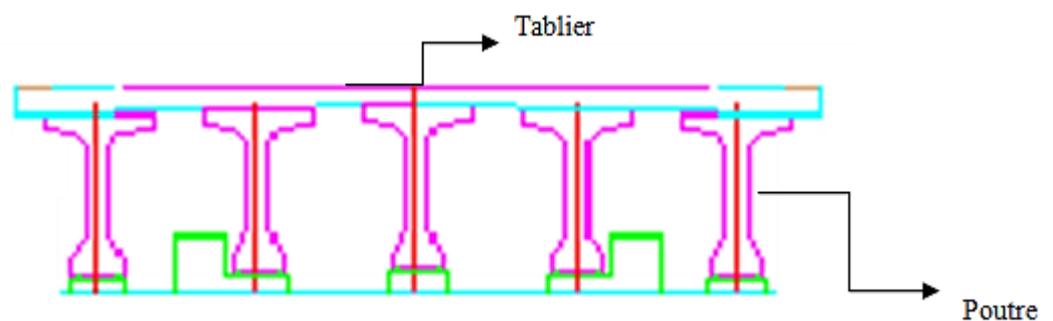


Figure I.3 Section transversale d'un pont à poutre [3].

c. Les ponts dalles

Ils sont assimilables aux ponts poutres de par leur fonctionnement mécanique, leur section restant aussi constante. Ils sont différenciés par la forme de la dalle.



Figure I.4 Les ponts dalles [4].

d. Les ponts à caisson ou voussoir

Le tablier est composé de voussoirs de section continue ou non, en béton armé ou en construction mixte acier-béton.



Figure. I.5 Pont à caisson ou voussoir [2]

e. Les ponts en arc

Pour ces ouvrages, la structure fonctionne essentiellement en compression. Les réactions d'appui sont inclinées ; La composante horizontale s'appelle la poussée. Ces structures ne peuvent être envisagées que si elles peuvent prendre appui sur un rocher existant, leur portée peut alors aller jusqu'à 500 m.



Figure I.6 Les ponts en arc [4].

f. Les ponts à câbles

Le tablier est alors supporté par des câbles. Ce sont des structures plus ou moins souples adaptées au franchissement des grandes portées. On distingue deux types d'ouvrages dont le fonctionnement mécanique est très différent : Les ponts suspendus et les ponts haubans



Figure I.7 Les ponts suspendus (portée jusqu'à 2000 m) [1].



Figure I.8 Les ponts à haubans (portée jusqu'à 900 m) [4].

I.5 Les différents efforts agissant sur les ponts

L'ouvrage doit être résisté aux efforts appliqué qui sont les suivants :

1. Les charges verticales

On trouve :

- **La charge permanente** : poids propre de la structure en béton armé ou précontraint
- **La charge complémentaire permanente** : contient le revêtement, trottoir et la corniche.
- **Les surcharges routières** :

On distingue :

- La surcharge de type A(L) ;
- Système B ;
- Les surcharges militaires $M_c 120$;
- La surcharge exceptionnelle convois D 240t.

- 2. **La charge horizontale** : contient la force de freinage qui brusque les voitures sur les ponts sur les chemins de fer provoque des efforts longitudinaux ce dernier induit à leurs tours des courbures dans les voies agissant comme des actions horizontales sur les fondations.

I.6 Conclusion

De façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle.

II.2.1 Les données fonctionnelles

✓ Tracé en plan

L'ouvrage est un viaduc constitué de 19 travées identiques, la longueur de chaque travée est 33.40m.



Figure II.2 Vue en plan.

✓ Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation le tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles, il présente une longueur de 600ml et une pente longitudinale de 5% .

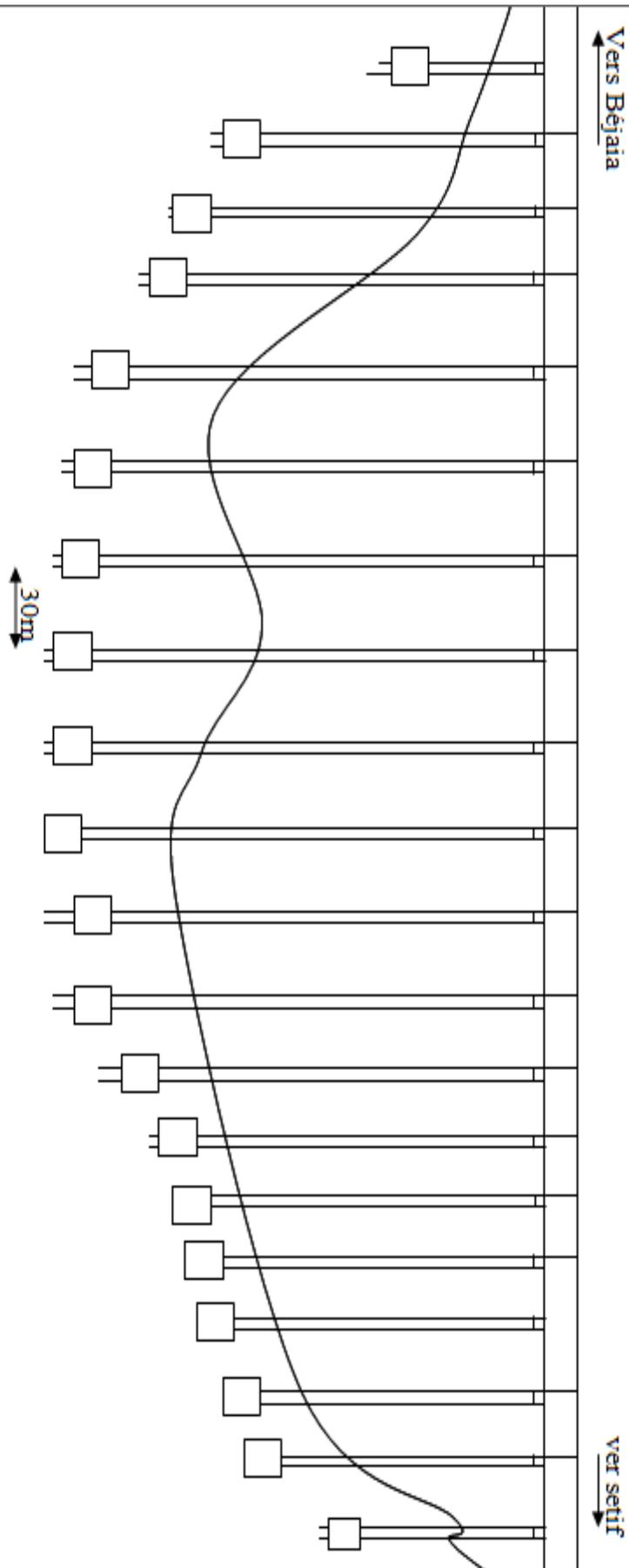


Figure II.3 : profil en long

✓ Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversale. Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

1. Largeur de la chaussée : 8m.
2. Nombre de voies de circulations : 2 voies.
3. Largeur de trottoir : 1m.
4. Le divers (pente) : 2.5 %.
5. La largeur totale du tablier : 10m.

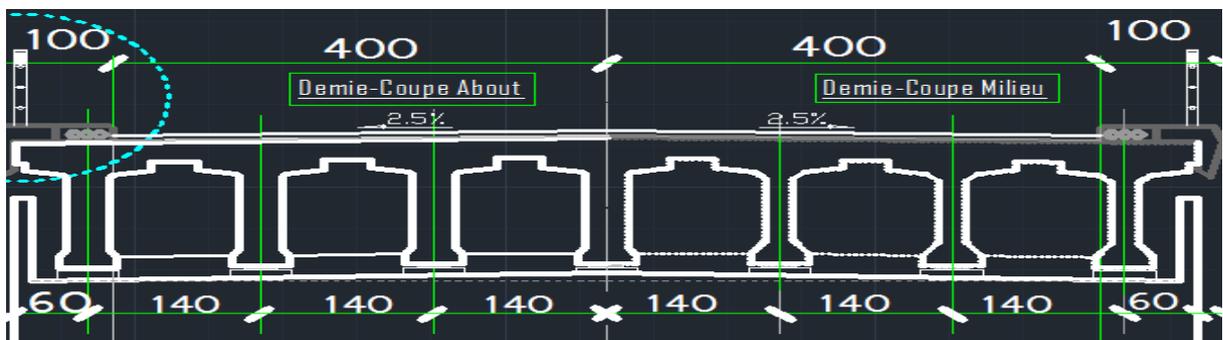


Figure II.4 Coupe transversale sur le viaduc.

II.2.2 Les données naturelles

➤ Topographie

Le relief actuel de ce tronçon (600ml) figure dans le schéma ci-après :

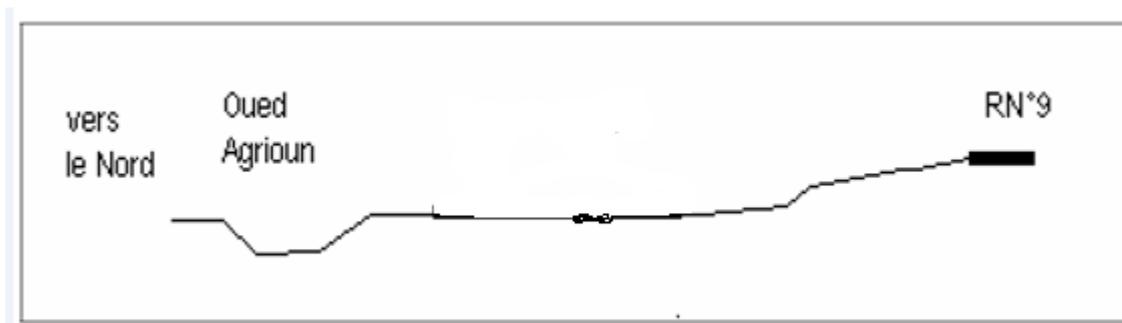


Figure II.5 Relief du viaduc.

➤ Contexte Géologique local

La région de kherrata fait partie de l'Atlas Tellien. C'est le lieu du contact de la chaîne des Bibans avec la chaîne des Babors. D'après la carte géologique de la région de Kherrata feuille N° 70, échelle 1/50.000 éditée en 1971, le site est représenté par les formations marneuses à aspect schisteux à marno-calcaire.

➤ **Contexte hydrologique local**

La géomorphologie de la région de Kherrata laisse apparaître des versants ravinés par de nombreux thalwegs imitant un régime hydraulique temporaire sec en été et torrentiel en hiver. Toutes ces eaux alimentent le barrage d'Ighil Tamda, alimenté par l'Oued Agrioun.

➤ **Données sismologiques**

Notre ouvrage se situe dans la commune de Kherrata (Wilaya de Bejaia), elle est classée par le Règlement Parasismique Algérien en Zone II-a (zone de moyenne sismicité).

➤ **Données Géotechniques**

Les données géotechniques sont fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement, elles conditionnent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté.

Elles sont obtenues à partir de reconnaissances qui doivent donner les informations les plus complètes possibles sur le terrain naturel, aussi il est nécessaire de connaître avec précision la topographie du terrain naturel afin d'implanter correctement l'ouvrage, estimer le mouvement des terres et choisir les emplacements adéquats pour les installations de chantier, les accès aux différentes parties de l'ouvrage et les aires de préfabrication éventuelles.

II.3 Reconnaissance des sols

II.3.1 Organisation de la reconnaissance

La reconnaissance des sols a été effectuée par laboratoire des travaux publics de l'est proposée à l'aide des moyens suivants :

- Six sondages carottés de reconnaissance d'une profondeur de 25m à 30m par rapport au terrain actuel dans le but de :
 - Déterminer la nature du sous-sol,
 - visualiser l'homogénéité et le pendage des couches,
 - prélever des échantillons pour réaliser des essais en laboratoire.
- Six essais préssiométriques d'une profondeur de 20 m par rapport au niveau du terrain actuel, avec un pas d'essai de deux mètres afin de connaître :
 - la nature des couches traversées par la tarière hélicoïdale.

- les caractéristiques mécaniques E , P_l et P_f du sous-sol selon les paliers de contraintes,

Avec :

- ✓ E : module pressiométrique de Menard.
- ✓ P_l : pression limite.
- ✓ P_f : pression de fluage.

II.3.2 Caractéristique des équipements utilisés pour la reconnaissance

II.3.2.1 Sondeuse

a) Appareillage

Les sondeuses utilisées sont de marque **DIAMANT BOARD 850**, et selon les différents terrains rencontrés au cours de l'investigation, l'outillage utilisé pour la récupération des échantillons de bonne qualité est le suivant :

- carottiers doubles tubes de diamètre extérieur égal à 116 mm et d'une longueur de 1.50 m et 3m ;
- couronnes diamantées à pierre sertie d'un diamètre de 116 mm ;
- tubage de revêtement d'un diamètre de 128 mm ;
- sabot diamanté d'un diamètre de 128 mm ;
- tiges d'avancement d'un diamètre de 60 mm.

b) Mode opératoire

Il s'agit de découper dans le terrain un cylindre appelé carotte, de le détacher de la masse, et de le remonter à la surface, en évitant de le modifier, de le remanier ou de l'altérer au contact des parois du forage ou des tubages de soutènement.

c) Interprétation des résultats de sondage carotte

Les six sondages ont permis de mettre en évidence la nature de sol suivante :

- Sol d'apport représenté par un remblai hétéroclite d'épaisseur de 2 m à 13m;
- Substratum : est constitué par des marnes grisâtres friables, mi-dures et indurées disposées en alternance à aspect schistoïde. La profondeur du toit de ce substratum dans chaque sondage est citée dans le tableau ci-après :

Tableau II.1 La profondeur du substratum dans chaque sondage

Sondage N°	SC1	SC2	SC3	SC4	SC5	SC6
Profondeur	7.40 m	4.00 m	13.00 m	7.80 m	2.20 m	12.40 m

Les profondeurs sont données à partir du terrain naturel.

Nous présentons ci-après la coupe géologique détaillée de chaque sondage carotté :

❖ **Sondage carotté n°1-30m-(culée est-sud) vers sétif**

- ◆ 0.00 à 6.20m : remblais hétérogènes ;
- ◆ 6.20 à 7.40m : alluvions grossières ; graves et cailloux avec présence d'un bloc;
- ◆ 7.40 à 25.5m : marne schisteuse grisâtre mi-dure;
- ◆ 25.5 à 30.0m : marne grisâtre friable, à passages mi-durs entre 27 à 27.40m et entre 29.40 à 30m ;

Remblais hétérogènes	6.2 m
Alluvions grossières	1.2 m
Marnes schisteuse grisâtre mi-dure	18.1 m
marne grisâtre friable	4.5 m

Figure II.6 Sondage carotté N° 01.

❖ **Sondage carotté n°2-30m-(au près d'oued, à la rive droite)**

- ◆ 0.00 à 4.00m : alluvions grossières ; blocs, cailloux et graves à matrice probable argileuse;
- ◆ 4.00 à 21.6m : marne schisteuse grisâtre mi-dure à passages friables de 4.80 à 5m et de 16.30 à 17m ;
- ◆ 21.6 à 24.3m : marne schisteuse grisâtre friable
- ◆ 24.3 à 25.5m : marne schisteuse grisâtre mi-dure
- ◆ 25.5 à 30.0m : marne schisteuse grisâtre friable

Alluvions grossières	4 m
Marnes schisteuse grisâtre mi-dure	17.6 m
Marnes schisteuse grisâtre friable	2.7 m
Marnes schisteuse grisâtre mi-dure	1.2 m
Marnes schisteuse grisâtre friable	4.5 m

Figure II.7 Sondage carotté N° 02.

❖ **Sondage carotté n°3-30m-(pille n°08)**

- ◆ 00.00 à 13.00 m : remblais hétérogènes ;
- ◆ 13.00 à 15.70 m : marne schisteuse grisâtre friable ;
- ◆ 15.70 à 30.00 m : marne schisteuse grisâtre mi-dure à passages friables de 21.90 à 23.50 m et de 28.25 à 28.70 m.

Remblais hétérogènes	13 m
Marnes schisteuse grisâtre friable	2.7 m
Marnes schisteuse grisâtre mi-dure	14.3 m

Figure II.8 Sondage carotté N° 03.

❖ **Sondage carotté n°4-30m-(pille n°12)**

- ◆ 0.00 à 3.00m : remblais hétérogènes ;
- ◆ 3.00 à 7.80m : alluvions grossières ; blocs, cailloux et graves à argileuse ;
- ◆ 7.80 à 8.80m : marne schisteuse grisâtre mi-dure ;
- ◆ 8.80 à 11.0m : marne schisteuse grisâtre tendre ;
- ◆ 11.0 à 14.3m : marne schisteuse grisâtre indurée ;
- ◆ 14.3 à 19.0m : marne schisteuse grisâtre mi-dure ;
- ◆ 19.0 à 27.8m : marne schisteuse grisâtre tendre à passages mi-durs ;
- ◆ 27.8 à 30.0m : marne schisteuse grisâtre indurée.

Remblais hétérogènes	3 m
Alluvions grossières	4.8 m
Marnes schisteuse grisâtre mi-dure	1 m
Marnes schisteuse grisâtre tendre	2.2 m
Marnes schisteuse grisâtre indurée	3.3 m
Marnes schisteuse grisâtre mi-dure	4.7 m
Marnes schisteuse grisâtre tendre	4.5 m
Marnes schisteuse grisâtre indurée	3 m

Figure II.9 Sondage carotté N° 04.

❖ **Sondage carotté n°5-30m-(pille n°16)**

- ◆ 0.00 à 2.20m : remblais hétérogènes ;
- ◆ 2.20 à 4.80m : marne schisteuse grisâtre friable ;
- ◆ 4.80 à 11.8m : marne schisteuse grisâtre indurée;
- ◆ 11.8 à 13.9m : marne schisteuse grisâtre friable ;
- ◆ 13.9 à 28.2m : marne schisteuse grisâtre indurée ;
- ◆ 28.2 à 30.0m : marne schisteuse grisâtre friable.

Remblais hétérogènes	2.2 m
Marnes schisteuse grisâtre friable	2.6 m
Marnes schisteuse grisâtre indurée	7 m
Marnes schisteuse grisâtre friable	2.1 m
Marnes schisteuse grisâtre indurée	14.3 m
Marnes schisteuse grisâtre friable	1.8 m

Figure II.10 Sondage carotté N° 05.

❖ **Sondage carotté n°6-25m-(culée nord - ouest) vers bejaia**

- ◆ 00.00 à 12.40m : remblais hétérogènes ;
- ◆ 12.40 à 20.40m : marne schisteuse grisâtre mi-dure ;
- ◆ 20.40 à 25.00m : marne schisteuse grisâtre indurée avec présence des fissures subverticales et obliques.

Remblais hétérogènes	12.4 m
Marnes schisteuse grisâtre mi-dure	8 m
Marnes schisteuse grisâtre indurée	4.6 m

Figure II.11 Sondage carotté N° 06.

Une coupe géologique détaillée a permis de dresser un profil géologique du terrain en profondeur à travers son relief que nous avons joint en annexes.

II.3.2.2 Les essais Pressiométriques

a) Appareillage

L'appareil utilisé est un pressiomètre **APAGEO** de type «G», l'appareillage répond aux exigences de la norme NFP94-110 et constitué par un contrôleur de pression volume (CPV), une tubulure coaxiale à haute pression tecalon, de 45m et une sonde tri-cellulaire coaxiale revêtue d'une membrane souple, et une gaine toilée à haute pression.

Les manomètres de mesures font l'objet d'un étalonnage périodique régulier.

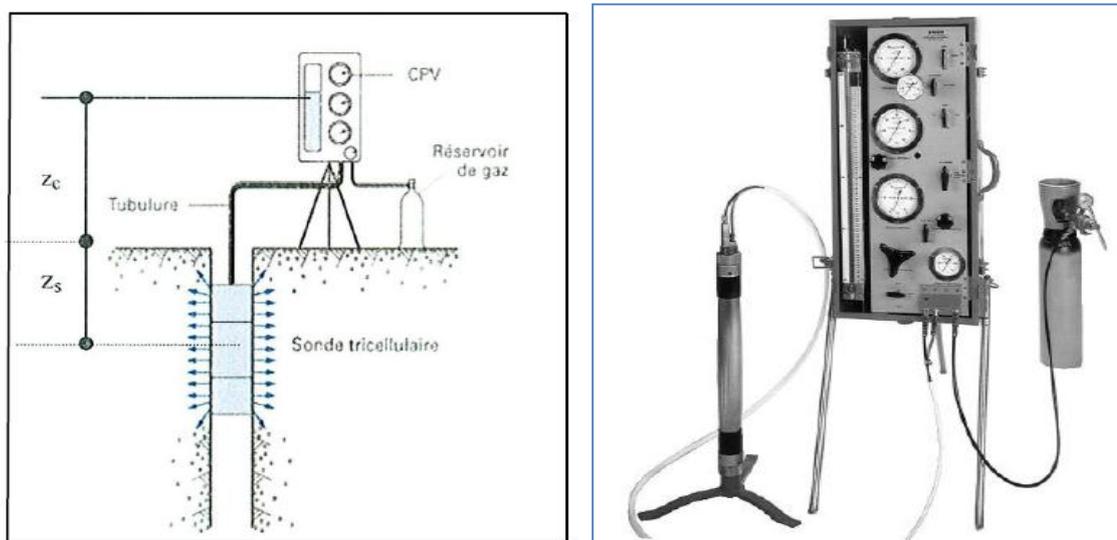


Figure II.12 Ensemble pressiométrique Ménard.

b) Conception du préssiométrique**• Sonde pressiométrique**

Elle se compose de trois cellules indépendantes, monté au tour d'une âme métallique :

- **La cellule centrale** : dite cellule de mesure, qui contiens de l'eau et dont la mise en pression en cours d'essai provoque la variation de volume ;
- **Les cellules de garde** : qui contient du gaz et qui encadrent la cellule de mesure ; La mise en pression des cellules de garde en cours d'essai est réalisée simultanément à celle de la cellule de mesure, de manière à maintenir la forme globalement cylindrique de la sonde ; ainsi, la déformation de la cellule de mesure est uniquement radiale est l'essai pressiométrique est un essai en déformation plane.

D'après leur conception technologique, on distingue deux principaux types de sondes, qui sont :

- **Les sondes à cellules superposées**, connues sous le nom de sondes E.
- **Les sondes à cellules emboîtées**, connues sous le nom de sondes G.

• Contrôleur pression-volume ou CPV

C'est le dispositif qui permet de dilater la sonde et de mesurer les pressions et les volumes d'eau injectés. Il est placé à la surface du sol auprès du forage pressiométrique et se compose d'un boîtier, posé sur un trépied. Il comprend une réserve de gaz sous pression (air ou azote) qui, après détente par un mano-détendeur, pousse sur une colonne d'eau vers la cellule de mesure par l'intermédiaire des tubulures de liaison. La mesure de la pression est effectuée à l'aide d'un manomètre (ou d'une batterie de manomètres de différentes capacités). La mesure du volume est obtenue par la lecture de l'abaissement du niveau de la colonne d'eau devant un indicateur gradué au centimètre cube près, appelé volumètre.

Certains CPV peuvent en outre être équipés de dispositifs d'enregistrement automatique des paramètres d'essais et de stockage des données pour interprétation ultérieure. Ces enregistreurs, dont l'usage est recommandé, sont également équipés d'une petite imprimante qui permet, sur site, de visualiser certains résultats d'essai.

c) Réalisation de l'essai d'expansion

Le forage terminé, la sonde préalablement étalonnée est descendue dans le forage à la cote prévue pour l'essai, puis elle est mise en pression par l'opérateur par palier de pression d'incrément égaux, maintenus chacun pendant une minute. Pour chaque palier de pression, l'opérateur note la quantité d'eau qui quitte le cpv, au bout de 15s, 30s et 1min. Cette quantité d'eau est utilisée à la fois pour déformer le terrain (c'est le phénomène que l'on veut mesurer)

Et compenser les parasites dus à la dilatation de l'ensemble des conduits du pressiomètre et à la compressibilité de l'eau de système.

Une fois la pression atteinte (ou les capacités maximales de pression de l'appareil mobilisées), la sonde est gonflée et déplacée à la nouvelle cote d'essai dans le forage, et ainsi de suite jusqu'à la profondeur maximale fixée.

L'essai permet de définir conventionnellement trois caractéristiques pressiométriques, le point d'inflexion de la courbe, le module pressiométrique et la pression limite.

Le point d'inflexion (p_r , v_r) dépend de la qualité des parois du trou. Le module pressiométrique G_M est un module de cisaillement, défini à partir de la théorie de lamé des cylindres épais par la relation :

$$G_M = V \cdot \frac{dp}{dv}$$

Où V est le volume de la cavité au point d'inflexion (p_r , v_r) et dp/dv la pente en ce point.

En pratique, conformément aux errements introduits par Menard, on calcule un module de déformation E_M à partir du module de cisaillement G_M , en se fixant un coefficient de poisson ν de 0,33

$$E_M = 2(1 + \nu) \nu \frac{dp}{dv}$$

Où dp/dv est calculé sur une plage de pression entourant le point (P_r , v_r). Des études théoriques ont montré que la pression dans la sonde tend vers une valeur finie lorsque son volume tend vers l'infini. Cette pression est la pression limite pressiométrique dite « à l'infini », notée généralement P_1 . Cette pression ne pouvant être évaluée que mathématiquement, par extrapolation des résultats expérimentaux, on a défini une pression limite conventionnelle, notée P_1 . Par convention, la pression limite P_1 est la pression qui correspond au doublement de volume de la cavité initiale,

dont le volume est pris égal à $V_c + 2v_r$, V_c étant le volume de la sonde au repos, qui est en pratique voisin de 550 cm³.

➤ **La pression limite nette**

La pression limite nette est calculée à partir de la formule suivante :

$$P_1^* = P_1 - P_0.$$

Avec : $P_0 = \sigma_h = k_0 \cdot \sigma_v$

$$\sigma_v = \sum \gamma_i \cdot h_i$$

σ_h : La contrainte totale horizontale au niveau de l'essai.

σ_v : la contrainte totale verticale au niveau de l'essai.

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos pris égal à 0.5.

d) Mise en place de la sonde

Une mini sondeuse de marque Apageo 330 a été utilisée pour la réalisation du forage dont deux procédés ont été employés :

1. pour les terrains meubles et moyennement durs (remblai, argile et marne altérée), le forage a été fait à sec au moyen de tarières hélicoïdales d'un diamètre de 63mm.
2. pour les terrains durs (marne indurée et marne calcaireuse), on a utilisé un carottier double T2Ø 66 mm ou par fois un tricône Ø 63mm avec injection de liquide a été utilisé

e) Résultats des essais pressiométriques

Les terrains où seront implantés les éléments de l'ouvrage (piles et culées) ont relevé trois horizons principaux, dont les valeurs des caractéristiques pressiométriques E et Pl dans les différents sols rencontrés sont les suivantes :

- Remblais hétéroclites :

- 3 bars < P_1 < 9bars, pour 49 bars < E < 175 bars

- Marne grisâtre schistosée tendre (friable) :

- 13 bars < P_1 < 23 bars, pour 135 bars < E < 500 bars.

-Marne grisâtre schistosée mi dure à indurée :

- P_1 > 30 bars, pour E > 600 bars.

f) **Présentation des résultats de sondage pressiométriques :**✓ **Sondage pressiométrique N° 1 (Culée est-sud) vers sétif****Tableau II.2** Caractéristiques pressiométriques de sol du sondage N°1.

Profondeur (m)	Module de déformation E (bars)	Pression limite P_1 (bars)	P_0 (bars)	Pression limite nette $P_1^* = (P_1 - P_0)$	E/PL	Lithologie
1	189.62	7.08	0.12	6.96	26.78	Remblais hétérogènes
3	114.87	6.68	0.37	6.31	17.20	
5	46.87	5.48	0.55	4.93	8.57	
7	368.38	20.08	0.77	19.31	18.84	Alluvions grossières
9	504.65	20.88	0.99	19.89	24.17	Marne à schistosité Grisâtre midure
11	308.37	16.88	1.21	15.67	18.27	
13	1908.18	49.48	1.43	48.05	38.56	
15	936.86	21.38	1.65	19.73	43.82	
17	2146.20	54.18	1.87	52.31	39.61	
19	6538.82	60.00	2.09	57.91	108.98	

✓ **Sondage pressiométrique N°2 (Pile implanté dans l'oued)****Tableau II.3** Caractéristiques pressiométriques de sol du sondage N°2.

Profondeur (m)	Module de déformation E (bars)	Pression limite P_1 (bars)	P_0 (bars)	Pression limite nette $P_1^* = (P_1 - P_0)$	E/PL	Lithologie
1	67.89	6.77	0.126	6.77	10.03	Alluvions grossières
3	25.28	4.28	0.378	3.28	6.02	
5	215.04	12.58	0.55	12.03	17.09	
7	199.1	13.28	0.77	12.51	14.99	Marne à schistosité Grisâtre midure
9	879.93	32.28	0.99	31.29	27.26	
11	668.12	36.88	1.21	35.65	18.12	
13	1014.30	39.58	1.43	38.15	25.63	
15	2087.92	57.48	1.65	55.83	36.32	
17	1777.99	56.78	1.87	54.91	31.31	
19	4340.05	51.00	2.09	48.91	85.10	

✓ Sondage pressiométrique N°3 (Pile N°8)

Tableau.II.4 Caractéristiques préssiométriques de sol du sondage N°3.

Profondeur (m)	Module de déformation E (bars)	Pression limite P ₁ (bars)	P ₀ (bars)	Pression limite nette P ₁ *= (P ₁ -P ₀)	E/PL	Lithologie
1	185.61	4.46	0.12	4.43	41.62	Remblais hétérogènes
3	120.12	4.48	0.37	4.11	26.81	
5	238.74	5.38	0.63	4.75	44.37	
7	49.95	5.63	0.88	4.75	8.87	

✓ Sondage pressiométrique N°4 (Pile N°12)

Tableau II.5 Caractéristiques préssiométriques de sol du sondage N°4.

Profondeur (m)	Module de déformation E (bars)	Pression limite P ₁ (bars)	P ₀ (bars)	Pression limite nette P ₁ *= (P ₁ -P ₀)	E/PL	Lithologie
1	66.48	4.48	0.126	3.22	14.84	Remblais hétérogènes
3	51.42	3.18	0.37	2.81	16.17	
5	175.44	8.79	0.63	8.16	19.16	Alluvions grossières
7	4771.97	60	0.77	59.23	79.53	Interaction de la Marne schistosité Grisâtre Midure et la marne à schistosité Grisâtre indurée
9	7164.21	60	0.99	59.01	119.4	
11	6861.85	69.58	1.21	68.37	98.76	
13	1867.12	88.88	1.43	87.45	21.01	
15	571.01	32.38	1.65	30.73	17.63	
17	1915.04	60.58	1.87	58.71	31.61	
19	1998.04	59.38	2.09	57.29	31.65	

✓ Sondage pressiométrique N°5 (Pile N°16)

Tableau II.6 Caractéristiques préssiométriques de sol du sondage N°5.

Profondeur (m)	Module de déformation E (bars)	Pression limite P ₁ (bars)	P ₀ (bars)	Pression limite nette P ₁ *= (P ₁ -P ₀)	E/PL	Lithologie
1	766.27	18.18	0.12	18.06	42.15	Remblais
3	3028.04	43.28	0.33	42.95	69.96	Interaction de la Marne schistosité Grisâtre Midure et la marne à schistosité Grisâtre indurée
5	7327.13	60.00	0.55	59.45	122.12	
7	6866.41	60.00	0.77	59.23	144.44	
9	574.41	34.28	0.99	33.29	16.76	
11	6655.35	60.00	1.21	58.79	110.92	
13	6676.04	60.00	1.43	58.57	111.27	
15	2950.18	54.58	1.65	52.93	54.05	
17	5263.80	59.00	1.87	57.13	89.22	
19	4090.42	64.48	2.09	62.39	63.44	

✓ **Sondage pressiometrique N°6 (culée ouest-nord) vers bejaia****Tableau II.7** Caractéristiques préssiométriques de sol du sondage N°6.

Profondeur (m)	Module de déformation E (bars)	Pression limite P ₁ (bars)	P ₀ (bars)	Pression limite nette P ₁ *= (P ₁ -P ₀)	E/PL	Lithologie
1	232.13	06.08	0.12	5.96	38.18	Remblais
3	86.59	05.28	0.37	4.91	16.40	
5	70.50	04.78	0.67	4.15	14.75	
7	262.29	13.48	0.77	12.71	19.46	Interaction de la Marne schistosité Grisâtre Midure et la marne à schistosité Grisâtre indurée
9	134.78	13.88	0.99	12.89	09.71	
11	380.85	23.28	1.21	22.07	16.36	
13	695.78	34.48	1.43	33.05	20.18	
15	864.32	45.28	1.65	43.63	19.09	
17	2922.34	59.78	1.87	57.91	48.88	
19	3196.97	54.00	2.09	51.91	59.20	

II.4 Essais de laboratoire**II.4.1 Programme des essais de laboratoire**

Il y a lieu de rappeler qu'un programme des essais de laboratoire a été établi par le LTP Est; le Prélèvement intéresse beaucoup plus les formations marneuses où seront implantés les pieux. Les essais effectués sont les suivants ;

➤ **Mesure de poids volumique sec γ_d (t/m³)**

C'est le rapport du poids sec d'une quantité de sol à son volume totale.

$$\gamma_d = \frac{p_s}{v_t}$$

P_s : poids des particules solides

V_t : volume totale

➤ **Mesure de la teneur en eau naturelle w_n (%)**

C'est le rapport du poids de l'eau à des poids particules solides

$$w_n = \frac{p_w}{p_s} \times 100$$

P_w : poids de l'eau

P_s : poids des particules solides

➤ **Mesure de la résistance à la compression simple Rc (bars)**

L'essai de compression simple est un cas particulier de l'essai triaxial. En effet, la contrainte σ_3 est nulle ($\sigma_3=0$). La contrainte de rupture à la compression Rc est liée à la cohésion non drainée C_{uu} et l'angle de frottement φ_{uu} .

Un calcul trigonométrique conduit aux relations suivantes :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + 2C \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

A partir des relations précédentes on déduit la relation suivante :

$$Rc = 2C_{uu} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Si le sol est purement cohérent comme notre cas $\varphi_{uu} = 0$, la résistance à la compression simple devient :

$$Rc = 2C_{uu}$$

➤ **Analyse chimique**

L'analyse chimique consiste à déterminer la teneur de certains éléments chimiques dans le sol tel que : les sulfates, les gypses, les matières organiques,... et cela pour prévoir les caractéristiques du béton à utiliser pour qu'il aura une bonne résistance vis-à-vis de l'environnement auquel il appartient. Ces essais comportent :

- Teneur en carbonates.
- Teneur en sulfates.
- Teneur en insoluble.
- Teneur en ammoniacs.
- Teneur en chlore

II.4.2 Résultats des essais physico mécaniques

- **Masse volumique apparente γ_d (t/m³)**

Tableau II.8 Masse volumique apparente.

<i>N° du sondage</i> <i>Densité</i>	1	2	3	4	5	6
γ_d maximale	2.28	2.23	Pas d'échantillon adapté à l'essai	2.40	2.46	2.37
γ_d moyenne	2.04	1.92		2.37	2.43	2.35
γ_d minimale	1.80	2.07		2.35	2.41	2.33

Le sol en général est très dense.

- Teneur en eau naturelle w_n (%)

Tableau II.9 Teneur en eau naturelle.

<i>N° du sondage</i> <i>Teneur en eau</i>	1	2	3	4	5	6
W_nmaximale	16.89	13.23	Pas d'échantillon adapté à l'essai	6.63	4.48	6.93
W_nmoyenne	12.43	10.26		6.00	4.24	7.90
W_nminimale	07.97	07.30		5.35	4.00	5.90

La teneur en eau naturelle est comprise entre 4 .24 et 12.43 donc c'est un sol faiblement humide

- La résistance à la compression simple R_c (bars)

Tableau II.10 Résultats des essais de résistance à la compression simple R_c .

<i>N° du sondage</i>		Résistance	Valeurs de la résistance à la compression uniaxiale (bars) R_c	$C_{uu}^*=R_c/2$
1	14.90/15.15 m		24.00	12 .00
	15.70/15.95m		67.00	33.50
2	8.60/9.00 m		2.50	0.12
	11 .60/11.80		9.00	4.50
4	11.35/11.80		46.40	23.20
	12.15/12.40		44.40	22.20
	12.80/13.20		42.60	21.30
	13.80/14.30		17.10	8.55
5	8.00/8.35		57.95	28.97
	8.65/9.05		54.40	27.2
6	21.30/21.80		33.00	16.5
	21.65/21.90		42.00	21.00
	22.40/22.60		27.00	13.50

Le sol en général est mi –dur

II.4.3 Résultats d'analyse chimique

Tableau II.11 Résultats de l'analyse chimique.

Valeurs en %		Teneur en carbonates	Teneur en insolubles	Teneur en gypses	Teneur en sulfates
N° du sondage					
1	8.00 / 10.50 m	18.00	76.00	0.68	0.38
	14.50 / 16.00 m	23.00	68.00	Traces	
2	8.00 / 12.00 m	27.00	67.00	0.50	0.28
	12.00 / 15.00 m	12.00	77.00	0.45	0.26
3	18.20 / 18.40 m	12.00	73.00	0.00	0.00
4	11.35 / 11.80 m	21.58	73.71	0.00	0.00
	12.15 / 12.40 m	12.23	76.33	0.00	0.00
	12.80 / 13.20 m	11.51	76.01	0.00	0.00
	13.80 / 14.30 m	14.38	72.70	0.00	0.00
5	8.00 / 8.35 m	18.84	68.88	0.00	0.00
	8.65 / 9.05 m	21.74	67.13	0.00	0.00
6	21.30 / 21.80 m	14.39	73.99	0.00	0.00
	21.65 / 21.90 m	14.39	74.18	0.00	0.00
	22.40 / 22.60 m	18.71	69.11	0.00	0.00

II.5 Conclusion

D'après les sondages carottés exécutés, la nature des couches du sol est :

- un remblai hétérogène d'épaisseur qui varie entre 2 à 13m.
- un substratum constitué par des marnes grisâtres friables, mi-dur et indurées disposées en alternances à aspect schistoïde.

Le sol assez carbonaté à environnement faiblement agressif ponctuellement, ce dernier est localisé dans le lieu du premier et de deuxième sondage carotté. Du point de vue chimique, les sols sont classés dans les marnes.

V.1 Introduction

La fondation est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Ces derniers ont en général une composante verticale prédominante, mais la composante horizontale est souvent non négligeable.

Généralement, les fondations sont destinées à supporter deux types d'efforts

1. Ceux dus à la superstructure : on distingue principalement :

- Les forces verticales (charges et surcharges) ;
- Les forces horizontales (efforts dus au vent, séisme,...) ;
- Les moments de flexion ou de torsion (exemple : moment d'encastrement en Pied de poteau).

2. Ceux dus au sol de fondation :

- Les forces verticales ascendantes ou descendantes;
- Les forces horizontales et obliques (poussées, frottements... etc.) ;
- Les forces hydrostatiques (poussées hydrostatiques).

V.1.1 Les problèmes de l'assise

Pour pouvoir construire un ouvrage sur un site donné, il faut que :

- ✓ la résistance du sol soit suffisante.
- ✓ les déformations de l'assise (les tassements) soient acceptables pour la construction.
- ✓ les conditions hydrauliques (présence d'une nappe,...), l'influence de l'ouvrage sur le voisinage et la permanence de la qualité de l'assise, soient examinées.

V.1.2 Capacité portante d'un sol

C'est la résistance au poinçonnement et au tassement en fonction de la cohésion et des frictions interne. Il est indispensable de connaître la capacité portante d'un sol afin d'établir les systèmes de fondation d'un ouvrage. Sa mesure s'acquiert généralement par des essais du sol.

V.1.3 Différents types de fondations

Le type de fondation dépend de la largeur B de la fondation et de son encastrement D.

On distingue trois types :

- | | | |
|----|-----------------|--------------------------------------|
| Si | $D/B < 1.5$ | La fondation est dite superficielle. |
| Si | $1.5 < D/B < 5$ | La fondation est dite semi-profonde. |
| Si | $D/B > 5$ | La fondation est dite profonde. |

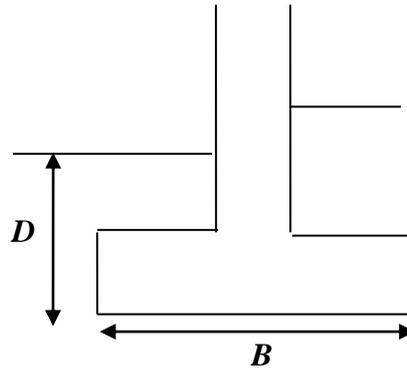


Figure V.1 Dimension de la semelle

V.1.3.1 Fondation superficielle

Parmi les fondations superficielles, on distingue :

- Les semelles continues ou filantes** : lorsque l'une des dimensions est grande par rapport à l'autre ; en pratique : $L/B > 5$
- Les semelles isolées** lorsque : $L/B = 5$.
- Les radiers généraux** : Ce sont des semelles de grandes dimensions portant en général tout un ouvrage ou partie d'ouvrage. Les dallages sont des cas particuliers de radier général.

❖ Vérification des fondations superficielles

- Pour la culée (vers Sétif)

$$q_{ref} \leq q_{adm} \quad \text{tels que} \quad \begin{cases} q_{ref} = \frac{Q_c}{(B-2e)L} \\ q_{adm} = \frac{1}{3}(K_p P_c + q_0) \end{cases}$$

$$q_0 = \delta h = 2 \times 5 = 10 \text{ t/m}^2 = 1 \text{ bar}$$

$$P_L^* = 7.36 \text{ bars}$$

Argile limon \implies Classe A (D'après le fascicule (62 TitreV)) $\implies K_P = 1.1$;

$$q_{adm} = 3.03 \text{ bar}$$

On utilise de *Mayrhoof*

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3793.573}{2312.69} = 1.64 \text{ m}$$

$$q_{ref} = \frac{2312.69}{(6-2 \times 1.64) \times 9.6} = 8.85 \text{ bar}$$

$$\text{Donc : } q_{ref} \leq q_{adm}$$

La condition n'est pas vérifiée

▪ **Pour la Pile**

$$N_p = 1965.856 \text{ t}$$

$$M_p = 2581.53 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2581.53}{1965.856} = \mathbf{1.31 \text{ m}}$$

$$q_{ref} = \frac{1965.856}{(6 - 2 \times 1.31) \times 9.6} = \mathbf{6.18 \text{ bar}}$$

$$q_{ref} \geq q_{adm}$$

La condition n'est pas vérifiée

Remarque : dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude des fondations profonde car les essais in situ effectués permettent de conclure que le sol est de mauvaise qualité et vue l'importance de l'ouvrage, les fondations superficielles sont à exclure, ce qui nous a conduit à étudier les fondations profondes.

V.1.3.2 Fondation profonde

Lorsque les couches résistantes du sol se trouvent à grande profondeur ($D/B > 5$), les fondations doivent être profondes. Elles permettent de reporter les charges au-delà des couches de surface non résistantes, en sollicitant des formations plus profondes. Elles peuvent être ponctuelles (puits) ou élancées (pieu) ou linéaires (parois).

Leur mode de fonctionnements peut-être :

- Par appui direct sur la couche portante.
- Par appui latéral sur la couche portante (effet du frottement latéral).
- Ou par combinaison des deux.

1) Terme de pointe-frottement latéral

La fondation profonde présente une surface d'appui sur l'horizon d'assise égale à sa section. Cette surface d'appui engendre une réaction du sol que l'on appelle **terme de pointe**.

Lorsque la fondation présente une dimension verticale importante, la surface de contact entre les flancs de la fondation et le terrain peut être le siège de frottements (dans les deux sens). Les efforts mobilisés au niveau de ce contact constituent le **frottement latéral**.

2) Différents types de fondation profonde

On distingue généralement trois types de fondations profondes :

1. Les barrettes

Ce sont des parois moulées porteuses dont le comportement est comparable à celui des pieux coulés en place sans tubage. Une barrette est donc un pieu foré de section allongée ou composite (en H ou en croix par exemple).

2. Les puits

Ce sont des fondations massives appelées aussi « caisson » réalisées dans un Forage. Ils sont bétonnés en pleine fouille et ne comportent souvent pas d'armatures.

3. Les pieux

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles.

V.3.3 Choix du type de fondation

D'après les rapports géotechniques, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est de type profond: pieux de 25m de longueur, et de diamètre $\Phi=1,2\text{m}$.

Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m.

V.3.4 Pieu isolé sous charges axiales

V.3.4.1 Définitions

1. Couche d'ancrage

Couche de sol résistante (porteuse) dans laquelle est ancrée la base du pieu. L'épaisseur de cette couche doit être supérieure ou égale à 4Φ , B étant le diamètre du pieu.

2. Charge limite Q_l

C'est la charge maximale (transmet par le pieu) que peut supporter le sol avant sa rupture. À partir de Q_l l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus et la vitesse d'enfoncement est relativement grande.

La charge limite Q_l est équilibrée par :

- la résistance limite du sol sous la pointe du pieu : $Q_{pl} = q_{pl} \cdot A_p$

Avec :

A_p : section droite de la pointe.

q_{pl} : la contrainte limite de la pointe.

- La résistance Q_{sl} due au frottement du sol sur la surface latérale du pieu :

$$Q_{sl} = q_{sl} \cdot A_s$$

Avec :

A_s = surface latérale du pieu.

Q_{sl} = la contrainte latérale due au frottement.

$$\text{Donc, } Q_1 = Q_{pl} + Q_{sl}$$

3. Charge de fluage Q_c

La charge de fluage Q_c est liée approximativement à Q_{pl} et Q_{sl}

- $Q_c = \frac{Q_{pl}}{1.5} + \frac{Q_{sl}}{1.5} = \frac{Q_1}{1.5}$ Pour les pieux refoulant le sol.
- $Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1.5}$ Pour les pieux qui ne refoulent pas le sol.
- $Q_c = \frac{Q_{sl}}{1.5}$; $Q = 0$ Pour les pieux qui travaillent à l'arrachement.

4. Charge nominale Q_n

C'est la charge que peut supporter le pieu en demeurant stable vis-à-vis du sol (ou la charge admissible Q_n du pieu).

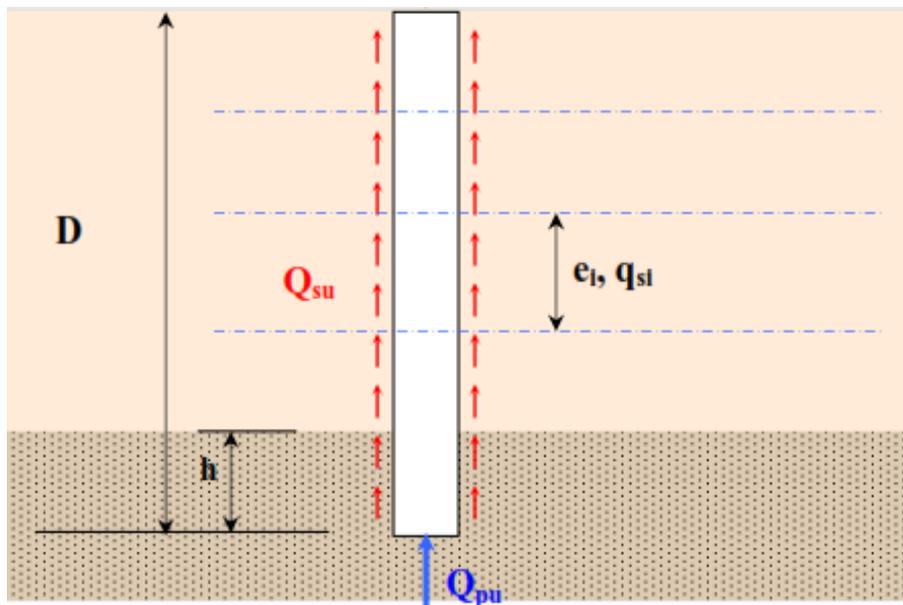


Figure V.2 Pieu isolée sous charges axiales.

Tableau V.1 Charges nominales à prendre en compte sur le pieu (DTR-BC 2.33.2).

Type d'essai \ combinaisons	ELU		ELS	
	Combinaisons fondamentales	Combinaisons accidentelles	Combinaisons rares	Combinaisons Quasi-permanentes
Essai de sol sur place	$\frac{Q_l}{1.40}$	$\frac{Q_l}{1.25}$	$\frac{Q_c}{1.1}$	$\frac{Q_c}{1.40}$
Essai de sol au laboratoire	$\frac{Q_l}{3.0}$	$\frac{Q_l}{2.5}$	$\frac{Q_c}{2.20}$	$\frac{Q_c}{3.0}$

V.3.4.2 Détermination de la contrainte de rupture sous la pointe à partir de l'essai pressiométrique

La contrainte de rupture est donnée par l'expression : $q_u = k_p \times P_{le}^*$

a. Calcul de la pression limite nette P_{le}^*

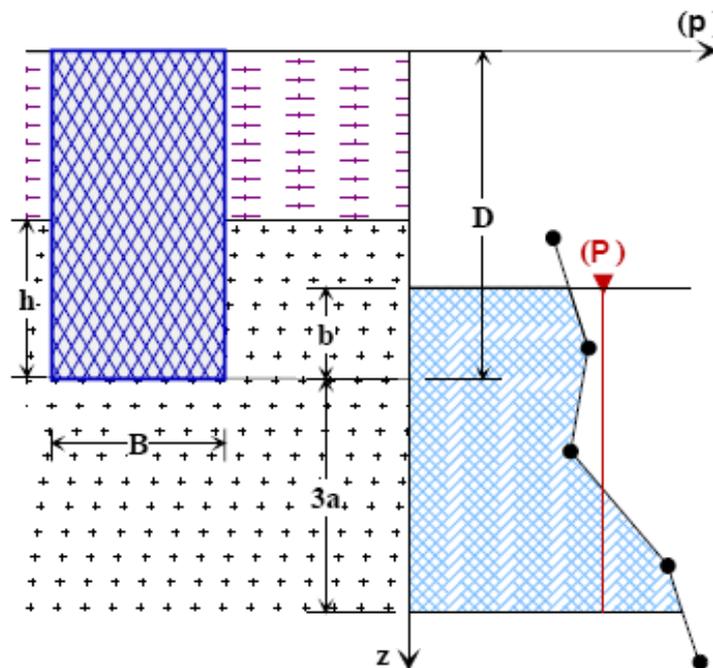


Figure V.3 Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente.

Dans une formation porteuse homogène, elle est calculée par l'expression :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(Z) \cdot dz ;$$

Avec :

$$a = B/2 \quad \text{si } B > 1\text{m} \quad ; \quad a = 0.5\text{m} \quad \text{si } B < 1\text{m}$$

$$b = \min(a, h) \quad ; \quad h : \text{ ancrage dans la couche porteuse}$$

Et pour une formation hétérogène, elle est calculée entre D-b et D+3a par l'expression :

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l_1}^* \times P_{l_2}^* \dots P_{l_n}^*}$$

b. Détermination du facteur de portance k_p

La valeur de k_p , facteur de portance, est fixée par le tableau ci-dessous en fonction de la nature du sol et du mode de mise en œuvre (type de pieu).

Tableau V.2 Valeurs du coefficient de portance k_p .

Nature du sol		Élément mis en œuvre	Élément mis en œuvre
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 -		1.8	2.6

Tableau V.3 Classification des sols.

Classe du sol		Description	Pressiomètre P_1 (MPa)
Argile, Limon	A	Argile et limon mous	<0.7
	B	Argile et limon ferme	1.2 à 2
	C	Argile très ferme à dures	>2.5
Sable, Grave	A	Lâche	<0.5
	B	Moyennement compacts	1 à 2
	C	Compacts	>2.5
Craies	A	Molles	<0.7
	B	Altérées	1. à 2.5
	C	Compacte	>3.0
Marne, marno calcaires	A	Tendres	1.5 à 4
	B	Compacts	>4.5

V.3.4.3 Détermination du frottement latéral unitaire q_s à partir de l'essai pressiométrique

Les valeurs du frottement latéral unitaire q_s ont été établies, également, empiriquement à partir d'essais de chargement pieux. L'abaque de données qui a permis de fournir les valeurs de q_s est basé environ sur les résultats de 200 essais sur des chantiers de référence concernant l'ensemble des types de pieux utilisés en France dans la plupart des natures de sol.

La valeur du frottement latéral q_s , à une profondeur z , est donnée par les courbes du jeu d'abaques ci-dessous en fonction de la valeur de la pression limite nette.

Tableau V.4 Détermination des abaques.

	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q_1	$Q_2, Q_2^{(1)}$	$Q_3, Q_3^{(1)}$				Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$
Foré boue	Q_1	$Q_2, Q_2^{(1)}$		Q_1	$Q_2, Q_2^{(2)}$	$Q_3, Q_3^{(2)}$	Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	$Q_2, Q_2^{(3)}$		Q_1	$Q_2, Q_2^{(2)}$	$Q_3, Q_3^{(2)}$	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_4^{(3)}$	Q_3	Q_4
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1		Q_2	⁽⁴⁾			Q_2	Q_3
Puits ⁽⁵⁾	Q_1	Q_2	Q_3				Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	⁽⁴⁾			Q_3	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3			⁽⁴⁾			Q_3	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4	⁽⁴⁾			Q_3	Q_4
Injecté basse pression	Q_1	Q_2		Q_3			Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	
Injecté haute pression ⁽⁶⁾		Q_4	Q_5	Q_5		Q_6		Q_5	Q_6	Q_6	

- (1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
- (2) Pieux de grandes longueurs (supérieure à 30m).
- (3) Forage à sec, tube non louvoyé.
- (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
- (5) Sans tubage ni virole foncée perdue (parois rugueuses).
- (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.

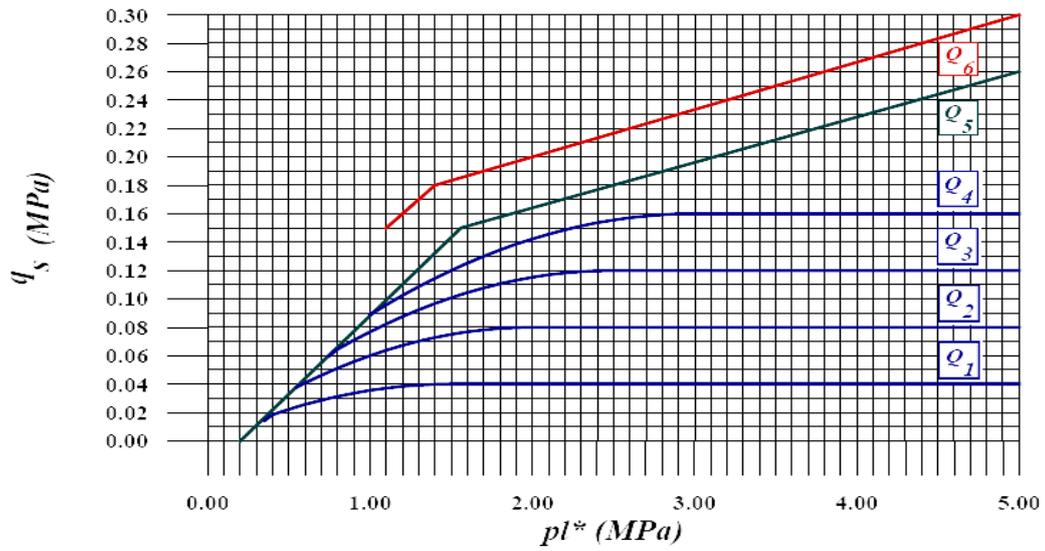


Figure V.4 Valeurs du frottement latéral unitaire.

V.3.5 Calcul de la contrainte admissible par la méthode pressiométrique

➤ Sondage pressiométrique N°1 (Culée Nord – Ouest)

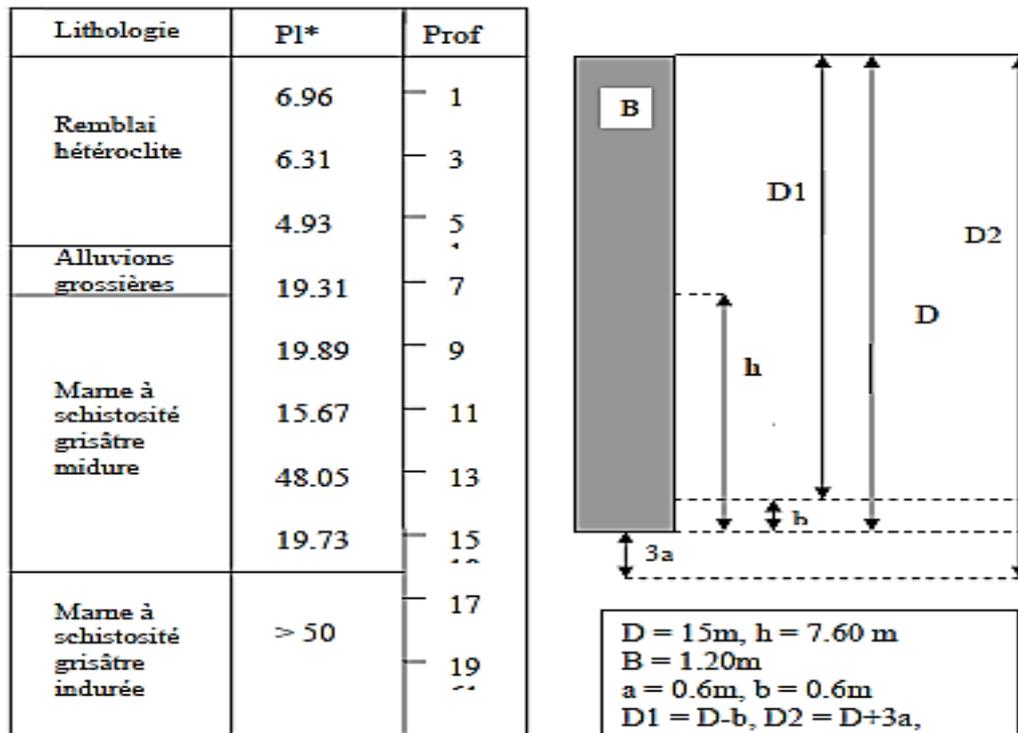


Figure V.5 Schémas des caractéristiques d'un pieu sous la culée N°1.

V.3.5.1 Détermination de la charge limite Q_l et de la charge de fluage Q_c

✓ Calcul de la charge limite de pointe

$$q_{pl} = k_p \times P_{le}^*$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0.6 + 3 \times 0.6} \left[\frac{19.73 + 51.5}{2} \right] \times 2.4$$

$$P_{le}^* = 35.615 \text{ bars}$$

Pieu foré (mis en œuvre sans refoulement du sol)
 Une lithologie marneuse } $K_p=1.8 \Rightarrow$ Tableau V.5

$$q_{pl} = 1.8 \times 35.615 = \mathbf{64.107 \text{ bars}}$$

$$\text{On à : } Q_{pl} = A_p \times q_{pl}$$

$$A_p = 3.14 \times \frac{1.2^2}{4} = 1.130 \text{ m}^2$$

$$Q_{pl} = 64.107 \times 1.130 = \mathbf{7244.09 \text{ KN}}$$

✓ Calcul de la charge limite en frottement latéral

$$Q_{s1} = Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3}$$

➤ Dans les sols d'apport (les remblais mixtes) ;

$$Q_{s1} = q_{s1} \times A_s$$

$$A_s = P \times h_1$$

$$P = 2\pi r = 2 \times 3.14 \times 0.6 = \mathbf{3.768 \text{ m}}$$

- remblais mixtes (argile, limon et sable)
- $Pl^* = 6 \text{ bars} = 0.6 \text{ MPa} \Rightarrow q_{s1} = 0.3 \text{ bars}$
- Pieu foré simple

$$Q_{s1} = 3.768 \times 0.3 \times 6 = \mathbf{678.24 \text{ kN}}$$

➤ Dans les alluvions grossières

- graves et cailloux
- $Pl^* = 19 \text{ bars} = 1.9 \text{ MPa} \Rightarrow q_{s2} = 0.8 \text{ bars}$
- Foré tubé (tube récupéré)

$$Q_{s2} = 3.768 \times 0.8 \times 1.9 = \mathbf{572.736 \text{ kN}}$$

➤ Dans la marne

- sols marneuse
- $Pl^* = 36 \text{ bars} = 3.6 \text{ MPa} \Rightarrow q_{s3} = 1.2 \text{ bars}$
- Pieu foré simple

$$Q_{s3} = 3.768 \times 1.2 \times 3.6 = \mathbf{1627.77 \text{ kN}}$$

$$Q_{sl} = Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} = 678.24 + 572.736 + 1627.77 = \mathbf{2878.752 \text{ KN}}$$

$$Q_l = Q_{pl} + Q_{sl} = 7244.09 + 2878.752 = \mathbf{10122.842 \text{ KN}}$$

✓ **Calcul de la charge admissible**

$$Q_c = 0.5Q_{pl} + 0.7Q_{sl} = 3622.045 + 1919.168 = \mathbf{5541.213 \text{ KN}}$$

La charge admissible est donnée par la formule suivante :

$$Q_{ad} = Q_c / 1.40 = 5541.213 / 1.4 = \mathbf{3958 \text{ KN}}$$

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^{15} P_{l}^*(z) \cdot dz$$

$$D_e = \frac{1}{36} \left(\frac{6.96 + 6.31 + 4.93}{3} \times 5 \right) + \left(\frac{19.31 + 19.89 + 15.67}{3} \times 6 \right) + \left(\frac{48.05}{1} \times 2 \right) + \left(\frac{19.73}{1} \times 2 \right)$$

$$\mathbf{D_e = 7.50 \text{ m}}$$

Tableau V.5 Résultat du calcul de Q_{ad} .

Les charges	
Charge limite du pieu Q_l	10122.842kN
Charge de fluage Q_c	5541.213kN
Charge admissible Q_{ad}	3958kN
Longueur d'ancrage D_e	7.50 m

➤ **Pile implantée dans l'oued**

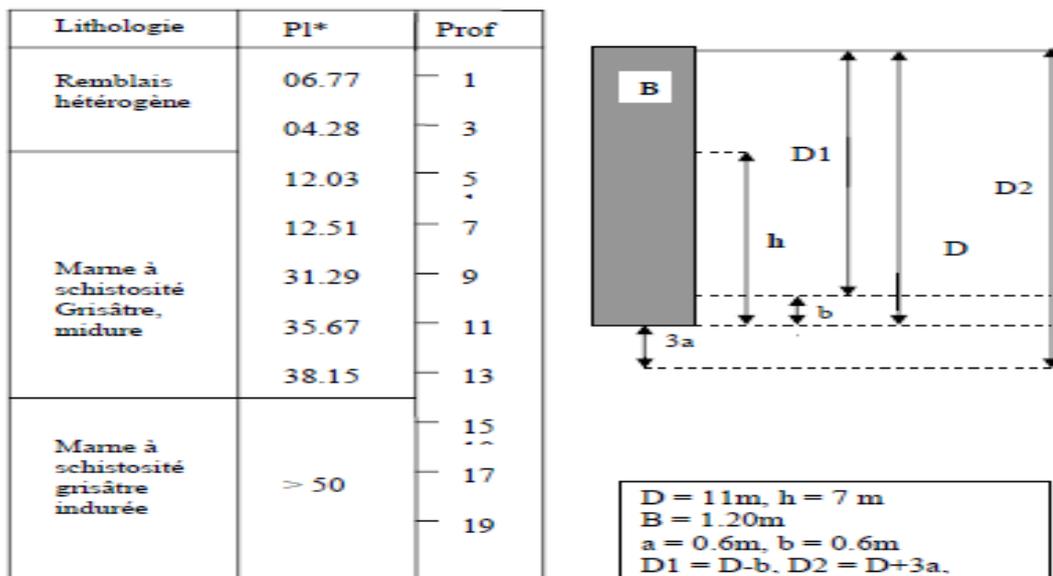


Figure V.6 Schémas des caractéristiques d'un pieu sous la Pile de l'oued.

✓ **Calcul de la charge limite de pointe**

$$P_{le}^* = \frac{1}{0.6 + 3 \times 0.6} \left[\frac{35.67 + 37.15}{2} \right] \times 2.4$$

$$P_{le}^* = 36.41 \text{ bars}$$

Un élément mis en œuvre sans refoulement du sol }
 Une lithologie marneuse } Tableau V.5 => $K_P = 1.8$

$$q_{pl} = 1.8 \times 36.41 = 65.53 \text{ bars}$$

$$A_P = 3.14 \times \frac{1.2^2}{4} = 1.130 \text{ m}^2$$

$$Q_{Pl} = 65.53 \times 1.130 = 7405.79 \text{ KN}$$

✓ **Calcul de la charge limite en frottement latéral**

$$Q_{sl} = Q_{s1} + Q_{s2}$$

➤ Dans les alluvions grossières

- Remblais hétérogènes
- $P_{l}^* = 4 \text{ bars} = 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow q_{s1} = 0.2 \text{ bars}$
- Foré tubé (tube récupéré)

$$Q_{s1} = p \times q_s \times h_1$$

$$P = \mathbf{3.768m}$$

$$Q_{s1} = 3.768 \times 0.2 \times 4 = \mathbf{301.44KN}$$

➤ Dans la marne

- sol marneux
- $P_{l}^* = 22.98 \text{ bars} = 2.298 \text{ MPa} \Rightarrow q_{s2} = 1.2 \text{ bars}$
- Pieu foré simple

$$Q_{s2} = 3.768 \times 1.2 \times 22.48 = \mathbf{10164.55 KN}$$

$$Q_{sl} = 301.44 + 10164.55 = \mathbf{10465.99 KN}$$

• **Calcul de la hauteur de l'encrage :**

$$D_e = \frac{1}{36.41} \left(\frac{6.77 + 4.28}{2} \times 3 \right) + 23 \times 8$$

$$D_e = \mathbf{5.50 m}$$

Tableau V.6 Résultat du calcul de Q_{ad} .

Les charges	
Charge limite du pieu Q_l	17871.34KN
Charge de fluage Q_c	7265.905KN
Charge admissible Q_{ad}	5189.93KN
Longueur d'encrage D_e	5.5 m

On prend le cas le plus défavorable concernant la capacité portante admissible qui rentre dans la détermination du nombre de pieux

$$Q_{ad} = \min \{3958, 5189.93\} \text{ (KN)}$$

$$Q_{ad} = \mathbf{3958KN}$$

V.3.5.2 Calcul du nombre de pieux

Le nombre de pieux est le rapport entre le chargement appliqué au sol de fondation et la capacité portante admissible d'un pieu :

$$N = \frac{R}{Q_{ad}}$$

- **Pour la culée**

$$R_{culée} = R_{tablier} + 1.35(P_{Culée})$$

$$R_{tablier} = 574.41t \quad (\text{voir chapitre IV tableau 5})$$

$$R = 574.41 + 1.35 (999.615 + 288)$$

$$R = 2312.69 t$$

$$n = \frac{2312.69}{395.8} = 5.84$$

On prend le nombre de pieux égal $n= 6$ pieux

- **Pour la pile**

$$R_{pile} = R_{2fut} + 1.35 \times P_{semelle}$$

$$R = [1174.19 + (9.4 \times 6 \times 2 \times 2.5)] \times 1.35$$

$$R = \mathbf{1965.856 t}$$

$$n = \frac{1965.856}{395.8} = \mathbf{4.96}$$

On prend le nombre de pieux égal $n= 6$ pieux

V.3.5.3 Disposition des pieux

La distance entre l'axe de deux pieux doit être au moins égal à $3D$.

- Pour la culée

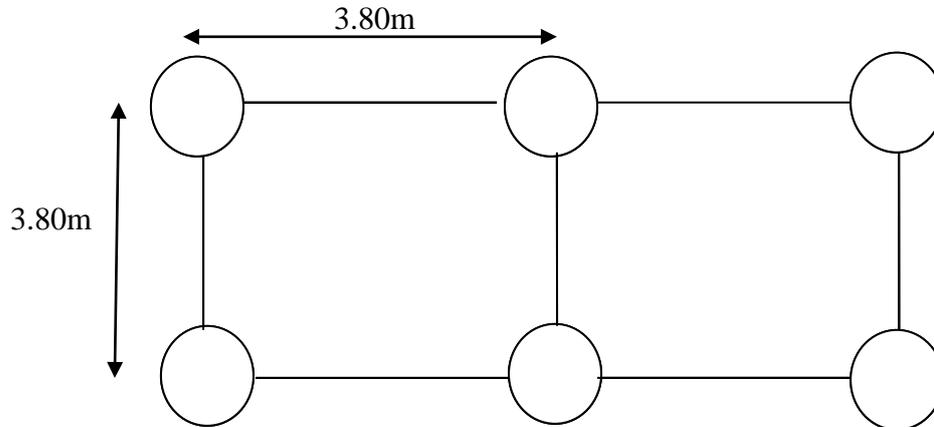


Figure.V.7 Disposition des pieux sous la culée.

- Pour la pile

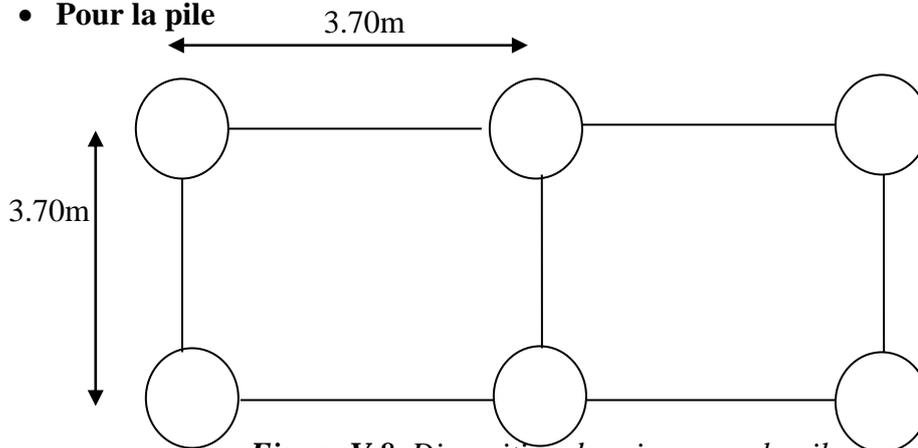


Figure V.8 Disposition des pieux sous la pile.

V.3.5.4 Comportements des groupes de pieux

Un pieu dans un groupe à un comportement différent du pieu isolé notamment, car :

- ✓ La mise en place d'un groupement 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 du pieu isolé

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctg\left(\frac{D}{x}\right)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{n} - \frac{1}{m}\right)$$

Avec :

D : Diamètre des pieux.

X : Entre-axe entre deux pieux.

N : Nombre de ligne de pieux.

M : Nombre de colonnes de pieux.

- **Pour les pieux de la culée**

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctg\left(\frac{1.2}{3.8}\right)}{180} \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{3}\right) = 0.77 \longrightarrow C_e = 77.28 \%$$

- **Pour les pieux de la pile**

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctg\left(\frac{1.2}{3.7}\right)}{180} \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{3}\right) = 0.767 \longrightarrow C_e = 76.70 \%$$

➤ **Calcul de l'efficacité du groupe de pieux**

$$\sum_{j=1}^N Q_j \leq C_e N Q_{max}$$

Q_j : la charge axiale sur le pieu.

C_e : Coefficient d'efficacité.

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

$C_e = 1$, pour groupe de pieux sur un sol très résistant.

A. N

- **Pour la culée**

$$Q_j = 2312.69 \text{ t} ; N = 6 ; Q_{max} = 395.8 \text{ t}$$

$$2312.69 \leq 1 \times 6 \times 395.8 \longrightarrow 2312.69 \leq 2374.8 \text{ t}$$

- **Pour la pile**

$$1965.856 \leq 1 \times 6 \times 395.8 \longrightarrow 1965.856 \leq 2374.8 \text{ t}$$

On remarque que l'efficacité est importante, donc la disposition des pieux est bonne.

V.3.5.5 Ferrailage des pieux

- ✓ **Ferrailage des pieux de la culée :**

Les pieux de la culée sont soumis à la flexion composée.

- **Cas normal**

$$M_{max} = \sum M_s - \sum M_r = 3793.573 \text{ t.m} \quad (\text{voir chapitre IV tableau 9})$$

$$\text{Le moment repris par chaque pieu est : } M_p = \frac{M_{max}}{n}$$

n = nombres de pieux

$$M_p = \frac{3793.573}{6} = 632.26 \text{ t.m}$$

La charge verticale transmet à la semelle est $R_{max} = 2312.69 \text{ t}$

La charge verticale reprise par chaque pieu est :

$$N_p = \frac{R_{max}}{n} = \frac{2312.69}{6} = 385.44 \text{ t}$$

D'après les résultats, une note de calcul est donnée par logiciel **SOCOTEC**

$$A_s = 432.62 \text{ cm}^2$$

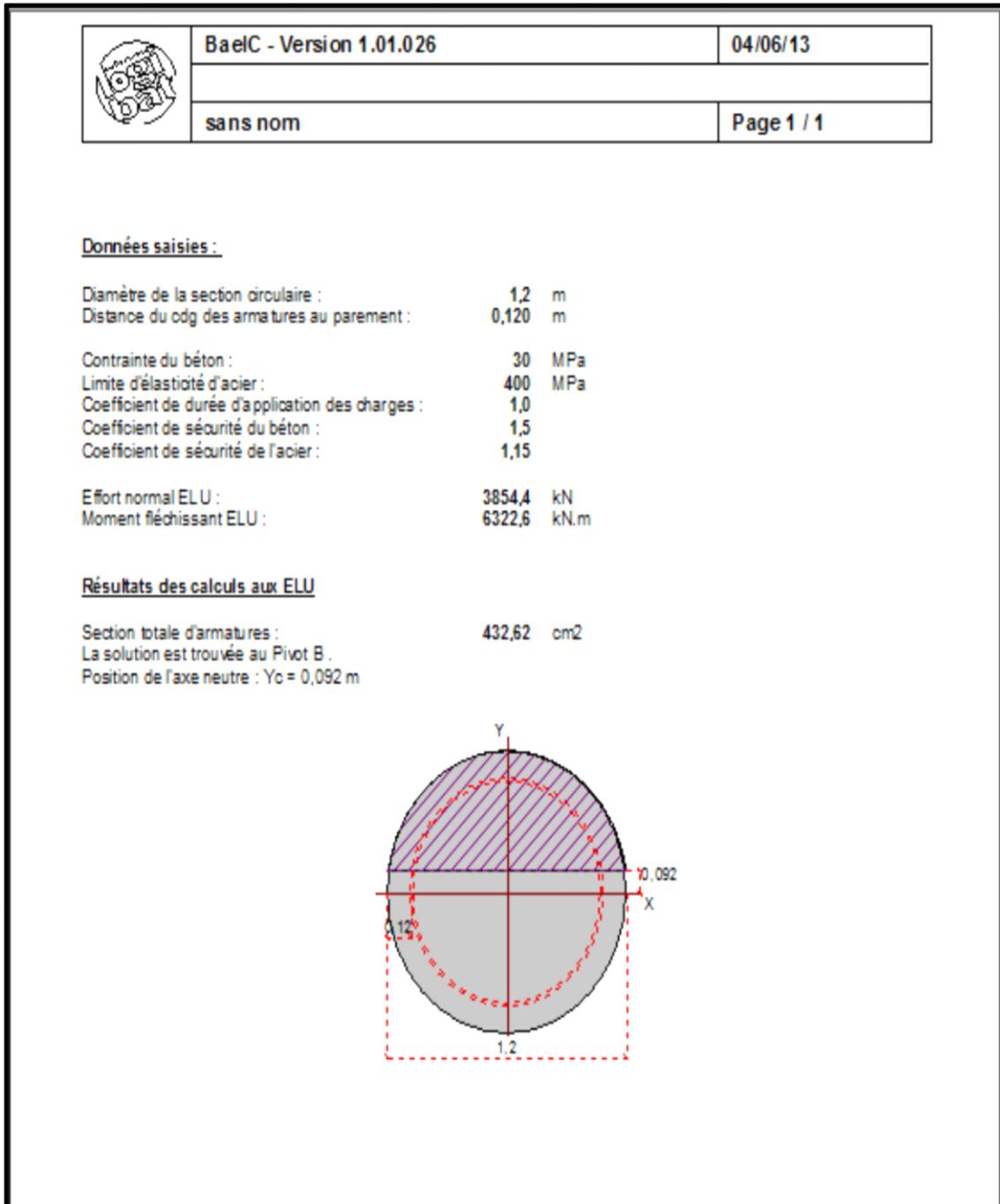


Figure V.9 Ferrailage des pieux de la culée avec le logiciel SOCOTEC.

- **Cas sismique : Cas (2)**

$$N_{\text{acd}} = \frac{1918.33}{6} = 319.72 \text{ t}$$

$$M_{\text{acd}} = \sum M_s - \sum M_r = 3455.017 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{acd}} = \frac{3455.017}{6} = 575.83 \text{ t.m}$$

D'après les résultats, une note de calcul est donné par logiciel **socotec**

$$A_s = 386.45 \text{ cm}^2$$

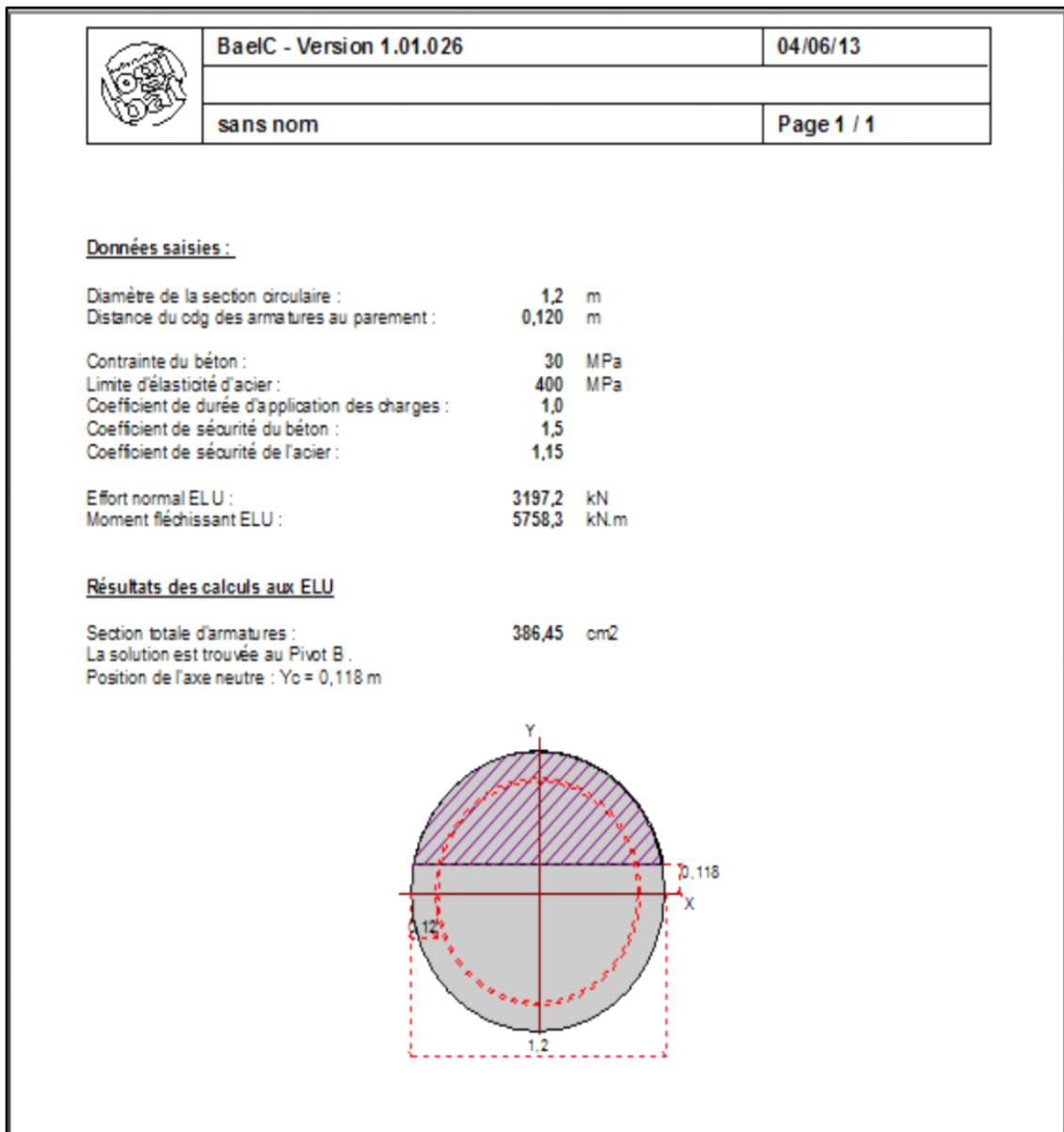


Figure V.10 Ferrailage des pieux de la culée avec le logiciel SOCOTEC.

D'après les résultats obtenus on ferraille avec $A_s = 432.62 \text{ cm}^2$

D'après le B.A.E.L on prend $35\text{HA}40 = 489.84 \text{ cm}^2$,

Les espacements entre les barres longitudinales est : $S_t = 10 \text{ cm}$.

- **Les armatures transversales**

Le diamètre minimum des aciers transversaux est : $\Phi_t \geq \Phi_L/3$ Soit $\Phi_t = 14 \text{ mm}$

- **Les espacements**

On choisit un espacement de **20 cm**.

✚ On remarque que la charge maximale revenant à chaque pieu de la culée est inférieure à la charge admissible d'un pieu $N_p = 385.44 < Q_{ad} = 395.8 \text{ t}$ donc la condition est vérifiée et la stabilité est assurée.

✓ **Ferraillage des pieux de la pile**

- **Cas normal**

$$M_{\max} = M_{2F} = 2581.53 \text{ t.m}$$

Le moment repris par chaque pieu est : $M_p = \frac{M_{\max}}{n}$

n = nombre de pieux

$$M_p = \frac{2581.53}{6} = 430.255 \text{ t.m}$$

La charge verticale transmise à la semelle est

$$R_{\max} = 1.35 \times (1174.19 + 282) = 1965.85 \text{ t}$$

La charge verticale reprise par chaque pieu est :

$$N_p = \frac{R_{\max}}{n} = \frac{1965.85}{6} = 327.642 \text{ t}$$

D'après les résultats, une note de calcul est donné par logiciel **socotec** $A_s = 249.23 \text{ cm}^2$.

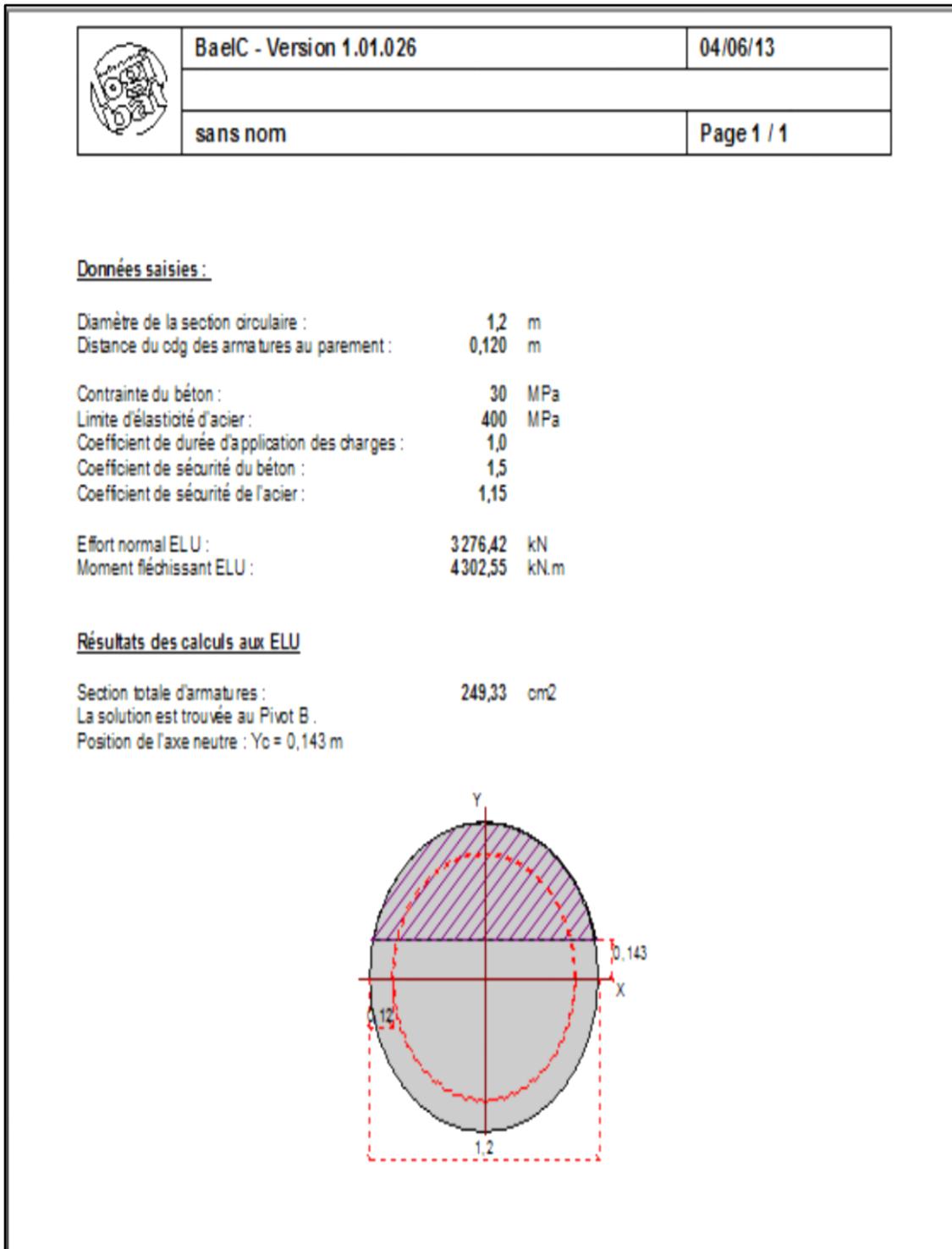


Figure V.11 Ferrailage des pieux de la pile avec le logiciel SOCOTEC.

- **Cas sismique : cas (2)**

$$N_{acd} = \frac{(N_{ac}) + 1.07 \times P_{Semelle}}{6} = \frac{(1270.965 + 1.07 \times (282))}{6} = 262.117 \text{ t}$$

$$M_{acd} = \frac{1610.142 + 28.2}{6} = 273.057 \text{ t.m}$$

D'après les résultats, une note de calcul est donné par logiciel **socotec**

$$A_s = 122.21 \text{ cm}^2$$

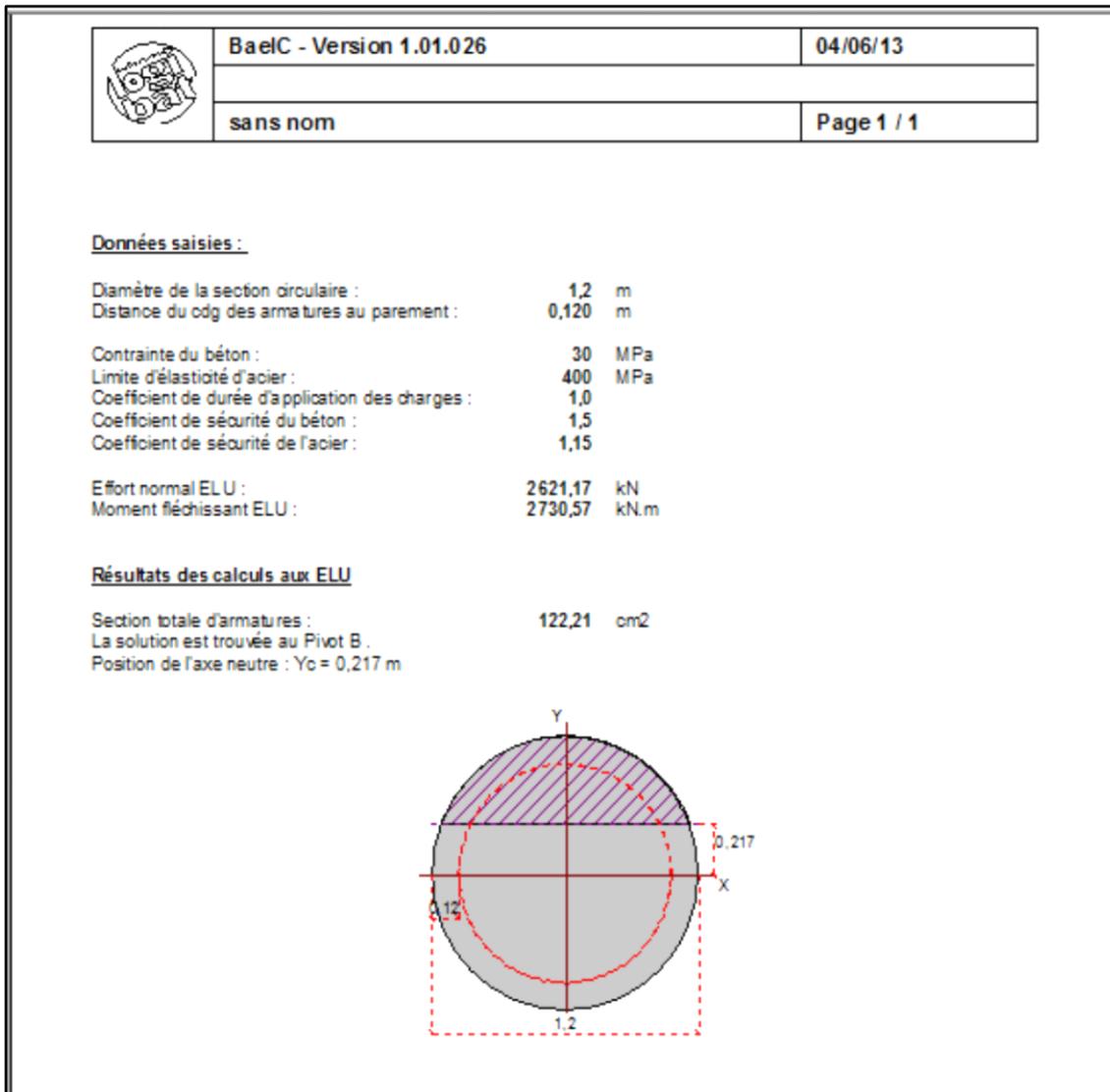


Figure V.12 Ferrailage des pieux de la pile avec le logiciel SOCOTEC.

D'après les résultats obtenus on ferraille avec $A_s = 249.33 \text{ cm}^2$

D'après le B.A.E.L on prend $20\text{HA}40 = 251.2\text{cm}^2$,

Les espacements entre les barres longitudinales est : $S_t = 18\text{cm}$.

- **Les armatures transversales**

Le diamètre minimum des aciers transversaux est : $\Phi_t \geq \Phi_L/3$ Soit $\Phi_t = 14 \text{ mm}$

- **Les espacements**

On choisit un espacement de 20 cm.

- ✚ On remarque que la charge maximale revenant à chaque pieu de la pile est inférieure à la charge admissible d'un pieu $N_p = 327.642 < Q_{ad} = 395.8 \text{ t}$ donc la condition est vérifiée et la stabilité est assurée.

- ❖ **Schémas de ferrailage des pieux de la culée**

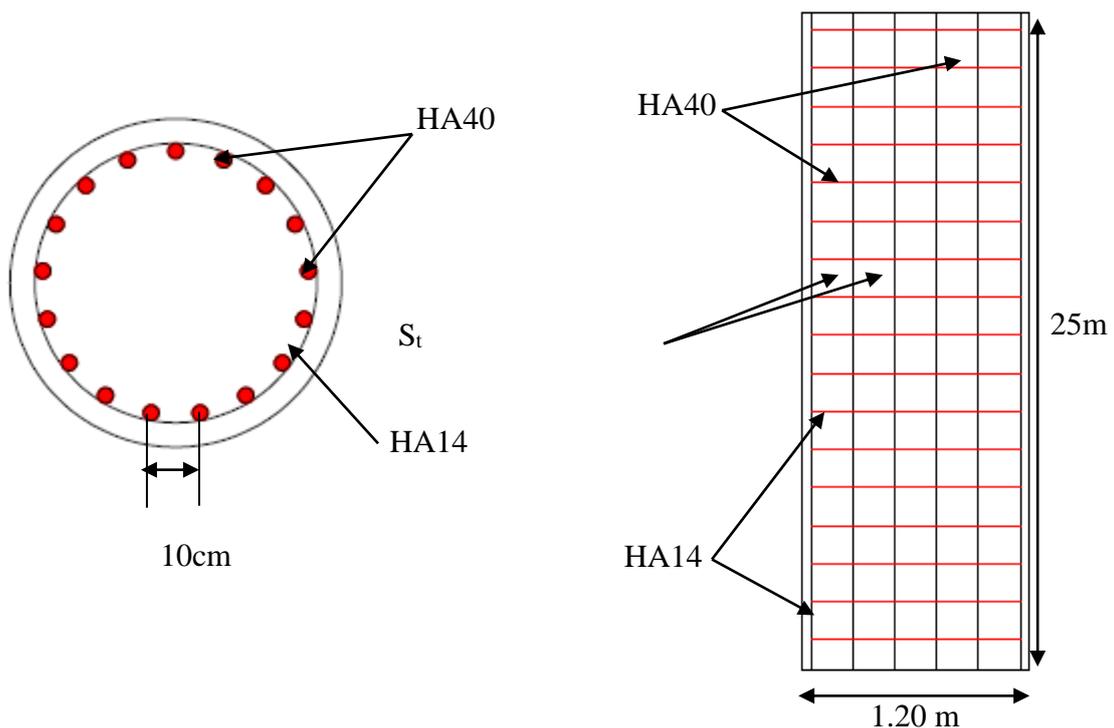


Figure V.13 Schéma de ferrailage des pieux de la culée.

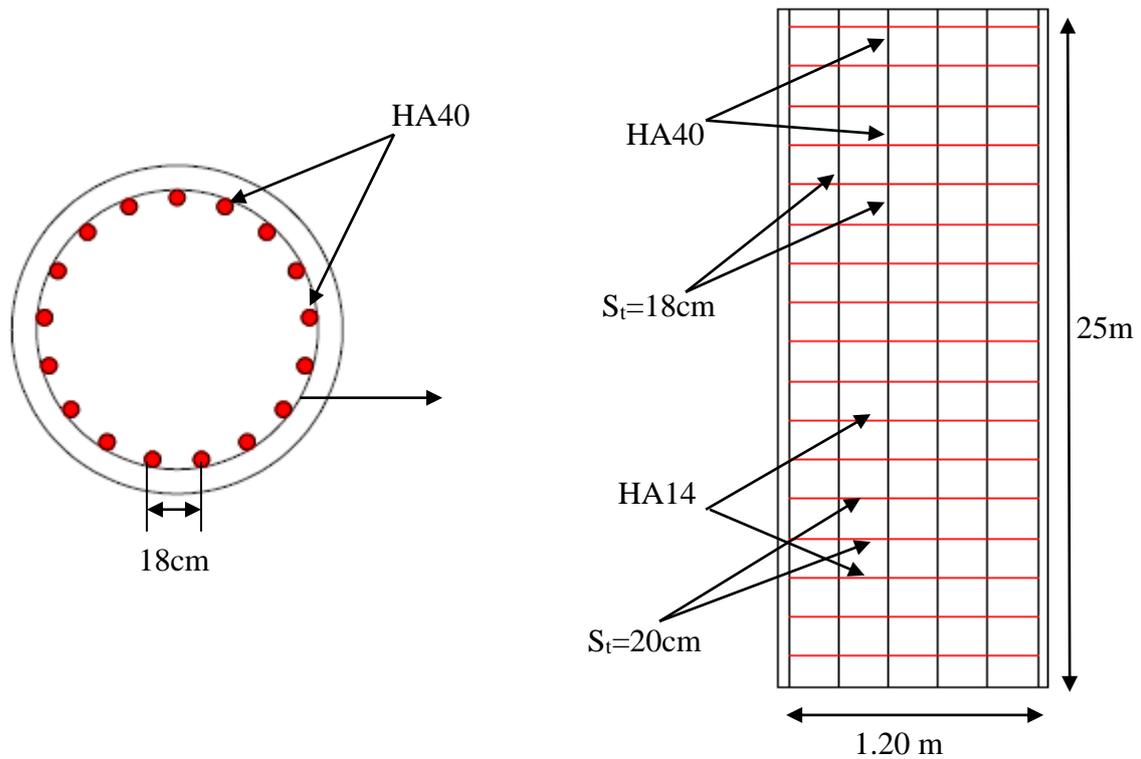
❖ Schémas de ferrailage des pieux de la pile

Figure V.14 Schémas de ferrailage des pieux de la pile.

V.4 Conclusion

Après l'étude des fondations profondes, on a constaté que l'usage des pieux de diamètre 1.2 m et de 25 m de longueur sous les culées et les piles permettent d'assurer la stabilité.

III.1 Introduction

Le calcul de charge et de surcharge d'un ouvrage d'art (pont à poutre en béton précontraint) relève du fascicule 61 (titre II) qui supportant une ou plusieurs chaussées :

- Les charges permanentes et complément des charges permanentes : G.
- La charge routière type : A (I).
- La charge routière type : B (B_c , B_t , B_r).
- La charge militaire : M_{C120} .
- Convoi exceptionnel : D_{240} .
- Surcharges sur trottoirs : St.
- Vent : w.
- Force de freinage.
- Séisme.

III.2 Calcul des charges et surcharges

III.2.1 charges permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse (poids propre des poutres et les dalles).et les éléments non porteurs (le revêtement, trottoirs et corniche, Glissières de sécurité, et Garde-corps).

a.1 Poids propre des poutres

Il s'agit des poutres symétriques de longueur de 33,40 m et de hauteur de 1,5m. La coupe longitudinale est les sections transversales (a-a) et (b-b) d'une poutre sont montrées sur les figures

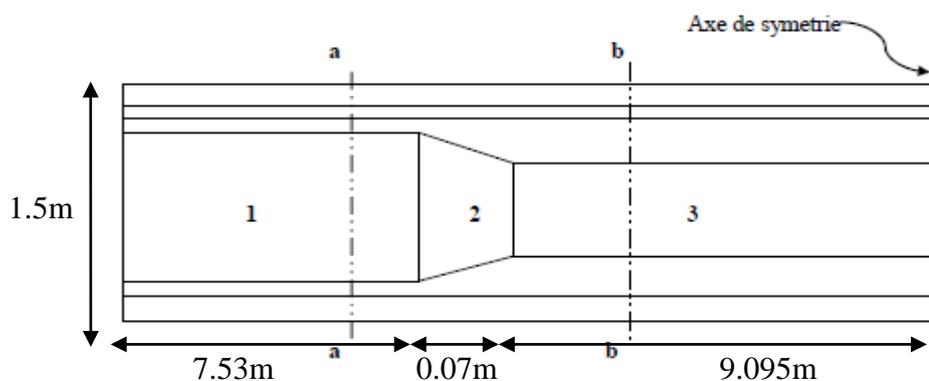
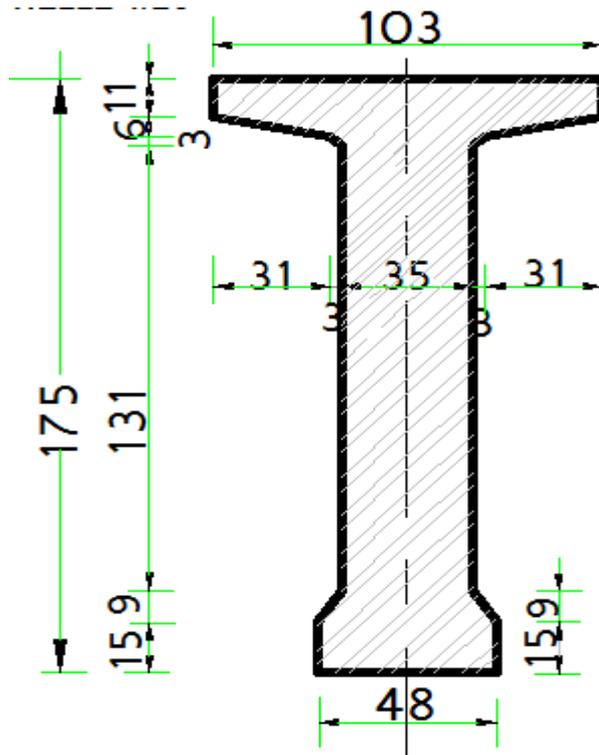
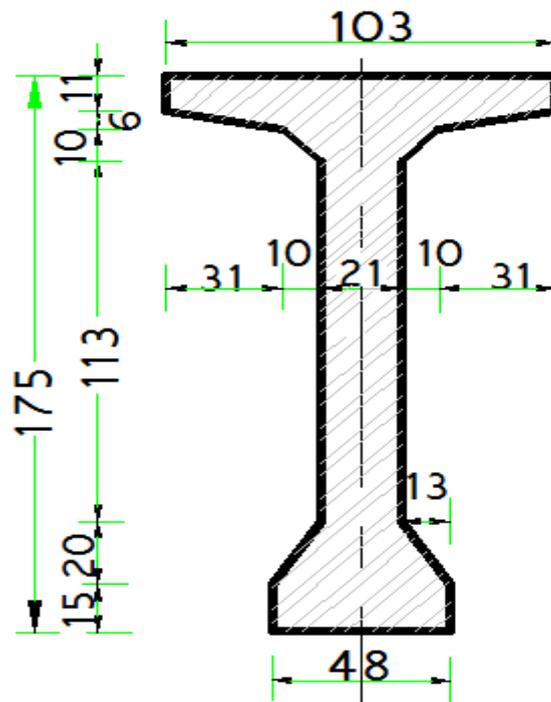


Figure III.1 Vue latérale d'une poutre



Coupe a-a en bout de la poutre



Coupe b-b en milieu de la poutre

Le poids totale de la poutre est donné par :

$$P_{\text{poutre}} = 2 \times (P_1 + P_2 + P_3)$$

$$P_1 = S_1 \times l_1 \times \gamma_b$$

$$P_3 = S_3 \times l_3 \times \gamma_b$$

$$P_2 = \frac{S_1 + S_3}{2} \times l_2 \times \gamma_b$$

Tel que :

S_1 : section de la coupe a—a.

S_3 : section de la coupe b—b.

γ_b : masse volumique de béton avec $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$

$$P_1 = 12.323 \text{ t}$$

$$P_2 = 0.101 \text{ t}$$

$$P_3 = 11.614 \text{ t}$$

$$P_{\text{poutre}} = 2 \times (12.323 + 0.101 + 11.614) = 48.076 \text{ t}$$

Pour chaque travée égale

$$P_{\text{poutre}} \times 7 = 48.076 \times 7 = 336.532 \text{ t}$$

$$\mathbf{P_{7\text{poutre}} = 336.532 \text{ t}}$$

a.2 le poids propre de la dalle

Le poids propre de la dalle est donné par :

$$P_d = \gamma_b \times e_d \times l_d$$

γ_b = la masse volumique de béton.

E_d = épaisseur de la dalle.

l_d = la largeur de la dalle.

$$P_d = 2.5 \times 0.25 \times 9.58 \times 33.4$$

$$\mathbf{P_d = 199.982 \text{ t.}}$$

b. éléments non porteurs

➤ le revêtement (bitume)

$$P_{\text{rev}} = \gamma_{\text{rev}} \times e_{\text{rev}} \times l_{\text{rev}} \times l$$

γ_{rev} = la masse volumique de revêtement

e_{rev} = épaisseur de revêtement

l_{rev} = la largeur de revêtement

$$P_{\text{rev}} = 2.2 \times 0.08 \times 8 \times 33.4$$

$$\mathbf{P_{\text{rev}} = 47.027 \text{ t.}}$$

➤ **Glissières de sécurité**

Selon le fascicule 61 titre II, le poids propre de la glissière de sécurité est de

$$0.06 \text{ t/ml}$$

$$P_{(2\text{glissiere})} = 0.06 \times 2 \times 33.4$$

$$P_{(2\text{glissiere})} = 4.008 \text{ t.}$$

➤ **Garde – corps**

Selon le fascicule 61 titre II, le poids propre du garde-corps est de 0.1 t/ml

$$PGC = 0.1 \times 2 \times 33.4$$

$$PGC = 6.68 \text{ t.}$$

➤ **Trottoirs + corniche**

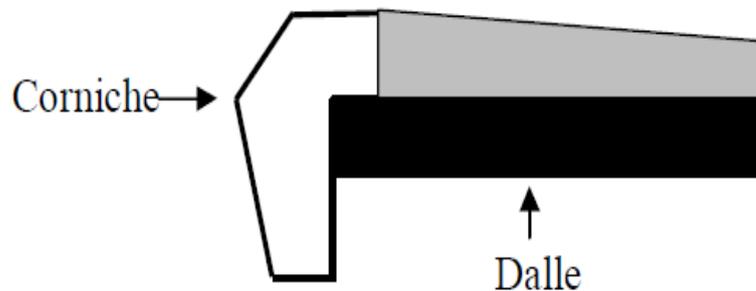


Figure III.2 Coupe transversale sur le trottoir et la corniche.

$$P_{\text{tr+cor}} = \gamma_b \times S_{\text{tr+cor}} \times l_{\text{tr+cor}}$$

γ_b = masse volumique de béton

$S_{\text{tr+cor}}$ = section de trottoir + corniche

$l_{\text{tr+cor}}$ = largeur de trottoir + corniche

$$P_{(\text{tr1+cor1})} = 2.5 \times 0.2981 \times 33.4$$

$$P_{(\text{tr1+cor1})} = 24.891 \text{ t}$$

$$P_{(\text{tr2+cor2})} = 49.782 \text{ t}$$

Le poids total des éléments non porteurs (trottoir, corniche, garde-corps, glissière,..)

$$P_t = 107.497 \text{ t}$$

Le poids total est :

$$G = P_{7\text{poutre}} + P_d + P_t = 336.532 + 199.982 + 107.497 = 644.011 \text{ t}$$

$$G = 644.011 \text{ t}$$

III.2.2 les surcharge

Les surcharges qui s'exercent sur un pont sont définies dans le fascicule 61 (Titre I et II), Elles regroupent essentiellement :

- les charges routières normales (système A et système B) ;
- les charges dues au vent et au séisme ;
- les charges sur remblai ;
- La surcharge militaire M_{c120} ;
- Le convoi exceptionnel D_{240} ;
- Les surcharges sur trottoirs.

Pour évaluer ces surcharges on a besoin de définir certaines caractéristiques tels que :

✓ **La largeur roulable (L_r)**

La largeur roulable L_r est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordures. Dans notre cas la largeur roulable est égale à 8m.

✓ **Classe du pont**

On distingue trois classes de pont, en fonction de leur largeur roulable, selon le fascicule 61 (titre II).

Tableau III.1 Classe de pont.

Classe du pont	1 ^{ere} classe	2 ^{eme} classe	3 ^{eme} classe
L_r	$L_r \geq 7m$	$5.5 m \leq L_r \leq 7m$	$L_r \leq 5.5m$

Dans notre cas $L_r \geq 7m$, donc fait partis de la **première classe**.

✓ **la largeur chargeable (L_c)**

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 1m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe. Dans notre projet la largeur chargeable $L_c = 08 m$.

✓ **Le nombre de voie**

Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation N égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$N = L_c / 3$$

Donc : $N = 8 / 3 = 2.66$ d'où $N = 2$ voies

III.2.2.1 Evaluation des surcharges

- **Système de charge A(l)**

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée, il est donné par la formule ci-dessous :

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

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad (\text{kg/m}^2)$$

l : largeur de la voie.

L : longueur chargée = 33.4 m

$$A(l) = 1022.9$$

a_1 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge A(L) est donné par le :

Tableau III.2 Coefficient de dégressivité transversale de la charge.

Nombre de voie	a_1	a_2	A(l) t/m ²	Largeur de la voie(m)	A(L) t/m
1	1	0.875	1.022	4	3.577
2	1	0.875	1.022	8	7.154

Le coefficient a_2 est défini par :

$$a_2 = l_0/l$$

l : la largeur de la voie

l_0 : dépend de la classe du pont

Tels que :

$l_0 = 3,50$ m pour les ponts de première classe.

$l_0 = 3$ m pour les ponts de seconde classe.

$l_0 = 2,75$ m pour les ponts de troisième classe.

Les résultats sont résumés dans le tableau III.2

- **Système B**

Le système de charge B comprend trois sous-systèmes appelés B_c, B_t et B_r dont il y a lieu d'examiner les effets indépendamment pour chaque élément du pont :

- Le système B_c se compose de camion de type 30 t,
- Le système B_r se compose d'une roue isolée de 10 t,

- Le système B_t se compose de deux tendems et chaque tendam comporte de deux essieux.

Les surcharges de système B sont majorées par le coefficient de majoration dynamique qui est donné par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

L : la portée de travée $L=33,4$ m.

G : la charge permanente de la travée $G= 644.011t$

S : surcharge de système.

• **Le système B_c**

Le sous-système B_c se compose de camion de poids individuel égale à 30t on dispose autant de fil de deux camions au maximum que de voie de circulation. Il est affecté d'un coefficient de pondération b_c (dégressivité transversale) donné par le :

Tableau III .3 Valeur du coefficient B_c .

Nombre de files considéré		1	2	3	4	5
Classe de pont	1	1,20	1,10	0,95	0,8	0,7
	2	1	1	-	-	-
	3	1	0,8	-	--	-

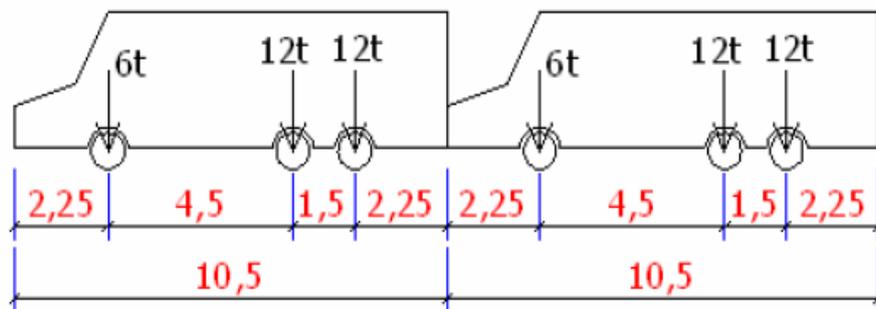


Figure III.3 Vue longitudinale du système B_c .

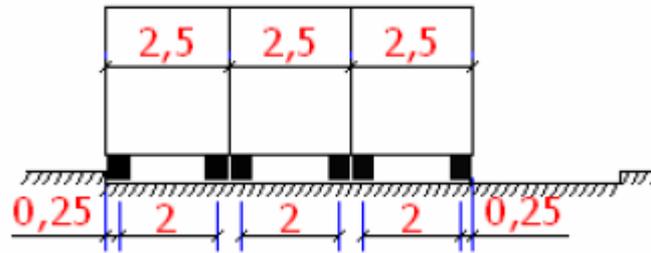


Figure III.4 Vue transversale.

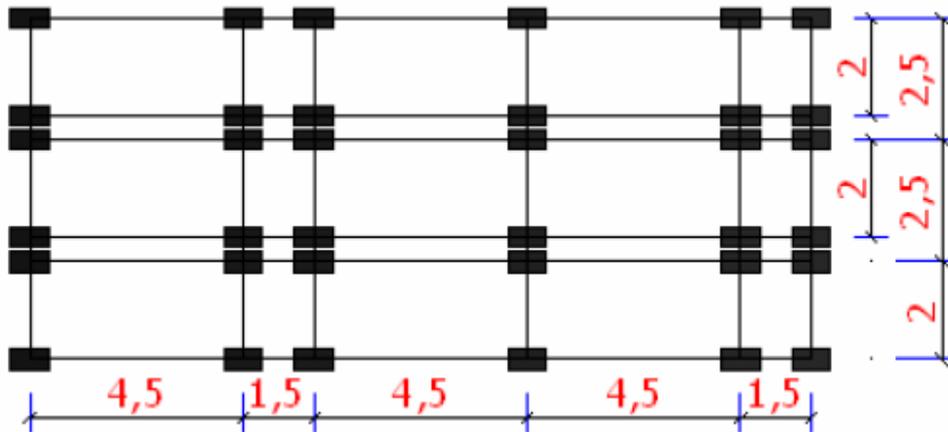


Figure III.5 Vue en plan du système Bc.

La surcharge du système BC est donnée par :

$$S = S' \times bc$$

S' = surcharge maximal

$$S' = 2 \times 30 \times 2 = 120 \text{ t}$$

$$S = 120 \times 1,1 = 132 \text{ t}$$

$\delta_{BC} = 1 + \beta + \alpha$ Tel que δ_{BC} : coefficient de majoration dynamique

$$\beta = \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} \quad \alpha = \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

$$\delta_{BC} = 1.081$$

Le tableau suivant résume les valeurs par essieu et par voie.

Tableau III.4 Valeur de la charge B_c .

Désignation	S'(t)	B_c	δ_{BC}	Essieu avant (6t)	Essieu arrière (12t)
1files	60	1.2	1.081	7.783	15.566
2files	120	1.1	1.081	14.269	28.538

- Le système B_t

Un tandem de système B_t est applicable seulement sur la première et deuxième classe du pont, il comporte deux essieux (2 x 16t), chaque un à deux roues simples qui répond aux caractéristiques suivant :

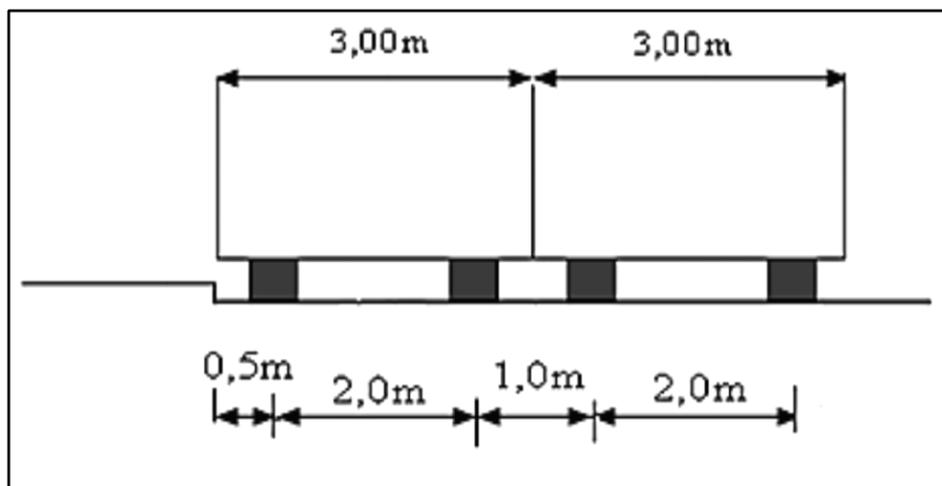


Figure III.6 Coupe transversale du système B_t .

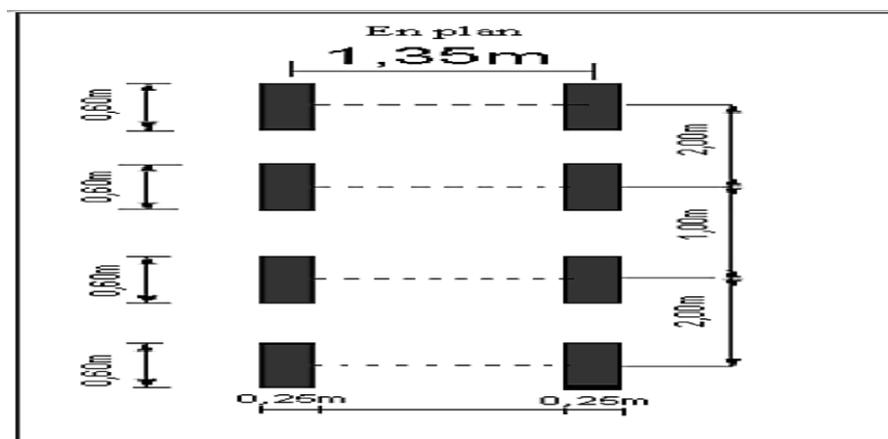


Figure III.7 Vue en plan du système B_t .

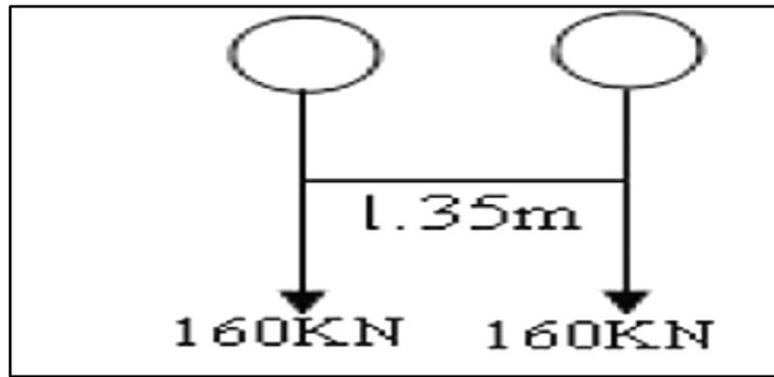


Figure III.8 Coupe longitudinale du système B_t .

Les valeurs des charges du système B_t prise en compte son multiplié par le coefficient b_t . Les valeurs de b_t sont données dans le :

Tableau III.5 Valeur du coefficient b_t .

Classe du pont	Première	Deuxième
Coefficient	1.0	0.9

La surcharge du système B_t est donné par :

$$S = S' \times B_t$$

$$S' = 2 \times 16 \times 2 = 64 \text{ t}$$

$$S = 64 \times 1 = 64 \text{ t}$$

$$\delta_{B_t} = 1 + \beta + \gamma = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times L} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{G}{S}}$$

$$G = 644.011 \text{ t}$$

$$\delta_{B_t} = 1.066$$

Le tableau suivant résume les valeurs des charges B_t majorées par δ

Tableau III.6 Valeurs des charges B_t .

Désignation	$S'(t)$	b_t	δ_{B_t}	Essieu (16t)
1 tendam	32	1.00	1.066	17.056
2 tendam	64	1.00	1.066	34.112

- **Système B_r**

La roue isolée qui constitue le système B_r porte une masse de 10t .Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0,60m et le coté longitudinal 0,30m. Le rectangle d'impact de la roue B_r , disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

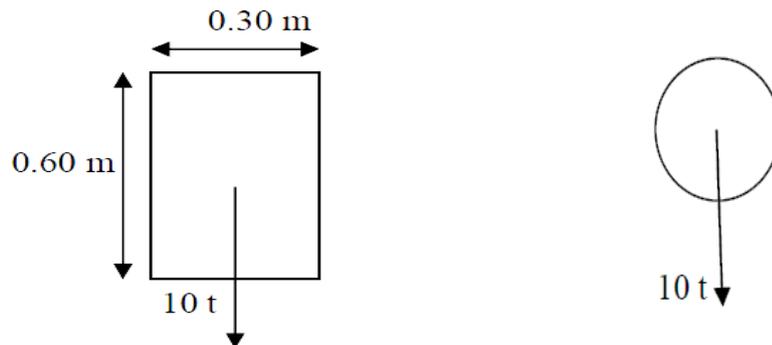


Figure III.9 Système B_r .

Les charges du système B_r sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ_{B_r} :

$$\delta_{B_r} = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

L : portée du pont = 33.40 m

G : charge permanente = 644.011 t

S: surcharge = 10 t.

$$\delta_{B_r} = 1.054$$

Donc la charge majorée : $10 \times \delta = 10.54t$

- **Système militaire M_{c120}**

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type M_{c120} , qui peuvent circuler en convois, dans le sens transversal il y a un seul convoi, et dans le sens longitudinal, le nombre de véhicule n'est pas limité.

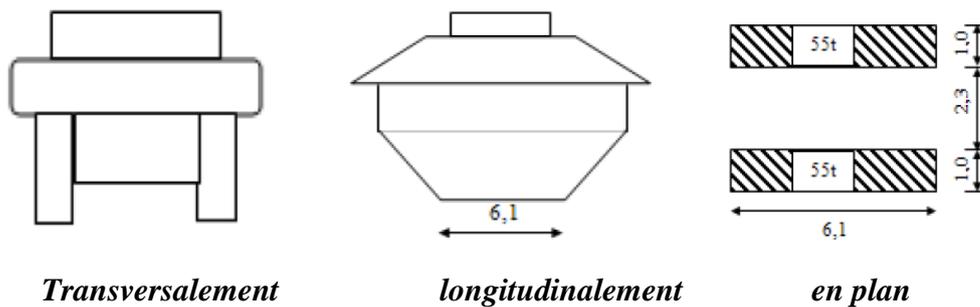


Figure III.10 Système militaire M_{c120} .

Le poids total des chenilles est : $S = 110 \text{ t}$

$$\delta_{M_{c120}} = 1 + (0.4 / (1 + 0.2L)) + 0.6 / (1 + 4(G/S))$$

$$\delta_{M_{c120}} = 1 + (0.4 / (1 + 0.2 \times 33.40)) + 0.6 / (1 + 4(G/110)) = 1.076$$

Le coefficient de majoration dynamique pour M_{c120} est de $\delta_{M_{c120}} = 1.076$

Donc la charge majorée : $110 \times 1.076 = 118.36 \text{ t}$

$$M_{c120} = 118.36 \text{ t}$$

- **Convoi exceptionnel D240**

La charge est considérée comme une charge uniformément répartie sur un rectangle de (18.60 x 3.20) m². Cette charge de 240 t n'est pas multipliée par un coefficient de majoration δ

$$Q \left(\frac{\text{t}}{\text{ml}} \right) = \frac{240}{18.60} = 12.903 \text{ t/ml.}$$

- **Les surcharges sur trottoirs**

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m² réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

- ✓ Un seul trottoir chargé : $p = 0.15 \times 1 = 0.15 \text{ t/ml.}$
- ✓ Les deux trottoirs chargés : $P = 0.15 \times 1 \times 2 = 0.30 \text{ t/ml.}$

- **Le vent**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et de la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage. En général; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à **0.2 t/m²** (Selon le fascicule 61-titre II).

- **Force de freinage**

Pour la vérification de l'aptitude au service, la valeur de courte durée de la résultante totale des forces de freinage égale à 2% R_{max} (R_{max} : la réaction max). Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée.

- **Le séisme**

D'après le règlement RPOA les zones de sismicité sont définies comme suite :

- Zone 1 : sismicité faible
- Zone 2 : sismicité moyenne
- Zone 3 : sismicité élevée

Notre ouvrage est implanté dans la région de Bejaia, qui classée dans la zone 2.

III.3 Calcul des efforts longitudinaux

III.3.1 Calcul des éléments de réductions dus aux charges

Le calcul des éléments de réduction consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et les surcharges.

- **Calcul pour une seule poutre**

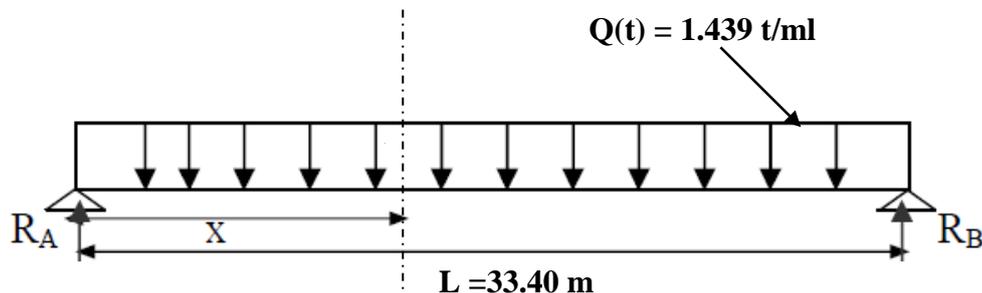


Figure III.11 Schéma statique d'une poutre.

On applique la méthode de la **RDM** classique pour déterminer les réactions des appuis :

$$R_A = R_B = \frac{Q \times L}{2} = 24.0313 \text{ t}$$

$$T(x) = R_A - Qx$$

Tableau III.7 Réaction et efforts tranchants dus au poids propre de la poutre.

Section	R(t)	T (x)
0L	24.0313	24.0313
0.50L	24.0313	0

• **Poids de la dalle revenant à chaque poutre**

le poids de la dalle est égale à 199.982 t, la longueur de la travée égale à 33.40 m

$$Q(t) = 199.982 / 33.40 / 7 = 0.855 \text{ t/ml}$$

$$R_a = R_b = \frac{Q \times L}{2} = \frac{0.855 \times 33.4}{2} = 14.276 \text{ t}$$

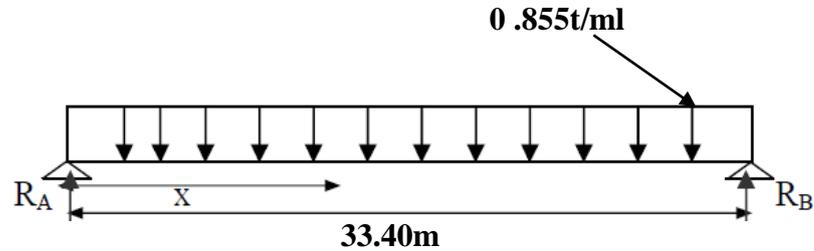


Figure III.12 Poids de la dalle revenant à chaque poutre .

L'application de la méthode de RDM classique, dans les résultats indiqués dans le :

Tableau III.8 réaction et efforts tranchants dus au poids propre de la dalle revenant à une poutre

Section (x)	R(t)	T (x)
0L	14.278	14.278
0.50L	14.278	0

• **Les éléments non porteurs**

Le poids total des éléments non porteurs est égal à 107.497 t, la longueur d'une travée égale à 33.40 m

Donc :

$$Q = 107.497 / 33.40 = 3.218 \text{ t/ml}$$

En calcul Q qui revient à chaque poutre

$$Q = 3.218 / 7 = 0.459 \text{ t/ml .}$$

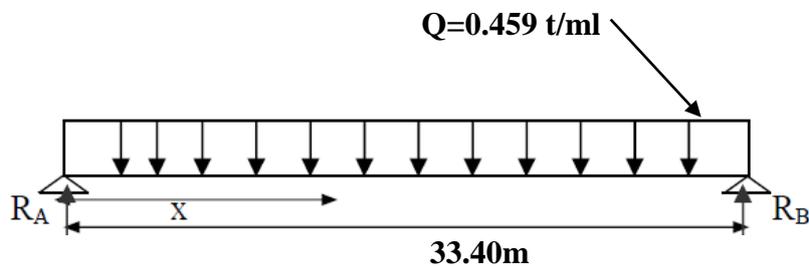


Figure III.13 Poids de la superstructure revenant à la poutre.

L'application de la méthode classique de la RDM, on trouve les résultats indiquées sur le :

Tableau III.9 Réaction et efforts tranchants dus au poids de la structure revenant à une poutre.

Section(x)	R(t)	T(t)
0L	7.665	7.665
0.50L	7.665	0

III.3.2 Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges

a. Surcharge A(L)

C'est une surcharge uniformément répartie sur toute la longueur de la poutre.

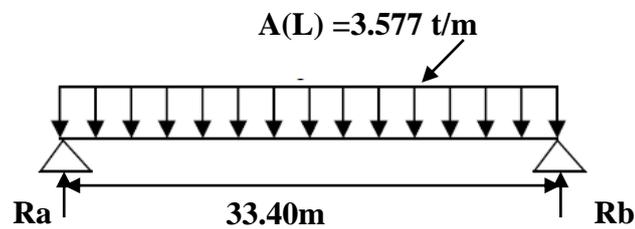


Figure III.14 Chargement pour une travée (culée).

a.1 Calcul des réactions pour une travée chargé

- Une voie chargée

$$R_a = R_b = \frac{A(L) \times L}{2} = \frac{3.577 \times 33.40}{2} = 59.73 \text{ t}$$

- deux voies chargées

$$R_a = R_b = \frac{A(L) \times L}{2} = \frac{7.154 \times 33.40}{2} = 119.47 \text{ t}$$

a.2 Calcul des réactions pour deux travées chargées

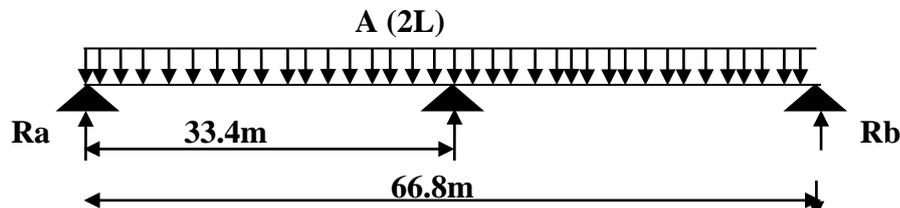


Figure III.15 Chargement de type A(L) pour deux travées (pile).

$$A(2L) = a_1 \times a_2 \times A(l) \times l$$

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{L+12}$$

L : la largeur de la voie.

L : longueur chargée = 33.4 m

A(l) = 0.689 t/m

Tableau III.10 Réactions pour deux travées chargées.

Nombre de voie	a_1	a_2	A(l) t/m ²	Largeur de la voie(m)	A(L) t/m	Réaction
1	1	0.875	0.689	4	2.411	80.49t
2	1	0.875	0.689	8	4.823	161.09t

b. Système Bc

b.1 Calcul des réactions pour une travée chargé

- une voie chargée

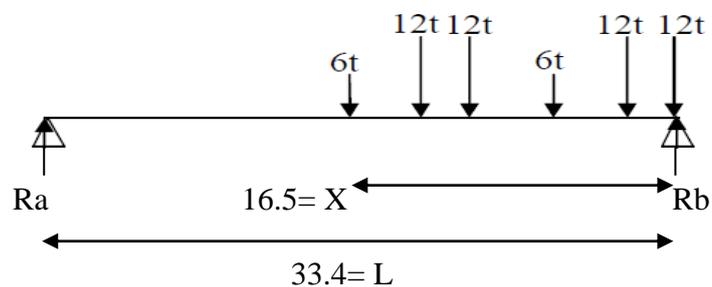


Figure III.16 Chargement Bc pour une travée.

$$\sum M_a = 0$$

$$R_b \times 33.4 = 12 (33.4+31.9+22.9+21.4) + 6(27.4+16.9)$$

$$\Rightarrow R_b = 47.33t$$

$$R_{b_{max}} = R_b \times \delta_{BC} \times b_c = 47.33 \times 1.081 \times 1.2 = 61.39 t$$

- Deux voies chargées:

$$R_b = 2 \times 47.33 = 94.66 t$$

$$R_{b_{max}} = R_b \times \delta_{BC} \times b_c = 94.66 \times 1.081 \times 1.1 = 112.46 t$$

b.1 Calcul des réactions pour deux travées chargées

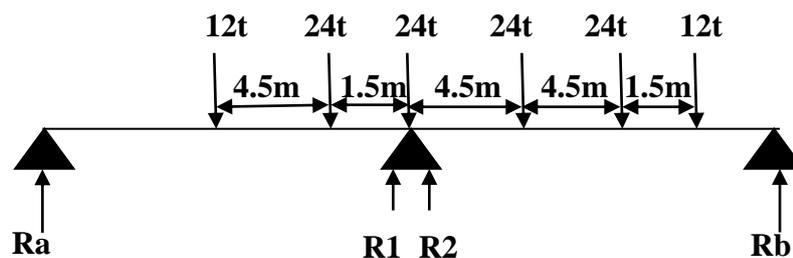


Figure III.17 Chargement Bc pour deux travées.

- **Deux voies chargées**

$$\sum M_a = 0$$

$$\Rightarrow R_1 = [24 \times (33.4 \times 31.9) + 12 \times 27.4] / 33.4 = 56.77t$$

$$\sum M_b = 0$$

$$\Rightarrow R_2 = [24 \times (24.4 + 22.9) + 12 \times (28.9)] / 33.4 = 44.37 t$$

$$R_{\max} = (R_1 + R_2) \times \delta_{BC} \times b_c = (56.77 + 44.37) \times 1.1 \times 1.081 = 120.26 t$$

c. Système Bt :

c.1 Calcul des réactions pour une travée chargée:

- **une voie chargée :**

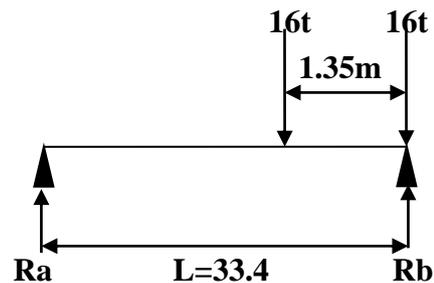
$$R_a + R_b = 32t$$

$$\sum M/a = 0$$

$$R_b \times L - 16 \times (L - 1.35) - 16 \times L = 0$$

$$R_b = 31.35t$$

Figure III.18 Chargement Bt pour une travée.



$$R_{b_{\max}} = \delta_{Bt} \times b_t \times R_b$$

$$R_{b_{\max}} = 31.35 \times 1.066 \times 1 \times 2 = 66.84t$$

- **Deux voies chargées :**

$$R_{b_{\max}} = 2 \times 33.42 \times 2 = 133.68t$$

c.2 Calcul des réactions pour deux travées chargées à deux voies :

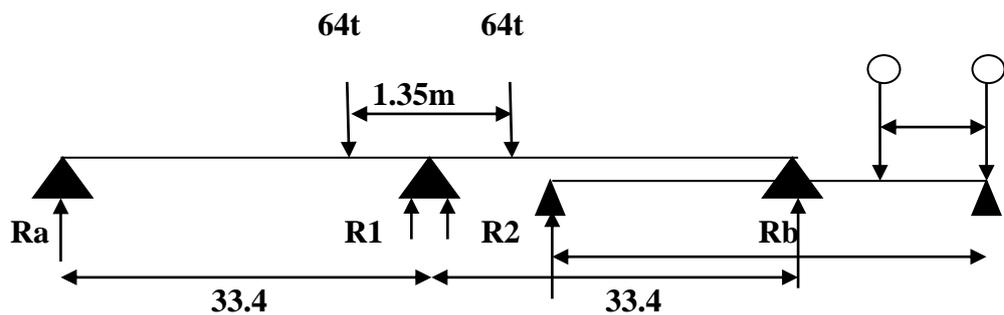


Figure III.19 Chargement Bt pour deux travées.

$$\sum M/a = 0$$

$$R_1 \times 33.40 = 64 \times (33.4 - 1.35/2)$$

$$R_1 = 62.70 t$$

$$R_2 = R_1 \Rightarrow R_{\max} = (R_1 + R_2) \times \delta_{Bt} \times b_t = (62.70 + 62.70) \times 1.066 \times 1 = 133.67 t$$

d. Système Br**d.1 Calcul des réactions aux niveaux des appuis**

$$R_a + R_b = 10 \text{ t}$$

$$\Sigma M/a = 0$$

$$R_b \times 33.4 = 10 \times L/2$$

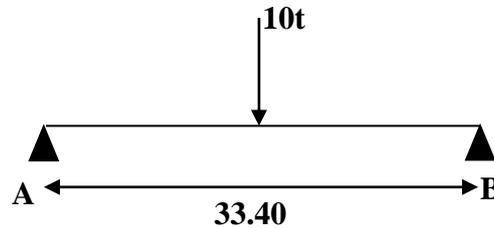


Figure III.20 Chargement Br pour une travée.

$$R_b = 5$$

$$R_{b_{\max}} = R_b \times \delta_{Br} = 5 \times 1.054 = 5.27 \text{ t.}$$

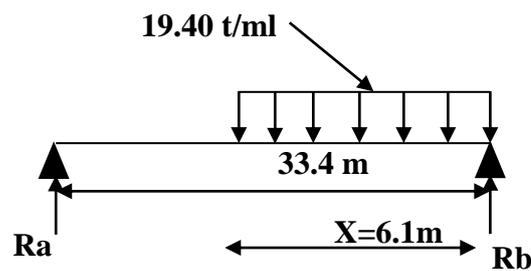
e. Système militaire M₁₂₀

Figure III.21 Chargement M₁₂₀ pour une travée.

e.1 Calcul des réactions pour une travée chargée

$$R_a + R_b = 19.40 \times 6.1 = 118.34 \text{ t}$$

$$\Sigma M/a = 0$$

$$R_b \times L = 118.4 \times (L - X/2)$$

$$R_b = 118.4 \times (33.4 - 6.1/2) / 33.4$$

$$R_b = 107.58 \text{ t}$$

e.2 Calcul des réactions pour deux travées chargées

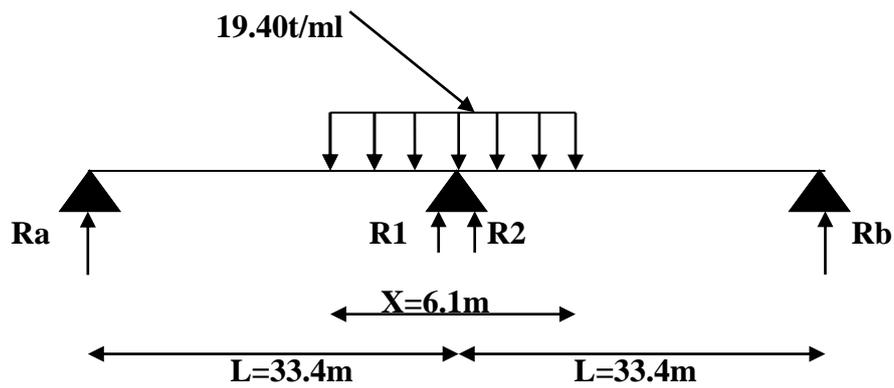


Figure III.22 Chargement M_{C120} pour deux travées.

$$\Sigma M/a = 0$$

$$R_1 \times L - 19.40 \times 3.05 \times (L - 3.05/2) = 0$$

$$R_1 = 56.46 \text{ t} = R_2$$

$$R_{\text{max}} = R_1 + R_2 = 112.94\text{t}$$

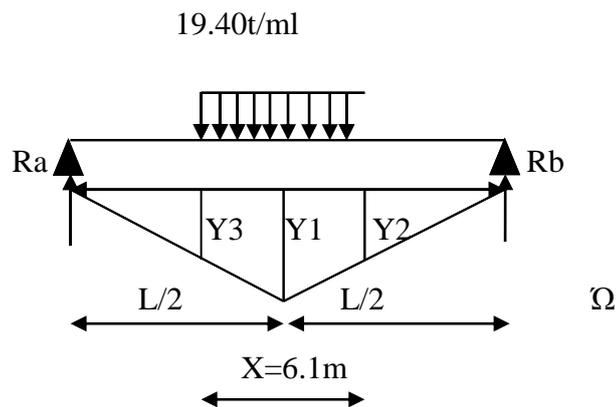


Figure III.23 Ligne d'influence sous chargement M_{C120} .

$$Y_1 = (L/2)^2 / L = (33.4/2)^2 / 33.4$$

$$Y_1 = 8.35\text{m}$$

Pour déterminer Y_2 on applique l'équation de déformation :

$$Y_1/16.7 = Y_2 / (16.7 - 3.05)$$

$$Y_2 = 6.825 \text{ m}$$

Ω = surface de deux trapèzes

$$\Omega = [(Y_1 + Y_2) \times 3.05/2] = 46.283\text{m}^2$$

$$M_{\text{max}} = 19.40 \times 46.283 = 897.904\text{t.m}$$

f. Charge exceptionnelle D₂₄₀

f.1 Calcul des réactions pour une travée chargée

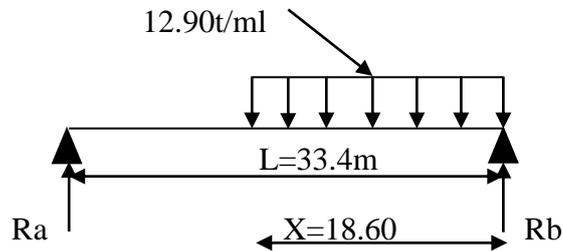


Figure III.24 Chargement D₂₄₀ pour une travée.

$$\Sigma M/a = 0$$

$$R_b \times L - 12.90 \times 18.60 \times (L - 18.6/2) = 0$$

$$R_b = 173.13 \text{ t}$$

f.2 Calcul des réactions pour deux travées chargées

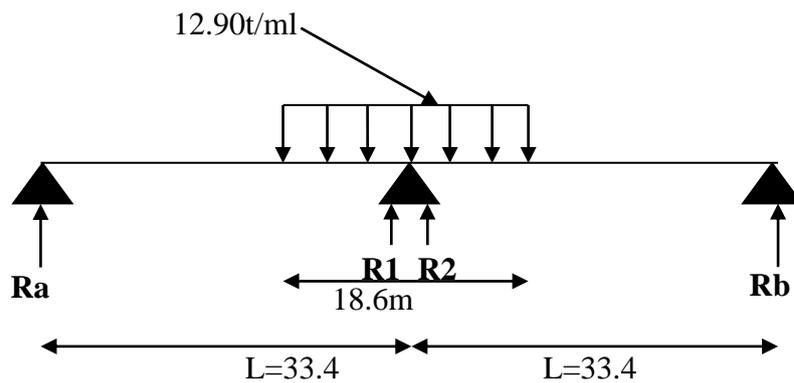


Figure III.25 Chargement D₂₄₀ pour deux travées chargées.

$$\Sigma M/a = 0$$

$$R_1 \times L = 12.90 \times 9.30 \times (L - 9.03/2)$$

$$R_1 = 103.26\text{t} = R_2$$

$$R_{\text{max}} = R_1 + R_2 = 206.53\text{t}$$

f.3 Calcul des moments fléchissant

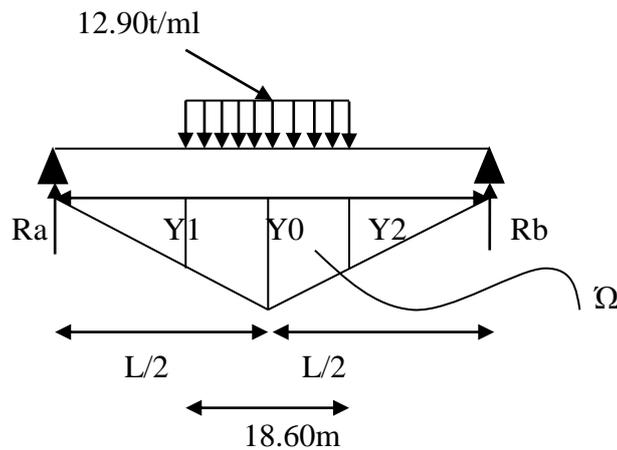


Figure III.26 Ligne d'influence sous chargement D_{240} .

$$Y_0 = (L/2)^2 / L = (33.4/2)^2 / 33.4$$

$$Y_0 = 8.35\text{m}$$

Pour déterminer Y_1 et Y_2 on applique l'équation de déformation :

$$\text{On a : } Y_1 = Y_2$$

$$Y_0/16.7 = Y_1/7.4$$

$$Y_1 = 3.7\text{m}$$

$$Y_2 = 3.7\text{ m}$$

Ω = surface de deux trapèzes

$$\Omega = 2 \times [(Y_1 + Y_0) \times 9.30] = 224.13\text{m}^2$$

$$M_{\text{max}} = 12.90 \times 224.13 = 2891.277\text{t.m}$$

g. Les surcharges sur trottoirs

g.1 Calcul des pour une travée chargée

- un seul trottoir chargé

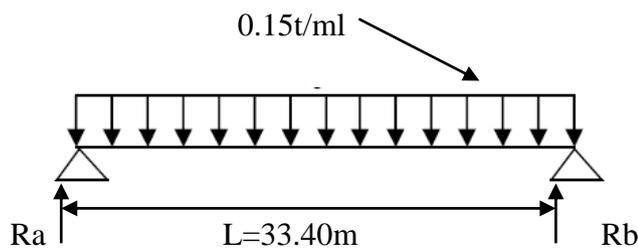


Figure III.27 Chargement pour une seule travée.

$$\Sigma M/a = 0$$

$$R_b \times 33.4 - 0.15 \times 33.4 \times 33.4/2 = 0$$

$$R_b = 2.505t$$

$$M_{\max} = 0.15 \times (33.4)^2/8$$

$$M_{\max} = \mathbf{20.916t.m}$$

- **deux trottoirs chargés**

$$R_a = R_b = 2 \times 2.505 = \mathbf{5.01t}$$

$$M_{\max} = 2 \times 20.916 = \mathbf{41.832t.m.}$$

g.2 Calcul des réactions pour deux travées chargées

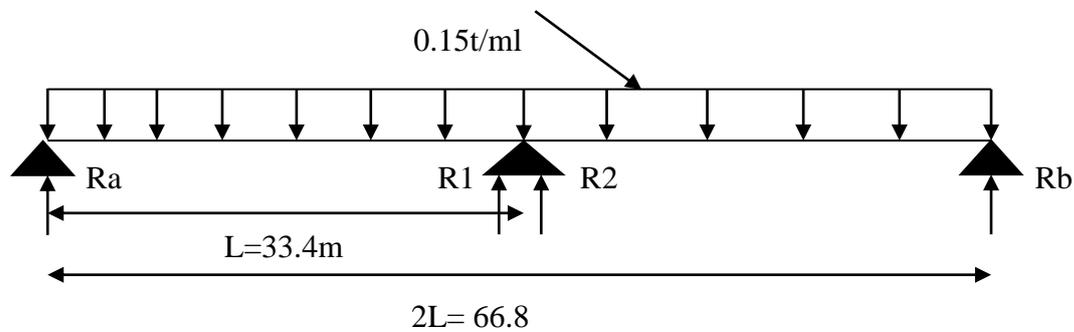


Figure III.28 Surcharge sur trottoirs pour deux travées.

- **Deux trottoirs chargés**

$$\Sigma M/a = 0$$

$$R_a \times 33.40 - 0.30 \times 33.40 \times 16.16 = 0$$

$$R_1 = \mathbf{5.01t} \quad , \quad R_{\max} = 5.01 \times 2 = \mathbf{10.02t.}$$

▪ **Tableau récapitulatif des M, R**

Tableau III.11 Moment et réaction due aux charges et surcharges.

	Charge	Moment M (t.m)	Réaction R (t)
poutre	1.439t/ml	200.590	24.038
Dalle	0.855t/ml	119.110	14.278
Eléments non porteurs	0.459t/ml	63.943	7.665
A(L)	7.154t/ml	997.589	119.47
B_C	42.807t	642.618	112.46
B_t	34.112t	551.91	133.68
B_r	10.054t	88.09	5.27
M_{c120}	19.40t/ml	897.904	107.58
D₂₄₀	12.903t/ml	2891.277	173.13
trottoirs	0.30t/ml	41.82	5

II.4 Les combinaisons de charge

Tableau III.12 Les différentes combinaisons de charges.

Etat limites	combinaison	N° de combinaison
ELU	1.35G+1.6 (A(L) +St)	1
	1.35G+1.6 (B _C +S _t)	2
	1.35G+1.6 (B _t +S _t)	3
	1.35G+ (G+M _{c120})	4
	1.35 (G+D ₂₄₀)	5
ELS	G+1.2 (A(L) +St)	6
	G+1.2 (B _C +S _t)	7
	G+1.2 (B _t +S _t)	8
	G+M _{c120}	9
	G+D ₂₄₀	10

III.5 Application numérique

1. Pour la culée

Tableau III.13 Les réactions sous la culée.

Culée		
Etats limites	N° de la culée	Réaction (t)
ELU	1	571.58
	2	538.915
	3	549.66
	4	510.94
	5	574.41
ELS	6	424.66
	7	400.16
	8	408.22
	9	378.475
	10	425.275

2. Pour la pile

Tableau III.14 Les réactions sous la culée.

Piles		
Etats limites	N° de combinaison	Réaction (t)
ELU	1	1143.16
	2	1077.83
	3	1099.28
	4	1021.88
	5	1148.23
ELS	6	849.32
	7	800.32
	8	816.44
	9	756.96
	10	850.55

Tableau III.15 Les réactions maximales sur les piles et les culées.

Etats limites	Reaction (t)	
	Culée	pile
ELU	574.41	1148.82
ELS	425.275	850.54

III.6 Conclusion

D'après les études effectuées dans les calculs des efforts locaux dans le tablier provoqué par charge et surcharge appliquée au niveau des piles et des culées on conclue que la combinaison de charge (G+D₂₄₀) permet de donner la réaction la plus défavorable sur des appuis, soit à ELU ou bien à ELS.

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude des appuis du pont : les piles et les culées dont le nombre est de 18 et 2 respectivement.

IV.2 La culée

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant. Une culée assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement. En tant qu'appui de tablier, une culée est soumise aux mêmes efforts que la pile, en tant que mur de soutènement elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais. Le type utilisé dans notre cas est une culée remblayée fondée sur pieux.

IV.2.1 Définition des éléments composants la culée

La culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage, les autres sont les murs latéraux, appelé murs en aile ou en retour selon leurs positions par rapport à l'axe longitudinal de l'ouvrage. La culée comporte les éléments constitutifs suivants (*Figure IV.1*) :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier ;
- Deux murs en retours qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais ;
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée ;
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition ;
- Dalle de transition, qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

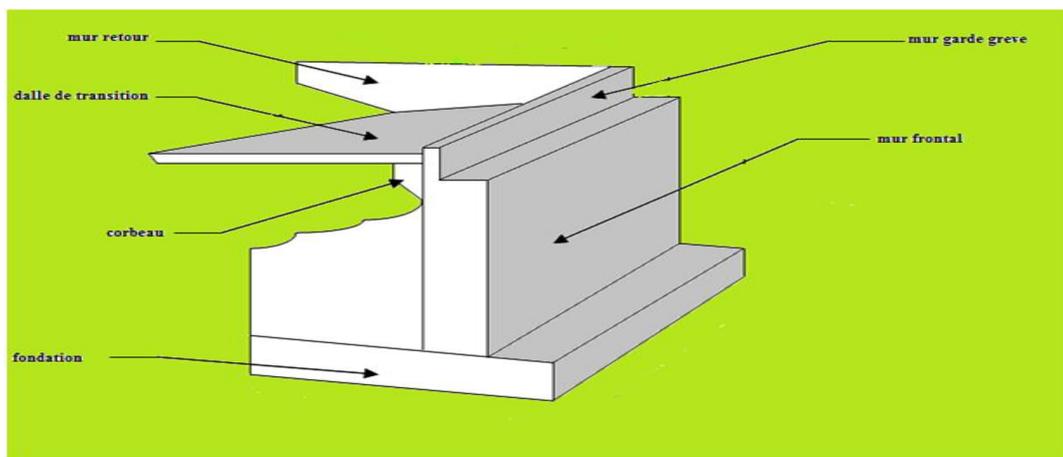


Figure IV.1 Les éléments composants de la culée.

IV.2.3 Pré dimensionnement des culées

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte une analyse englobant :

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

La hauteur de la culée est évaluée par la formule suivante:

$$H \text{ culée} = \text{côte projet} - \text{côte fondation.}$$

Tableau IV.1 Hauteur de la culée.

Désignation	Culée 1	Culée 2
Côte projet (m)	481.35	484.29
Côte de la fondation (m)	474.00	476.54
Hauteur de la culée (m)	7.35	7.75

D'après les données relatives à la portée (les cotes projets et les cotes de la fondation), on trouve que la hauteur de notre culée est :

- Pour la culée N° 1 $H \text{ culée} = 7.35\text{m}$
- Pour la culée N° 2 $H \text{ culée} = 7.75\text{m}$

Les dimensions des différents éléments constituant la culée (d'après le RPOA) sont :

➤ mur garde grève

- ✓ La hauteur du mur garde grève :

$H = \text{hauteur de la poutre} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{dés d'appuis}$

$$H = 1.5 + 0.20 + 0.15 = 1.85\text{m}$$

- ✓ épaisseur du mur garde grève :

$$e = \text{Max} \left(0.30, \frac{H}{8} \right) = \text{Max} \left(0.30, \frac{1.85}{8} \right) = 0.30 \text{ m}$$

- ✓ Longueur du mur garde grève :

La longueur du mur est celle du tablier : $L = 9.58\text{m}$.

➤ Dalle de transition

Sa largeur est : $L = \min(6\text{m}, \max(3\text{m}, 0.9H))$.

H : hauteur de remblais = H (mur de front + mur garde grève) = $3.9 + 1.85 = 5.175\text{m}$.

$L = 5.175\text{m}$, L'épaisseur de la dalle $e = 25 \text{ cm}$.

➤ Le mur frontal

Hauteur de mur frontal : $h = 3.9\text{m}$. L'épaisseur : $e = 1.2\text{m}$.

La longueur du mur est celle du tablier : $L = 9.58\text{m}$.

➤ **Sommier d'appuis**

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

La longueur du sommier $L = \text{largeur du pont} = 9.58\text{m}$.

➤ **Semelle**

On prend : L'épaisseur de la semelle : $e = 2\text{m}$.

Longueur de la semelle : $L = 9.6\text{m}$.

Largeur de la semelle : $l = 6\text{m}$.

➤ **Murs en retours**

Epaisseur du mur en retour : $e = 0.40\text{m}$.

Longueur du mur en retour : $L = 5\text{m}$.

➤ **Corbeau**

Les dimensions du corbeau sont données dans le schéma suivant :

La longueur du corbeau est : $L = 8.70\text{m}$

➤ **Semelle**

On prend l'épaisseur de la semelle : $e = 2\text{ m}$.

Longueur de la semelle : $L = 9.6\text{m}$.

Largeur de la semelle : $l = 6\text{m}$

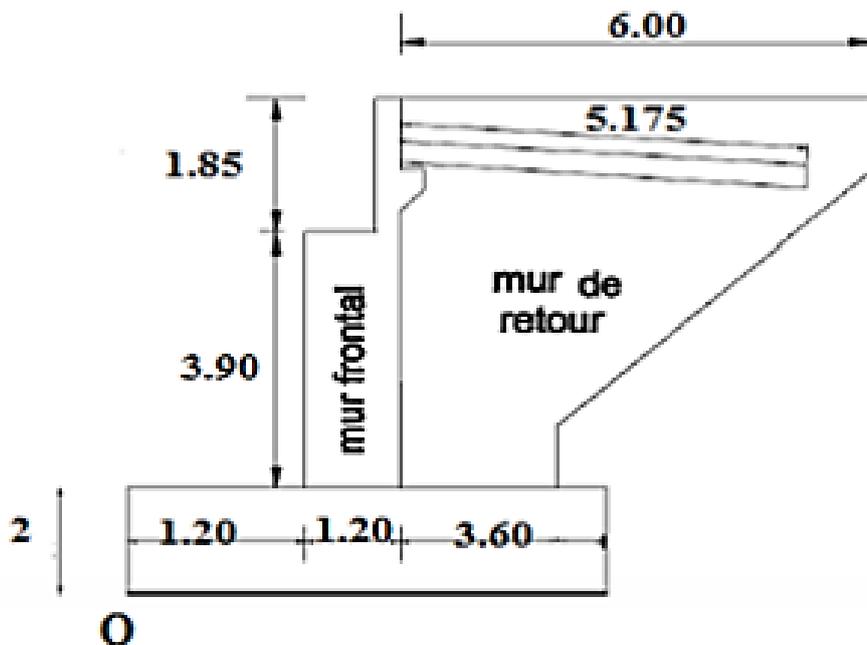


Figure IV. 2 Coupe transversale de la culée.

IV.2.4 Evaluation des efforts sollicitant la culée

a. Calcul des sollicitations permanentes sur la culée

- ✓ Le poids propre du mur garde-grève est :

$$P_{gg} = \gamma_b \times e \times h \times L \text{ tels que :}$$

$$\gamma_b : \text{ poids volumique du béton } (\gamma_b=2.5\text{t/m}^3).$$

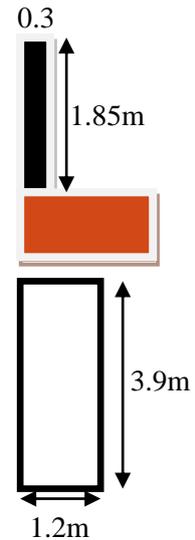
$$P_{gg} = 2.5 \times 0.30 \times 1.85 \times 9.58 = \mathbf{13.29t}.$$

- ✓ Le poids propre du mur frontal est :

$$P_f = \gamma_b \times e \times h \times L = 2.5 \times 1.2 \times 3.9 \times 9.58 = \mathbf{112.086t}$$

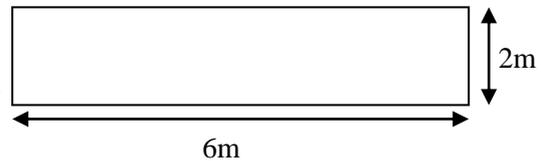
- ✓ Le poids propre du mur en retour est:

$$P_r = 2 \times \gamma_b \times e \times S = 2 \times 2.5 \times 0.30 \times 21.6 = \mathbf{32.40t}$$



- ✓ Le poids de la semelle est :

$$P_s = \gamma_b \times e \times h \times 2.5 \times 2 \times 6 \times 9.6 = \mathbf{288t}.$$



- ✓ Le poids de la dalle de transition est:

$$P_{ddt} = \gamma_b \times e \times h \times L = 2.5 \times 0.25 \times 5.175 \times 9.58 = \mathbf{31t}.$$

- ✓ le poids du corbeau est :

$$P_c = \gamma_b \times L \times S = 2.5 \times 8.7 \times 0.16 = \mathbf{3.48 t}.$$

- ✓ Poids des terres :

- sur la dalle de transition

$$P = \gamma_b \times h \times L \times l_y = 2.5 \times 1 \times 5.175 \times 9.58 = \mathbf{99.153t}.$$

- sur la semelle :

$$P = \gamma \times h \times l_x \times l_y = 2 \times 4.75 \times 8.78 \times 3.60 = \mathbf{300.276t}.$$

b. Calcul de la poussée des terres (d'après le règlement RPOA)

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques. Le mur garde-grève et le mur frontal sont soumis aux poussées comme il est montré sur la Figure IV.3.

$$q = K_a \times \gamma \times h.$$

$$F = 0.5K_a \times \gamma \times h^2.$$

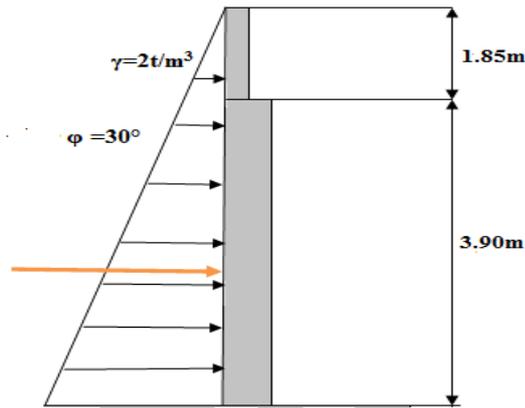


Figure IV.3 Poussée des terres sur la culée.

✓ Calcul du coefficient de poussée K_a

- Dans les conditions normales :

$$K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a = 0.333$$

- Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE : (RPOA : Règlement Parasismique Ouvrage d'Art)

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos \alpha \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta + \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cos(\alpha + \beta)} \right]} \times K \times \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

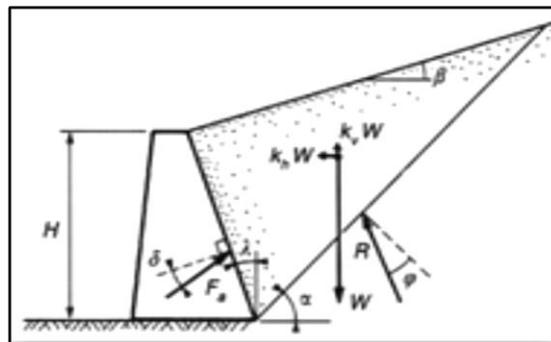


Figure IV.4 Paramètres intervenant dans le coefficient des poussées.

Avec :

φ : angle de frottement interne (pour remblai $\varphi = 30^\circ$)

α : Angle de talus avec l'horizontal $\alpha = 0^\circ$

β : Inclinaison de la culée $\beta = 0^\circ$

δ : Angle de frottement remblai – culée (sol– béton) $\delta = 0^\circ$

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = \text{Arctg} \frac{\varepsilon_H}{1 + \varepsilon_V}$

K : coefficient caractérisant le séisme : $K^2 = \varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)$

$\varepsilon_H = 0,1$: coefficient du séisme dans le sens horizontal.

$\varepsilon_V = 0,07$: coefficient du séisme dans le sens verticale.

L'effort sismique horizontal : $H_s = \varepsilon_H \cdot p$.

L'effort sismique vertical : $V_s = (1 \pm \varepsilon_V) p$

P : le poids de la culée plus le tablier.

Les coefficients de poussée pour les différents cas sismique sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 Coefficients de poussée pour les différents cas sismique.

Action du séisme	Notation	ε_H	ε_V	K	θ°	K_a
Condition normale	Cas N°1	0	0	1	0	0.33
Verticale + horizontale	Cas N°2	0.1	0.07	1.039	5.34	0.42
Horizontale	Cas N°3	0.1	0	1.005	5.71	0.395
Verticale+ horizontale	Cas N°4	0.1	-0.07	0.969	6.14	0.374

Les efforts de poussée des terres pour les différentes conditions (normales et sismiques) sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau IV.3 Efforts de poussée des terres pour les différentes conditions.

		Condition sismique	K_a	$F_p(t)$
Poussées des terres	Mur garde grève+ mur frontal	Cas N°1	0.333	95.80
		Cas N°2	0.42	121.91
		Cas N°3	0.395	113.20
		Cas N°4	0.374	107.40
	semelle	Cas N°1	0.333	12.67
		Cas N°2	0.42	16.12
		Cas N°3	0.395	14.97
		Cas N°4	0.374	14.20

c. Calcul de la poussée des surcharges de remblai

En vue de la 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 d'une tonne par mètre carré.

$q = 1t/m^2$

$P = K_a \times q \times S.$

Avec **S** : surface de contact.
(mur frontal)

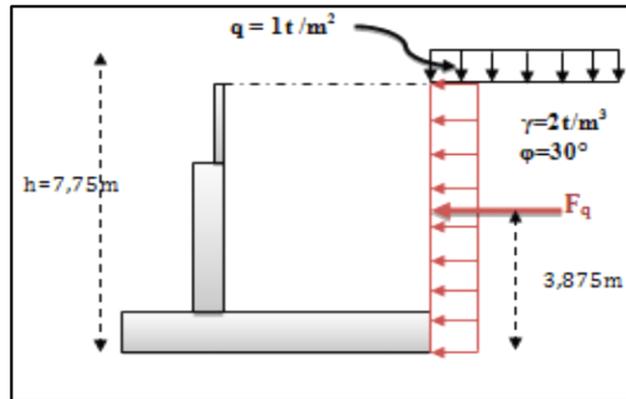


Figure IV.5 Poussée des terres dues aux surcharges de remblai.

Tableau IV.4 Efforts de poussée des surcharges pour les différentes conditions.

		Condition sismique	Ka	F _p (t)
poussées des surcharges	Mur garde grève+ mur frontal	Cas N°1	0.333	16.66
		Cas N°2	0.42	21.20
		Cas N°3	0.395	19.94
		Cas N°4	0.374	18.88
	semelle	Cas N°1	0.333	5.79
		Cas N°2	0.42	7.37
		Cas N°3	0.395	6.93
		Cas N°4	0.374	6.56

Les efforts engendrés dans la culée sont:

- Le moment stabilisant qui est dû aux charges verticales.
- $M_s = \text{efforts verticaux} \times \text{bras de levier horizontal}.$
- Le moment renversant qui est dû aux charges horizontales.
- $M_r = \text{efforts horizontaux} \times \text{bras de levier vertical}.$

Tableau IV.5 Sollicitation dues aux charges permanentes.

sollicitation	Conditions sismiques	efforts p(t)	Efforts horizontaux $H_s = \epsilon_H \cdot p$.	Efforts verticaux $(1 \pm \epsilon_v) p$	Bras de levier horizontal (m)	Bras de levier vertical	M r (t.m)	Ms (t.m)
Poids du mur garde grève	Cas N°1	13.29	0	13.29	2.25	6.825	0	29.902
	Cas N°2	13.29	1.329	14.22	2.25	6.825	9.070	31.995
	Cas N°3	13.29	1.329	13.29	2.25	6.825	9.070	29.902
	Cas N°4	13.29	1.329	12.35	2.25	6.825	9.070	27.787
Poids du mur frontal	Cas N°1	112.086	0	112.086	1.8	3.95	0	201.754
	Cas N°2	112.086	11.208	119.93	1.8	3.95	44.27	215.874
	Cas N°3	112.086	11.208	112.086	1.8	3.95	44.27	201.754
	Cas N°4	112.086	11.208	104.23	1.8	3.95	44.27	187.614
Poids du mur retour	Cas N°1	32.40	0	32.40	5.70	4.20	0	184.68
	Cas N°2	32.40	3.240	34.66	5.70	4.20	13.608	197.592
	Cas N°3	32.40	3.240	32.40	5.70	4.20	13.608	184.592
	Cas N°4	32.40	3.240	30.13	5.70	4.20	13.608	171.741
Semelle	Cas N°1	288.00	0	288.00	3.00	1	0	864.00
	Cas N°2	288.00	28.80	308.16	3.00	1	28.80	924.48
	Cas N°3	288.00	28.80	288.00	3.00	1	28.80	864.00
	Cas N°4	288.00	28.80	267.84	3.00	1	28.80	803.52
dalle de transition	Cas N°1	31.00	0	31.00	4.98	6.879	0	154.38
	Cas N°2	31.00	3.10	33.17	4.98	6.879	21.324	165.186
	Cas N°3	31.00	3.10	31.00	4.98	6.879	21.324	154.38
	Cas N°4	31.00	3.10	28.83	4.98	6.879	21.324	143.573
corbeau	Cas N°1	3.48	0	3.48	3.40	6.80	0	11.83
	Cas N°2	3.48	0.348	3.72	3.40	6.80	2.366	12.648
	Cas N°3	3.48	0.348	3.48	3.40	6.80	2.366	11.83
	Cas N°4	3.48	0.348	3.23	3.40	6.80	2.366	10.982
Poids des terres sur	Cas N°1	99.153	0	99.153	4.98	6.40	0	493.782
	Cas N°2	99.153	9.915	106.09	4.98	6.40	63.456	528.328

La dalle de transition	Cas N°3	99.153	9.915	99.153	4.98	6.40	63.456	493.782
	Cas N°4	99.153	9.915	92.21	4.98	6.40	63.456	459.205
Poids des Terres sur La semelle	Cas N°1	300.276	0	300.276	4.20	2.58	0	1261.159
	Cas N°2	300.276	30.027	321.29	4.20	2.58	77.469	1349.418
	Cas N°3	300.276	30.027	300.276	4.20	2.58	77.469	1261.159
	Cas N°4	300.276	30.027	279.25	4.20	2.58	77.469	1172.85
Poids de tablier	Cas N°1	574.41	0	574.41	1.65	3.87	0	1062.618
	Cas N°2	574.41	57.441	614.61	1.65	3.87	249.23	1136.998
	Cas N°3	574.41	57.441	574.41	1.65	3.87	249.23	1062.618
	Cas N°4	574.41	57.441	534.20	1.65	3.87	249.23	988.234

Tableau IV.6 Sollicitation due aux surcharges de remblais.

		Condition sismique	efforts	Bras de Levier horizontal	Bras de Levier vertical	$M_r(t.m)$	$M_s(t.m)$
Poussées Des surcharges	Mur garde gréve+ mur frontal	Cas N°1	16.66	//	4.87	81.81	//
		Cas N°2	21.20	//	4.87	103.24	//
		Cas N°3	19.94	//	4.87	97.107	//
		Cas N°4	18.88	//	4.87	91.94	//
	Sur la semelle	Cas N°1	5.79	//	1	5.79	//
		Cas N°2	7.37	//	1	7.37	//
		Cas N°3	6.93	//	1	6.93	//
		Cas N°4	6.56	//	1	6.56	//

Tableau IV.7 Sollicitation due aux poussées des terres.

sollicitation	Condition sismique	$F_i(t)$	Bras de Levier horizontal(m)	Bras de Levier vertical(m)	M_r (t.m)	M_s (t.m)
Poussée des terres sur le $M_{gg} + M_f$	Cas N°1	95.80	//	3.91	374.57	//
	Cas N°2	121.91	//	3.91	476.66	//
	Cas N°3	113.20	//	3.91	442.612	//
	Cas N°4	107.40	//	3.91	419.93	//
Poussée des terres sur la semelle	Cas N°1	12.67	//	0.66	8.362	//
	Cas N°2	16.12	//	0.66	10.639	//
	Cas N°3	14.97	//	0.66	9.880	//
	Cas N°4	14.20	//	0.66	9.372	//

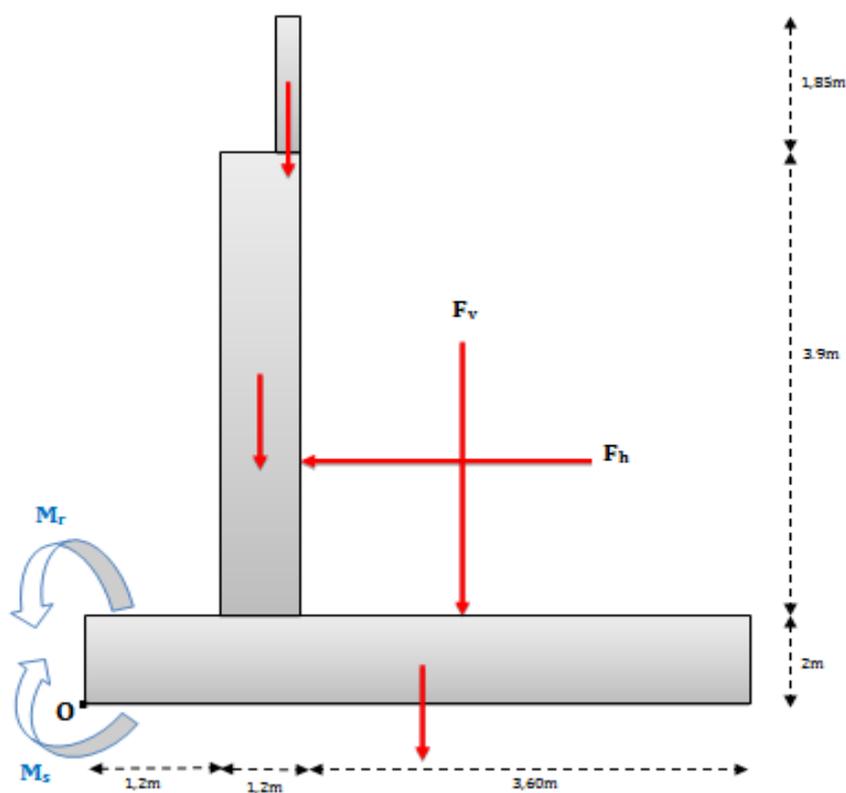


Figure IV.6 Moments stabilisants et moments renversants.

Remarque : les bras de leviers horizontaux et verticaux des différentes forces sont déterminés par rapport au point O.

IV.2.5 Vérification de la stabilité

a. Stabilité au renversement

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1.5 \quad \text{Condition normale (pas de séisme).}$$

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1 \quad \text{Condition sismique}$$

b. Stabilité au glissement

$$\frac{\sum V}{\sum H} tg\varphi \geq 1.5 \quad \text{Condition normale.}$$

$$\frac{\sum V}{\sum H} tg\varphi \geq 1 \quad \text{Condition sismique}$$

$$\text{Tel que : } V = \sum (1 \pm \varepsilon_v) P(t).$$

$$H = \sum \varepsilon_H P(t).$$

φ : Angle de frottement du remblai.

Tableau IV.8 Résultats des sollicitations sur la culée.

Cas sismique	$H = \sum \varepsilon_H P(t)$.	$V = \sum (1 \pm \varepsilon_v) P(t)$.	$\sum M_s(t.m)$	$\sum M_r(t.m)$
Cas N°1	119.69	1643.626	4264.105	470.532
Cas N°2	314.678	1630.33	4562.519	1107.502
Cas N°3	293.84	1523.696	4264.105	1066.122
Cas N°4	286.581	1417.07	3965.506	1037.395

a.1 Vérification de la stabilité au renversement

➤ Condition normale :(Cas N°1)

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{4264.105}{470.532} = 9.06 > 1.5 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Condition sismique : (Cas N°2)

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{4562.519}{1107.502} = 4.11 > 1 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Cas N°3

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{4264.105}{1066.122} = 3.99 > 1 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Cas N°4

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{3965.506}{1037.395} = 3.82 > 1 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

b.1 Vérification de la stabilité au glissement

➤ Condition normale :(Cas N°1)

$$\frac{\Sigma V}{\Sigma H} \operatorname{tg} \varphi = \frac{1643.626}{119.69} \operatorname{tg}(30^\circ) = 7.91 > 1.5 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Condition sismique : (Cas N°2)

$$\frac{\Sigma V}{\Sigma H} \operatorname{tg} \varphi = \frac{1630.33}{304.678} \operatorname{tg}(30^\circ) = 3.08 > 1. \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Cas N°3 :

$$\frac{\Sigma V}{\Sigma H} \operatorname{tg} \varphi = \frac{1523.696}{293.84} \operatorname{tg}(30^\circ) = 2.99 > 1 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Cas N°4 :

$$\frac{\Sigma V}{\Sigma H} \operatorname{tg} \varphi = \frac{1417.07}{286.581} \operatorname{tg}(30^\circ) = 2.85 > 1 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

IV.2.6 Ferrailages des éléments de la culée**IV.2.6.1 caractéristique des matériaux****1. Béton**

- la résistance à la compression à 28 jour est : **$f_{c28}=30 \text{ MPa}$** .
- La résistance caractéristique à la traction à **j** jours se déduit conventionnellement par la relation : **$f_{tj}= 0.6 + 0.06 f_{cj}(\text{MPa})$** .

✓ Contrainte ultime de compression

C'est une valeur fixée à l'avance et ne peut pas être dépassée en aucun point de l'ouvrage : **$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \theta \gamma_b$**

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

γ_b : coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

θ : coefficient fixé à 1 lorsque la durée probable de la combinaison d'action considérée est supérieurs à 24 heures.

✓ Contrainte de service

$$\bar{\sigma}_b \left\{ \begin{array}{l} 0.5 f_{c28} \quad (\text{Ouvrage fini.}) \\ 0.6 f_{c28} \quad (\text{En construction situation accidentelle}). \end{array} \right.$$

2. Acier

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence (FeE400). La limite élastique est égale à 400 MPa.

✓ Contraintes limites à la traction

$$\text{ELU : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s \begin{cases} 1 & \text{(Situation accidentelle.)} \\ 1.5 & \text{(Situation durable ou transitoire)} \end{cases}$$

ELS :

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (2/3f_e ; 110\sqrt{nf_{c28}})$ MPa

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min (0.5f_e ; 90\sqrt{nf_{c28}})$ MPa.

n : Coefficient de fissuration

$$\begin{cases} n=1 & \text{pour les armatures rondes lisses.} \\ n=1,6 & \text{pour les armatures hautes adhérences..} \end{cases}$$

IV.2.6.2 Ferrailage de la dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

$$\checkmark \text{ Poids de la dalle de transition : } G1 = \frac{31}{5.175 \times 9.58} = \mathbf{0.62 \text{ t/m}^2}$$

$$\checkmark \text{ Poids du remblai : } G2 = \frac{99.153}{5.175 \times 9.58} = \mathbf{2 \text{ t/m}^2}$$

$$\checkmark \text{ Poids propre du revêtement : } G3 = 0.08 \times 2.2 = \mathbf{0.17 \text{ t/m}^2}$$

$$\checkmark \text{ La surcharge du remblai est } Q = 1 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge permanente $G = G1 + G2 + G3 = 0.62 + 2 + 0.17 = \mathbf{2.79 \text{ t/m}^2}$

La charge d'exploitation $Q = 1 \text{ t/m}^2$

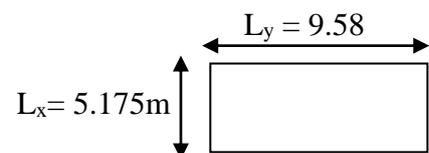
La dalle de transition sera ferrillée à la flexion simple.

ELU:

$$\begin{cases} P = 1.35G + 1.5Q \\ P = 5.266 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$\alpha = L_x/L_y = 5.175/9.58 = 0.54$$

$\alpha = 0.54 > 0.4$ donc : la dalle travaille dans les deux sens.



$$M_x = \mu_x \cdot P l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

μ_x et μ_y sont donnés dans la table de PIGEAUD. (Voir l'annexe n°) en fonction de α et ν

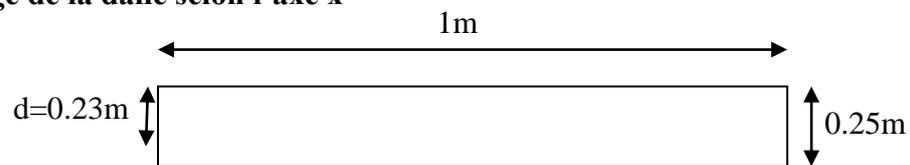
Avec ν : coefficient de poisson.

$$\begin{cases} \nu = 0.2 \\ \alpha = 0.54 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0908, \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

On trouve : $M_x = 12.80 \text{ t.m.}$

$$M_y = 3.20 \text{ t.m.}$$

✓ **Ferrailage de la dalle selon l'axe x**



$$\mu_{bu} = M_x / f_{bu} \times b \times d^2 \quad \text{tels que } f_{bu} = 17 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_{bu} = 0.14$$

$$\varepsilon_{es} = f_e / \gamma_s \cdot E_s = 1.74 \times 10^{-3} \quad \text{Avec } f_e = 400 \text{ Mpa, } \gamma_s = 1,15 \text{ et } E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha_r = 3.5 / 3.5 + 1000 \quad \varepsilon_{es} = 0.667.$$

$$\mu_r = 0.8 \alpha_r (1 - 0.4 \alpha_r) = 0.39.$$

$\mu_r > \mu_{bu} \Rightarrow$ Notre section est sans armature comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.18$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) \quad \Rightarrow \quad z = 0.21 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{si} = \frac{M_x}{z \times \sigma_s} = 17.51 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A \geq A_{\min} = b \times d \times 0.23 \times f_{tj} / f_e.$$

$$A_{\min} = 3.17 \text{ cm}^2$$

$A = 17.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.17 \text{ cm}^2$ Donc la condition est vérifiée.

D'après le B.A.E.L on prend **6HA20 = 18.84 cm²**, avec un espacement de **17 cm**.

- **Vérification à l'ELS**

$$P = G + Q = 3.72 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{cases} v = 0.2 \\ \alpha = 0.54 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0948 \\ \mu_y = 0.4050 \end{cases}$$

$$M_{\text{ser}} = 11.30 \text{ t.m.}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_b \leq \sigma_b \\ \sigma_s \leq \sigma_s \end{cases}$$

$$\sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \min(2/3f_e ; 110\sqrt{nf_{c28}}) = 215.55 \text{ Mpa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\frac{b}{2}X^2 + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0 \text{ Avec } n = 15, A_s = 17.51 \text{ cm}^2, A'_s = 0$$

On trouve $X = 9.69 \cdot 10^{-2} \text{ m}$

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA'_s(X - c') + nA_s(d - X) = 7.68 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}} \cdot X}{I} = 14.29 \text{ Mpa} < 18 \text{ Mpa} \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{\text{ser}} \cdot (d - X)}{I} = 19.59 \text{ Mpa} < 215.55 \text{ Mpa} \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

- **Armatures de construction**

$$A'_s = A_s / 3 = 18.84 / 3 = 6.28 \text{ cm}^2$$

On prend **6HA12** $A'_s = 6.78 \text{ cm}^2$ (D'après le BAEL91.mod99)

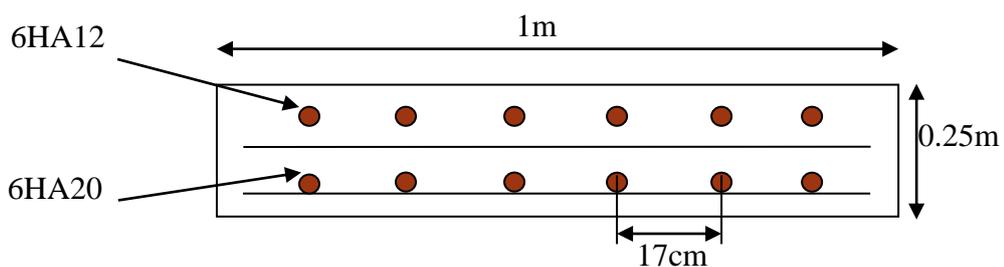


Figure IV.7 Schémas de ferrailage de la dalle selon l'axe x.

- **Ferrailage de la dalle selon l'axe y**

De la même façon qu'on a travaillé pour X on trouve :

$$A_s = 5.44 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend, **5HA12**, $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20 cm.

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A = 5.44\text{cm}^2 ; A_{\min} = 3.17\text{cm}^2$$

$A_S > A_{\min}$, Donc la condition est vérifiée.

- **Vérification à ELS**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 18\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e ; 110\sqrt{nf_{c28}}) = 215.55\text{Mpa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\frac{b}{2}X^2 + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0 \quad \text{Avec } n=15, A_s=5.44\text{cm}^2, A'_s=0$$

On trouve $X = 3.2 \times 10^{-2}\text{m}$

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA'_s(X - c') + nA_s(d - X)^2 = 3.30 \times 10^{-4}\text{m}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser.}X}}{I} = 10.95\text{Mpa} < 18\text{Mpa} \quad \text{Donc la condition est vérifiée}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{\text{ser.}(d-X)}}{I} = 67.80\text{Mpa} < 215.55\text{Mpa} \quad \text{Donc la condition est vérifiée}$$

- **Armatures de construction**

$$A'_s = A_s/3 = 5.65/3 = 1.83\text{cm}^2$$

On prend 5HA12 $A'_s = 5.65\text{cm}^2$ (D'après le BAEL91.mod99)

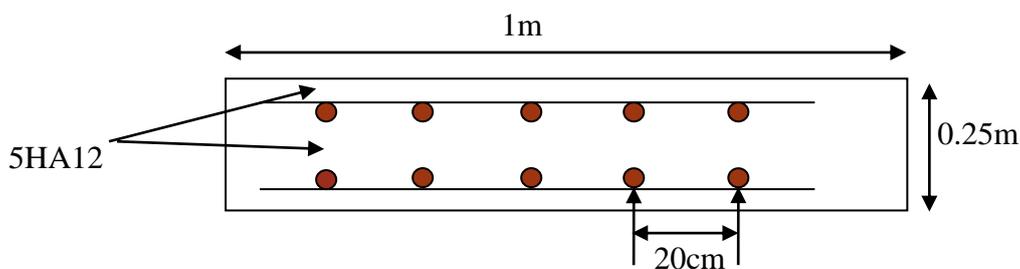


Figure IV.8 Schémas de ferrailage de la dalle selon l'axe y.

IV.2.6.3 Ferrailage du mur garde grève

Ce dernier sera ferrillé à la flexion simple.

- ❖ **La poussée des terres**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_t = 1/2 \times K_a \times \gamma \times h^2 = 0.5 \times 0.33 \times 2 \times (1.85)^2 = 1.129\text{t/ml}$$

$$M_t = 1/3 \times P_t \times h = 0.70\text{ tm}$$

❖ Effort de freinage

$$F_f = 30/9.58 = 3.13 \text{ t/ml.}$$

$$M_f = F_f \times h = 3.13 \times 1.85 = 5.79 \text{ t.m}$$

• Armatures longitudinales

➤ ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 1.35 M_t + 1.5 M_f \\ \mu_{bu} = M_u / f_{bu} \times b \times d^2 \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \\ Z = d(1 - 0.4 \alpha) \\ A = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 11.63 \text{ cm}^2 \text{ tel que} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_u = 9.64 \text{ t.m} \\ \mu_{bu} = 0.090 \\ \alpha = 0.119 \\ z = 0.238 \text{ m} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\mu_r = 0.8 \alpha_r(1 - 0.4 \alpha_r) = 0.39.$$

$\mu_r > \mu_{bu} \Rightarrow$ Notre section est sans armatures comprimées.

$$\text{Donc } A = 11.63 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité

$$A \geq A_{\min} = b \times d \times 0.23 \times f_{ij} / f_e.$$

$$A = 11.63 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 3.17 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

On prend 5HA20, $A = 15.7 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20 cm.

(D'après le B.A.E.L 91 mod 99).

✓ Vérification à l'ELS

$$M_{\text{ser}} = M_t + M_f \quad M_{\text{ser}} = 6.5 \text{ t.m}$$

$$\frac{b}{2} X^2 + n A_s' (X - c') - n A_s (d - X) = 0 \quad \text{Avec } n = 15, A_s = 12.06 \text{ cm}^2, A_s' = 0$$

$$X = 8.44 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} X^3 + n A_s' (X - c') + n A_s (d - X) = 7.23 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}} \cdot X}{I_1} = 7.52 \text{ Mpa} < 18 \text{ MPa} \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{\text{ser}} \cdot (d - X)}{I_1} = 14.95 \text{ Mpa} < 347.83 \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

• Armatures transversales

Le diamètre minimum des aciers transversaux est : $\Phi_t \geq \Phi_l / 3$

Soit $\Phi_t = 12 \text{ mm}$

• Armatures de construction

$$A_s' = A_s / 3 = 11.63 / 3 = 3.85 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA10 $A_s' = 3.95 \text{ cm}^2$

(D'après le BAEL91.mod99)

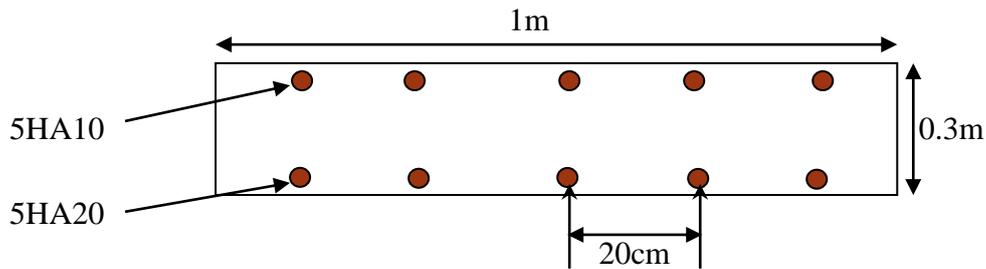


Figure IV.9 Schémas de ferrailage du mur garde-grève.

IV.2.6.4 Ferrailage du mur frontal

Le mur frontal sera ferrillé à la flexion composée. Il est soumis aux efforts suivants :

- **Force verticale**

$$N = 574.42t.$$

- **Forces horizontales**

✓ Poussée des terres :

$$P_t = 1/2 \times K_a \times \gamma \times h^2 = \mathbf{5.01 \text{ t/ml}}$$

$$M_t = 1/3 \times P_t \times h = \mathbf{6.52 \text{ t.m/ml}}$$

✓ Forces de freinage :

$$F_f = 3.14 \text{ t/ml.}$$

$$M_f = F_f \times h = \mathbf{12.24 \text{ t.m/ml}}$$

- **Armatures longitudinales**

➤ **ELU :**

$$\text{On a : } b=1m, h=1.20m, d= 1.15m \quad d'=0.05m$$



Figure IV.10 Dimensions du mur frontal.

$$M_{Ug} = 1.35 M_t + 1.5 M_f = \mathbf{27.162t.m/ml}$$

$$N_u = N/L = 574.41/9.60 = \mathbf{59.83t/ml}$$

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \mathbf{0.45m}$$

$$\text{On a } AA' = 1.1m$$

Donc e_G est situé entre A et A'.

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = \mathbf{60.506t.m}$$

$$N_u (d-d') - M_{uA} = 5.31 \text{ t.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$(0.337 h - 0.81 d') b.h.f_{bu} = 742.35 \text{ t.m} \dots \dots \dots (2)$$

(2) > (1) ⇒ la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = M_{uA} / f_{bu} \times b \times d^2.$$

$$\mu_{bu} = 0.026$$

$\mu_L = 0.39 > \mu_{bu}$. Donc, notre section est sans armatures comprimée. ($A' = 0$)

$$A = \frac{M_{uA}}{(1 - 0.4\alpha)d\sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = 0.03.$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = - 1.88 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.4 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 15.87 \text{ cm}^2.$$

$A_{min} > A$. Donc on ferraille avec le minimum. (Condition non vérifié) ⇒ (RPA)

D'après le B.A.E.L on prend **6 HA20**, $A = 18.84 \text{ cm}^2$, avec un espacement de **15cm**

- **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

$$M_{ser} = M_t + M_f = 18.76 \text{ t.m}$$

$$\frac{b}{2} X^2 + nA_s'(X - c') - nA_s(d - X) = 0 \quad \text{Avec } n = 15, A_s = 15.87 \text{ cm}^2, A_s' = 0$$

$$X = 12.25 \times 10^{-2} \text{ m}.$$

$$I = \frac{b}{3} X^3 + nA_s'(X - c') + nA_s(d - X)^2 = 2.57 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 0.89 \text{ Mpa} < 18 \text{ Mpa}$$

Donc la condition est vérifiée.

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser} \cdot (d - X)}{I_1} = 112.48 \text{ Mpa} < 215.55 \text{ Mpa}$$

Donc la condition est vérifiée.

- **Armatures transversales**

Le diamètre minimum des aciers transversaux est :

$$\Phi_t \geq \Phi_L/3$$

Soit $\Phi_t = 12\text{m}$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$T = f_t + P_t = 3.12 + 5.01 = \mathbf{8.13\text{t/ml.}}$$

$$T_u = 1.35T = 1.35 \times 8.13 = \mathbf{10.97\text{t/ml.}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{10.97 \times 10^4}{1 \times 1.15} = \mathbf{0.95\text{Mpa.}}$$

$$\tau'_u = \inf [4\text{MPa} ; 0,15f_{c28}/\gamma_b] = \mathbf{3,4\text{Mpa.}}$$

(D'après le BAEL91.mod99).

$$\tau'_u > \tau_u$$

Condition vérifiée.

- **Armatures de construction**

$$A'_s = A_s/3 = 18.84/3 = \mathbf{6.28\text{ cm}^2}$$

On prend **6HA12** $A'_s = \mathbf{6.78\text{ cm}^2}$

(D'après le BAEL91.mod99)

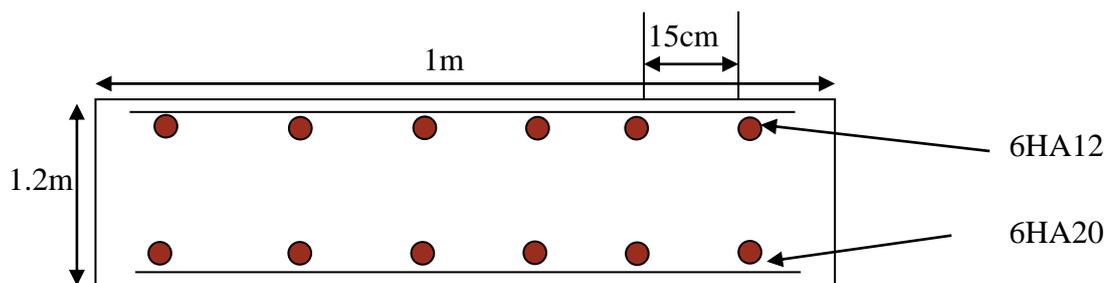


Figure IV.11 Schémas de ferrailage du mur frontal.

IV.2.6.5 Ferrailage de la semelle

On a une semelle de longueur $L = 9.60\text{m}$, d'une largeur $B = 6\text{m}$, et d'une hauteur $h = 2\text{m}$. La semelle sera ferrillée à la flexion composée et pour cela on utilise la méthode des bielles.

On calcule la semelle comme si elle était sollicitée par une charge centrée majorée $Q' > Q$ Ou $Q' = \sigma \left(\frac{B}{4}\right) \cdot B \cdot L$ C'est-à-dire, on considère que la semelle est sollicitée par une réaction de sol d'intensité uniforme : $\sigma \left(\frac{B}{4}\right) = (\sigma_{min} + 3\sigma_{max})/4$ au lieu d'une réaction d'allure trapézoïdale $(\sigma_{min} + 3\sigma_{max})$.

- **Evaluation des efforts agissant sur la semelle**

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et des efforts agissants sur la semelle pour les différents cas ;

Tableau IV.9 Evaluation des efforts agissant sur la semelle.

Désignation	Condition	$H = \sum \varepsilon_H P(t)$	$V = \sum (1 \pm \varepsilon_v) (t)$	$\sum M_s(t.m)$	$\sum M_r(t.m)$
TOTAL	CN	119.69	1643.626	4264.105	470.532
	CAS 2	314.678	1630.33	4562.519	1078.702
	CAS 4	286.581	1417.07	3965.506	1008.595

- **Conditions normales (CN)**

$$N_{\max} = 1643.626 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 470.532 \text{ t.m}$$

- **Conditions sismiques (CV)**

$$N_{\max} = 1630.33 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 1078.702 \text{ t.m}$$

- ❖ **Vérification avec la méthode des bielles**

$$\begin{cases} 45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ \\ 0.7 \left(b' - \frac{b}{2} \right) \leq h \leq \left(b' - \frac{b}{2} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} tg \alpha = \frac{d}{\frac{b'}{2} - \frac{b}{2}} = 49.08^\circ \\ h = 2m < 3.2m \end{cases}$$

La méthode est applicable pour la culée.

- a. **Ferraillage de la semelle selon l'axe B**

On a une semelle de largeur $B = 6m$ et d'une hauteur $h = 2m$

- **Conditions normales**

- **Calcul à l'ELU**

$$N_{\max} = 1643.26 \text{ t.m} \quad , \quad M_{\max} = 470.532 \text{ t.m}$$

- **Vérification de la rigidité**

$$h > \frac{B-b}{4} + C = 0.05 \text{ m} \quad ; \quad h = 2 \text{ m}$$

$$h > \frac{6-1.2}{4} + 0.05 \quad \rightarrow \quad 2 > 1.25$$

Donc la condition est vérifiée.

▪ **Calcul du le ferrailage**

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M.Y}{I} = \frac{N}{B.L} - \frac{6M}{Bh^2}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1643.626}{57.6} - \frac{6 \times 470.532}{6 \times 2^2} = -0.89 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M.Y}{I} = \frac{N}{B.L} + \frac{6M}{Bh^2}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1643.626}{57.6} + \frac{6 \times 470.532}{6 \times 2^2} = 1.46 \text{ Mpa}$$

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = (\sigma_{\min} + 3\sigma_{\max})/4 \quad \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 0.87 \text{ Mpa}$$

$$Q' = \sigma\left(\frac{B}{4}\right) \cdot B.L \quad Q' = 5025.6 \text{ t}$$

$$d = 1.95 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{Q'(B-b)}{8.d.\sigma_s} \quad A = 444.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 444.35/9.6 = 46.28 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition sismique**

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M.Y}{I} = \frac{N}{B.L} - \frac{6M}{Bh^2}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1630.33}{57.6} - \frac{6 \times 1078.702}{6 \times 2^2} = -2.41 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M.Y}{I} = \frac{N}{B.L} + \frac{6M}{Bh^2}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1630.33}{57.6} + \frac{6 \times 1078.702}{6 \times 2^2} = 2.88 \text{ Mpa}$$

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = (\sigma_{\min} + 3\sigma_{\max})/4 \quad \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 1.58 \text{ Mpa}$$

$$Q' = \sigma\left(\frac{B}{4}\right) \cdot B.L \quad Q' = 9121.079 \text{ t}$$

$$A_s = \frac{Q'(B-b)}{8.d.\sigma_s} \quad A_s = 806.46 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 806.46 / 9.6 = 84.006 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A \geq A_{\min} = b \times d \times 0.23 \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 26.91 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min}$$

Condition est vérifiée

D'après le B.A.E.L on prend 7HA40, $A = 87.92 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 10cm

- **Armatures de construction**

$$A'_s = A_s/3 = 87.92/3 = 29.30\text{cm}^2$$

On prend 7HA25 $A'_s = 34.37\text{ cm}^2$

(D'après le BAEL91.mod99)

- **Armatures latérales**

$$A_l = \frac{A}{10} = \frac{87.92}{10} = 8.792\text{ cm}^2$$

On prend 7HA14 $A_l = 10.78\text{ cm}^2$

(D'après le BAEL91.mod99)

Espacement $s_t = 15\text{cm}$

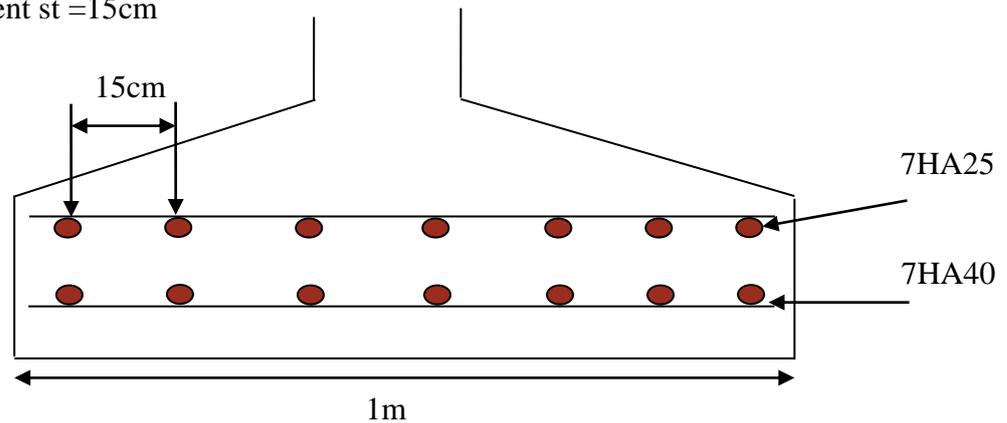


Figure IV.12 Schémas de ferrailage de la semelle selon B.

b. Ferrailage de la semelle selon L

$$N = 1643.26\text{ t}$$

➤ Vérification de la rigidité

$$h > \frac{L-l}{4} + c = 0.05\text{m} ; h = 2\text{m}$$

$$2 > \frac{9.6-9.5}{4} + 0.05$$

$$2 > 0.075\text{m}$$

La condition est vérifiée

▪ Calcul du ferrailage

○ Cas normal

$$A = \frac{F}{\sigma_s} \text{ tels que : } F = \frac{N(L-l)}{8.d} = \frac{1643.626(9.6-9.5)}{8 \times 1.95}$$

$$F = 10.53\text{ t}$$

$$A = \frac{10.53 \times 10^4}{348} \quad A = 3.02\text{cm}^2$$

○ Cas sismique

$$F = \frac{1630.33(9.6-9.5)}{8 \times 1.95} = 10.45\text{ t}$$

$$A = \frac{10.45 \times 10^4}{348} \quad A = 3\text{cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A \geq A_{min} = bxdx 0.23 x f_{t28}/f_e$$

$$A_{min} = 26.91cm^2$$

$A_{min} > A$ (condition non vérifié). Donc on ferraille avec le minimum

D'après le B.A.E.L on prend 7HA25; $A_s = 34.37cm^2$, avec un espacement de 15cm

- **Armatures de construction**

$$A'_s = A_s/3 = 34.37/3 = 11.45cm^2$$

On prend 7HA16 $A'_s = 14.07 cm^2$

(D'après le BAEL91.mod99)

- **Armatures latérales**

$$A_l = \frac{A}{10} = \frac{34.37}{10} = 3.437 cm^2$$

On prend 5HA10 $A_l = 3.95 cm^2$

(D'après le BAEL91.mod99)

Espacement $s_t = 25cm$

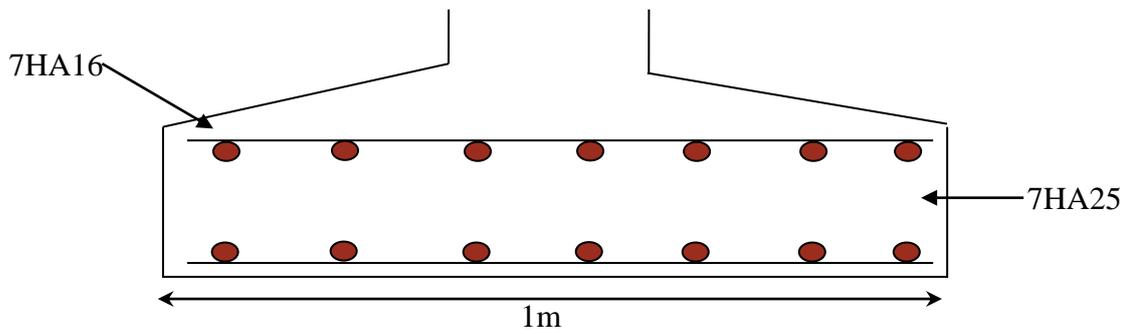


Figure IV.13 Schéma de ferrailage de la semelle selon L.

IV.3 La pile

IV.3.1 Définition

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier à savoir si ce dernier est simplement appuyé, partiellement ou totalement encastré. Il sont caractérisées par le fait qu'ils sont à l'aire libre sur la plus grande partie de leur hauteur.

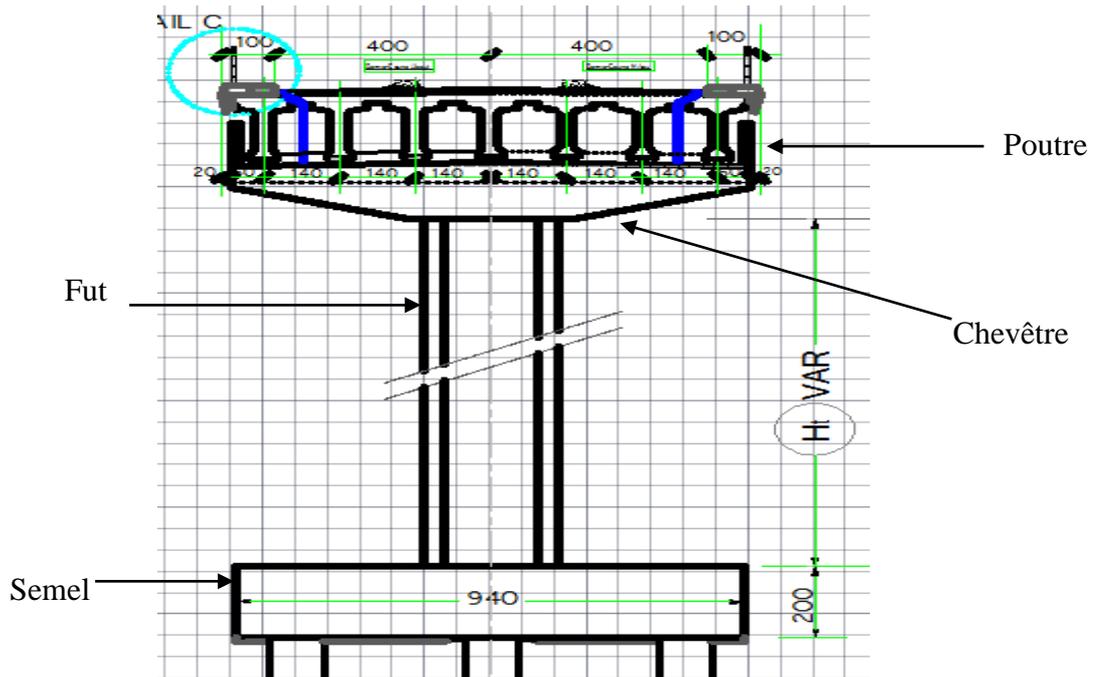


Figure IV.14 Coupe transversale sur la pile.

IV.3.2 Ferrailage de la pile

La pile sera considérée comme une console encastrée dans la semelle de fondation. Sa hauteur est celle du fut plus le chevêtre.

IV.3.2.1 Evaluation des charges sur la pile

P_p : Le poids propre de la pile (poids du fut plus le chevêtre) ;

R : La charge verticale (la réaction d'appui sur la pile) ;

W : La charge du vent ;

F_f : La force de freinage ;

E_x : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x ;

E_y : La composante verticale du séisme suivant l'axe y.

IV.3.2.2 Les combinaisons de charges

$$\text{ELU: } 1.35 (P_p + R_u)$$

$$\text{ELS: } P_p + R_s$$

$$\text{ELA: } P_p + R + E_x \dots\dots\dots (1)$$

$$P_p + R + E_y \dots\dots\dots (2)$$

❖ Application numérique

➤ Poids propre du chevêtre

$$P_{ch} = \gamma_b \times S_{ch} \times e_{ch} = 2.5 \times 15.69 \times 2.20 = \mathbf{86.29 \text{ t}}$$

➤ **Poids propre du fut**

La forme du fut est circulaire d'un rayon ($R = 1\text{m}$).

$$S = 3.14\text{m}^2, \quad H = 15.138\text{m}.$$

$$P_p = S \times H \times \gamma_b = \mathbf{118.83 \text{ t}}.$$

Pour deux futs $p_{2f} = \mathbf{237.66 \text{ t}}$

➤ **la charge vertical R**

La réaction d'appui sur la pile est $R = 1148.82 \text{ t}$ (voir le tableau III.15 page 54)

➤ **La force de freinage**

$$F_f = 30 \text{ t}$$

(D'après le règlement RPOA)

➤ **la charge du vent**

Le vent agit sur une surface latérale du pont (fut + chevêtre + tablier) avec une intensité

$$W = 0.25 \text{ t/m}^2.$$

1- Sur le tablier = $0.25 \times (33.4 \times 2.06) = 12.52 \text{ t}$ tels que la hauteur du tablier = 2.06m

2- Sur (fut + chevêtre) = $0.25 \times (2 \times 2 \times 3.14 \times 15.138 + 1.6 \times 2.2) = 48.41 \text{ t}$

$$W = 2 \times 12.52 + 48.41 = \text{t}$$

$$W = 73.45 \text{ t}$$

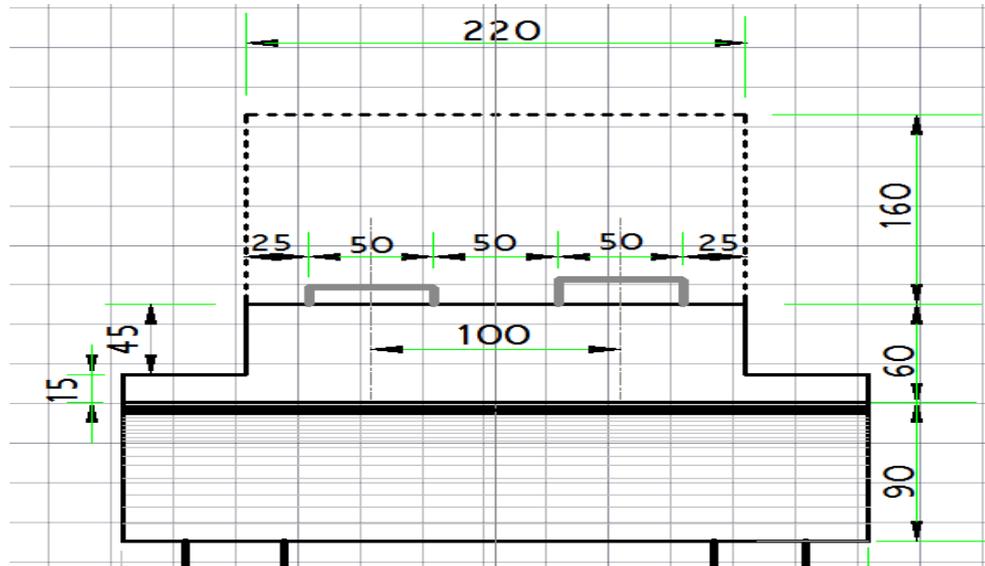


Figure IV.15 Vue latérale du chevêtre.

➤ **La force du séisme**

D'après le RPOA 2006 (règlement parasismique d'ouvrage d'art –Version 2007) l'intensité du séisme est :

La composante horizontale du séisme E_x :

$$E_x = 0.1 \text{ G}$$

La composante verticale du séisme E_y :

$$E_y = 0.07 G$$

G : est le poids propre du tablier + le poids propre du chevêtre + poids propre des deux futs

$$G = 644.011 + 86.29 + 237.66$$

$$G = 967.96 \text{ t}$$

Donc : $E_x = 96.796 \text{ t}$

$$E_y = 67.775 \text{ t}$$

IV.3.3 Ferrailage du fut

IV.3.3.1 Evaluation des efforts

- Calcul de l'effort normal N

$$N = G + D_{240} + (P_{ch} + P_{2f}) = 850.24 + 86.29 + 237.66$$

$$N = 1174.19 \text{ t pour un fut } N = 1174.19/2 = 587.095 \text{ t}$$

- Calcul du moment à la base du fut

$$\text{Fréinage : } [30 \times (1.5 + 15.138)]/2 = 249.57 \text{ t.m}$$

$$\text{Le vent : } 36.72 \times (15.138 + 1.5) = 610.94 \text{ t.m}$$

Séisme :

$$M_{EX} = 96.775 \times (15.138 + 1.5) = 1610.142 \text{ t.m}$$

$$\text{Soit le moment par fut : } 1610.142/2 = 805.071 \text{ t.m}$$

$$M_{EY} = 67.775 \times (15.138 + 1.5) = 1127.64 \text{ t.m}$$

$$\text{Soit le moment par fut : } 1127.64/2 = 563.82 \text{ t.m}$$

❖ Application les combinaisons de charge

- L'effort normal maximal (N_{max})

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 (587.095) = 792.57 \text{ t}$$

$$\text{ELS : } N_s = 587.095 \text{ t}$$

$$\text{ELA : } N_{Ax} = 587.095 + 96.775 = 683.87 \text{ t}$$

$$N_{Ay} = 587.095 + 67.775 = 654.87 \text{ t}$$

- Le moment maximal (M_{max})

$$\text{ELU : } M_u = 1.5 (249.57 + 610.94) = 1290.765 \text{ t.m}$$

$$\text{ELS : } M_s = 860.51 \text{ t.m}$$

ELA :

$$\begin{cases} M_{EX} = 805.071 \text{ t.m} \\ M_{EY} = 563.82 \text{ t.m} \end{cases}$$

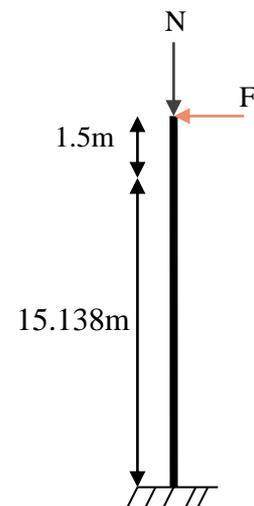


Tableau IV.10 Les sollicitations après les combinaisons.

	ELU	ELS	ELA	
			Ex	Ey
N(t)	792.57	587.095	683.87t	654.87
M (t.m)	1290.765	860.51	805.071	563.82

Le moment maximal est celui de l'état limite ultime

Donc : $M_u = 1290.765 \text{ t.m}$

$N_u = 792.57 \text{ t}$

IV.3.4 Ferrailage

Le fut est soumis un moment fléchissant et un effort normal, donc il faut le ferrailer à la flexion composée.

➤ **Vérification de flambement du fut**

$$L_c = \frac{\sqrt{2}}{2} \times L = 0.7 \times 15.138 = 10.596 \text{ m}$$

$\lambda = I_c/i$ Tels que $i = D/4 = 0.5$, i : rayon de giration.

$\lambda = \frac{10.596}{0.5} = 21.19 < 35$ pas de risque de flambement

➤ **Détermination des armateurs nécessaire** : en utilisant un logiciel de calcul de ferrailage "SOCOTEC"

▪ ELU

	BaelC - Version 1.01.026	04/06/13
	sans nom	Page 1 / 1

Données saisies :

Diamètre de la section circulaire : 2 m
 Distance du odg des armatures au parement : 0,200 m

Contrainte du béton : 30 MPa
 Limite d'élasticité d'acier : 400 MPa
 Coefficient de durée d'application des charges : 1,0
 Coefficient de sécurité du béton : 1,5
 Coefficient de sécurité de l'acier : 1,15

Effort normal ELU : 7925,7 kN
 Moment fléchissant ELU : 12907,65 kN.m

Résultats des calculs aux ELU

Section totale d'armatures : 339,24 cm²
 La solution est trouvée au Pivot B.
 Position de l'axe neutre : $Y_c = 0,343$ m

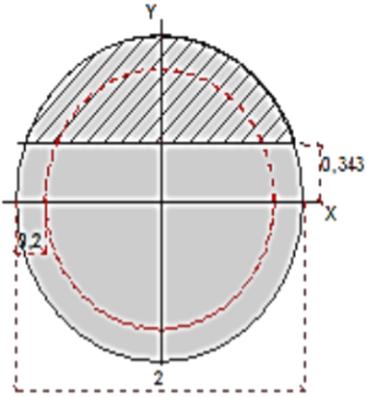


Figure IV.16 Calcul de la section d'armature nécessaire ELU.

- ELA

	BaelC - Version 1.01.026	04/06/13
	sans nom	Page 1 / 1

Données saisies :

Diamètre de la section circulaire :	2	m
Distance du odg des armatures au parement :	0,200	m
Contrainte du béton :	30	MPa
Limite d'élasticité d'acier :	400	MPa
Coefficient de durée d'application des charges :	1,0	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	
Effort normal ELU :	6838,7	kN
Moment fléchissant ELU :	8050,71	kN.m

Résultats des calculs aux ELU

Section totale d'armatures :	123,72	cm ²
La solution est trouvée au Pivot B.		
Position de l'axe neutre : Yc = 0,462 m		

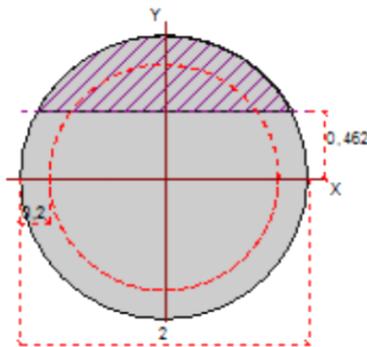


Figure IV.17 Calcul de la section d'armature nécessaire ELA.

Après le calcul de la section d'armature donné par *SOCOTEC* : on ferraille avec :

$$A = 339.24 \text{ cm}^2 \quad \text{On choisit} \quad 43\text{HA}32$$

Espacement des armatures, On prend : **e = 15 cm**

- Armatures transversales

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_1}{3} = 10.66 \text{ mm,}$$

On prend des cercles $\Phi 12$

IV.3.4.1 Ferrailage de la semelle selon B

On a une semelle de longueur $L = 9.6\text{m}$, de largeur $B = 6\text{m}$ et d'une hauteur $h = 2\text{m}$

▪ Calcul à ELU

$$M_u = 2581.53 \text{ t.m} \quad N_u = 1585.15 \text{ t.}$$

✓ Vérification de la rigidité :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + c; \quad c = 0.05 \text{ est l'enrobage des aciers ; } h = 2\text{m est la hauteur de la semelle,}$$

b : diamètre du fut

$$2 \geq \frac{6-2}{4} + 0.05 = 1.05\text{m} > 1.05 \text{ (Condition vérifiée) donc la semelle est rigide.}$$

▪ Calcul du ferrailage de la semelle avec la méthode des bielles

✓ Vérification avec la méthode des bielles

$$\begin{cases} 45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ \\ 0.7 \left(b' - \frac{b}{2} \right) \leq h \leq \left(b' - \frac{b}{2} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{tg} \alpha = \frac{d}{\frac{b'}{2} - \frac{b}{2}} = 49.08^\circ \\ h = 2\text{m} < 3.1\text{m} \end{cases}$$

La méthode est applicable pour la pile.

La méthode des bielles consiste à calculer la semelle comme si elle été sollicitée par une charge centrée majorée $N' \geq N$ ou $N' = (\sigma_{min} + 3\sigma_{max})/4 \times B \times L$

$$\sigma_{min} = \frac{N_u}{S} - \frac{M \cdot Y}{I} = \frac{N}{B \cdot L} - \frac{6Mu}{Bh^2}$$

$$\sigma_{min} = \frac{1585.15}{56.4} - \frac{6 \times 2581.53}{6 \times 4} = -6.17\text{Mpa}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_u}{S} + \frac{M \cdot Y}{I} = \frac{N}{B \cdot L} + \frac{6Mu}{Bh^2}$$

$$\sigma_{max} = \frac{1585.15}{56.4} + \frac{6 \times 2581.53}{6 \times 4} = 6.73\text{Mpa}$$

$$N' = (\sigma_{min} + 3\sigma_{max})/4 \times B \times L N u' = 19768.2 \text{ t}$$

$$A_s = \frac{N'(B-b)}{8.d.\sigma_s} = \frac{19768.2 \times (6-2)}{5428.8} = 1456.54\text{cm}^2$$

$$A_s = 1456.54/9.4 = 154.95\text{cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A \geq A_{min} = b \times d \times 0.23 \times f_{t28}/f_e$$

$$A_{min} = 26.91\text{cm}^2$$

$$A > A_{min}$$

La condition est vérifiée

▪ **Cas sismique :**

$$\sigma_{min} = \frac{N_A}{S} - \frac{M \cdot Y}{I} = \frac{N_A}{B \cdot L} - \frac{6Ma}{Lh^2}$$

$$\sigma_{min} = \frac{1270.965}{56.4} - \frac{6 \times 1610.142}{24} = -3.80 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_A}{S} + \frac{M \cdot Y}{I} = \frac{N_A}{B \cdot L} + \frac{6Ma}{Lh^2}$$

$$\sigma_{max} = \frac{1270.965}{56.4} + \frac{6 \times 1610.142}{24} = 4.25 \text{ Mpa}$$

$$Ns' = (\sigma_{min} + 3\sigma_{max})/4 \times B \times L \quad Ns' = 12622.47 \text{ t}$$

$$A_s = \frac{Ns'(B-b)}{8.d.\sigma_s} \quad A_s = 930.03 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 930.03/9.4 = 98.94 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A \geq A_{min} = b \times d \times 0.23 \times f_{t28}/f_e$$

$$A_{min} = 26.91 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{min}$$

La condition est vérifiée

D'après le B.A.E.L on prend 8 HA40 ; $A_s = 100.48 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 12cm

• **Armatures de construction**

$$A'_s = A_s/3 = 100.08/3 = 33.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 8 \text{ HA25 } \quad A'_s = 39.28 \text{ cm}^2$$

(D'après le BAEL91.mod99)

• **Armatures latérales**

$$A_l = \frac{A}{10} = \frac{100.48}{10} = 10.048 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 7 \text{ HA14 } \quad A_l = 10.78 \text{ cm}^2$$

(D'après le BAEL91.mod99)

$$\text{Espacement } s_t = 15 \text{ cm}$$

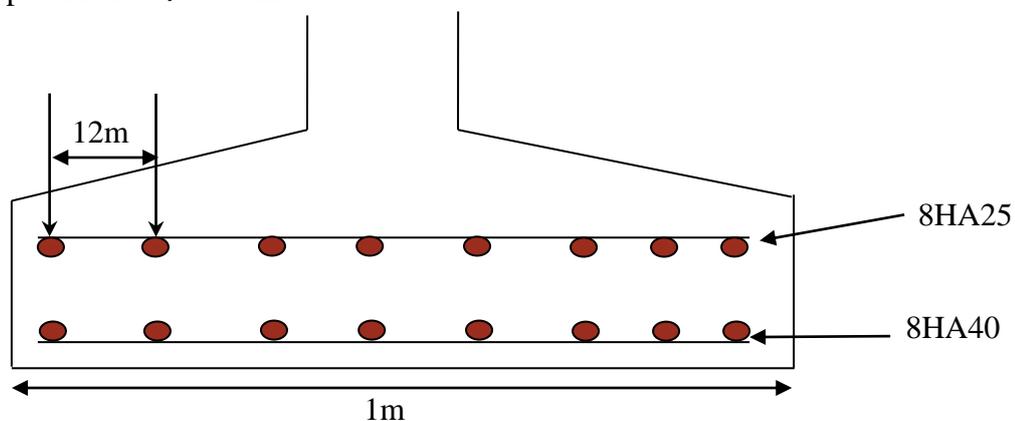


Figure IV.18 Schémas de ferrailage de la semelle selon B.

IV.3.4.2 Ferrailage de la semelle selon L

➤ **Vérification de la rigidité**

$$h \geq \frac{L-l}{4} + c \quad c=0.05; h = 2\text{m est la hauteur de la semelle, } l : \text{ diamètre du fut}$$

$$2 \geq \frac{9.4-4}{4} + 0.052 > 1.4 \text{ Condition vérifiée, donc la semelle est rigide}$$

➤ **Calcul du ferrailage à L'ELU:**

$$A = \frac{F}{\sigma_s}$$

$$F = \frac{Nu(L-l)}{8.d} = \frac{1585.15 \times (9.4 - 4)}{8 \times 1.95}$$

$$F = 548.705 \text{ t}$$

$$A = \frac{548.705 \times 10^4}{348}$$

$$A = 157.67 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 157.67/6 = \mathbf{26.27 \text{ cm}^2}$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A \geq A_{\min} = L \times d \times 0.23 \times f_{t28}/f_e$$

$$\mathbf{A_{\min} = 26.91 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} > A$ la condition non vérifiée

▪ **Cas sismique**

$$N = 1270.965 \text{ t}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s}$$

$$F = \frac{N(L-l)}{8.d} = \frac{1270.965(9.4-4)}{15.6} = 439.94 \text{ t}$$

$$A = \frac{439.94 \times 10^4}{348}$$

$$A = 126.42 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{126.42}{6} = \mathbf{21.07 \text{ cm}^2}$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A \geq A_{\min} = L \times d \times 0.23 \times f_{t28}/f_e$$

$$\mathbf{A_{\min} = 26.91 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} > A$, donc on ferraille avec le minimum.

D'après le B.A.E.L on prend 7HA16 ; $A_s = 28.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 15cm

- **Armatures de construction**

$$A'_s = A_s/3 = 28.14/3 = 8.97 \text{ cm}^2$$

On prend 7HA14 $A'_s = 10.78 \text{ cm}^2$

(D'après le BAEL91.mod99)

- **Armatures latérales**

$$A_l = \frac{A}{10} = \frac{26.91}{10} = 2.691 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA10A's = 3.16 cm²

(D'après le BAEL91.mod99)

Espacement $s_t = 25 \text{ cm}$

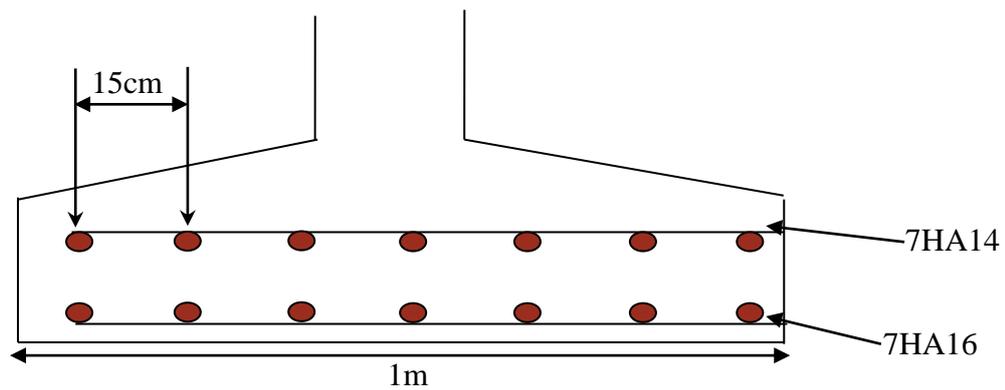


Figure IV.19 Schémas de ferrailage de la semelle selon L.

IV.4 Conclusion

D'après la descente de charge appliquée au niveau de la culée et de la pile, on conclut que :

La stabilité de la culée vis-à-vis le renversement et le glissement est assurée, soit en condition normale ou sismique.

Les sollicitations les plus défavorables qui reviennent à la pile sont données par la combinaison à l'état limite ultime.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de visualiser les différentes étapes essentielles à suivre pour la conception et l'étude d'un ouvrage d'art en utilisant les règlements nécessaires.

Les essais in situ effectués permétre de conclure que le sol est de mouvaise qualité et vue l'importance de l'ouvrage, les fondations superficielles sont à exclure, ce qui nous a conduit à utilisé les fondations profondes.

Après les calcule effectué pour les deux sites qui representeles cas les plus défavorabe (culée, pile) afin d'assurer une bonne stabilité de l'ouvrage, on a opté pour l'utilisation de 6 pieux pour la culée et 6 pieux pôur les piles, de 1.2 m de diametre et de 25m de longueur pour chaqu' un (pieux).

Ce modeste travail nous a aussi donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre parcours dans l'enseignement supérieur au sein de notre université.

En fin ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.