

République algérienne démocratique et populaire
Ministre de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université de Bejaia



Faculté de technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme
Master en Génie civil option géotechnique

Thème:
Etude des fondations d'un pont
cas de l'ouvrage d'art du PK 8+612 de Douar Belgaide-el
Kerma ,sur la deuxième rocade du sud d'Oran

Préparé par :

 **AIT TALEB Redouane**

 **BENNICHE Farid**

Dirigé par :

M^{me}: BOUAYAD. Dj

Promotion 2015



R E M E R C I E M E N T S

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

Nous remercions très sincèrement notre promotrice , madame Bouayad.Dj pour tous le savoir qu'elle nous a apportée de la 3ème année jusqu'à la 5ème année ainsi pour nous encadrer et diriger avec son aide, conseils et remarques qui nous a permet de faciliter à accomplir notre travail de fin d'étude.

Nous remerciments s'adressent aussi aux membres de jury qui ont accepté de juger ce travail.

Nous remercions du fond du cœur, tous les enseignants au sein de notre département génie civil qui ont contribué à notre formation.

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

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

Redouane et Farid





D é d i c a c e

Je remercie Dieu de m'avoir donnée la santé pour finir mon cursus universitaire

Je dédie ce travail :

- * A celui qui représente pour moi l'exemple du courage et de volonté, Mon très cher Père*
- * A celle pour laquelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Ma très chère Mère*
- * A mes chères frères et sœurs.*
- * A toute ma grande famille.*
- * A mon binôme.*
- * A tous mes ami(e)s, sans particularité*
- * A mes enseignants*
- * A toute la promotion géotechnique 2014/2015.*

REDOUANE





D é d i c a c e

Je dédie ce modeste travail:

-Tout d'abord a mes chers parents qui m'ont aidé, soutenu et encouragé, que dieu les préserve et me les garde

- A la mémoire de mes deux grandes mères

-A mes frères.

-A mes sœurs.

-A mes deux nièces Elissa et Romaiïssa.

A mon binôme

-A tous mes ami(e)s.

-A mes enseignants

- A toute la promotion géotechnique 2014/2015.

FARID



Sommaire

Introduction générale

Chapitre I: Généralités sur les ponts et présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction.....	1
I.2 Définition d'un pont et ses composantes.....	1
I.2.1 Fondations	1
I.2.2 Appuis	1
I.2.2.1 Culée [2]	1
I.2.2.2 La pile	2
I.2.3 Travée.....	2
I.2.4 Portée	3
I.2.5 Tablier	3
I.2.6 Elancement	3
I.3 Classification des ponts [3]	3
I.3.1 Classification suivant le fonctionnement mécanique	3
I.3.2 Classification suivant la fonction.....	4
I.3.3 Classification suivant la voie considérée	4
I.3.4 Classification suivant la mobilité.....	4
I.4 Données nécessaires à la conception d'un pont	4
I.4.1 Données géologiques et géotechniques.....	4
I.4.2 Données topographiques	5
I.4.3 Les données hydrauliques	5
I.4.4 Données sismologiques.....	5
I.4.5 Données climatiques	5
I.5 Intégration paysagère et architecturale des ponts [2].....	5
I.6 Description de l'ouvrage	6
I.7. Les données fonctionnelles.....	6
I.7.1. Tracé en plan	6
I.7.2. Profil en long	7
I.7.3. Profil en travers.....	8
I.7.4. Gabarit.....	8
I.8. Les équipements du pont.....	8

I.8.1. Etanchéité	9
I.8.2. La couche de roulement	9
I.8.3. Les trottoirs.....	9
I.8.4. Les corniches	9
I.8.5. Les dispositions retenues.....	10
I.9 Les appareils d'appuis.....	11
I.10. Les joints de chaussée.....	11
I.11 Conclusion	12

Chapitre II: Reconnaissances géotechniques

II.1. Introduction	13
II.2. Les essais in situ	13
II.2.1 Les sondages carottés	13
II.2.2 Essai pressiométrique Menard	13
II.3 Essais en laboratoire.....	14
II.3.1 Les essais d'identification.....	14
II.3.2 Les Essais mécanique	16
II.3.2.1 Le cisaillement à la boîte de Casagrande	16
II.4 Résultats des essais insitu.....	16
II.4.1 Les résultats des résultats des sondages 1 et 2	16
II.4.2 Interprétation des résultats des sondages	17
II.4.3 Résultats des essais pressiométrique	17
II.4.4 Interprétation des résultats de l'essai pressiométrique	18
II.5 Résultats des essais de laboratoire	18
II.5.1 Interprétation des résultats des essais de laboratoire.....	19
II.6 Conclusion.....	20

Chapitre III: Evaluation des charges et surcharges et calcul des réactions sur les appuis

III.1.Introduction	21
III.2. Calcul des charges	21
III.2.1.Charges permanentes et compléments des Charges permanentes	21
III.2.2. La charge complémentaire permanente (CCP).....	22
III.3. Calcul des surcharges routières	23

III.3.1. Système de charges A (I)	25
III.3.2. Système de charges B	26
III.3.2.1 Sous système B _c	26
III.3.2.2 Sous système B _t	28
III.3.2.3 Système de charge B _r	29
III.3.3 Système militaire M c 120	30
III.3.4 Charge exceptionnelle D240.....	30
III.3.5 Surcharge sur les trottoirs S _t	31
III.4. Calcul des réactions d'appuis sous des charges constantes	31
III.4. 1. Calcul des réactions d'appuis sous la charge permanente G	32
III.4. 2. Calcul des réactions d'appuis sous la charge A(I).....	32
III.4. 3. Calcul des réactions d'appuis sous surcharge des trottoirs.....	33
III.5. Calcul des réactions d'appuis sous les charges mobiles [10].....	34
III.5.1. Calcul des réactions d'appuis sous la surcharge B _C	35
III.5.2. Calcul des réactions d'appuis sous la charge B _t	36
III.5.3. Calcul des réactions d'appuis sous la charge militaire M _{c120}	37
III.5.4. Calcul des réactions d'appuis sous la charge M _{D240}	38
III.6. Les combinaisons de charges	40
III.7 Conclusion.....	41

Chapitre IV: Etude des appuis

IV.1. Introduction.....	42
IV.2. Etude de la culée.....	42
IV.3. dimensions de la culée	43
IV.4. Evaluation des efforts sollicitant la culée	44
IV.4. 1 Calcul des sollicitations permanentes sur la culée	44
IV.4. 2. Calcul de la poussée des terres.....	46
IV.4. 3 Calcul de la poussée des surcharges de remblai :	48
IV.5. Evaluation des moments (stabilisants et renversants) sur la culée.....	49
IV.5.1. Valeurs des moments (stabilisants et renversants) dues aux charges permanentes..	51
IV.5.2. Valeurs des moments renversants dues aux poussées des terres	52
IV.5.3. valeurs des moments renversant dûes aux surcharges de remblais.....	52
IV.6.Vérification de la stabilité.....	53
IV.6.1. Vérification de stabilité au renversement :	53

IV.6.2. Vérification de la stabilité au glissement :	53
IV.7 Ferrailage des éléments de la culée	54
IV.7.1 Caractéristiques des matériaux utilisés	54
IV.7.2 Ferrailage de la dalle de transition	56
IV.7.3 Ferrailage du mur garde-grève	58
IV.7.4 Ferrailage du mur frontal :	59
IV.7.5 Ferrailage de la semelle	62
IV.8. Etude de la pile	63
IV.9. Dimensions de la pile	64
IV.10. Evaluation des efforts sollicitant la pile	64
IV.10.1. Force verticales	64
IV.10.2. Forces horizontales	66
IV.11. Calcul des sollicitations dans chaque élément de la pile	68
IV.11.1. Evaluation des efforts agissants sur le chevêtre	68
IV.11.2. Evaluation des efforts agissants sur le fût	69
IV.11.3. Evaluation des efforts agissants sur la semelle	73
IV.12. Ferrailage des éléments de la pile	74
IV.12.1 Ferrailage de la semelle de la pile	74
IV.12.2 Ferrailage de fût	75
IV. 13 Conclusion	76

Chapitre V: Etude des fondations

V.1 Introduction	77
V.2 Les différents types de fondations	77
V.2.1 Fondations superficielles	77
V.2.2 Fondations profondes	77
V.3 Vérification des fondations superficielles	78
V.3.1.1 Détermination de la capacité portante du sol à partir des essais de laboratoire	78
V.3.1.2 Calcul de la contrainte admissible du sol	79
V.3.2 Calcul de la capacité portante du sol à partir des essais pressiométriques	79
V.4 Vérification des contraintes	82
V.5 Estimation des tassements par la méthode pressiométrique [16]	83
V.6 Dimensionnement des pieux par la méthode pressiométrique	85
V.6.1 Calcul de la charge limite Q_1	85

V.6.1.1 Charge limite de pointe Q_{pl}	85
V.6.1.2 Détermination de la charge limite en frottement Q_{sl} :.....	87
V.6.2 Calcul de la charge du fluage Q_c	89
V.6.3 Calcul de la charge nominale Q_n	89
V.7 Calcul du nombre de pieux	90
V.7.1 Calcul du nombre de pieux pour la culée	90
V.7.2 Calcul du nombre de pieux pour la pile.....	90
V.8 Disposition des pieux.....	90
V.8.1 Disposition des pieux sous les fondations de la culée.....	90
V.8.2 disposition des pieux sous les fondations de la pile	91
V.9 Comportement des groupes de pieux.....	91
V.10 Ferrailage des pieux	92
V.11 Conclusion.....	95

Liste des figures

Figure I.1: Composantes d'un pont [1].	1
Figure I.2: Pile en colonne et pile en voile [3].	2
Figure I.3 : Tablier sur appuis [3].	3
Figure I.4 : Vue en plan de l'ouvrage.	7
Figure I.5 : Profil en long du pont.	7
Figure I.6 : Coupe transversale du pont.	8
Figure I.7 : Coupe transversale de la corniche.	9
Figure I.8: Garde corps [1].	10
Figure I.9 : Une glissière de sécurité [1].	10
Figure I.10: Appareil d'appui.	11
Figure I.11: Joint de chaussée [1].	12
Figure II.1: La courbe pressiométrique [4].	13
Figure II.2: Diagramme de plasticité [6].	16
Figure III.1 : Dimensions de la poutre.	21
Figure III.2: Détail glissière garde-corps trottoir et corniche.	23
Figure III.3 : Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont [9].	24
Figure III.4 : Système B_c [9].	26
Figure III.5 : Système B_t [9].	28
Figure III.6 : Système B_r [9].	29
Figure III.7 : Système M_{c120} [9].	30
Figure III.8 : Charges exceptionnelles D_{240} [9].	31
Figure III.9 : Le schéma statique d'une poutre.	31
Figure III.10 : Schéma statique d'un pont sous la charge permanente G .	32
Figure III.11 : Schéma statique d'une travée sous la charge permanente G .	32
Figure III.12: La travée sous la charge $A(l)$.	32
Figure III.13: Les deux travées sous la charge $A(l)$.	33
Figure III.14 : Le schéma statique de la poutre sous la charge de trottoir s_t .	33
Figure III.15 : Schéma statique de la poutre sous la charge des 2 trottoirs S_t .	33
Figure III.16: Les deux travées sous la charge S_t .	34

Figure III.17 : Schéma explicatif de la méthode des lignes d'influence [10].	35
Figure III.18: La travée sous la surcharge b_c .	35
Figure III.19: Les deux travées sous la surcharge B_C .	36
Figure III.20: La travée sous la surcharge B_t .	36
Figure III.21: Les deux travées sous la surcharge B_t .	37
Figure III.22: La travée sous la surcharge M_{c120} .	37
Figure III.23: Deux travées sous la surcharge M_{c120} .	38
Figure III.24: La travée sous la surcharge M_{D240} .	38
Figure III.25: Deux travées sous la surcharge M_{D240} .	39
Figure IV.1 : Une culée remblayée.	42
Figure IV.2 : Dimensions du mur en retour.	43
Figure IV.3 : Dimensions de la dalle de transition.	44
Figure IV.4 : Dimensions du corbeau.	44
Figure IV.5: Répartition des surfaces du mur en retour.	45
Figure IV.6 : Poussé des terres sur (le mur frontal + mure garde grève et la semelle).	46
Figure IV.7 : Poussé des terres dûe aux surcharges de remblais.	49
Figure IV.8: Moments stabilisants et moments renversants.	50
Figure IV.9 : Schéma de la dalle	56
Figure IV.10: Schéma statique de la poutre.	56
Figure IV.11: Schéma de ferrailage 1 ^{er} type de dalle.	58
Figure IV.12: Schéma de ferrailage du mur garde grève.	59
Figure IV.13: Schéma de ferrailage du mur frontal.	62
Figure IV.14: Schéma de ferrailage de la semelle de la culée.	63
Figure IV.15: Coupe transversale de la pile.	64
Figure IV.16: Dimension du chevêtre.	65
Figure IV.17: Dimensions d'un fût.	65
Figure IV.18 : Dimension de la semelle.	66
Figure IV.19 : Poussée des terres sur la semelle.	67
Figure IV.20: Valeurs des efforts ($w+f_f$) agissants sur la pile.	67
Figure IV.21: Efforts agissants sur le chevêtre.	68
Figure IV.22: Schéma des fûts sous la charge permanente.	69
Figure IV.23 : Les réactions données par le logiciel Rebot.	70

Figure IV.24 : Le fût sous la charge du tablier.	71
Figure IV.25 : Le fût sous son poids propre.	71
Figure IV.26 : Le fût sous la force de freinage.	71
Figure IV.27 : Le fût sous la charge du vent.....	72
Figure IV.28 : Le fût sous E_x	72
Figure IV.29 : Le fût sous E_y	73
Figure IV.30: Schéma de ferrailage de la semelle de la pile.	75
Figure IV.31: Schéma de ferrailage de fût.....	76
Figure V.1: Caractéristiques des différentes couches de sol.....	78
Figure V.2: Découpage du sol d'assise en tranche pour le calcul des tassements par la méthode pressiométrique [8].....	84
Figure V.3 : Frottement latérale unitaire limite le long du fût du pieu [17].	88
Figure V.4: Disposition des pieux sous la culée.	90
Figure V.5 : Disposition des pieux sous la pile.....	91
Figure V.6: Schéma de ferrailage des pieux de la culée.....	93
Figure V.7 : Schéma de ferrailage des pieux de la pile.	95

Liste des tableaux

Tableau II.1: Type de sol en fonction de I_p [4].	15
Tableau II.2: Consistance de sol [4].	16
Tableau II.3 : Résultats des sondages carottés (SC1, SC2). [7].	17
Tableau II.4: Valeur pressiométriques. [7].	17
Tableau II.5 Classification du sol d'après Ménard [8]	18
Tableau II.6: Classification des sols rencontrés	18
Tableau II.7: Résultats des essais géotechniques faites au laboratoire [7].	19
Tableau III.1 Classe de pont [9].	24
Tableau III.2 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge [9].	25
Tableau III.3 : Charge A (l) par voie	25
Tableau III.4 : Coefficient b_c [9].	26
Tableau III.5: Charge (b_c) par voie.	27
Tableau III.6 : Coefficient (b_t) [9].	28
Tableau III.7 : Charge (b_t) par essieu.	29
Tableau III.8 : Valeurs des réactions max sollicitant la pile et la culée.	39
Tableau III.9 : Combinaison des charges.[9].	40
Tableau III.10 : Combinaisons maximales des réactions sous la culée et sous la pile.	40
Tableau III.11 : Les valeurs des réactions d'appuis max sous la pile et la culée.	40
Tableau IV.1: Coefficient de poussées pour différents cas sismiques et normal.	48
Tableau IV.2: Efforts de poussée des terres pour différentes conditions (normale et sismique).	48
Tableau IV.3 : Valeurs des poussées dues aux surcharges de remblai.	49
Tableau IV.4: Valeurs des sollicitations dues aux charges permanentes.	51
Tableau IV.5 : Valeurs des sollicitations dues aux poussées des terres.	52
Tableau IV.6: Valeurs des sollicitations dues aux surcharges des remblais.	52
Tableau IV.7 : Résultats des sollicitations sur la culée.	53
Tableau IV.8: Résumé des résultats en travée et en appui.	57
Tableau IV.9: Résumer des vérifications.	57

Tableau IV.10: Les sollicitations dans un fût pour différentes combinaisons.....	73
Tableau IV.11: Les sollicitations dans la semelle pour différentes combinaisons sur la pile. .	74
Tableau V.1: Valeurs pressiométrique [7].....	80
Tableau V.2 : Définition des catégories conventionnelles de sol [16].	81
Tableau V.3 : Les valeurs de K_p . [6].....	81
Tableau V.4 : Valeurs du coefficient de forme λ_c et λ_d [16].....	83
Tableau V.5 : Valeur du coefficient α selon Ménard [16].	83
Tableau V.6 : Valeurs du coefficient de portance k_p [18].	87
Tableau V.7: Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s [17].	88
Tableau V.8: Tableau récapitulatif des résultats.	89

Introduction générale

Introduction générale

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 de ce dernier doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'utilisateurs, 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 influents sur sa conception. Les fondations d'un ouvrage d'art comporte des aléas sérieux, pour cela on doit faire une étude particulièrement attentive, car la qualité des fondations sert essentiellement pour la bonne tenue et la pérennité de l'ouvrage.

L'objet principal de notre travail est l'étude des fondations d'un pont qui s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la deuxième rocade sud d'Oran, il permet le franchissement du chemin wilaya CW46, de Sidi maarouf vers Hassi bounif. Notre étude se base principalement sur l'exploitation des résultats de l'étude géotechnique issus des essais de laboratoire et in situ pour le dimensionnement des fondations. Cette étude est divisée principalement en cinq chapitres :

Chapitre 01: Généralités sur les ponts et présentation de l'ouvrage. Ce chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage et les données nécessaires pour sa conception.

Chapitre 02: Reconnaissance géotechniques. Il englobe les différents essais effectués au laboratoires et in situ ainsi que l'interprétation des résultats obtenus.

Chapitre 03 :Calculs des charges et surcharges qui sont transmises par le tablier aux appuis

Chapitre 04: Etude des appuis. Dans ce chapitre on procède à l'étude de la culée et de la pile et déterminer les charges transmises aux sols de fondations.

Chapitre 05: Etude des fondations en se basant sur les résultats présentés dans les chapitres précédents.

CHAPITRE I

Généralités sur les ponts et présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

L'histoire des ouvrages d'art nous a fait connaître l'existence de plusieurs types de ponts construits dans le monde pour permettre le franchissement d'obstacles naturel ou artificiel.

Ces ouvrages peuvent différer l'un de l'autre par la structure, les matériaux, les méthodes de construction utilisées et le fonctionnement de l'ouvrage. Toute étude d'un pont ne peut être faite que lorsqu'on dispose de l'ensemble des données fonctionnelles et naturelles.

I.2 Définition d'un pont et ses composantes

Le terme «pont» désigne en général tout ouvrage de construction insitu permettant de franchir un espace. Cet espace peut être naturel (cours d'eau, vallée, etc...) ou artificiel (routes, chemin de fer, etc...). Selon le cas on distingue : pont-route, pont-rail, pont-canal.

Un pont comprend quatre parties: les fondations, les appuis, le tablier et les superstructures. A côté de ces quatre parties, il existe trois (3) éléments qui permettent aussi de caractériser un pont, à savoir la travée, la portée et l'élanement.

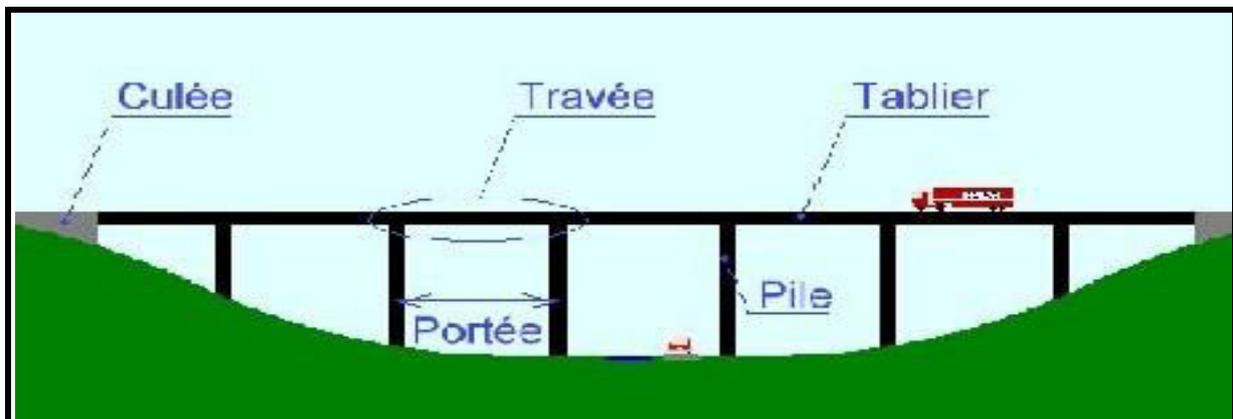


Figure I.1: Composantes d'un pont [1].

I.2.1 Fondations

Il existe trois types de fondations:

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

I.2.2 Appuis

Il existe deux types d'appuis:

- Appuis de rive ou culées.
- Appuis intermédiaires ou piles (Piles constituées de colonnes ou Piles constituées de voiles).

I.2.2.1 Culée [2]

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

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

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

❖ Fonction de la culée.

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

a) Fonction mécanique

Une bonne transmission des efforts au sol de fondation, la limitation des déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appuis aussi la limitation des déplacements verticaux (tassements).

b) Fonction technique

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

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

I.2.2.2 La pile

La pile est un appui intermédiaire qui transmet les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. La pile joue un rôle important dans le fonctionnement du tablier à savoir si ce dernier est simplement appuyé, ou partiellement ou totalement encasté. Elles sont caractérisées par le fait qu'elles sont à l'air libre sur la plus grande partie de leurs hauteurs.

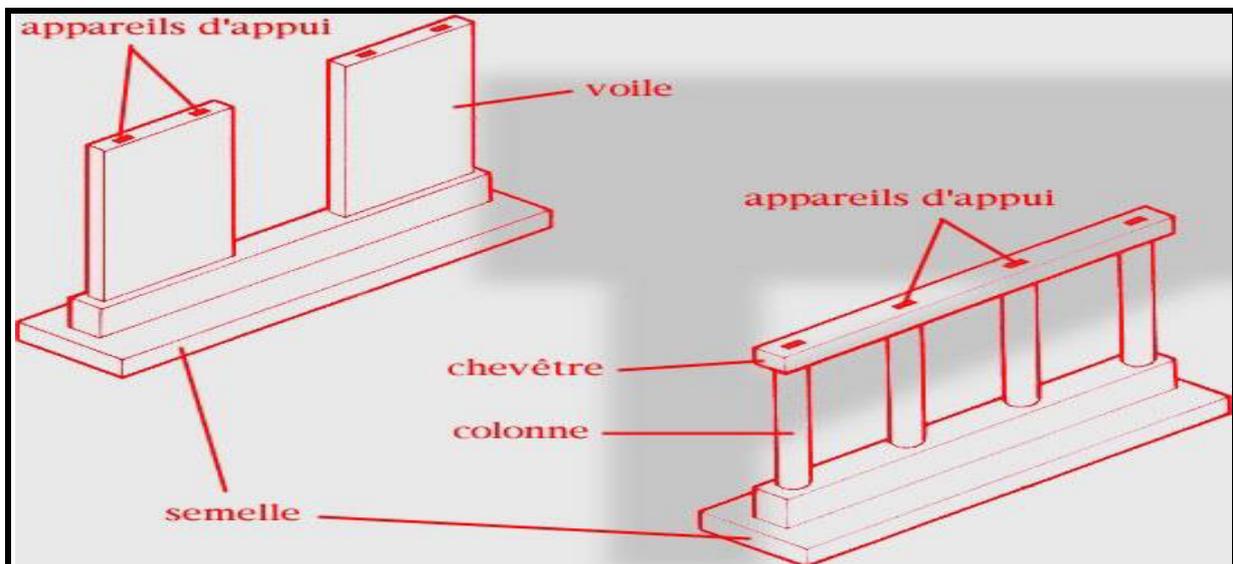


Figure I.2: Pile en colonne et pile en voile [3].

I.2.3 Travée

La travée est la partie de pont comprise entre deux appuis consécutifs. Un pont peut comporter un, deux ou plusieurs travées. Ces travées peuvent être indépendantes ou continues. Lorsqu'elles sont indépendantes, on parle de travées isostatiques.

I.2.4 Portée

La portée est la distance entre deux points d'appui consécutifs. Dans le cas des travées continues, elle coïncide avec l'entraxe de deux appuis consécutifs. Il n'est pas de même pour les travées indépendantes.

I.2.5 Tablier

Le tablier est la partie horizontale du pont qui est chargée de recevoir les usagers par l'intermédiaire de la couche de roulement et des trottoirs. Il existe plusieurs types de tabliers:

- Les tabliers à poutres sous chaussée, les tabliers en caisson, les tabliers métalliques, les tabliers mixtes ...etc.

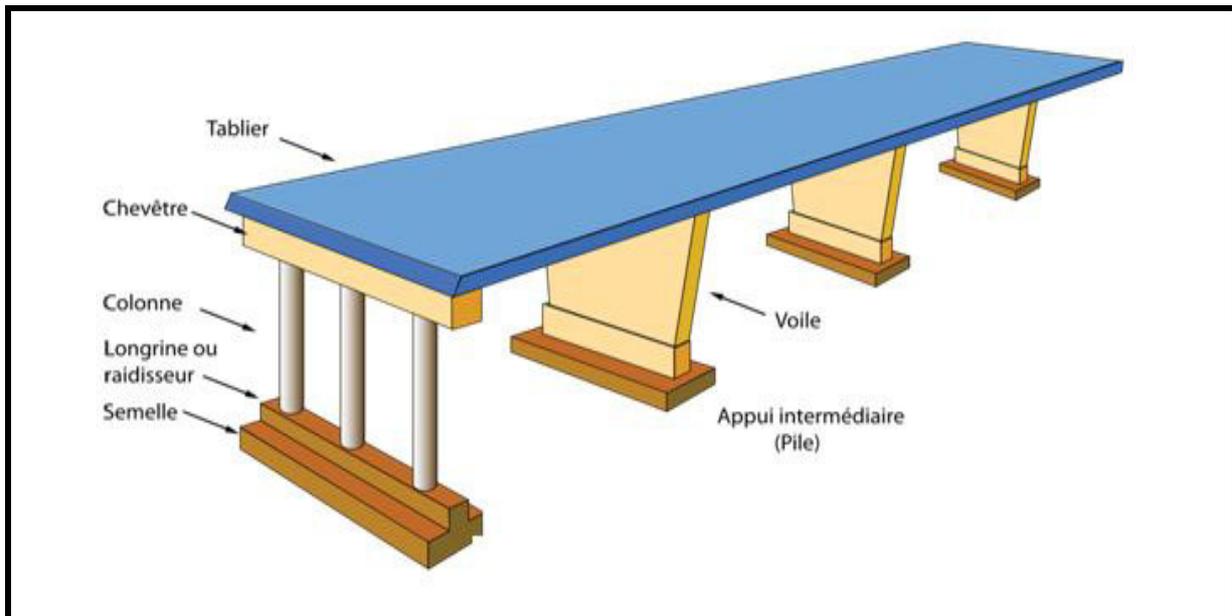


Figure I.3 : Tablier sur appuis [3].

I.2.6 Elancement

L'élanement est le rapport entre l'épaisseur du tablier et la portée la plus déterminante.

Lorsque l'épaisseur (donc l'inertie) du tablier est variable, on définit un élanement sur appui et un élanement à la clé (en milieu de travée). Les élanements servent à faire les prédimensionnements.

En effet pour chaque type de pont, il a été défini une plage d'élanements économiques permettant de dégrossir les problèmes de dimensionnement.

I.3 Classification des ponts [3]

Les ponts sont classés suivant plusieurs critères à savoir:

I.3.1 Classification suivant le fonctionnement mécanique

Selon cette classification, on distingue les caractéristiques suivantes:

❖ **Les ponts poutres:** On trouve dans cette catégorie les ponts à poutres sous chaussée, les ponts à poutres latérales, les ponts dalle, les ponts en caisson ...etc.

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

I.3.2 Classification suivant la fonction

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

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

I.3.3 Classification suivant la voie considérée

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

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

I.3.4 Classification suivant la mobilité

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

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

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

I.4 Données nécessaires à la conception d'un pont

La conception d'un pont doit satisfaire à plusieurs exigences telles que les exigences vis-à-vis de son environnement. C'est pour sa plusieurs données sont nécessaires à l'élaboration d'un pont à savoir:

I.4.1 Données géologiques et géotechniques

Les données géotechniques du sol sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement pour le choix de type de fondation mais elles constituent l'un des éléments de la conception de projet.

Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui donne les informations sur le terrain tel que les paramètres mécaniques, rhéologiques ...etc.

I.4.2 Données topographiques

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages ...etc.

I.4.3 Les données hydrauliques

Certaines données purement hydrauliques peuvent être indispensables pour aborder l'étude d'un phénomène, correspondant à un danger réel pour les ponts: le phénomène d'affouillement. Aussi prendre en compte les pressions hydrostatiques de l'eau sur les piles.

I.4.4 Données sismologiques

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale. L'effort sismique est considéré comme une action accidentelle qui peut induire une chute du tablier, endommagement des appuis, endommagement des joints du tablier, endommagement des piles... Pour cela l'objectif est de:

Réaliser des appuis résistants, donner suffisamment de liberté de mouvement au tablier, prévenir des joints suffisamment ouverts, réaliser une assise d'appuis suffisamment longue, dimensionner les piles pour résister aux efforts sismiques longitudinaux et transversaux.

I.4.5 Données climatiques

❖ **La température** : Les effets de température sont bien pris en compte dans le calcul des constructions, la température a son effet sur tout au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui.

❖ **La neige** : Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (Ouvrage en phase de construction).

❖ **Le vent**: l'action du vent induit une pression dynamique sur un pont. Dans les structures rigides telles que les ponts en béton, il est généralement suffisant de la considérer comme une pression statique, par contre pour les ponts souples (ex: pont à haubans), il est nécessaire de mener une étude approfondie sur la variation de l'action du vent pour apprécier la contribution de leur comportement dynamique.

I.5 Intégration paysagère et architecturale des ponts [2]

Bien que les considérations d'ordre esthétique soient très subjectives, un projecteur de pont ne peut ignorer l'impact visuel de son ouvrage. La question se pose avec acuité en site urbain, mais, même en rase campagne, il n'est pas admissible de défigurer le paysage par un ouvrage laid. A l'inverse, on peut même dire qu'un ouvrage réussi sur le plan architectural contribue, dans certains cas, à l'épanouissement touristique dans la zone dans laquelle il est implanté.

C'est pour quoi il est d'usage de faire intervenir un architecte compétent, c'est-à-dire ayant une expérience en matière d'ouvrage d'art dès le stade des études préliminaire ; cet architecte pourra par sa prospection des volumes et ses connaissances relatives à l'impact visuel de certains détails améliorer l'aspect d'ensemble du pont. Tout projet routier de quelque importance doit donner lieu à une étude d'impact qui présente successivement :

- Une analyse de l'état initial du site et de son environnement ;
- Une analyse des effets, sur l'environnement (site, paysages, faune, flore, etc.) de l'opération envisagée.
- les raisons pour lesquelles, parmi les parties envisagées, le projet présenté a été retenu.
- les mesures envisagées pour supprimer, réduire et, si possible, compenser les conséquences dommageable du projet sur l'environnement, ainsi que l'estimation des dépenses correspondantes.

I.6 Description de l'ouvrage

L'ouvrage d'art situé au point kilométrique 8+612 au point de l'axe du projet de la deuxième rocade sud d'Oran, Constitue l'objet de notre projet de fin d'étude. Il permet le franchissement du chemin wilaya CW46, de Sidi maarouf vers Hassi bounif. Le présent ouvrage est composé de deux ponts identiques l'un pour l'aller et l'autre pour le retour, chaque pont a deux travées identique de 20 m de porté et un tablier de 40m. Ces deux pont sont séparés par un joint de 2 Cm, chacun a une chaussée de trois voies de circulation de 3.50 m, et une bande d'arrêt d'urgence de 2.50m, et deux trottoirs de largeur de (1.5 m à gauche et 1 m à droite (Figure I.6)). Le tout repose sur deux appuis (culées) en extrémités et un appui intermédiaire (pile). Le tablier est formé de 24 poutres préfabriquées en béton armé d'une hauteur de 1.10 m et un entre axe de 1.30 m (12 poutres entre chaque travée) le tout surmonté d'un hourdis en béton armé de 0.20 m d'épaisseur. La connexion entre la superstructure et l'infrastructure est assurée par des appareils d'appuis de type élastomère fretté.

Notre étude sera faite pour un seul pont.

I.7. Les données fonctionnelles

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

I.7.1. Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques (Figure I.4).

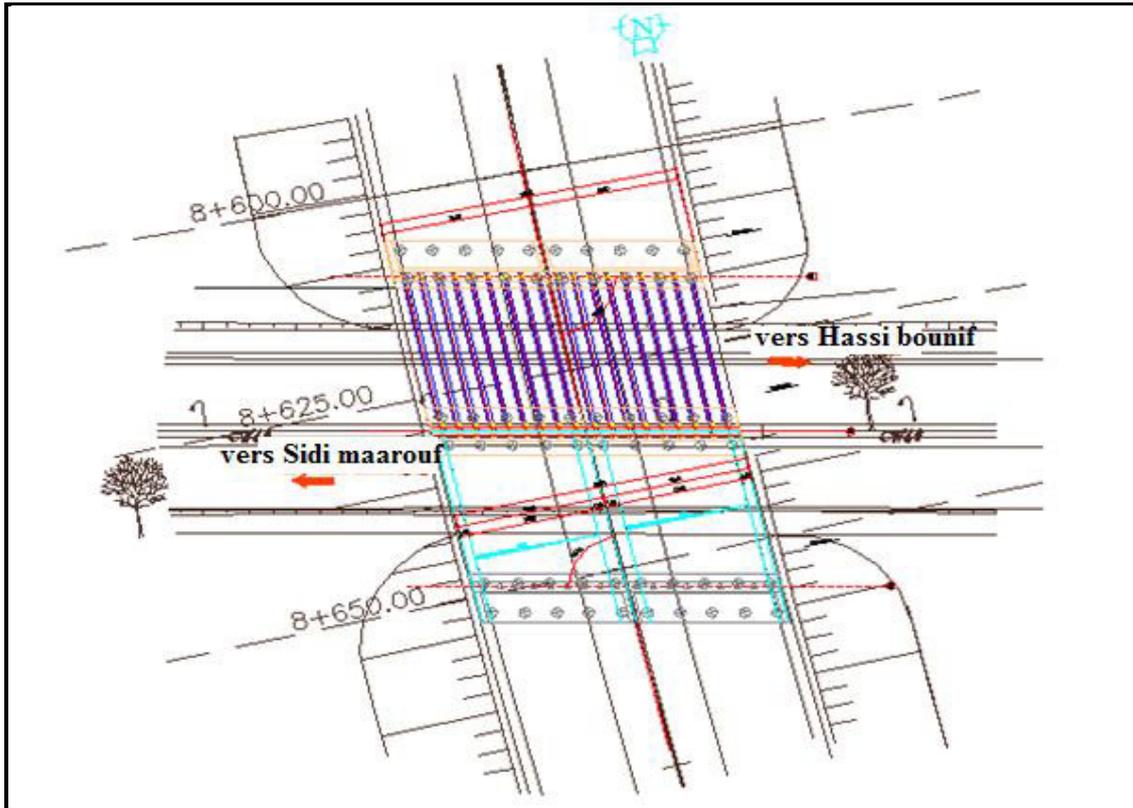


Figure I.4 : Vue en plan de l'ouvrage.

I.7.2. Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement) définissant en élévation du tracé en plan .Il doit être défini en tenant compte des exigences naturelles et fonctionnelles.

La longueur du pont est de 40m, il est composé de deux travées identiques de 20m.

Le profil en long de notre pont présente une pente de 2,5 %.

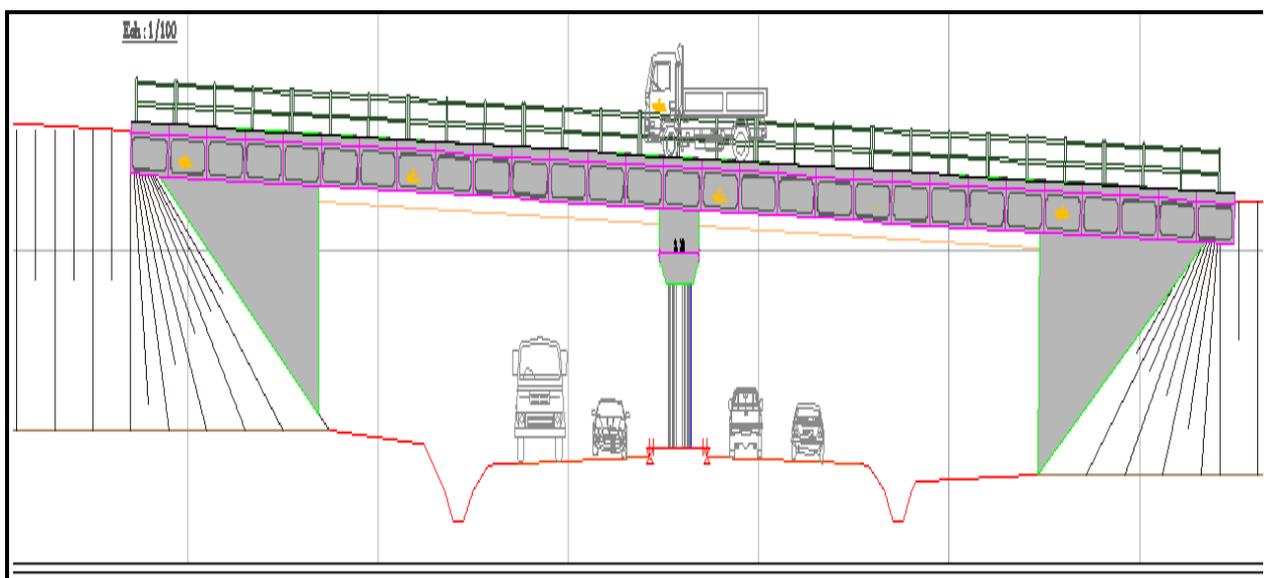


Figure I.5 : Profil en long du pont.

I.7.3. Profil en travers

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

Le profil en travers de cet ouvrage est défini par :

- Largeur chargeable $l_c = 13.5\text{m}$.
- Largeur roulable : $l_r = 13.5\text{ m}$.
- Nombre de voies de circulation $n = 3$ voies de 3.50 m et une voie de 2.5m .
- Largeur des trottoirs $= 1.5\text{ m}$ pour le trottoir à gauche et 1m pour trottoir à droite (figure II.3).
- La pente du versant : 2.5% .

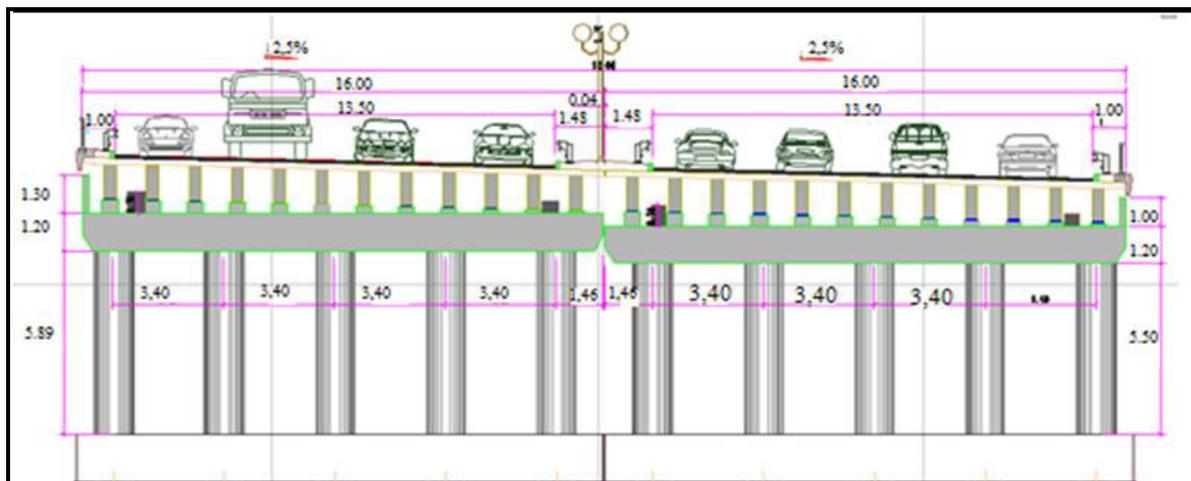


Figure I.6 : Coupe transversale du pont.

I.7.4. Gabarit

Le gabarit est une grandeur associée au véhicule routier. Il dépend de l'obstacle à franchir (une voie routière, chemin de fer, canal, rivière navigable...etc.). Notre ouvrage qui franchit un chemin de wilaya a un gabarit de $5,25\text{ m}$.

I.8. Les équipements du pont

Les équipements d'un ouvrage d'art jouent un rôle très important et fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers. Ces équipements sont représentés par leur poids, ils sont l'un des éléments de dimensionnement et du calcul de la structure.

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant les équipements:

- Etanchéité.
- La couche de roulement.
- Les trottoirs.
- Les corniches.
- Les dispositions retenues.

I.8.1. Etanchéité

C'est une couche imperméable disposée sur la surface supérieure de la dalle pour protéger les armatures vis-à-vis la corrosion, il est nécessaire de disposer une chape d'étanchéité sur toutes les dalles de couverture en béton.

Le choix de type d'étanchéité correspond aux conditions thermiques du site de l'ouvrage

Les qualités demandées à une étanchéité sont évidentes:

- L'adhérence au tablier.
- La résistance mécanique (fatigue, fissuration, fluage).
- La résistance au choc thermique lors de la mise en œuvre de la couche de roulement
- La durabilité.

Pour notre ouvrage, l'épaisseur de la couche d'étanchéité est de 1 cm.

I.8.2. La couche de roulement

La couche de roulement sur ouvrage d'art doit présenter un bon confort et offrir de bonne caractéristique antidérapante (l'adhérence entre le pneu et la chaussée) pour assurer la sécurité des usagers, pour cela l'entreprise a pris un revêtement d'épaisseur de 8cm.

I.8.3. Les trottoirs

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en isolant la circulation des véhicules, en général les trottoirs sont surélevés de 10 à 15 cm par rapport à la voie de circulation.

Dans le présent pont les deux trottoirs ont une largeur de 1m et 1,5m respectivement (FigureI.6). Les deux trottoirs sont surélevés de 12 cm par rapport à la voie de circulation.

I.8.4. Les corniches

Les corniches sont situées sur la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent la ligne de l'ouvrage. Le rôle essentiel de la corniche est esthétique aussi elle permet d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse.

Il y a plusieurs catégories de corniches :

- Les corniches en béton coulé en place.
- Les corniches en béton préfabriqué.
- Les corniches métalliques

Dans cet ouvrage l'entreprise a utilisé des corniches préfabriqués, dont les dimensions sont montrées dans la figure suivante :

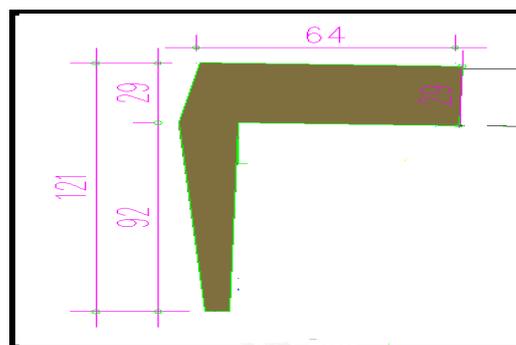


Figure I.7 : Coupe transversale de la corniche.

I.8.5. Les dispositions retenues

a) Les garde-corps

Les garde-corps sont retenues pour protéger les piétons ; et aussi du point de vue esthétique surtout dans les zones urbaines les garde-corps sont renforcés pour pouvoir retenir les véhicules légers. Ils sont classés en trois catégories:

Les garde-corps de type S, les garde-corps de type I, et les garde-corps de type U.

La hauteur des garde-corps pour piétons doit être comprise entre les limites résultantes de la formule suivante:

$$0,95 + 0,005 \cdot H \pm 0,05 \text{ m} < H_g < 1,20 \text{ m. (d'après le fascicule 61 titre II).}$$

H : représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche ou du plan d'eau franchi par l'ouvrage.

Dans ce projet H = 8,4m.

$$1,04 \text{ m} < H_g < 1,20 \text{ m}$$

On prend la hauteur de garde-corps 1,10 m.



Figure I.8: Garde corps [1].

b) Les glissières de sécurité

Le rôle de ces glissières est de diminuer les conséquences des accidents de la route, ces glissières aident les véhicules pour le freinage. Elles sont classées en trois catégories:

Les glissières rigides, les glissières souples, les glissières élastiques.

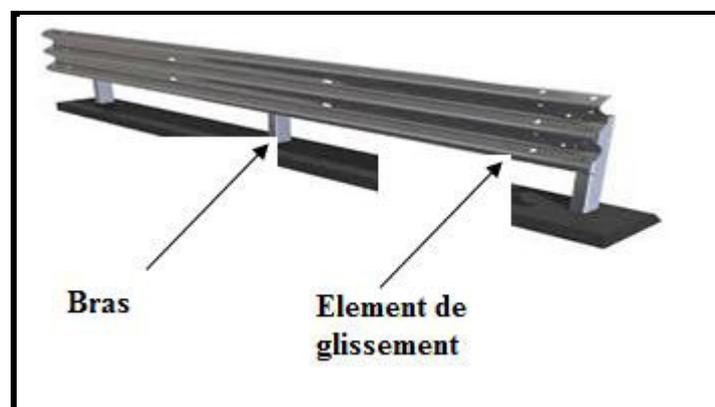


Figure I.9 : Une glissière de sécurité [1].

c) Les barrières de sécurité

Sont considérées comme dispositifs de retenu à retenir les véhicules d'un poids supérieur ou égale à 3,5t.

I.9 Les appareils d'appuis

Les tabliers des ponts reposent, sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire des appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux ou à la fois, des efforts verticaux et des efforts horizontaux.

Les actions provenant du tablier comprennent le poids propre du tablier, les surcharges et les actions horizontales dues au freinage, au vent... etc.

Les déplacements du tablier sont dus aux:

- Variation de température, des rotations dues aux surcharges, des déformations différées du béton ainsi que les actions sismiques...

IL existe quatre types d'appareils d'appui: les articulations en béton, les appareils d'appui en élastomère fretté, les appareils d'appui spéciaux, les appareils d'appui métalliques.

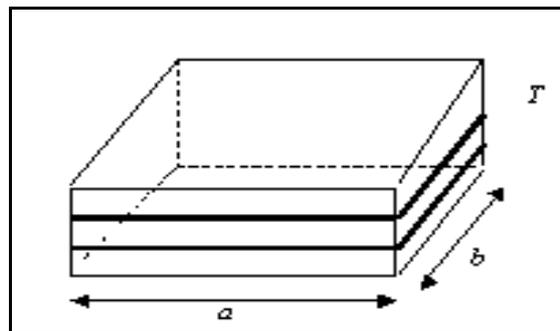


Figure I.10: Appareil d'appui.

Les appareils d'appui utilisés dans notre cas sont en élastomère fretté. Il est constitué par un empilage de feuilles d'élastomère (en général, du Néoprène), et de tôles d'acier jouant le rôle de fretter. L'épaisseur des frettes est de 2 mm, et celle des feuilles de Néoprène est de 10 mm. Ce type est le plus couramment utilisé pour les ouvrages en béton.

L'intérêt de ces appareils d'appui, réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent (effort vertical, horizontal, rotation) mais ces déformations sont accompagnées par des contraintes de cisaillements qu'il faut limiter pour éviter leurs dégradations.

I.10. Les joints de chaussée

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux :

- l'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre (souffle).
- l'intensité du trafic qu'il doit subir.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse. On distingue ainsi :

- Les joints lourds, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000

véhicules (ou de volume inférieur, mais à fort pourcentage de poids lourds).

- Les joints semi lourd, pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules par jours.
- Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000 véhicules par jour.

Dans ce projet l'entreprise ENGOA a utilisé un joint lourd de type T50.

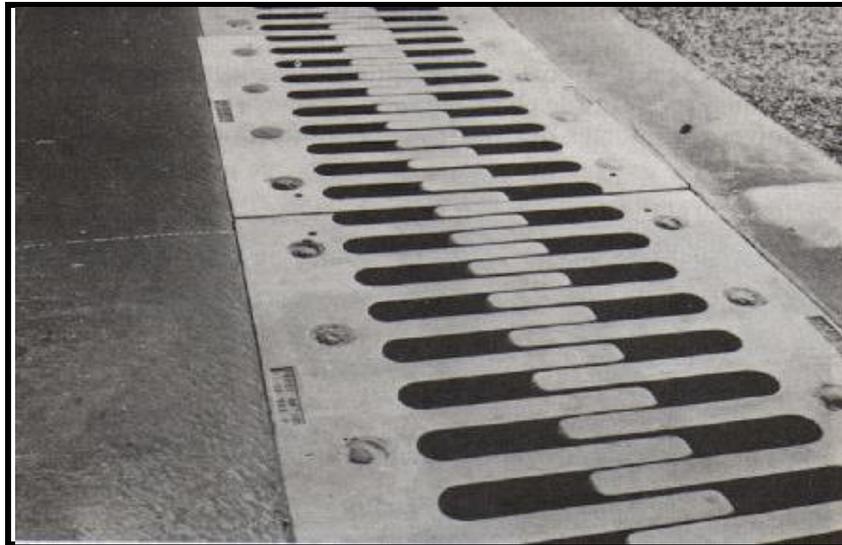


Figure I.11: Joint de chaussée [1].

I.11 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté d'abord quelques notions sur les ponts en général, puis nous avons présenté l'ouvrage sur lequel portera notre étude.

CHAPITRE II

Reconnaissances géotechniques

II.1. Introduction

Ce chapitre est consacré pour prendre une connaissance suffisante des caractéristiques physiques et mécaniques du sol à partir des essais laboratoires et in situ dans le but de choisir et de dimensionner les fondations.

II.2. Les essais in situ

Les essais in situ permettent de déterminer les caractéristiques du sol en place. Le but de ces essais est de contempler ou même de remplacer les essais sur les échantillons intacts au laboratoire pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physique des sols avec l'avantage de précision.

II.2.1 Les sondages carottés

Le but des sondages carottés est la connaissance géologique du sous sol, visualisation de l'homogénéité et le pendage des couches. Détermination de la nature du sous sol et le prélèvement des échantillons pour réaliser des essais laboratoire. Plusieurs techniques sont utilisées pour enfoncer le carottier dans le sol. Le battage, la vibro percussion, la pression...

II.2.2 Essai pressiométrique Menard

Il s'agit de déterminer par expansion radial d'une sonde dans un sol en place, la pression de fluage P_f : qui traduit le comportement élastique du terrain, la pression limite P_l et le module pressiométrique E_M qui est la caractéristique de déformabilité.

Ces résultats permettent d'évaluer :

- La contrainte de rupture sous une fondation superficielle ou une fondation profonde.
- Les tassements d'une fondation superficielle.
- Le frottement négatif sur un élément de fondation profonde

On distingue dans l'essai pressiométrique trois zones (Figure II.1) :

Zone 1 : représente la partie de chargement durant laquelle le sol autour de la sonde est serré pour atteindre son état initial.

Zone 2 : représente une zone pseudo-élastique dans laquelle la relation volume-pression est pratiquement linéaire.

Zone 3 : est une zone plastique.

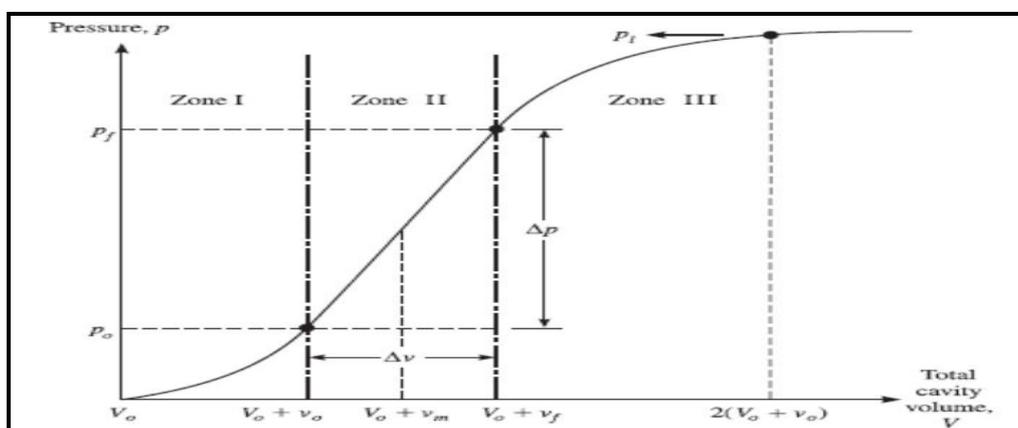


Figure II.1: La courbe pressiométrique [4].

p_0 : la contrainte totale horizontale sur le site.

P_f : la Pression de fluage.

P_l : la pression limite.

II.3 Essais en laboratoire

L'étude au laboratoire permet de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques qui seront prise en compte dans les calculs de stabilité et de tassement. Les essais de laboratoire peuvent être classés deux types :

- ❖ Les essais d'identification.
- ❖ Les essais mécaniques.

II.3.1 Les essais d'identification

a) La Teneur en eau

La teneur en eau d'un sol est le rapport du poids d'eau dans un échantillon au poids des particules solides, elle est exprimée en pourcentage: $W = \frac{P_w}{P_s} \times 100$.

b) Poids volumique du sol

✓ **Le poids volumique du sol humide (ou apparent) γ_h** : C'est le poids du matériau par unité de volume de l'échantillon : $\gamma_h = \frac{P_t}{V_t}$.

✓ **Le poids volumique du sol sec γ_d** : C'est le poids des éléments solides par unité de volume de l'échantillon : $\gamma_d = \frac{P_s}{V_t}$.

✓ **Le poids volumique des grains solides γ_s** : C'est le rapport du poids sec d'une quantité de sol au volume des grains de sol : $\gamma_s = \frac{P_s}{V_s}$

✓ **Le poids volumique déjaugé γ'** : Lorsque le sol est situé sous le niveau d'une nappe phréatique, il convient de séparer les effets mécaniques de l'eau.

$$\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n)$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

c) Granulométrie [5]

La granulométrie est l'étude de la distribution de la taille des particules des quantités des diverses fractions d'un échantillon de sol. C'est une caractéristique fondamentale d'un produit pulvérulent. Elle est en relation directe avec toutes les opérations unitaires de broyage, séparation, mélange et transfert mais aussi avec les phénomènes physico mécaniques liés à la qualité des sols. Cette analyse s'effectue par le tamisage pour des grains d'un diamètre supérieur à $80\mu\text{m}$, au cours de cette opération on utilise une série de tamis.

On note pour un poids déterminé les poids des fractions retenues par chaque tamis dont les dimensions des mailles sont fixées.

Tamisât : masses des particules passant par un tamis.

Refus : masse des particules retenues sur un tamis.

Les pourcentages des refus cumulés, ou ceux des tamisât cumulés sont représentés sous la forme d'une courbe appelée courbe granulométrique en portant les ouvertures des tamis en

abscisse, sur une échelle logarithmique, et les pourcentages en ordonnée, sur une échelle arithmétique.

❖ **Coefficients d'uniformité C_U** : rapport des dimensions des mailles de tamis pour lesquels il y a respectivement 60% et de 10% de passant : $C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$

❖ **Facteur de courbure** : rapport des dimensions des mailles de tamis, il traduit la forme la plus au moins régulières de la courbe, ce coefficient est défini par :

$$C_C = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \times d_{60}} = C_U \left(\frac{d_{30}}{d_{60}} \right)^2$$

d) Limites d'Atterberg [5] : c'est la teneur en eau pondérales correspondant à des états particuliers d'un sol.

➤ **Limites de liquidité (W_L)** : Teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique.

Pour déterminer la limite de liquidité, on étend sur une coupelle une couche de matériau dans laquelle on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de V. On imprime à la coupelle des chocs semblables, à l'aide de l'appareil de Casagrande, en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure de 1 cm, on mesure alors la teneur en eau de la pâte.

$$W_L = w \cdot \left(\frac{N}{25} \right)^{0,121}$$

➤ **Limite de plasticité (W_P)** : Teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide.

➤ **Indice de plasticité (I_P)** : différence entre les limites de liquidité et de plasticité. Cet indice définit l'étendue du domaine plastique. Ce paramètre le plus utilisé pour caractériser l'argilosité des sols. $I_P = W_L - W_P$

L'indice de plasticité permet de définir le degré de plasticité de sol.

Tableau II.1: Type de sol en fonction de I_P [4].

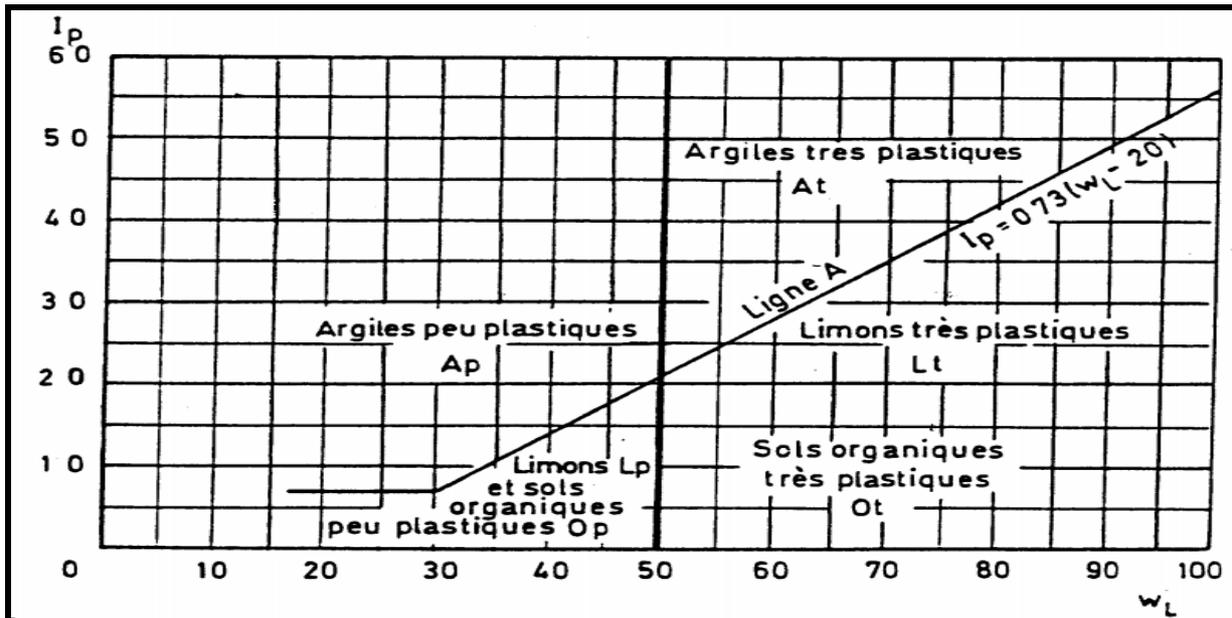
Indice de plasticité (%)	Type de sol
< 1 %.	Pulvérulent
1 % < I_P < 7 %	Sable argileux
I_P > 17%	Argile

➤ **Indice de liquidité I_L** : Le calcul de l'indice de liquidité s'effectue à l'aide de la formule suivante : $I_L = \frac{W_{naturelle} - W_P}{I_P}$

Tableau II.2: Consistance de sol [4].

Indice de liquidité	Consistance du sol
$I_L < 0$	Très dure
$0 < I_L \leq 1$	Dure à très plastique
$I_L > 1$	Fluide

- **Indice de consistance I_C** : Cette grandeur caractérise l'aptitude du sol à supporter des charges, elle dépend de la consistance du sol, est définie par : $I_C = \frac{W_L - W_{naturelle}}{I_p}$


Figure II.2: Diagramme de plasticité [6].

II.3.2 Les Essais mécaniques

II.3.2.1 Le cisaillement à la boîte de Casagrande

Permet à déterminer la résistance au cisaillement de sol, caractérisé par la cohésion C et l'angle de frottement φ . L'essai consiste à appliquer une contrainte normale à un échantillon de sol maintenu en conditions drainées, puis à le soumettre à un cisaillement horizontal jusqu'à la rupture. La courbe s'obtient directement en reportant les couples (σ, τ) ; où σ : est la contrainte de rupture, et τ la contrainte de cisaillement mesurée pour la rupture, permettent de tracer la droite tangente au cercle de Mohr. Son ordonnée à l'origine (c) est par définition la cohésion du sol, et l'angle φ formé avec l'axe des contraintes normales et par définition φ et l'angle frottement interne du sol.

II.4 Résultats des essais insitu

II.4.1 Les résultats des sondages 1 et 2 [7]

Le laboratoire national de contrôle technique des Travaux Publics de Kouba (Alger), a effectuée deux (02) sondages carottés au niveau des deux culées. les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau II.3 : Résultats des sondages carottés (SC1, SC2). [7]

Numeron de sondage	Profondeur (m)	Type de sol
SC1	0,00-4,00	Remblai
	4,00-6,00	Marnes argileuses associe à des cailloux.
	6,00-9,00	Argiles gréseuses à caillouteuses, et argiles graveuses.
	9,00-20,00	Bancs centimétriques de grés à matrice argilo gréseuse.
SC2	0,00-3,50	Remblai.
	3,50-7,00	Argile marneuse à caillouteuse.
	7,00-10,00	Alternance des bancs centimétriques avec argile gréseuse.
	10,00-20,00	Bancs centimétriques de grés à matrice argilo gréseuse.

II.4.2 Interprétation des résultats des sondages

Les deux sondages carottés révèlent homogénéité du site d'implantation de l'ouvrage qui contient quatre formations: remblai, marnes argileuses associe à des cailloux, argiles gréseuses à caillouteuses, argiles graveuses et bancs centimétriques de grés à matrice argilo gréseuse.

II.4.3 Résultats des essais pressiométrique

Un seul essai pressiométrique a été réalisé au niveau de la pile, le nombre d'essai est insuffisant pour le dimensionnement des fondations du pont, car il faut au minimum un essai pour chaque appui, mais de point de vue homogénéité de sol que révèle les sondages carottés, le laboratoire chargé d'étude a réalisé un seul essai. On effectuera le calcul avec les résultats de cet essai pour le dimensionnement des fondations de la pile et des deux culées.

Les pressions limites ainsi que les modules pressiométrique sont donnés dans le tableau ci après:

Tableau II.4: Valeur pressiométriques. [7]

Profondeur (m)	Module de déformation E_M (Bars)	Pression limite P_l (bars)	E_M/P_l	P_0 (bars)	P_l^* (bars)
2	83,17	4,00	21	0,17	3,83
4	131,77	7,42	18	0,34	7,08
6	107,74	10,92	10,00	0,63	10,29
8	96,01	5,69	17	0,84	4,85
10	547,34	14,22	40	1,1	13,12
12	289,01	23,13	12	1,32	21,81
14	3817,09	42,26	90	1,54	40,72
15	4817,19	45,14	107	1,65	43,49

II.4.4 Interprétation des résultats de l'essai pressiométrique

Cet essai a enregistré des valeurs faibles de pressions limites sur les huit premiers mètres puis deviennent moyennes le long de la profondeur investiguée.

D'après le tableau II.5: classification du sol d'après Ménard, on a opté pour la classification montré dans le tableau II.6.

Tableau II.5 Classification du sol d'après Ménard [8].

Rapport ($\frac{E_M}{P_L - P_0}$)	Nature du sol
$\frac{E_M}{P_L - P_0} < 5$	Argile remaniée et triturée
$5 < \frac{E_M}{P_L - P_0} < 8$	Argile sous consolidée ou légèrement remaniée
$8 < \frac{E_M}{P_L - P_0} < 12$	Argile normalement consolidé
$12 < \frac{E_M}{P_L - P_0} < 15$	Argile légèrement surconsolidé
$\frac{E_M}{P_L - P_0} > 15$	Argile fortement surconsolidé

Tableau II.6: Classification des sols rencontrés.

Profondeur (m)	E_M/P_I	Classification
2	21	Sol fortement consolidé
4	18	Sol fortement consolidé
6	10	Sol normalement consolidé
8	17	Sol fortement consolidé
10	40	Sol fortement consolidé
12	12	Sol normalement consolidé
14	90	Sol fortement surconsolidé
15	107	Sol fortement surconsolidé

II.5 Résultats des essais de laboratoire

Le laboratoire d'Organisme National de contrôle des travaux Public Kouba d'alger a effectué différents essais de laboratoire sur des échantillons issus des sondages carottés les résultats sont résumés dans le Tableau II.7

Tableau II.7: Résultats des essais géotechniques faites au laboratoire [7].

	Remblais		Marne argileuse	Argile marneuse à caillouteuse	Argile gréseuse à passage de bloc de grés	Argile graveleuse à caillouteuse	Bancs centimétrique de grés
Teneur /Eau W_n (%)			4,65	15,98	12,99	15,64	
Densité Sèche γ_d (t/m^3)			1,43	1,81	1,93	1,8	
Densité Humide γ_h (t/m^3)	1,7		2,10	2,10	2,19	2,07	2,2
Degré de Saturation (Sr%)			43,78	87,52	87,69	75,48	
Granularité et %Tamisât	2mm		46,22	67,35	64	72	
	80 μ		25,17	50,35	48	57,33	
Limite d'Atterberg	W_L (%)		34,78	56,32	52,76	51,65	
	W_p (%)		16,92	28,94	30,39	25,21	
	I_p (%)		17,86	27,82	22,46	26	
Cisaillement la boîte	C_{UU} (Bars)	0	0,25	0,10	0,16	0,09	1
	φ_{UU} (°)	30	10	21	23	30	25

II.5.1 Interprétation des résultats des essais de laboratoire

Les coupes de sondages carottés montrent que le sous sol du site est constitué:

✚ Remblai

Ces sols ont donné des densités humides moyennes, l'essai de cisaillement C_{uu} révèle que le sol a des mauvaises caractéristiques ($C_{uu} = 0$ Kpa). et un angle de frottement de 30°

✚ Argileuse marneuse

- Les analyses granulométrique indiquent des sols fins car plus de 50% des éléments passent au tamis 80 μ .
- Ces sols ont donné des densités humides moyennes et des teneurs en eau moyennes.
- Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol selon la figure II.2 parmi les argiles moyennement à très plastiques.
- Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont indiqué des sols peut cohérents.

✚ Argile gréseuse et passages des blocs de grés

- Les analyses granulométrique indiquent des sols grenus car 48% des éléments passent au tamis 80 μ .
- Ces sols ont donné des densités humides et des teneurs en eau moyennes.
- Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol selon la figure II.2 parmi les argiles moyennement à très plastiques.
- Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont donné les valeurs de sol moyennement cohérent et un angle de frottement de 23°.

✚ Argile graveleuse à caillouteuse

- Les analyses granulométrique indiquent des sols fins car plus de 50% des éléments passent au tamis 80 μ .
- Ces sols ont donné des densités humides et des teneurs en eau moyennes.
- Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol selon la figure II.2 parmi les argiles peut plastique à très plastiques.

✚ Bancs centimétriques de grés

Les résultats mécaniques sur différentes couches à court terme indiquent une cohésion importante dans la couche porteuse ou il se trouve des bancs centimétriques de grés est $C_{UV}=100\text{Kpa}$ et un angle de frottement 25° donc c'est sol cohésif et frottent.

II.6 Conclusion

Les couches traversées sont hétérogènes les résultats mécaniques sur différentes couches indiquent une cohésion importante dans la couche porteuse et le sondage pressiométrique indique que la pression limite P_l et le module pressiométrique E_M augment avec la profondeur pour les couches traversées.

CHAPITRE III

Evaluation des charges et surcharges

et calcul des réactions sur les appuis

III.1.Introduction

Les charges appliquées sur tout ouvrage d'art peuvent être permanentes ou variables. Ces charges sont définies souvent par un règlement (fascicule 61 titre II), le calcul sera effectué selon l'ensemble des actions et la prise en compte des différentes combinaisons pour déterminer les réactions transmises à la pile et à la culée.

III.2. Calcul des charges

III.2.1.Charges permanentes et compléments des Charges permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des Charges permanentes sont des éléments non porteurs et des installations fixes; on les appelle accessoires.

a) Les éléments porteurs : (Charges permanentes)

Ces charges sont appelées CP; et concernent :

❖ Le poids propre de la poutre

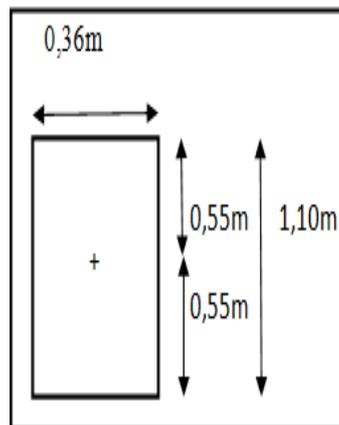


Figure III.1 : Dimensions de la poutre.

Pour une portée de 20 m le choix s'est porté sur une poutre en béton armé de forme rectangulaire de dimensions $B \times H = (36 \times 110)$ cm. (les dimensions sont pris dans le plan).

$$P_{\text{poutre}} = S_{\text{poutre}} \times \gamma_{\text{béton}}$$

P_{poutre} : le poids de la poutre.

S_{poutre} : la section de la poutre.

$\gamma_{\text{béton}}$: la masse volumique du béton armé $2,5 \text{ t/m}^3$.

$$S_{\text{poutre}} = 1,1 \times 0,36 = 0,396 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{poutre}} = 0,396 \times 2,5 = 0,99 \text{ t/ml.}$$

La travée a 12 poutres donc

$$P_{\text{poutres}} = 12 \times 0,99 = 11,88 \text{ t/ml.}$$

❖ Poids propre de la dalle

Le poids propre de la dalle est donné par :

$$P_d = \gamma_b \times e_{\text{dalle}} \times l_{\text{dalle}}$$

P_{dalle} : poids propre de la dalle.

γ_b : la masse volumique du béton $2,5\text{t/m}^3$.

e_{dalle} : épaisseur de la dalle $=0,2\text{m}$.

l_{dalle} : la largeur de la dalle $=16\text{ m}$.

$P_{\text{dalle}} = 2,5 \times 0,2 \times 16 = 8\text{ t /ml}$.

III.2.2. La charge complémentaire permanente (CCP)

Elle contient le poids des éléments suivants :

-Revêtement.

-L'étanchéité.

-La corniche.

-Trottoirs.

-Le garde-corps.

➤ Le poids du revêtement

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

P_{rev} : poids du revêtement du bitume.

γ_{rev} : masse volumique du revêtement $= 2,2\text{t/m}^3$.

e_{rev} : épaisseur du revêtement $= 8\text{cm}$.

l_{rev} : largeur du revêtement.

$P_{\text{rev}} = 2,288\text{ t/ml}$.

➤ Le poids des trottoirs et de la corniche

$$P_{\text{Tret+cor}} = \gamma_b \times (S_{\text{cor}} + S_{\text{trot}}).$$

γ_b : masse volumique du béton.

S_{cor} : section de la corniche.

S_{trot} : section du trottoir.

$P_{\text{Tret+cor}} = 2,275\text{t/ml}$.

➤ Poids du garde corps et glissière de sécurité

• **Garde corps** : le poids d'un garde corps est estimé selon le fascicule 61 titre II [9] à

$P_{\text{Gc}} = 0,1\text{t/ml}$.

• **Glissière de sécurité** : considérée comme un dispositif de retenue, la glissière de sécurité est destinée à retenir les véhicule lors des sorties accidentelles de chaussée.

La glissière de sécurité est en acier, son poids est estimé selon le fascicule 61 titre II [9] à $0,06\text{ t/ml}$.

Dans ce pont il y'a deux glissières et deux gardes corps (à gauche et à droite).

$P_{\text{gc}} + P_{\text{Gii}} = (2 \times 0,1 + 2 \times 0,06) = 0,32\text{t/ml}$.

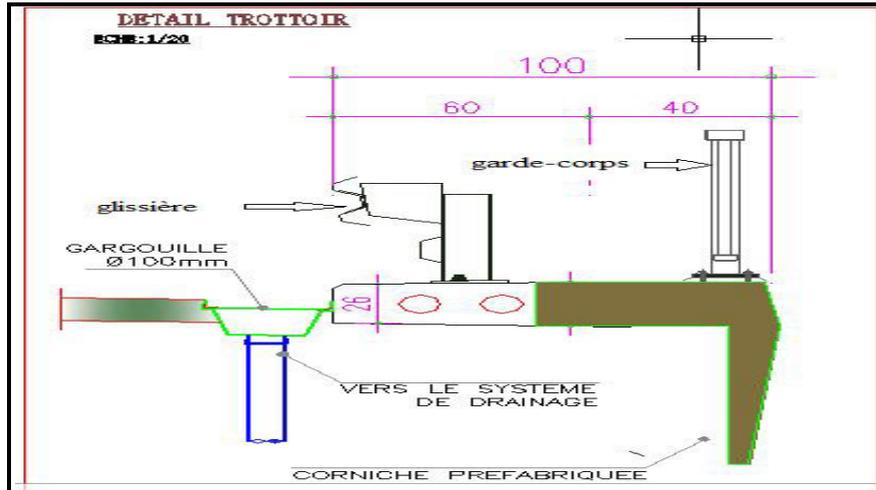


Figure III.2: Détail glissière garde-corps trottoir et corniche.

❖ Le poids total du tablier (G) est donné comme suit :

$$G = CP + CCP.$$

$$CP = P_{\text{poutre}} + P_{\text{dalle}}.$$

$$CP = 11,88 + 8. \quad CP = 19,88 \text{ t/ml.}$$

$$CCP = P_{\text{rev}} + P_{\text{Tret+cor}} + P_{\text{gc+Gli}}.$$

$$CCP = 2,288 + 2,275 + 0,3. \quad CCP = 4,863 \text{ t/ml.}$$

$$G = 19,88 + 4,863. \quad G = 24,743 \text{ t/ml.}$$

$$G = 24,743 \times 20 = 494,86 \text{ t.}$$

III.3. Calcul des surcharges routières

On distingue:

- La surcharge de type A (I).
- Système B.
- La surcharge militaire M_{c120} .
- La surcharge exceptionnelle : convois D_{240} t.
- Les surcharges sur trottoirs.

a. La largeur roulable (L_r)

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

b. La largeur chargeable (L_c)

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

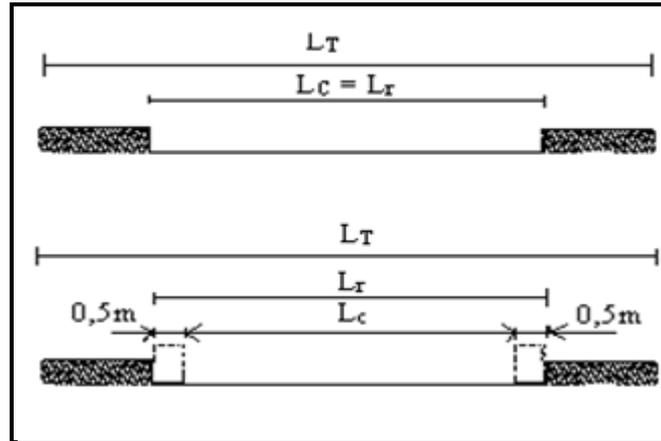


Figure III.3 : Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont [9].

Dans le présent ouvrage on a :

$$L_T = 16,00 \text{ m.}$$

$$L_C = 13,50 \text{ m.}$$

$$L_r = 13,50 \text{ m.}$$

$L_r = L_C$ parce que les glissières de sécurités sont fixées sur les trottoirs

c. Le nombre de voie

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

$$N = \frac{L_C}{3}$$

$$N = \frac{13,5}{3} = 4,5$$

$$N = 4.$$

Notre pont possède 3 voies de 3,5m et une bande d'arrêt d'urgence de 2,5m.

d. Classe de ponts routes

On distingue trois classes de ponts, on fonction de leur largeur roulable :

Tableau III.1 Classe de pont [9].

CLASSE	LARGEUR ROULABLE
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r < 5,50 \text{ m}$

On a $L_r > 7\text{m}$, donc notre pont est classé dans la 1^{ère} classe.

III.3.1. Système de charges A (l)

Le système A(l) se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée donnée par la formule suivante : $A (l) = a_1 \times a_2 \times A (L) \times l$.

avec :

A (l): système de charge.

L : portée d'une travée du pont.

l: La largeur de la vois.

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

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{20 + 12} = 1355 \text{ kg/ m}^2$$

$$A (L) = 1,355 \text{ t/m}^2.$$

a_1 : coefficient de dégressivité transversale de la charge qui est donné par le tableau suivant :

Tableau III.2 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge [9].

Classe du pont	NOMBRE DE VOIES CHARGEES				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0,9	0,75	0,75
2	1	0,9	-	-	-
3	0,9	0,8	-	-	-

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

Avec :

$v_0 = 3,5$ m (pour un pont de 1^{ère} classe), selon fascicule 61 titre II [9].

v : largeur d'une voie.

$v = 13,5/4$. $v = 3,375$ m.

Dans notre projet on a la charge A(l) par voie:

Tableau III.3 : Charge A (l) par voie.

NOMBRE DE VOIES	a_1	a_2	$A(L) \times a_1 \times a_2$	LARGEUR DE VOIE	A (l) (t/ml)
1	1	1,037	1,405	3.375	4.74
2	1	1,037	1.405	6.75	9.48
3	0,9	1,037	1.264	10.125	12.79
4	0,75	1,037	1.053	13.5	14.21

III.3.2. Système de charges B

Le système de charge B comprend trois sous systèmes qui sont les suivantes :

- Sous système B_c : se compose de camions types (30t).
- Sous système B_t : se compose d'une roue isolée.
- Sous système B_r : se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8t).

III.3.2.1 Sous système B_c

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donné dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Coefficient b_c [9].

Classe du pont	NOMBRE DE VOIES CHARGEES				
	1	2	3	4	>5
1	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2	1,00	1,00	//	//	//
3	1,00	0,80	//	//	//

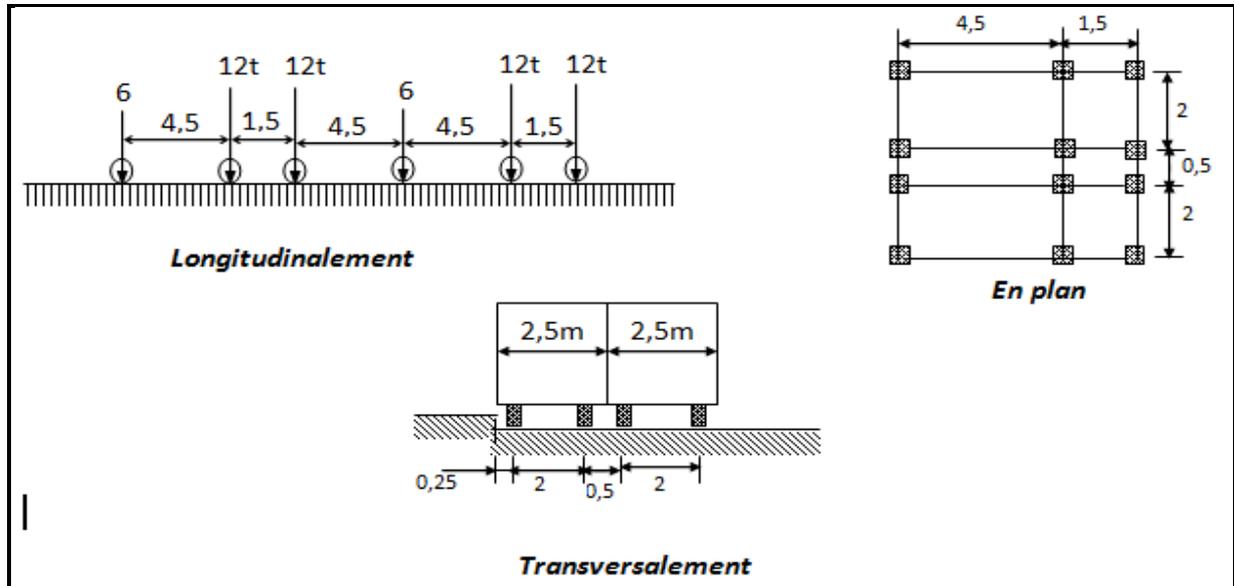


Figure III.4 : Système B_c [9].

Deux camion porte trois essieux à roues simple ayant une masse totale de 30t avec un essieu avant de 6t, et deux essieux arrières de 12t chacune c'est-à-dire 2×30 t.

La surcharge maximale du système B_c pour quatre voies est :

$$S_1 = 2 \times 30 \times 4.$$

$$S_1 = 240t.$$

❖ Détermination de S

On a un pont de 1^{ère} classe et 4 voies chargées donc le $b_c = 0.80$. Selon le tableau III.4.

D'où:

$$S = S_1 \times b_c$$

$$S = 240 \times 0.80. \text{ D'où } S = 192t.$$

s: la surcharge maximale de système $B_c \times$ coefficient b_c .

s_1 : La surcharge maximale de système B_c .

❖ Coefficient de majoration dynamique δ_{bc}

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Tel que :

L : la longueur de l'élément, $L = 20m$.

S : la surcharge maximale, $S = 192t$.

G : la charge permanente, $G = 494,86 t$.

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{494,86}{192}}$$

$$\delta_{bc} = 1,133.$$

Tableau III.5: Charge (b_c) par voie.

N ^{BRE} DE VOIES CHARGÉE	b_c	CHARGE PAR ESSIEU (T)		
			$n \times c \times b_c \times \delta_{bc}$	
1	1.2	E.AV	$1 \times 6 \times 1,20 \times 1,133$	8.157
		E.AR	$2 \times 6 \times 1,20 \times 1,133$	16.315
2	1.1	E.AV	$2 \times 6 \times 1,10 \times 1,133$	14.955
		E.AR	$4 \times 6 \times 1,10 \times 1,133$	29.911
3	0.95	E.AV	$3 \times 6 \times 0,95 \times 1,133$	19.374
		E.AR	$6 \times 6 \times 0,95 \times 1,133$	38.748
4	0.80	E.AV	$4 \times 6 \times 0,80 \times 1,133$	21.753
		E.AR	$8 \times 6 \times 0,80 \times 1,133$	43.739

E.AV : essieux avant.

E.AR : essieux arrière.

n: nombre d'essieux.

c: masse de l'essieu.

b_c : Coefficient du système B_C (Tableau III.4).

δ_{bc} : Coefficient de majoration dynamique.

III.3.2.2 Sous système B_t

Un tandem du système B_t comporte deux essieux, tous deux à roues simples répondant aux caractéristiques suivantes :

Masse portée par chaque essieu 16 t.

Distance entre les deux essieux 1,35 m.

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.

Le système est applicable seulement pour les ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe.

Le système B_t doit être multiplié par un coefficient b_t qui en fonction de la classe du pont.

Les valeurs de coefficient b_t sont données par le tableau suivant :

Tableau III.6 : Coefficient (b_t) [9].

CLASSE DU PONT	1	2
Coefficient b_t	1	0,9

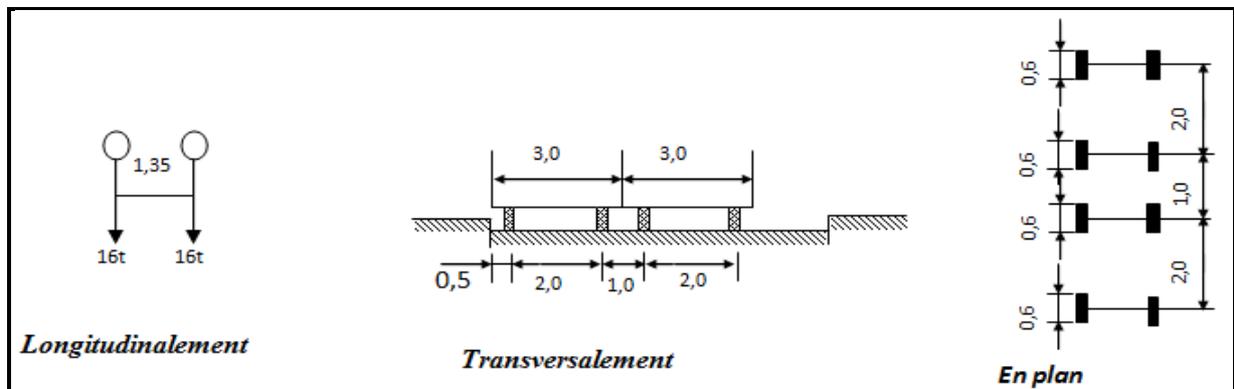


Figure III.5 : Système B_t [9].

❖ Coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

L: la longueur de l'élément, L=20m.

G: la charge permanente, G = 494,86 t.

S: la surcharge B_t maximale.

$$S = s_1 \times b_t = n \times m \times b_t$$

n: nombre de voies.

m: masse portée par chaque essieu.

b_t : coefficient du système B_t donné dans le Tableau III.6.

$$S=32 \times 4 \times 1 = 128 \text{ t.}$$

S: la surcharge B_t maximale, $S= 128\text{t.}$

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{494,86}{128}}$$

$$\delta_{bt} = 1.116.$$

Tableau III.7 : Charge (b_t) par essieu.

Nombre de tandem	B_t	δ_{bt}	Charge par essieu (t) $V \times S \times \delta_{bt} \times B_t$	
1	1	1.116	$16 \times 1 \times 1 \times 1,116$	17.856
2	1	1.116	$16 \times 2 \times 1 \times 1,116$	35.712

V: nombre de tandem.

S: charge porté par l'essieu.

δ_{bt} : Coefficient de majoration dynamique.

B_t : Coefficient du système B_t

III.3.2.3 Système de charge B_r

La roue isolée, qui constitue le système B_r . porte une masse de 100KN .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. (Figure III.6).

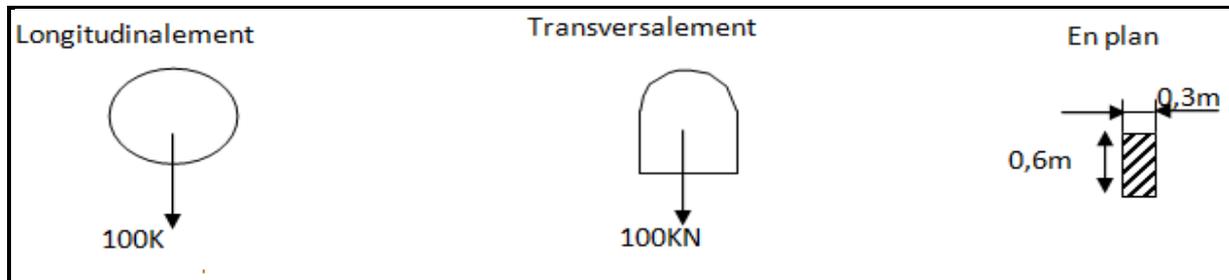


Figure III.6 : Système B_r [9].

Les surcharges du système B_r sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

L : la longueur de l'élément, $L=20\text{m.}$

S : la surcharge B_r maximale, $S = 10\text{t.}$

G : la charge permanente, $G = 494,86 \text{ t.}$

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{494,86}{10}} = 1,083.$$

$$B_r = S \times \delta_{br} = 10 \times 1,083 = 10,83\text{t.}$$

III.3.3 Système militaire M c 120

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type M_{c120} , les véhicules M_{c120} peuvent circuler en convois :

Dans le sens transversal : un seul convoi.

Dans le sens longitudinal : la limite entre deux convois est 36,6m (fascicule 61 titre II [9]).

Poids totale 110t. Longueur d'une chenille 6,10m. Largeur d'une chenille 1,00m.

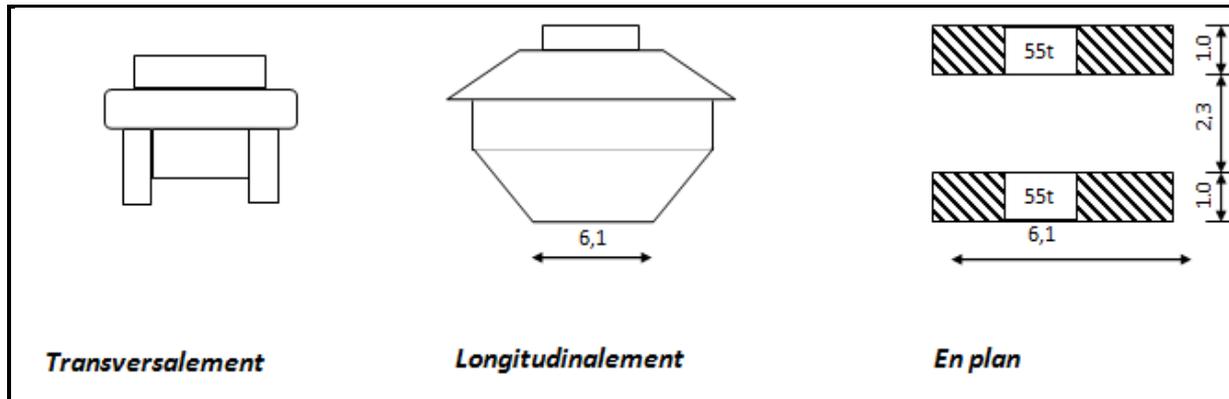


Figure III.7 : Système M_{c120} [9].

❖ Coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{Mc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + 0,4 \frac{G}{S}}$$

L : la longueur de l'élément, $L=20m$.

S : la surcharge M_{c120} maximale, $S = 110t$.

G : la charge permanente, $G = 494,86 t$.

$$\delta_{Mc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1 + 0,4 \frac{494,86}{110}}$$

$$\delta_{Mc} = 1,294 \text{ t/ml.}$$

$$M_c = 110 \times 1,294 = 142,34t.$$

$$\text{Soit par ml de chenille} = 142,34/6,10.$$

$$M_c = 23,334t/ml.$$

III.3.4 Charge exceptionnelle D240

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total.

La charge est considérée comme une charge uniformément répartie sur un rectangle de $(18,60 \times 3,20) m^2$.

$$P = 240 t \text{ soit } Q(t/ml) = \frac{p}{l} = \frac{240}{18,6} = 12,90t/ml.$$

$$D_{240} = 12,90 t/ml.$$

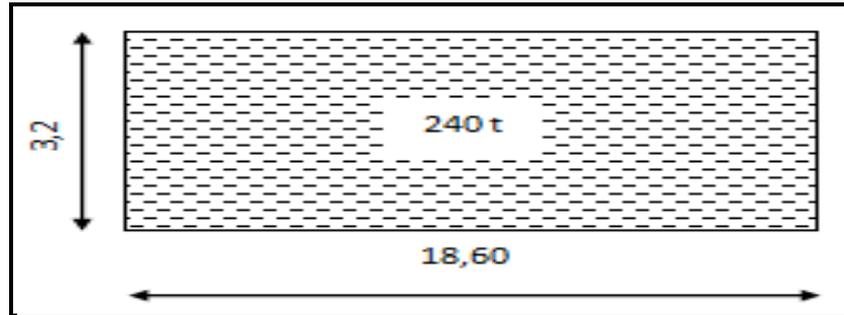


Figure III.8 : Charges exceptionnelles D_{240} [9].

III.3.5 Surcharge sur les trottoirs S_t

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m^2 . Selon fascicule 61 titre II [9]

Largeur du trottoir 1 est de 1 m.

Largeur du trottoir 2 est de 1,50 m.

➤ Pour trottoir n° 1 chargé :

$$P = 0,15 \times 1 = 0,15 \text{ t/ml.}$$

➤ Pour trottoir n° 2 chargé :

$$P = 0,15 \times 1,50 = 0,225 \text{ t/ml.}$$

➤ Pour les deux trottoirs chargés.

$$P = 0,15 + 0,225 = 0,375 \text{ t/ml.}$$

III.4. Calcul des réactions d'appuis sous des charges constantes

❖ Définition

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

La charge permanente G .

La surcharge $A(l)$.

La charge des trottoirs S_t .

❖ Principe d'équilibre statique

Un corps exerçant une force sur un autre corps reçoit de celui-ci une force égale en sorte que l'action et la réaction sont toujours deux forces égales et directement opposées.

La condition nécessaire pour qu'un système de forces soit en équilibre est :

$$\sum F_h = 0.$$

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A = R_B = P/2.$$

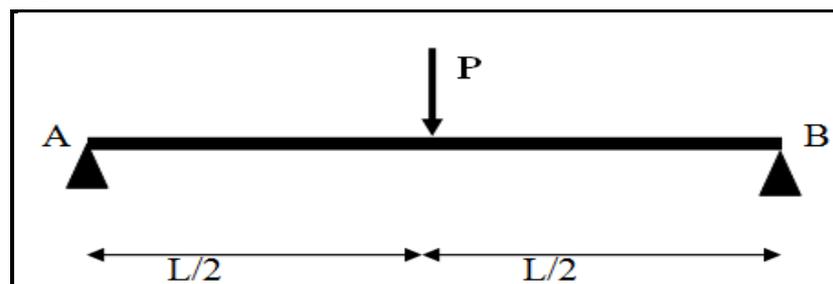


Figure III.9 : Le schéma statique d'une poutre.

III.4. 1. Calcul des réactions d'appuis sous la charge permanente G

$G = 24,743 \text{ t/ml}$.

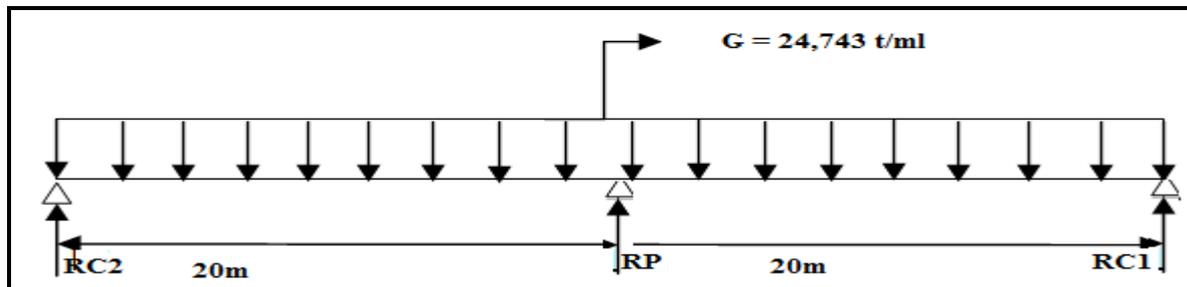


Figure III.10 : Schéma statique d'un pont sous la charge permanente G.

R_{C1} : réaction de la culée 1.

R_{C2} : réaction de la culée 2.

R_P : réaction de la pile.

L : longueur du pont.

➤ Une travée chargée

En utilisant le principe de l'équilibre statique :

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_c = R_p - G \times L = 0.$$

En raison de la symétrie de la poutre on a :

$$R_c = R_p = \frac{G \times L}{2} = \frac{494,86}{2} = 247,43 \text{ t}.$$

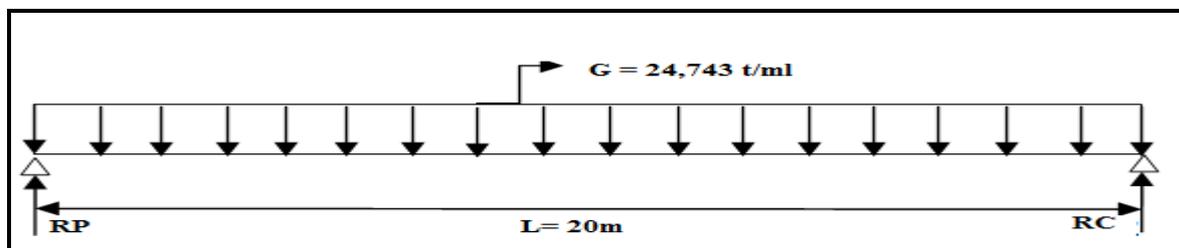


Figure III.11 : Schéma statique d'une travée sous la charge permanente G.

III.4. 2. Calcul des réactions d'appuis sous la charge A(l)

➤ Une travée chargée

Pour quatre voies chargées

On a $A(l) = 14,21 \text{ t/ml}$ Tableau III.3

$$R_1 = R_2 = (14,21 \times 19) / 2 = 135 \text{ t}.$$

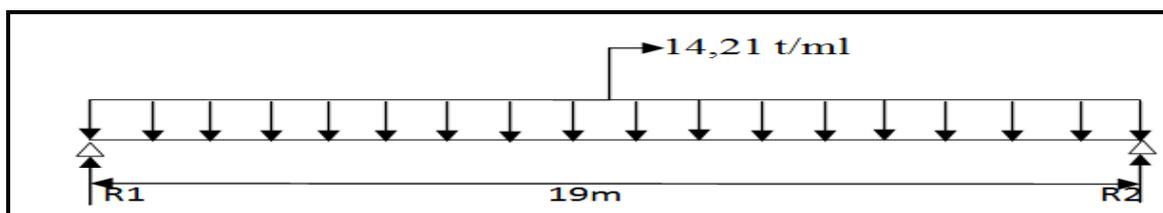


Figure III.12: La travée sous la charge A(l).

➤ **Deux travées chargées**

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{40+12} = 922,37 \text{ kg/m}^2.$$

$$A(L) = 0,92237 \text{ t/m}^2.$$

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

L : la largeur chargeable

$$A(l) = 0,75 \times 1,037 \times 0,92237 \times 13,5. \quad A(l) = 9,684 \text{ t/ml}.$$

En utilisant la méthode de RDM on trouve :

$$R_p = 2R = \left(\frac{19 \times 9,684}{2} \right) \times 2 = 184 \text{ t} \quad R_{\max} = 184 \text{ t}.$$

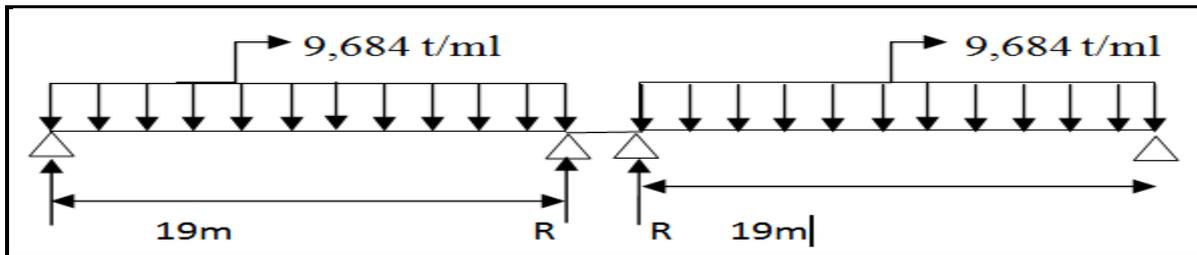


Figure III.13: Les deux travées sous la charge A(l).

III.4. 3. Calcul des réactions d'appuis sous surcharge des trottoirs

❖ **Pour une travée à un seul trottoir chargée**

$$Q_{st} = 0,225 \text{ t/ml} \quad (\text{page 31}).$$

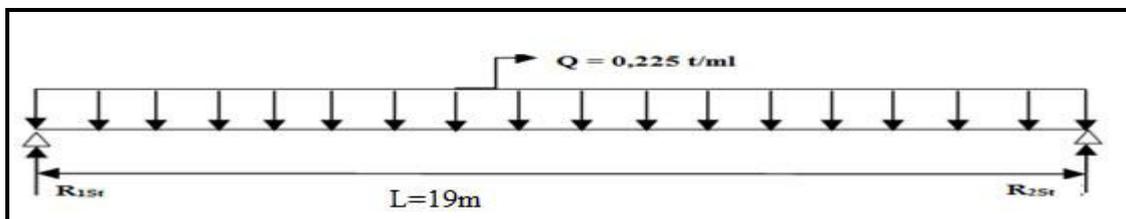


Figure III.14 : Le schéma statique de la poutre sous la charge de trottoir S_t .

On a :

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_{1St} = R_{2St} - Q \times L = 0.$$

En raison de la symétrie de la poutre on a :

$$R_{1St} = R_{2St} = \frac{QL}{2} = \frac{0,225 \times 19}{2} = 2,1375 \text{ t}.$$

$$R_{1St} = R_{2St} = 2,1375 \text{ t}.$$

❖ **Pour une travée à deux trottoir chargées S_t**

Le cas le plus défavorable est celui de deux trottoirs chargés d'où $Q_{st} = 0,375 \text{ t/ml}$ (page 31).

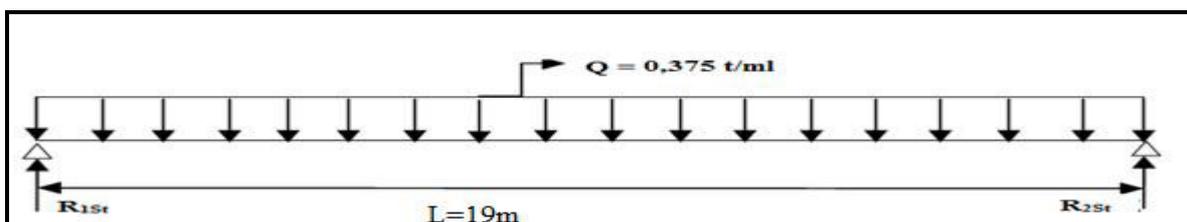


Figure III.15 : Schéma statique de la poutre sous la charge des 2 trottoirs S_t .

On a:

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_{1St} + R_{2St} - Q \times L = 0.$$

En raison de la symétrie de la poutre on a :

$$R_{1St} = R_{2St} = \frac{QL}{2} = \frac{0,375 \times 19}{2} = 3,563 \text{ t.}$$

$$R_{1A} = R_{2A} = 3,563 \text{ t.}$$

➤ **Deux travées chargées**

$$R = 2 \times (0,375 \times 19) / 2 = 7,125 \text{ t}$$

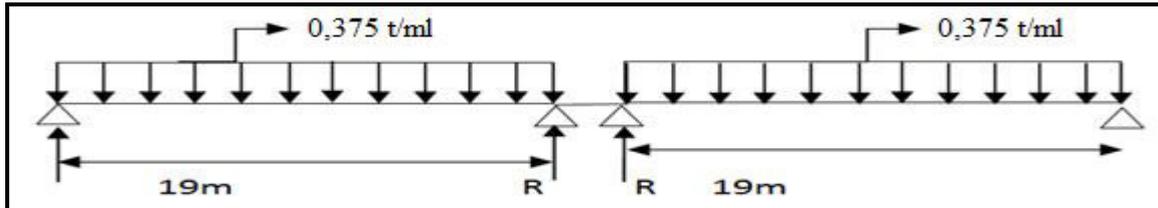


Figure III.16: Les deux travées sous la charge S_t .

III.5. Calcul des réactions d'appuis sous les charges mobiles [10].

❖ **Définition**

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

La charge B_c .

La charge B_t .

La charge B_r .

La charge militaire M c 120.

La charge exceptionnelle convois D 240 t.

❖ **Principe de la méthode des lignes d'influence [10]**

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

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

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

Pour les charges concentrées : $R = \sum P_i Y_i$.

Pour les charges uniformément réparties : $R = Q \times S$.

P_i : charge concentré.

Y_i : distance par rapport à la charge appliquée.

Q : charge uniformément répartie.

S : surface du trapèze.

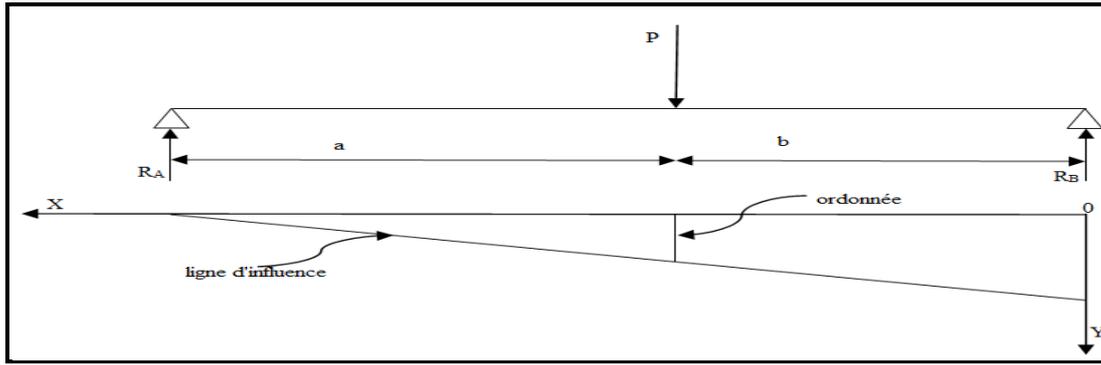


Figure III.17 : Schéma explicatif de la méthode des lignes d'influence [10].

III.5.1. Calcul des réactions d'appuis sous la surcharge B_C .

➤ Une travée chargée

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

$$Y_1 = \frac{19-0}{19} = 1.$$

$$Y_2 = \frac{19-1,5}{19} = 0,92.$$

$$Y_3 = \frac{19-6}{19} = 0,68.$$

$$Y_4 = \frac{19-10,5}{19} = 0,44.$$

$$Y_5 = \frac{19-12}{19} = 0,37.$$

$$Y_6 = \frac{19-16,5}{19} = 0,13.$$

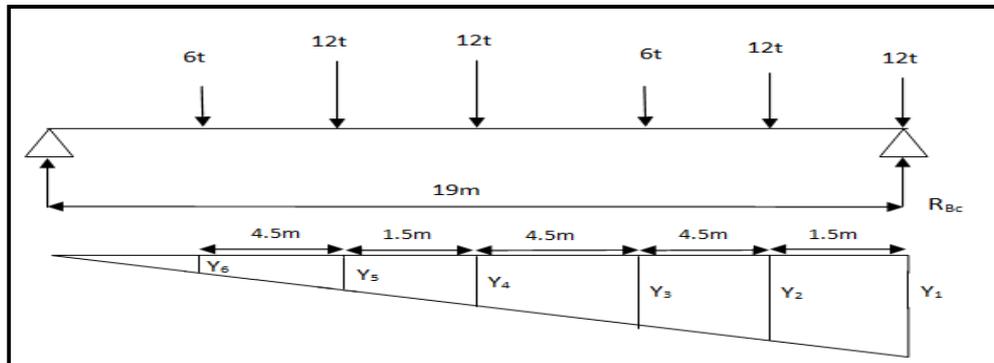


Figure III.18: La travée sous la surcharge b_c .

$$R = \sum P_i Y_i$$

$$R = 12 (1+0,92+0,44+0,37) + 6 (0,68+0,13).$$

$$R = 37,62 \text{ t}$$

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

❖ Calcul de la réaction par rapport a 4 voies chargées

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

$$R_{Bc} = 37,62 \times 0,80 \times 1,133 \times 4 \quad R_{Bc} = 136,39 \text{ t.}$$

➤ Deux travées chargées

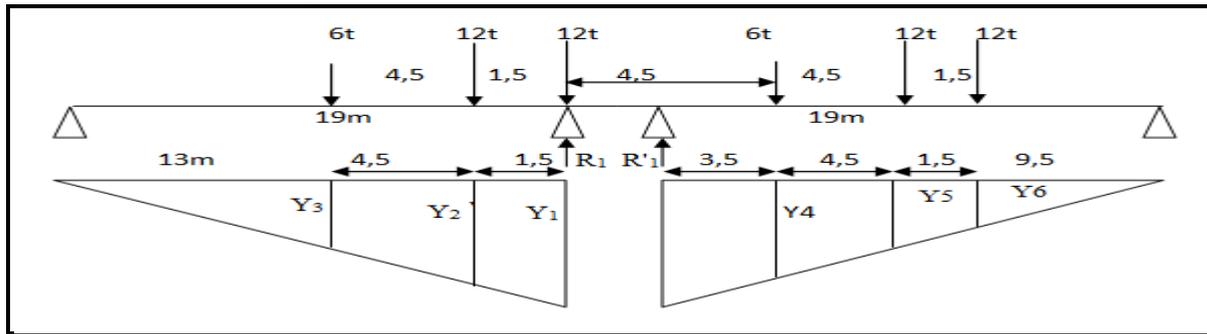


Figure III.19: Les deux travées sous la surcharge B_c.

$$Y_1 = \frac{19-0}{19} = 1.$$

$$Y_2 = \frac{19-1,5}{19} = 0,92.$$

$$Y_3 = \frac{19-6}{19} = 0,68.$$

$$Y_4 = \frac{19-3,5}{19} = 0,81.$$

$$Y_5 = \frac{19-8}{19} = 0,58.$$

$$Y_6 = \frac{19-9,5}{19} = 0,5.$$

$$R_1 = (12 \times 1) + (12 \times 0,92) + (6 \times 0,68) = 27,12 \text{ t.}$$

$$R'_1 = (6 \times 0,81) + (12 \times 0,58) + (12 \times 0,5) = 17,82 \text{ t.}$$

$$R = R_1 + R'_1$$

$$R_p = R = 44,94 \text{ t.}$$

❖ Calcul de la réaction par rapport 4 voies chargées

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

$$R_{\max} = 44,94 \times 0,8 \times 1,133 \times 4 = 162,93 \text{ t.}$$

$$R_{\max} = 162,93 \text{ t.}$$

III.5.2. Calcul des réactions d'appuis sous la charge B_t

➤ une travée chargée

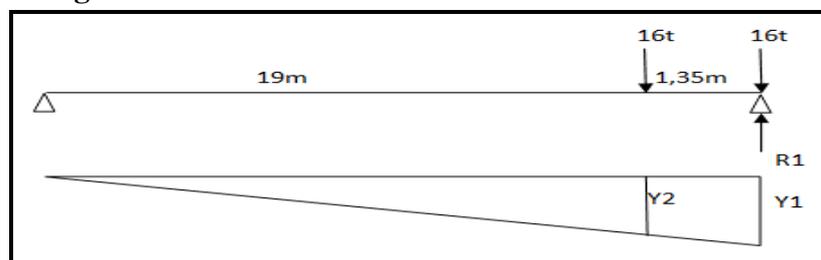


Figure III.20: La travée sous la surcharge B_t.

$$Y_1 = \frac{19-0}{19} = 1.$$

$$Y_2 = \frac{19-1,35}{19} = 0,9289.$$

$$R_1 = 16 \times 1 + 16 \times 0,9289 = 30,86 \text{ t.}$$

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

❖ Calcul de la réaction par rapport à 4 voies chargées

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

$$R_{\max} = 30,86 \times 1 \times 1,116 \times 4.$$

$$R_{\max} = 137,76 \text{ t.}$$

➤ Deux travées chargées

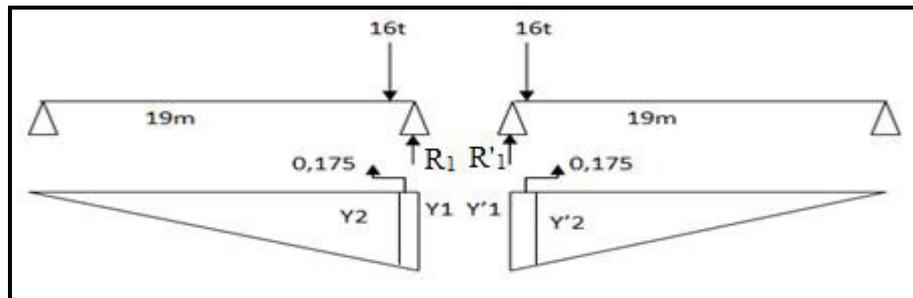


Figure III.21: Les deux travées sous la surcharge B_t .

$$Y_1 = \frac{19-0}{19} = 1.$$

$$Y_2 = \frac{19-0,175}{19} = 0,99.$$

$$Y'_1 = \frac{19-0}{19} = 1.$$

$$Y'_2 = \frac{19-0,175}{19} = 0,99.$$

$$R_1 = 16 \times 0,99 = 15,84 \text{ t.}$$

$$R'_1 = 16 \times 0,99 = 15,84 \text{ t.}$$

$$R = R_1 + R'_1$$

$$R = 31,68 \text{ t.}$$

❖ Calcul de la réaction par rapport à 4 voies chargées

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

$$R_{\max} = 31,68 \times 1,116 \times 1 \times 4. \quad R_{\max} = 141,42 \text{ t.}$$

III.5.3. Calcul des réactions d'appuis sous la charge militaire M_{c120}

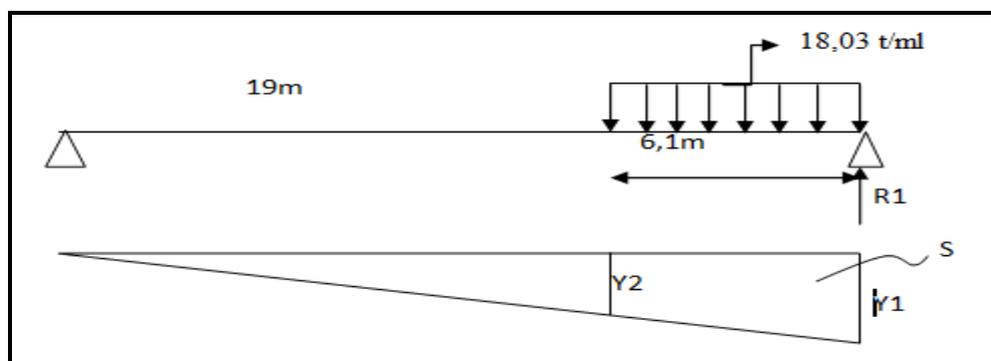


Figure III.22: La travée sous la surcharge M_{c120} .

$$Q = 110 \text{ t.}$$

$$q = 110/6,10 = 18,03 \text{ t/ml}$$

➤ Une travée chargée

S : air du trapèze.

$$Y_1 = \frac{19-0}{19} = 1.$$

$$Y_2 = \frac{19-6,1}{19} = 0,67.$$

$$R = q \times S = 18,03 (1+0,67) \times 6,1 / 2 = 91,83t.$$

$$R_{\max} = \delta_{Mc} \times R.$$

$$R_{\max} = 1,294 \times 91,83 = 118,83 t.$$

➤ deux travées chargées

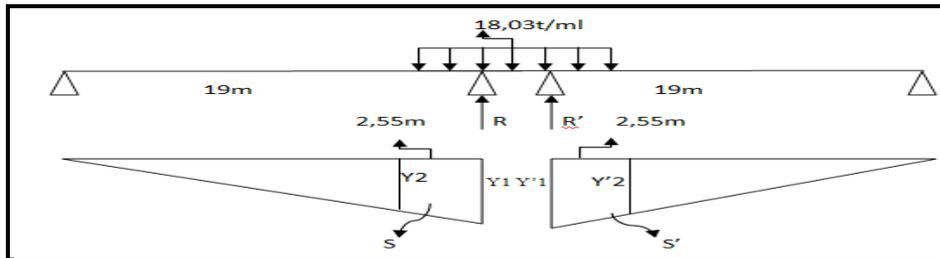


Figure III.23: Deux travées sous la surcharge M_{c120} .

$$Y_1 = \frac{19-0}{19} = 1.$$

$$Y_2 = \frac{19-2,55}{19} = 0,86.$$

$$R_{1 \max} = q \times S = 18,03 \times \frac{(1+0,86) \times 2,55}{2}.$$

$$R_{1 \max} = 42,76 t.$$

$$R_{1 \max} = 42,76 \times 1,294 = 55,33 t.$$

$$Y'_1 = \frac{19-0}{19} = 1.$$

$$Y'_2 = \frac{19-2,55}{19} = 0,86.$$

$$R'_1 = q \times S' = 18,03 \times \frac{(1+0,86) \times 2,55}{2}.$$

$$R'_1 = 42,76 t.$$

$$R'_{1 \max} = 42,76 \times 1,294 = 55,33 t.$$

$$R_{\max} = R_{1 \max} + R'_{1 \max}$$

$$\text{Donc } R_{Mc120} \text{ total max} = 55,33 + 55,33 = 110,66t.$$

III.5.4. Calcul des réactions d'appuis sous la charge M_{D240}

➤ Une travée chargée

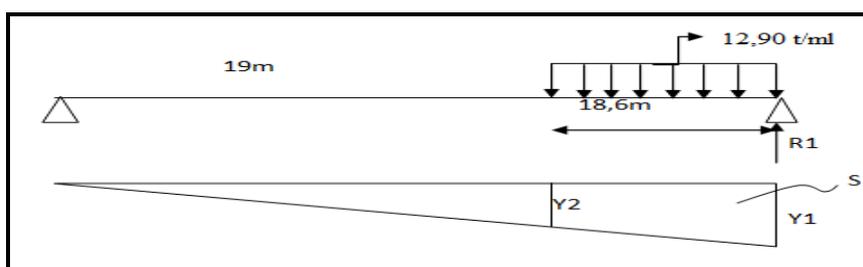


Figure III.24: La travée sous la surcharge M_{D240} .

S : air du trapèze.

$$Y_1 = \frac{19-0}{19} = 1.$$

$$Y_2 = \frac{19-18,6}{19} = 0,02.$$

$$R_1 = R_{1\max} = q \times S = 12,9 \times \frac{(1+0,02) \times 18,6}{2}.$$

$$R_1 = R_{1\max} = 122,37 \text{ t.}$$

➤ **deux travées chargées**

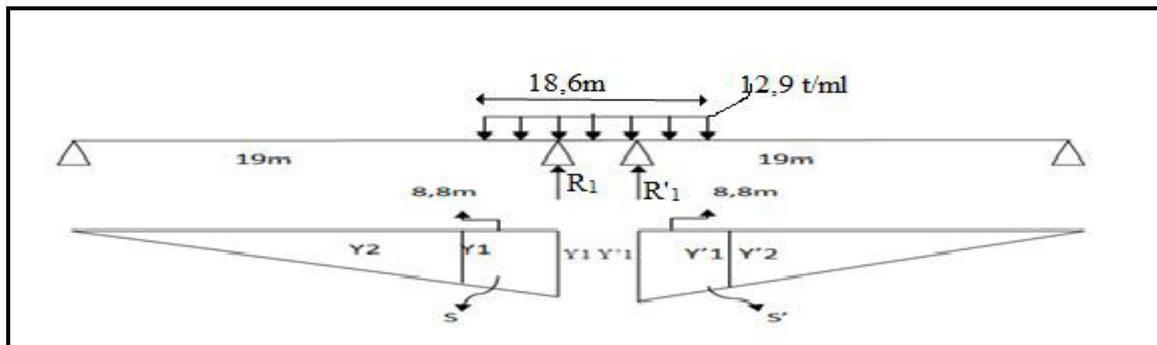


Figure III.25: Deux travées sous la surcharge M_{D240} .

$$Y_1 = \frac{19-0}{19} = 1.$$

$$Y_2 = \frac{19-8,8}{19} = 0,53$$

$$R_1 = q \times S = 12,9 \times \frac{(1+0,53) \times 8,8}{2}.$$

$$R_1 = R_{\max} = 86,84 \text{ t.}$$

$$Y'_1 = \frac{19-0}{19} = 1.$$

$$Y'_2 = \frac{19-8,8}{19} = 0,53.$$

$$R'_1 = q \times S' = 12,9 \times \frac{(1+0,53) \times 8,8}{2}.$$

$$R'_1 = R'_{\max} = 86,84 \text{ t.}$$

$$R_{\max} = R_1 + R'_1$$

$$\text{Donc : } R_{MD240} \text{ total max} = 86,84 + 86,84 = 173,68 \text{ t.}$$

❖ **Valeurs des réactions maximales**

Tableau III.8 : Valeurs des réactions max sollicitant la pile et la culée.

Chargement	Culée (t)	Pile (t)
Charge Permanente G	247,43	494,86
Surcharge A(l)	135,00	184,00
Surcharge Trottoirs S_t	3,563	7,126
Surcharge routière B_c	136,39	162,93
Surcharge routière B_t	137,76	141,42
Surcharge militaire M_{C120}	118,83	110,66
Surcharge exceptionnelles D_{240}	122,37	173,68

III.6. Les combinaisons de charges

D'après le fascicule 61 titre II [9], les combinaisons à considérer sont :

Tableau III.9 : Combinaison des charges.[9]

Etats limites	combinaisons	N° de combinaison
ELU	$1,35G + 1,6(A+S_t)$	1
	$1,35G + 1,6(B_c+S_t)$	2
	$1,35G + 1,6(B_t+S_t)$	3
	$1,35 (G+M_{C120})$	4
	$1,35 (G+M_{D240})$	5
ELS	$G+ 1,2(A+ S_t)$	6
	$G+ 1,2(B_c+ S_t)$	7
	$G+ 1,2(B_t+ S_t)$	8
	$G+ M_{C120}$	9
	$G+ M_{D240}$	10

❖ Réactions trouvées après combinaisons pour la culée et la pile

Tableau III.10 : Combinaisons maximales des réactions sous la culée et sous la pile.

Etats limites	N° de combinaison	Réactions sous la culée (tonnes)	Réactions sous la pile (tonnes)
ELU	1	555,73	973,86
	2	557,95	940,15
	3	560,05	905,74
	4	494,45	817,45
	5	499,23	902,53
ELS	6	413,70	724,21
	7	415, 37	698,92
	8	417,02	673,12
	9	366,26	605,52
	10	393,8	668,54

❖ Les réactions à retenir sont:

Tableau III.11 : Les valeurs des réactions d'appuis max sous la pile et la culée.

Etat limites	Réaction (tonnes)	
	Culée	Pile
ELU	560,05	973,86
ELS	417,02	724,21

Remarque: Pour le calcul du ferrailage de la culée et des piles, en plus des charges calculées précédemment on calcule aussi les surcharges suivantes :

❖ **Vent**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et 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 2KN/m^2 (Selon le fascicule 61-titre II).

❖ **Température**

Le gradient thermique résulte d'un réchauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère de la température moyenne du lieu.

❖ **Forces de freinage**

Pour la vérification de l'aptitude au service, la valeur de courte durée de la résultante Totale de force de freinage vaut 30t.

Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée.

❖ **Le séisme**

Le territoire national étant divisé en trois zones de sismicité croissante définies comme suit:

Zone 1 : sismicité faible.

Zone 2 : sismicité moyenne.

Zone 3 : sismicité élevée.

Notre ouvrage situé à Oran qui est classé en **zone 2a**.

L'accélération verticale : $0,07 G$, (G : poids total). D'après RPOA [11].

L'accélération horizontale : $0,1 G$.

III.7 Conclusion

Dans ce chapitre on a calculé les charges transmises à la pile et à la culée en s'appuyant sur l'application des règles du fascicule 61 titre II, après avoir calculé les réactions maximales sollicitant la pile et la culée, on a remarqué lorsqu'il s'agit des charges permanentes la pile prend deux fois ce que la culée prend, et lorsqu'il s'agit des charges mobiles cela varie en fonction de la ligne d'influence.

CHAPITRE IV

Etude des appuis

IV.1. Introduction

Dans ce présent chapitre on procède à l'étude de la culée et de la pile qui présentent des éléments très importants dans la construction du pont, c'est sur ces appuis que repose le tablier. L'objectif de ce chapitre est de vérifier la stabilité des appuis et de calculer les réactions transmises par les appuis aux sols de fondation.

IV.2. Etude de la culée

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

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

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

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

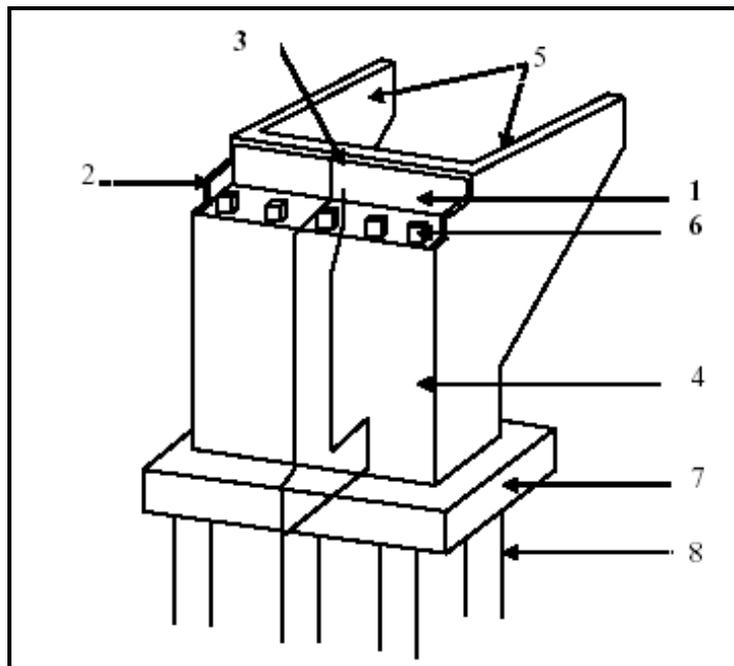


Figure IV.1 : Une culée remblayée.

1. Mur garde grève.
2. Muret cache.
3. Corbeau.
4. Mur de front ou frontal.
5. Mur en retour (mur en aile).
6. Dés d'appui.
7. Semelle.
8. Pieu.

IV.3. dimensions de la culée : Les dimensions sont pris dans le plan du pont.

a- Mur garde grève

H= hauteur de la poutre + hauteur de l'appareil d'appui + dés d'appuis.

- Hauteur : $H = 1,1 + 0,2 + 0,2 = 1,50\text{m}$.
- Epaisseur $e = 0,30\text{m}$.
- Longueur = la largeur du tablier – 2 (l'épaisseur du mur en retour) $L = 15,4\text{m}$.

b- Mur de front

- Hauteur : $H = 6,54\text{m}$.
- Epaisseur : $E_f = 1,10\text{m}$.
- Longueur : et celle du tablier = 16m .

c- La semelle

- Epaisseur : $1,50\text{m}$.
- Largeur : 6m .
- Longueur : $16,2\text{m}$.

d- Mur en retour

Le mur en retour a une épaisseur constante de $0,30\text{ m}$ pour un bon ferrailage et un bon bétonnage. Il a une longueur de $9,29\text{ m}$ en haut et $3,70\text{ m}$ en bas.

Hauteur de la culée est $8,05\text{m}$.

$A_1 = 3,08\text{ m}$.

$A_2 = 3,97\text{ m}$.

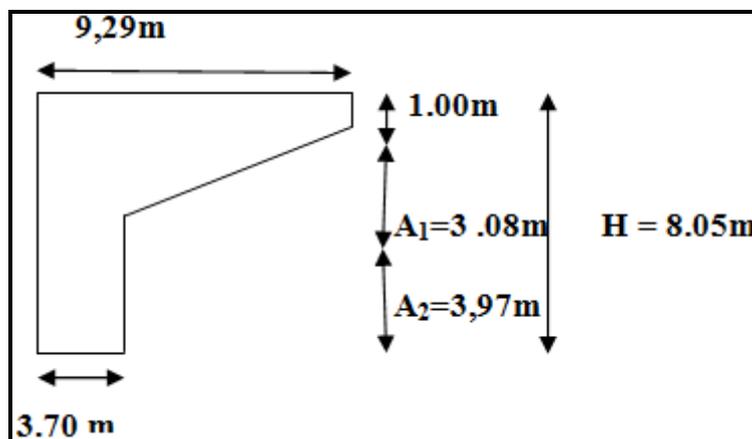


Figure IV.2 : Dimensions du mur en retour.

f- Dalle de transition

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève,

H : hauteur de remblais = H (mur de front + mur garde grève) $H = 8,05\text{ m}$.

$L = 4,80\text{ m}$.

Elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de 30cm , elle est ancrée dans le corbeau d'appuis de par l'intermédiaire des goujons. Elle est mise en place avec une pente de 10% .

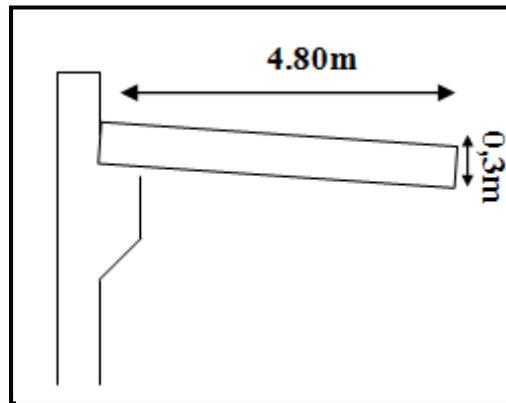


Figure IV.3 : Dimensions de la dalle de transition.

g- Le corbeau

- Hauteur : $H_1 = 1,2$ m.
- Hauteur : $H_2 = 0,7$ m.
- Epaisseur : $e_f = 0,76$ m.
Longueur = largeur du tablier – 2 (l'épaisseur du mur en retour).
- Longueur : $L = 16 - 2 \times 0,3 = 15,4$ m.

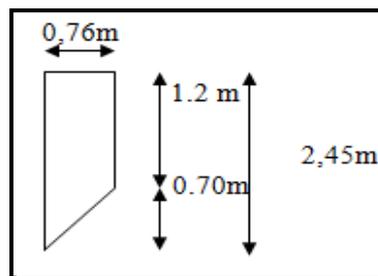


Figure IV.4 : Dimensions du corbeau.

IV.4. Evaluation des efforts sollicitant la culée

IV.4. 1 Calcul des sollicitations permanentes sur la culée

❖ Poids propre du mur garde-grève

$$P_{gg} = \gamma_b \times e \times H \times L.$$

Tel que : γ_b poids volumique du béton ($\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$).

$$P_{gg} = 2,5 \times 0,3 \times 1,5 \times 15,4 = 17,32 \text{ t.}$$

❖ Poids propre du mur frontal

$$P_f = \gamma_b \times e \times H \times L.$$

$$P_f = 2,5 \times 1,1 \times 6,54 \times 16 = 287,76 \text{ t.}$$

❖ Poids propre du mur en retour

$$P_r = \gamma_b \times e \times S.$$

Tel que

S: surface de mur en retour.

$$S = S_1 + S_2 + S_3.$$

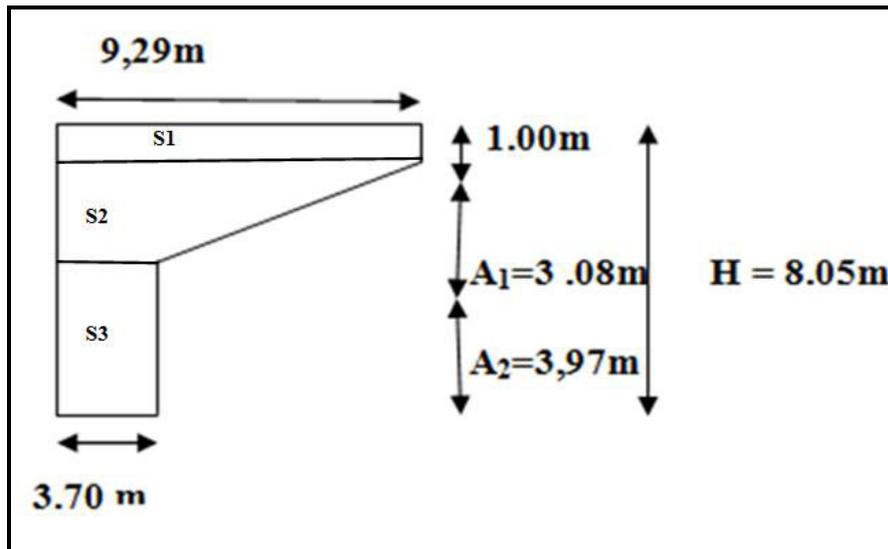


Figure IV.5: Répartition des surfaces du mur en retour.

$$S1 = 1 \times 9,29 = 9,29 \text{ m}^2.$$

$$S2 = 3,7 \times 3,08 + (5,59 \times 3,08)/2 = 20 \text{ m}^2$$

$$S3 = 3,97 \times 3,7 = 14,69 \text{ m}^2$$

$$S = 43,98 \text{ m}^2.$$

$$P_r = 2,5 \times 0,3 \times 43,98 = 32,985 \text{ t.}$$

$$P_r = 32,985 \text{ t.}$$

Poids des deux murs retour est :

$$P_r = 32,985 \times 2 = 65,97 \text{ t.}$$

❖ Poids de la semelle

$$P_{\text{semelle}} = \gamma_b \times e \times 1 \times L.$$

$$P_{\text{semelle}} = 2,5 \times 1,50 \times 6 \times 16,2 = 373,95 \text{ t.}$$

❖ Poids de la dalle de transition

$$P_{\text{ddt}} = \gamma_b \times e \times l \times L$$

$$P_{\text{ddt}} = 2,5 \times 0,3 \times 4,8 \times 15,4.$$

$$P_{\text{ddt}} = 55,44 \text{ t.}$$

❖ Poids du corbeau

$$P_c = \gamma_b \times L \times S.$$

$$S = (h_1 \times e_f) + (h_2 \times e_f)/2.$$

$$S = (1,2 \times 0,76) + (0,76 \times 0,70)/2 = 1,178 \text{ m}^2.$$

$$P_c = 2,5 \times 15,4 \times 1,178 = 45,353 \text{ t.}$$

❖ Poids des terres

a) Sur la dalle de transition

$$P = \gamma \times h \times L_x \times L_y.$$

γ : Poids volumique de remblai ($\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$).

$L_x = 4,8$ (largeur de la dalle de transition).

$L_y = 15,4$ (longueur de la dalle de transition).

h : la hauteur du remblais sur la dalle de transition.

$$P = 1,8 \times 1 \times 4,8 \times 15,4 = 133,05t.$$

$$P = 133,05 t.$$

b) Sur la semelle

$$P = \gamma \times h \times L_x \times L_y$$

$L_x = 3,70$ m (largeur de la semelle à droite de mur frontal).

$L_y = 15,40$ m (longueur de la semelle au dessous de remblai).

h : la hauteur du remblais sur la semelle.

$$P = 1,8 \times 7,05 \times 3,70 \times 15,40 = 723,08t.$$

$$P = 723,08 t.$$

IV.4. 2. Calcul de la poussée des terres

Le mur garde-grève et le mur frontal et la semelle sont soumis aux poussées comme il est montré sur le schéma suivant:

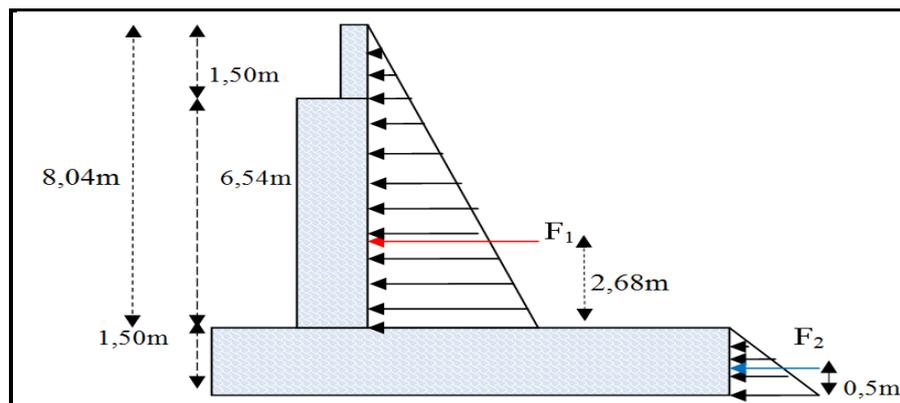


Figure IV.6 : Poussée des terres sur (le mur frontal + mure garde grève et la semelle).

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

$$F = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2$$

Avec:

K_a : Coefficient de poussée des terres.

$\gamma = 1,8 t/m^3$: Poids volumique de remblai.

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

$$F_1 = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot h_1^2$$

$$h_1 = 8,04m$$

F_1 est appliquée à $h_1/3 = 2,68m$.

✓ La poussée des terres sur la semelle

$$F_2 = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot h_2^2$$

$h_2 = 1,50\text{m}$.

F_1 est appliquée à $h_1/3 = 0,50\text{m}$.

❖ Détermination du coefficient de poussée k_a

Le coefficient de poussée des terres sera déterminé dans les conditions normales (pas séisme) et dans les conditions sismiques :

➤ Dans les conditions normales (pas de séisme)

Dans les conditions normales le coefficient de poussée est déterminé par la formule de COULOMB :

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

φ : Angle de frottement interne (pour remblais $\varphi = 30^\circ$).

$$K_a = \text{tg}2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) = 0,333$$

➤ Dans les conditions sismiques (prendre en compte l'action du séisme)

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée est déterminé par la formule de MONONOBE-OKABE

$$k_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2\alpha \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \theta + \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)\cos(\alpha + \beta)}}\right)} \times k \times \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

φ : Angle de frottement interne du remblai. $\varphi = 30^\circ$.

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

β : Inclinaison de la culée avec l'horizontal $\beta = 0^\circ$.

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

θ : Angle entre la direction du séisme $\text{tg}\theta = \frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V} \rightarrow \theta = \text{arctg}\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V}\right)$

K: Coefficient caractérisant le séisme.

$$k = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)^2}$$

$\varepsilon_V = 0,07$; $\varepsilon_H = 0,1$.

$\delta = 0$: angle de frottement remblai-culée; Pas de frottement entre le remblai et la culée car d'une part le compactage du remblai se fait par couche, d'autre part la semelle repose sur des pieux, ce qui conduit à la limitation des tassements).

❖ Valeurs de K_a pour les différents cas sismiques et normales

Tableau IV.1: Coefficient de poussée pour différents cas sismiques et normal.

Action du séisme	Notation	ϵ_H	ϵ_V	K	θ^0	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 (normale et sismique)

Tableau IV.2: Efforts de poussée des terres pour différentes conditions (normale et sismique).

désignation	H(m)	L(m)	Condition sismique	K_a	Application numérique	$F_p(t)$
Mur garde grève+mur frontal	8,05	15,4	Cas N°1	0,333	$0,5 \times (8,05)^2 \times 15,4 \times 1,8 \times 0,333$	299,09
			Cas N°2	0,395	$0,5 \times (8,05)^2 \times 15,4 \times 1,8 \times 0,395$	354,77
			Cas N°3	0,420	$0,5 \times (8,05)^2 \times 15,4 \times 1,8 \times 0,420$	377,23
			Cas N°4	0,374	$0,5 \times (8,05)^2 \times 15,4 \times 1,8 \times 0,374$	335,91
semelle	1,5	16,2	Cas N°1	0,333	$0,5 \times (1,5)^2 \times 16,2 \times 1,8 \times 0,333$	11,09
			Cas N°2	0,395	$0,5 \times (1,5)^2 \times 16,2 \times 1,8 \times 0,395$	13,27
			Cas N°3	0,420	$0,5 \times (1,5)^2 \times 16,2 \times 1,8 \times 0,420$	14,12
			Cas N°4	0,374	$0,5 \times (1,5)^2 \times 16,2 \times 1,8 \times 0,374$	12,57

F_p : poussée des terres.

H : hauteur du (mur garde + mur frontal et de la semelle).

L : désigne les longueurs de (mur garde grève + mur frontal et de la semelle).

IV.4. 3 Calcul de la poussée des surcharges de remblai :

En vue de justification des éléments ou structures susceptibles d'être soumis à des efforts de la part des remblais d'accès aux ponts, on considère que ces remblais sont susceptibles de recevoir une charge d'une tonne par mètre carré. ($q=1t/m^2$).

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

$$p = k_a \times q \times h.$$

$$F_a = k_a \times q \times h \times L.$$

k_a : coefficient de poussé des terres.

h: hauteur de la culée.

F_a : est appliqué à ($h/2 = 4,02m$ sur le mur frontal et a 0,75m sur la semelle).

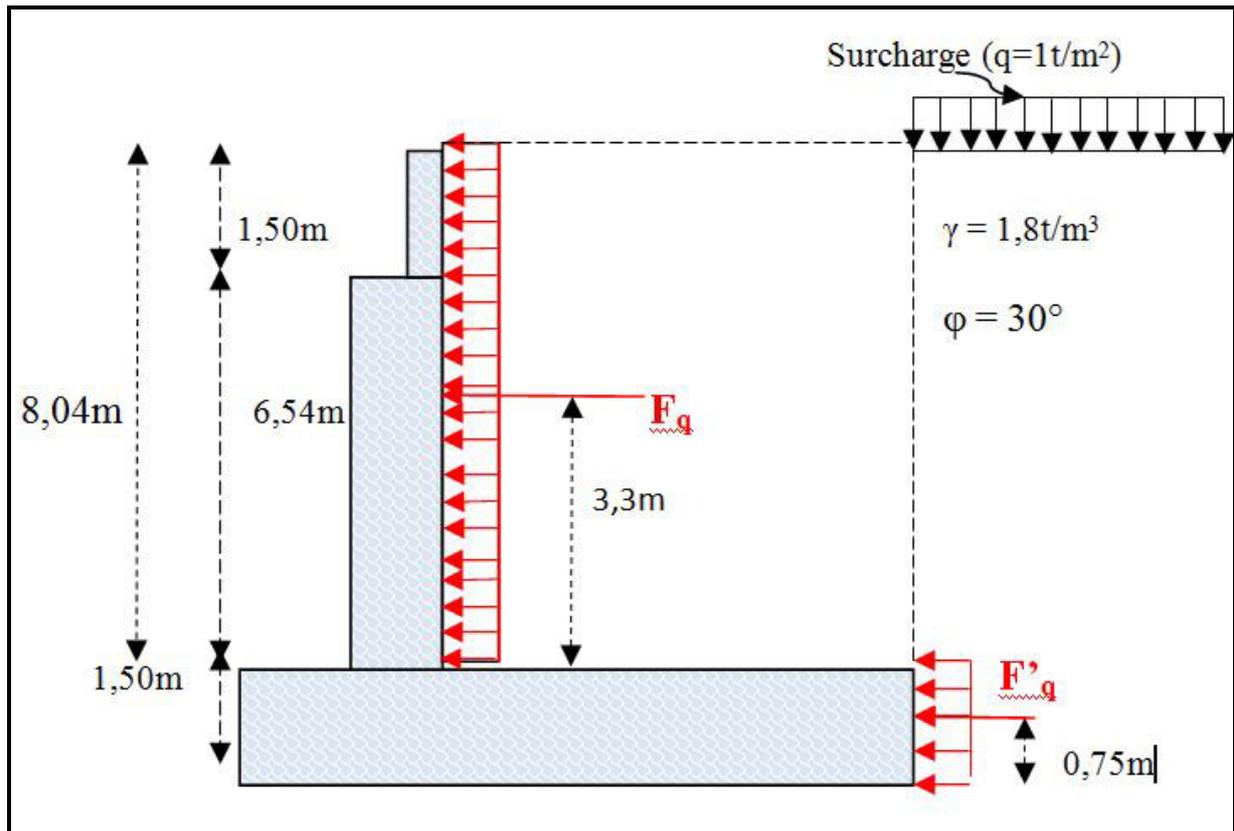


Figure IV.7 : Poussé des terres dûe aux surcharges de remblais.

❖ Valeurs des poussées dûes aux surcharges de remblais pour les différents cas sismiques et normales

Tableau IV.3 : Valeurs des poussées dues aux surcharges de remblai.

désignation	H(m)	L(m)	Condition sismique	K_a	Application numérique	$F_p(t)$
Mur garde grève+mur frontal	8,04	15,4	Cas N°1	0,333	$8,04 \times 15,4 \times 1 \times 0,333$	41,28
			Cas N°2	0,395	$8,04 \times 15,4 \times 1 \times 0,395$	48,96
			Cas N°3	0,420	$8,04 \times 15,4 \times 1 \times 0,420$	52,06
			Cas N°4	0,374	$8,04 \times 15,4 \times 1 \times 0,374$	46,36
semelle	1,5	16,2	Cas N°1	0,333	$1,5 \times 16,2 \times 1 \times 0,333$	8,09
			Cas N°2	0,395	$1,5 \times 16,2 \times 1 \times 0,395$	09,60
			Cas N°3	0,420	$1,5 \times 16,2 \times 1 \times 0,420$	10,20
			Cas N°4	0,374	$1,5 \times 16,2 \times 1 \times 0,374$	09,08

IV.5. Evaluation des moments (stabilisants et renversants) sur la culée

Le calcul des moments sur la culée se fait par rapport au point O.

❖ M_s : désigne le moment stabilisant dûe aux charges verticales.

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

❖ M_r : désigne le moment renversant due aux charges horizontales.

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

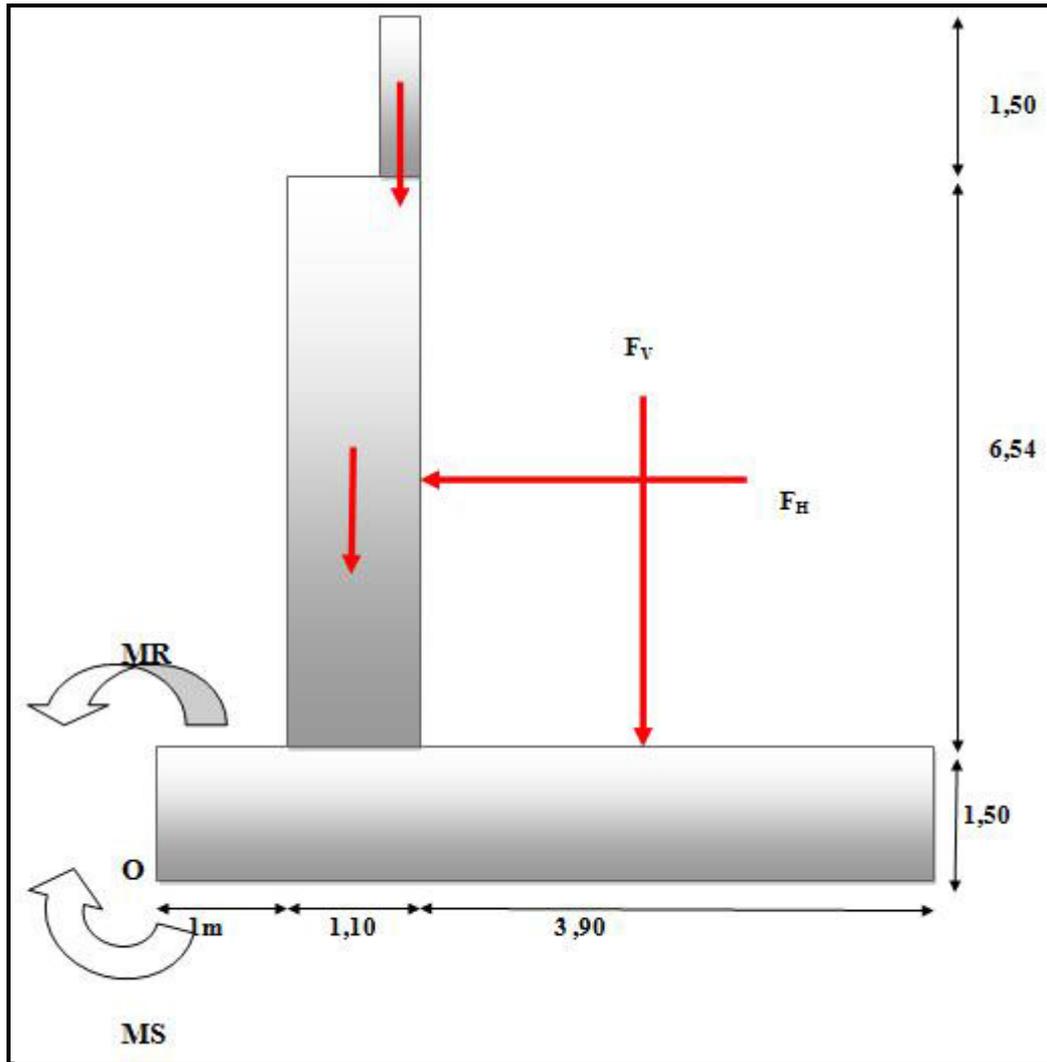


Figure IV.8: Moments stabilisant et moments renversant.

IV.5.1. Valeurs des moments (stabilisants et renversants) dues aux charges permanentes
Tableau IV.4: Valeurs des sollicitations dues aux charges permanentes.

sollicitation	Condition sismique	Efforts P(t)	Efforts horizontaux $\varepsilon_h P(t)$	Efforts verticaux $(1 \pm \varepsilon_v)P(t)$	Bras de levier horizontal (m)	Bras de levier vertical (m)	Mr t.m	Ms t.m
Mur garde grève	Cas N°1	17,32	0	17,32	2,25	8,79	0	38,97
	Cas N°2		1,732	18,53			15,22	41,69
	Cas N°3		1,732	17,32			15,22	389,7
	Cas N°4		1,732	16,10			15,22	36,22
Poids du mur frontal	Cas N°1	287,76	0	287,76	1,55	4,77	0	446,02
	Cas N°2		28,776	307,9			137,26	477,24
	Cas N°3		28,776	287,76			137,26	446,03
	Cas N°4		28,776	267,62			137,26	414,81
Poids du mur en retour	Cas N°1	65,97	0	65,97	5,26	5,44	0	347
	Cas N°2		6,597	70,58			35,89	371,25
	Cas N°3		6,597	65,97			35,89	346,05
	Cas N°4		6,597	61,35			35,89	322,70
Poids de la Semelle	Cas N°1	373,95	0	373,95	3	0,75	0	1121,85
	Cas N°2		37,395	400,12			28,04	1200,36
	Cas N°3		37,395	373,95			28,04	1121,85
	Cas N°4		37,395	347,77			28,04	1043,31
Poids de la dalle de transition	Cas N°1	55,4	0	55,4	4,8	8,76	0	265,92
	Cas N°2		5,54	59,27			48,53	284,50
	Cas N°3		5,54	55,4			48,53	265,92
	Cas N°4		5,54	51,52			48,53	247,29
Corbeau	Cas N°1	45,35	0	45,35	2,45	8,07	0	111,10
	Cas N°2		4,535	48,52			36,59	118,87
	Cas N°3		4,535	45,35			36,59	111,10
	Cas N°4		4,535	42,17			36,59	103,31
Poids des terres sur dalle de transition	Cas N°1	133,05	0	133,05	5,6	9,13	0	745,08
	Cas N°2		13,305	142,36			121,47	797,22
	Cas N°3		13,305	133,05			121,47	745,08
	Cas N°4		13,305	123,73			121,47	692,88
Poids des terres sur la semelle	Cas N°1	723,08	0	723,08	3,95	0,75	0	2856,16
	Cas N°2		72,308	773,69			54,23	3056,07
	Cas N°3		72,308	723,08			54,23	2856,16
	Cas N°4		72,308	672,46			54,23	2656,22
Poids du tablier et compris les surcharge qu'il recoit (tableau III.11 page 40)	Cas N°1	560,05	0	560,05	7,50	8,63	0	4200,37
	Cas N°2		56,005	599,25			483,33	4494,38
	Cas N°3		56,005	560,05			483,33	4200,37
	Cas N°4		56,005	520,85			483,33	3906,38

Selon RPOA [11] (règlement parasismique pour les ouvrages d'art) on a :

- L'effort sismique horizontal : $H_s = \varepsilon_H \times P(t)$.
 - L'effort sismique vertical : $V_s = (1 \pm \varepsilon_V) \times P(t)$.
- $\varepsilon_V = 0,07$ $\varepsilon_H = 0,1$.

IV.5.2. Valeurs des moments renversants dues aux poussées des terres

Tableau IV.5 : Valeurs des sollicitations dues aux poussées des terres.

Sollicitations	Condition sismique	F_t (t)	Bras de levier horizontal(m)	Bras de levier Vertical (m)	M_r (t.m)	M_s (t.m)
Poussées Des terres Sur la semelle	Cas N° 1	11,09	//	0,5	5,54	//
	Cas N° 2	13,27	//		6,63	//
	Cas N° 3	14,12	//		7,06	//
	Cas N° 4	12,57	//		6,27	//
Poussées Des terres Sur $M_{gg}+M_f$	Cas N° 1	299,09	//	4,18	1250,19	//
	Cas N° 2	354,77	//		1482,94	//
	Cas N° 3	377,23	//		1576,82	//
	Cas N° 4	335,91	//		1414,10	//

F_t : désigne la poussée des terres des différentes conditions sismiques et normale.

M_r : moment renversant.

M_s : moment stabilisant.

IV.5.3. valeurs des moments renversant dûes aux surcharges de remblais

Tableau IV.6: Valeurs des sollicitations dues aux surcharges des remblais.

Sollicitations	Condition sismique	F_t (t)	Bras de levier horizontal(m)	Bras de levier Vertical (m)	M_r (t.m)	M_s (t.m)
Poussées Des remblais Sur la semelle	Cas N° 1	8,09	//	0,75	6,06	//
	Cas N° 2	9,60	//		7,2	//
	Cas N° 3	10,20	//		7,65	//
	Cas N° 4	9,08	//		6,81	//
Poussées Des remblais Sur $M_{gg}+M_f$	Cas N° 1	41,28	//	5,52	227,86	//
	Cas N° 2	48,96	//		270,26	//
	Cas N° 3	52,06	//		287,37	//
	Cas N° 4	46,36	//		255,90	//

F_t : désigne la poussée des terres dues aux surcharges de remblai.

IV.6. Vérification de la stabilité

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

Tableau IV.7 : 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	359,55	2261,93	10132,47	1489,65
Cas N° 2	652,79	2420,22	10841,58	2727,59
Cas N° 3	679,80	2261,93	10482,26	2839,46
Cas N° 4	630,11	2103,57	9423,12	2643,64

IV.6.1. Vérification de stabilité au renversement

- En conditions normales le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) $F_s = 1,5$.

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1,5 \text{ Condition normale (pas de séisme).}$$

- En conditions sismique le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) $F_s = 1,3$.

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1,3 \text{ (Condition sismique).}$$

Conditions normales :

Cas N°1 :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{10132,47}{1489,65} = 6,80 > 1,5 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

Conditions sismiques:

Cas N°2 :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{10841,58}{2727,59} = 3,98 > 1,3 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Cas N°3 :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{10482,26}{2839,46} = 3,69 > 1,3 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Cas N°4 :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = \frac{9423,12}{2643,64} = 3,56 > 1,3 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

IV.6.2. Vérification de la stabilité au glissement

$$\frac{\sum V}{\sum H} \text{tg}\varphi \geq 1,5 \text{ (Conditions normales (pas de séisme)).}$$

$$\frac{\sum V}{\sum H} \text{tg}\varphi \geq 1,3 \text{ (Conditions sismiques).}$$

Tel que :

$$V = \sum (1 \pm \varepsilon_v) P(t).$$

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

φ : Angle de frottement du remblai ($\varphi=30^\circ$).

Conditions normales

Cas N°1 :

$$\frac{\sum V}{\sum H} \operatorname{tg} \varphi = \frac{2261,93}{359,55} \operatorname{tg} 30^\circ = 3,63 > 1,5 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Conditions sismiques

Cas N°2 :

$$\frac{\sum V}{\sum H} \operatorname{tg} \varphi = \frac{2420,22}{652,79} \operatorname{tg} 30^\circ = 2,14 > 1,3 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Cas N°3 :

$$\frac{\sum V}{\sum H} \operatorname{tg} \varphi = \frac{2261,93}{679,80} \operatorname{tg} 30^\circ = 1,92 > 1,3 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Cas N°4 :

$$\frac{\sum V}{\sum H} \operatorname{tg} \varphi = \frac{2103,57}{630,11} \operatorname{tg} 30^\circ = 1,93 > 1,3 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Dans les (04) cas, on remarque bien que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées donc stabilité de la culée est assurée.

IV.7 Ferrailage des éléments de la culée

Les éléments de la culée seront ferrailés selon les règles du BAEL [12].

IV.7.1 Caractéristiques des matériaux utilisés

a) Béton

Poids volumique du béton: $\gamma_b=2,5 \text{ t/m}^3$

Résistance à la compression : pour un béton âgé de 28 jours, on a:

$f_{c28}=35 \text{ Mpa}$ pour le béton de la superstructure et le béton des appuis (culées+pile) et des fondations.

Résistance à la traction

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (35) = 2,7 \text{ Mpa. (} f_{c28}=35 \text{ Mpa).}$$

$$f_{t28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

Contrainte admissible à la compression (ELU):

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

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

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

$\theta = 1$ lorsque la durée probable de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 heures.

contrainte de service

$\bar{\sigma}_b = 0,5 f_{c28}$ ouvrage fini.

$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$ En construction situation accidentelle.

Coefficient de poisson

$\nu=0$ pour béton fissuré (ELU).

$\nu=0,2$ pour béton non fissuré (ELS).

b) Acier

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence (Fe400).

Limite élastique est égale $f_e=400$ MPa.

Module d'élasticité $E_S= 210\ 000$ MPa.

Contraintes limites à la traction

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

$\gamma_s=1$ Situation accidentelle.

$\gamma_s=1,5$ Situation durable ou transitoire.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

ELS

En fissuration préjudiciable :

En fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$.

En fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$.

$\eta=1$ pour les armatures rondes lisses.

$\eta=1,6$ pour les armatures hautes adhérence.

η : coefficient de fissuration.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,7} \right) = \min(400; 228,63) = 228,63 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 228,63 \text{ Mpa.}$$

IV.7.2 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 les remblais.

Type 1 (Dalle sur 4 appuis) :

$$L_x \times L_y = 4,8 \times 15,4 m^2 \quad (\text{Figure IV.9}).$$



Figure IV.9 : Schéma de la dalle.

Calcul des sollicitations :

$$G = 2,72 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{à l'ELU : } P_u = 1,35 \times 2,72 + 1,5 \times 1 = 5,17 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{à l'ELS : } P_s = 2,72 + 1 = 3,72 \text{ t/m}^2.$$

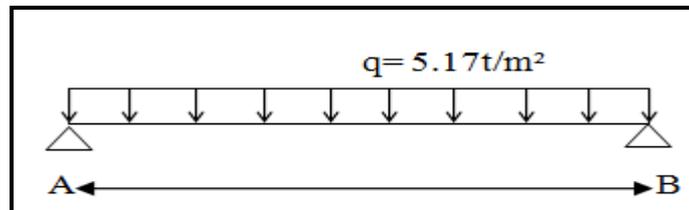


Figure IV.10: Schéma statique de la poutre.

On a :

⇒ La dalle travaille suivant un seul sens.

Donc on le calcul comme une poutre sur deux appuis.

$$M^0 = 14,895 \text{ t.m}$$

$$M^t = 12,66 \text{ t.m}$$

$$M^a = 7,895 \text{ t.m}$$

$$V^{max} = 12,4128 \text{ t.}$$

Tableau IV.8: Résumé des résultats en travée et en appui.

	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ² /ml)	A (cm ² /ml) adopté
En travée	0,1021	0,1349	0,2365	15,39	18,85=6HA20
En appui	0,06	0,0775	0,2422	8,84	15,71=5HA20

Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 < A_t$$

⇒ On prend $A_t = 6 \text{ HA}20 / \text{ml} = 18,85 \text{ cm}^2$

b) Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{V^{\max}}{b \times d} = 0,496 \text{ MPa} < 1,75 \text{ MPa}$$

c) Espacement des barres :

$$S_t \leq \min(3 \times h_0; 33) = 33 \text{ cm}$$

$S_t = 17 \text{ cm}$ en travée.

$S_t = 20 \text{ cm}$ en Appui.

d) Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

$$A_t \geq \frac{1.15}{400} \times \left(12,412 - \frac{12,66}{0,9 \times 0,25} \right) \times 10^{-3}$$

$A_t \geq 1,26 \cdot 10^{-4}$ la condition est vérifiée.

Vérification à l'ELS

$$M^0 = 10,71 \text{ t.m}$$

$$M^t = 9,10 \text{ t.m}$$

$$M^a = 5,3568 \text{ t.m}$$

Vérification des contraintes

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9: Résumé des vérifications.

	M (t.m)	Y(m)	$I \text{ cm}^4$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$
Travée	9.106	0.103	11.59	8.148	21	172.269	187.061
Appui	5.356	0.087	8.45	5.543	21	154.408	187.061

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Schéma de ferrailage

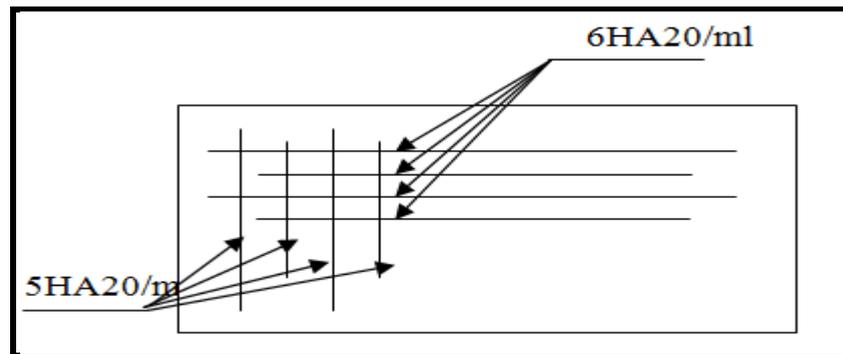


Figure IV.11: Schéma de ferrailage 1^{er} type de dalle.

IV.7.3 Ferrailage du mur garde-grève

Le mur garde grève sera ferrillé à la flexion simple.

Le mur garde grève est soumis aux forces horizontales suivantes :

✓ Poussées des terres

Elle est donnée par la formule suivante :

$$F_t = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2$$

$$F_t = \frac{1}{2} \times 0,333 \times 1,8 \times 1,5^2 = 0,67t.$$

Le moment dû à l'effort de poussé est donné par la formule :

$$M_t = \frac{1}{3} \times F_t \times h = 0,335t.m.$$

✓ Effort de freinage

$$F_f = \frac{F_f}{L} = \frac{30}{16} = \frac{1,87t}{ml} . F_f = 30t \text{ (selon le fascicule 61 titre II).}$$

Le moment dû à l'effort de freinage :

$$M_F = F_f \times H = 2,8 t.m.$$

• Armateurs longitudinales

✓ A L'ELU

$$M_U = 1,35M_t + 1,5M_f.$$

$$M_U = 4,65t.m.$$

$$b = 1m. \quad d = 0,25m.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x}{f_{bu} \times b \times d^2} \text{ tel que } f_{bu} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0,0375 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 0,048.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha). \quad Z = 0,245m.$$

$$A = \frac{M_x}{Z\sigma_s} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{4,65}{0,245 \times 348} = 5,45 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition non fragilité**

$$A \geq A_{min} = \frac{b \times d \times 0,23 \times f_{t28}}{f_e} = 2,88 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition est vérifiée})$$

D'après le B.A.E.L [12] on prend 6 HA 12 = 6,79 cm² avec un espacement de 16cm.

• **Vérification a l'ELS**

$$M_{ser} = M_t + M_f$$

$$M_{ser} = 0,337 + 2,8 = 3,13 \text{ t.m.}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 228,63 \text{ MPa.}$$

$$\frac{b}{2} X^2 + n A'_s (X - C') - n (d - X) = 0. \quad X = 0,162 \text{ m.}$$

$$I_1 = \frac{b}{3} X^3 + n A_s (d - X)^2 = 0 \quad I_1 = 1,96 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$\text{Avec } n = 15; A_s = 10,78 \text{ cm}^2; A'_s = 0.$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot A_s}{I_1} = \frac{3,13 \times 0,178 \times 10^{-2}}{1,96 \times 10^{-3}} = 2,81 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa.} \quad (\text{Vérifiée}).$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser} \cdot (d - X)}{I_1} = 17,72 \text{ MPa} < 228,55 \text{ MPa.} \quad (\text{Vérifiée}).$$

Après avoir vérifié la contrainte de l'acier, on trouve A_s = 10,78 cm² soit 7HA14 avec un espacement de 15cm.

Armatures transversales

Le diamètre minimum des aciers transversaux est : φ_t = 8mm.

Les armateurs de construction

$$A_c = \frac{A_s}{3} = 3,59 \text{ cm}^2, \text{ soit } 7\text{HA}10 \text{ avec espacement } 15 \text{ cm.}$$

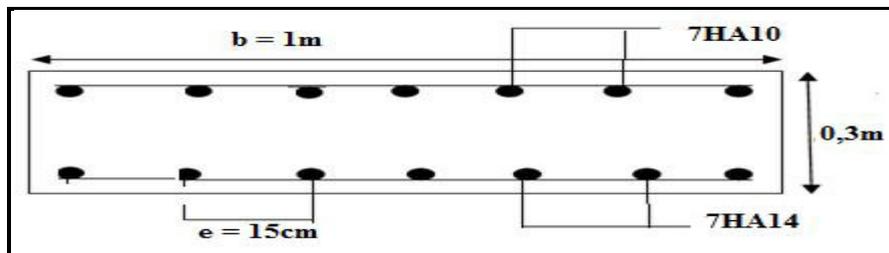


Figure IV.12: Schéma de ferrailage du mur garde grève.

IV.7.4 Ferrailage du mur frontal

Le mur frontal sera ferrillé à la flexion composé pour une bande de 1m linéaire on a : b=1m ; h=1,1m. d= 1,05m ; d'=0,05m.

Le mur frontal est sollicité par les efforts suivants :

✓ **Force verticale**

$N=560,05 \text{ t.}$

Poids du mur frontal.

$P_f=287,76\text{t.}$

Poids du mur garde grève.

$P_{gg} = 17,32\text{t.}$

Donc

$N_u = 560,05 + (287,76 + 17,32) \times 5 = 971,91\text{t.}$

Donc

$N_u = \frac{971,91}{16,2} = 60\text{t/ml.}$

 ✓ **Force horizontale**

 • **Poussée des terres**

$$F_t = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2$$

$$F_t = \frac{1}{2} \times 0,333 \times 1,8 \times 6,54^2 = 12,82\text{t.}$$

$$M_t = 27,94 \text{ t.m}$$

$$P_{\text{sur}} = 41,28\text{t.}, M_{\text{sur}} = 134,96 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{sur}} = 8,33\text{t.m/ml.}$$

 • **Force de freinage**

$$F_F = \frac{F_f}{L} = \frac{30}{16,2} = 1,85\text{t/ml.}$$

$$M_f = F_F \times h; h = 6,54 \text{ m.}$$

$$M_f = 12,23\text{t.m.}$$

a) Ferrailage

- Armateurs longitudinales

ELU

$N=560,05 \text{ t/ml.}$ (Tableau III.11 page 40)

$$M_{uG} = 1,35(27,94) + 1,5(8,33 + 12,23) = 68,71 \text{ t.m/ml.}$$

$$N_{uG} = N + 1,35(P_{mf} + P_{gg}) = 66,83 \text{ t/ml.}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{68,71}{66,83} = 1,03 \text{ m.}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 68,71 + 66,83 \left(1,05 - \frac{1,1}{2} \right) = 102,12 \text{ t/ml.}$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} = -36,29\text{t.m} \dots \dots \dots (1).$$

$$(0,337h - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 720,26\text{t.m} \dots \dots \dots (2).$$

On a (2) > (1) donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = \frac{M_x}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$f_{bu} = 19,83 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = 0,0467$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 0,061.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha). \quad Z=1,219\text{m.}$$

$$A = \frac{M_x}{Z\sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{Tel que } \sigma_s = 348\text{MPa.}$$

$$A = \left(\frac{102,12}{1,219 \times 348} - \frac{66,83}{348} \right) \times 10^2 = 4,87\text{cm}^2$$

On prend 6 HA 12/ml ; Avec $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$.

• **Vérification de la condition non fragilité**

$$A \geq A_{min} = \frac{b \times d \times 0,23 \times f_{t28}}{f_e} = 16,3 \text{ cm}^2 \quad (\text{la condition n'est pas vérifiée}).$$

$$A = 6,79 \text{ cm}^2 < A_{min} = 16,3\text{cm}^2$$

D'après le B.E.A.L [12] : On ferraille avec $A_{min} = 6\text{HA } 20=18,85 \text{ cm}^2$ avec espacement de 18 cm.

Remarque : On remarque que les poussées des terres et les surcharges sont inférieure par rapport à l'effort normal N c'est pour cela en trouve la section de ferrailage inférieure par rapport à la section minimale.

Armatures de construction

$$A_c = \frac{A_s}{3} = \frac{18,85}{3} = 6,28\text{cm}^2$$

Soit 6HA 12 avec espacement de 16cm.

Armatures transversales

D'après le SETRA [13], on disposera 1HA10. Tous les 15 cm.

a) Vérification à l'ELS

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 228,63 \text{ MPa.}$$

$$M_{ser} = M_t + M_f + M_{sur} = 48,5 \text{ t.m /ml.}$$

$$M_{ser} = 48,5\text{t.m/ml} ; N_{ser} = 44,57\text{t/ml} ; A_s = 18,85 \text{ cm}^2 ; n=15 ; A'_s=0.$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 1,09\text{m.}$$

$$X = X_c - e + \frac{h}{2} \quad ; \quad \text{Avec : } X^3 + P \times X_c + q = 0$$

$$P = -3 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + 6 \times \frac{15A}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right) = -0,8298.$$

$$q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - 6 \times \frac{15A}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2 = -0,114.$$

$$X_c^3 - 0,8298X_c - 0,114 = 0 \quad X_c = 0,98m \quad X = 0,44m.$$

$$S = \frac{b}{2}X^2 - n A_s(d - X).$$

$$S = 0,08 \text{ m}^3.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \cdot X}{S} = \frac{44,57 \times 10^{-2} \times 0,44}{0,08} = 2,45 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée}).$$

$$\sigma_{st} = n \frac{N_{ser}(d - X)}{s} = 15 \cdot \frac{44,57 \cdot 10^{-2}(1,05 - 0,44)}{0,08} = 50,977 \text{ MPa} < 228,63 \text{ MPa. (vérifiée).}$$

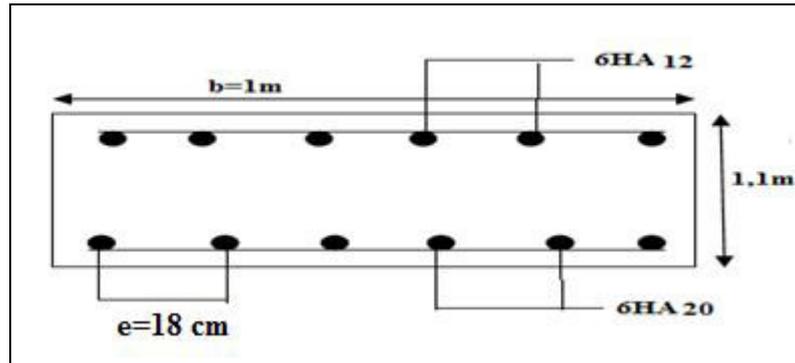


Figure IV.13: Schéma de ferrailage du mur frontal.

IV.7.5 Ferrailage de la semelle de la culée

le ferrailage de la semelle sera fait par la méthode des Bielles

Condition de la méthode a vérifié

$$0,5(b' - \frac{b}{2}) \leq d \leq 0,7 (b' - \frac{b}{2})$$

$$1,45 \leq d = 1,5 \text{ m} \leq 2,03 \quad (\text{vérifiée}).$$

calcul des armatures transversales inférieures

$$A_{t \text{ inf}} = \frac{P_u \times (b - \frac{b}{2})}{4 \times d \times \sigma_s}$$

P_u (à L'ELU): La somme des charges appliquée sur la semelle.

$$P_{Els} = 2261,93 \text{ t.m} \quad (\text{Tableau IV.7 page 53}).$$

$$P_{Elu} = 1,35 \times 2261,93 = 3053,60 \text{ t.}$$

$$A_{t \text{ inf}} = \frac{3053,6 \times (3,5 - \frac{1,2}{2})}{4 \times 1,45 \times 348} \times 10^2 = 438,73 \text{ cm}^2 \quad (\text{par apport a B}).$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow A_{t \text{ inf}} = 1,1 \times A = 482,6 \text{ cm}^2$

On prend 39 HA 40, $A_s = 490,09 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15 cm.

Les armateurs longitudinaux inférieurs dans la semelle

$$A_{L \text{ inf}} = \frac{1}{3} \times A_{t \text{ inf}} = 163,36 \text{ cm}^2 / 16,2 \text{ m.}$$

Soit 53HA 20, $A = 166,5 \text{ cm}^2$ (espacement 30cm).

Armatures de construction

Armatures transversales supérieures

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{490,09}{10} = 49,009 \text{ cm}^2$$

$A_s = 50,46 \text{ cm}^2$. Soit 25 HA16 /6m avec un espacement de 25cm.

Armatures longitudinales supérieures

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{490,09}{10} = 49,009 \text{ cm}^2$$

$A_s = 50,46 \text{ cm}^2$ Soit 25 HA16 /6m avec un espacement de 25 cm.

Armatures verticales (cadres).

$$A_v = (\text{cm}^2/\text{ml}) \geq \max \left[\frac{0,1 \times A_t}{d}; \frac{P_u}{16 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}} \times A_t \right] \geq \max(1,99,3,37) = 3,93 (\text{cm}^2/\text{ml})$$

On prend 5HA10 pour 1m.

Entre les armatures supérieure et inférieure nous avons des chaises qui maintiennent la liaison entre les deux nappes, et garde la forme du ferraille de la semelle lorsque le coulage aura lieu.

Après le ferrailage de la semelle, on prévoit des barres d'attente afin d'attacher la culée à la semelle, le diamètre des attentes est de HA20, HA25.

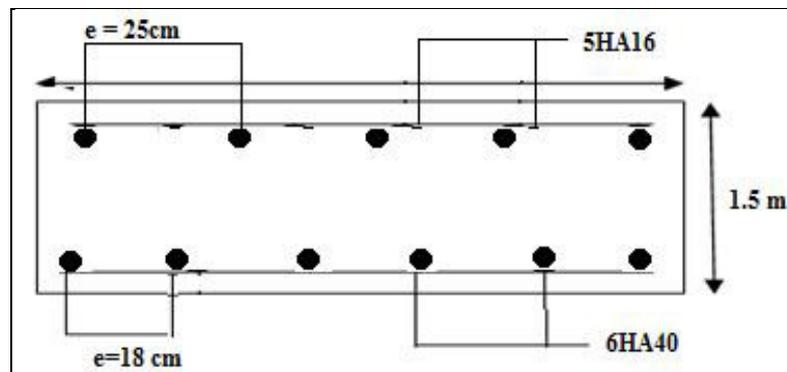


Figure IV.14: Schéma de ferrailage de la semelle de la culée.

IV.8. Etude de la pile

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

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

IV.9. Dimensions de la pile

Les dimensions des différents éléments de la pile sont pris directement dans le plan du projet.



Figure IV.15: Coupe transversale de la pile.

❖ Chevêtre

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

- Longueur du Chevêtre $L=16,2$ m.
- Hauteur de chevêtre $H = 1,2$ m
- Largeur de chevêtre : $l=1,2$ m.

❖ **Fûts** : (poteaux circulaires). La pile est constituée de 5 fûts leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique de hauteur $H = 5,5$ m. et de diamètre $D=1,2$ m.

❖ Semelle

- Epaisseur : 1,5m.
- Largeur : 6m.
- Longueur : 16,2 m.
- Ancrage : 4 m.

IV.10. Evaluation des efforts sollicitant la pile

La pile est calculée comme un élément de construction soumis aux charges suivantes :

IV.10.1. Forces verticales

❖ **Le poids de tablier** : la réaction d'appui sous la pile est 973,86 t. (Tableau III.11 page 40)

❖ **Poids propre du chevêtre**

$$P_{ch} = \gamma_b \times S \times L.$$

Tel que:

P_{ch} : poids propre du chevêtre.

S : section du chevêtre.

L : longueur du chevêtre.

γ_b : poids volumique du béton.

$$S = (0,6 \times 2,1) + (0,6 \times 1,2) + (0,6 \times 0,45) + 2 \times (0,2 \times 1,3).$$

$$S = 2,77 \text{ m}^2$$

$$P_{ch} = 2,5 \times 16,20 \times 2,77 = 112,18 \text{ t.}$$

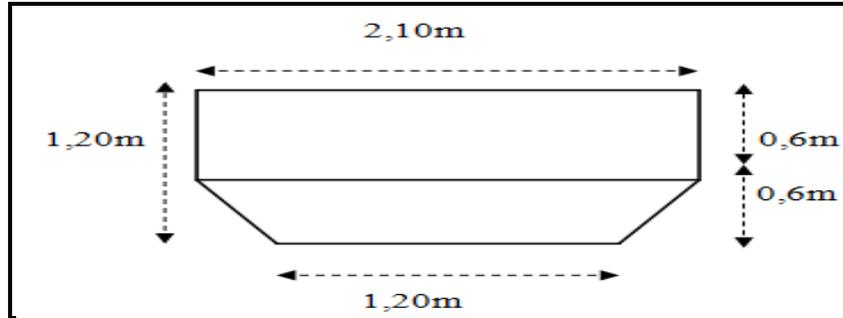


Figure IV.16: Dimensions du chevêtre.

❖ Poids propre du fût

$$S = \pi R^2.$$

$$P_f = \gamma_b \times S \times H = \pi \times R^2 \times H \times 2,5.$$

S : surface du fût.

H: hauteur du fût.

R: rayon de fût.

γ_b : poids volumique du béton.

$$p_f = 2,5 \times 3,14 \times (0,6)^2 \times 5,5 = 15,54 \text{ t.}$$

Pour 5 fûts

$$P_{5f} = 15,54 \times 5 = 77,71 \text{ t.}$$

$$P_{5f} = 77,71 \text{ t.}$$

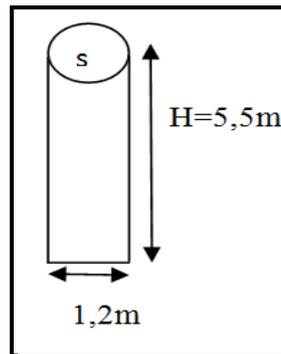


Figure IV.17: Dimensions d'un fût.

Donc le poids de la pile est: $P_{pile} = P_{ch} + P_{5f} = 112,18 + 77,71.$

$$P_{pile} = 189,89 \text{ t.}$$

❖ Poids propre de la semelle

$$P_s = \gamma_b \times e \times B \times L$$

P_s : poids propre de la semelle.

γ_b : poids volumique du béton.

e : épaisseur de la semelle.

B : la base de la semelle.

L : longueur de la semelle.

$$P_s = 2,5 \times 1,5 \times 6 \times 16,2 = 364,5 \text{ t.}$$

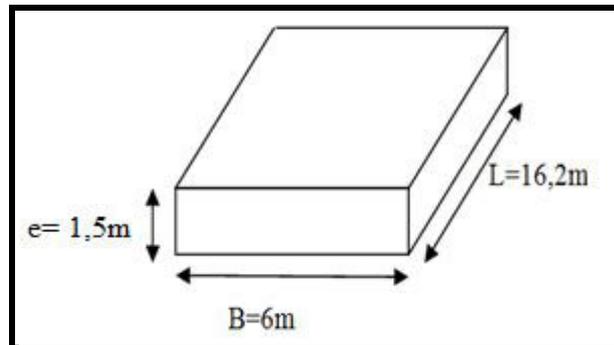


Figure IV.18 : Dimensions de la semelle.

❖ Poids propre des remblais sur la semelle

$$P_{\text{remb}} = \gamma_{\text{remb}} [h \times l \times L - 5 \times D_{\text{fût}} \times d].$$

γ_{remb} : poids volumique des remblais.

h : la hauteur de la semelle.

d : ancrage de la semelle.

$D_{\text{fût}}$: diamètre d'un fût.

L : longueur de la semelle.

l : largeur de la semelle.

$$P_{\text{remb}} = 1,8 [1,5 \times 6 \times 16,2 - 5 \times 1,2 \times 1,7] = 280,60 \text{ t.}$$

$$P_{\text{remb}} = 244,08 \text{ t.}$$

IV.10.2. Forces horizontales

❖ La poussée des terres sur la semelle

$$F_t = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma_t \times L \times h^2$$

F_t : poussée des terres sur la semelle.

K_a : coefficient de poussées des terres.

γ_t : poids volumique des terres.

L : la longueur de la semelle.

h : épaisseur de la semelle.

$$F_t = \frac{1}{2} \times 0,333 \times 1,8 \times 16,2 \times 1,5^2$$

$$F_t = 10,92 \text{ t.}$$

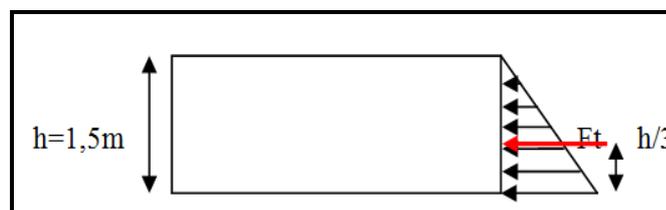


Figure IV.19 : Poussée des terres sur la semelle.

❖ **La force de freinage (F_f)**

Selon le fascicule 61 titre II [9] : $F_f = 30 \text{ t}$.

❖ **La charge dûe au vent (W)**

Selon le fascicule 61 titre II [9] : $W = 0,2 \text{ t/m}^2$.

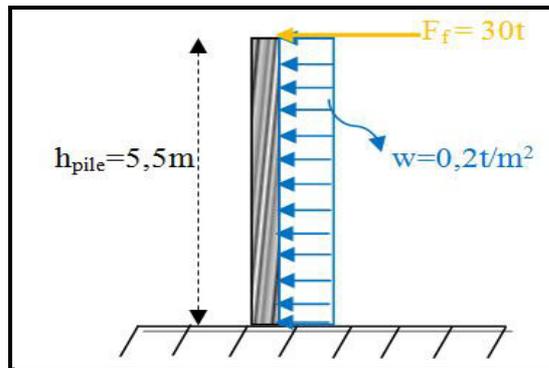


Figure IV.20: Valeurs des efforts ($w+f_f$) agissants sur la pile.

❖ **La composante horizontale du séisme (E_x)**

D'après le RPOA [11], la composante horizontale selon l'axe x du séisme est égale à $E_x = 20 \% G$

$G = \text{Poids propre du tablier} + \text{Poids propre de la pile} = 973,86 + 189,89 = 1163,75 \text{ t}$.

$E_x = 0,2 \times 1163,75$.

$E_x = 232,75 \text{ t}$.

Moment à la base de la pile

$M_{ex} = E_x \times h$.

M_{ex} : moment à la base de la pile.

E_x : composante horizontale du séisme.

h : hauteur du fût + hauteur du chevêtre.

$M_{ex} = 232,75 \times 6,7 = 1559,425 \text{ t.m}$

La composante du séisme (E_y)

D'après RPOA [11], la composante horizontale du séisme est égale à $E_y = 14\% G$.

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

E_y : composante du séisme.

$E_y = 0,14 \times 1163,75 = 162,925 \text{ t}$.

$E_y = 162,925 \text{ t}$.

Moment à la base de la pile

$M_{ey} = E_y \times h$.

E_y : composante du séisme.

h : hauteur de fut + hauteur de chevêtre.

$M_{ey} = 162,925 \times 6,7$

$$M_{ey} = 1091,60 \text{ t.m.}$$

IV.11. Calcul des sollicitations dans chaque élément de la pile

IV.11.1. Evaluation des efforts agissants sur le chevêtre

Le chevêtre est soumis essentiellement à l'action des charges suivantes :

a) Charges verticales :

❖ Poids propre du tablier $P_{\text{tablier}} (t) = 973,86 \text{ t.}$ (Tableau III.11 page 40).

$$P_{\text{tablier}} (t/ml) = P_{\text{tablier}}/L.$$

$$P_{\text{tablier}} (t/ml) = 973,86 / 16,2 = 60,11 \text{ t/ml.}$$

$$L = 16,2 \text{ m. (largeur du tablier).}$$

❖ Poids propre du chevêtre $P_{\text{ch}} = 112,18 \text{ t.}$

$$P_{\text{chevêtre}} (t/ml) = (P_{\text{chevêtre}}/L) = (112,18 / 16,2) = 6,92 \text{ t/ml.}$$

Donc :

La charge permanente est $G = P_{\text{tablier}} + P_{\text{chevêtre}} = 60,11 + 6,92 = 67,04 \text{ t/ml.}$

G = 67,04 t/ml.

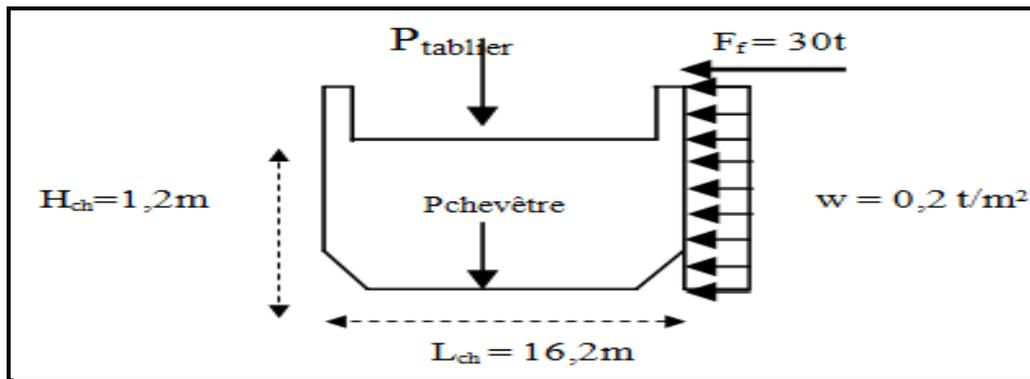


Figure IV.21: Efforts agissants sur le chevêtre.

b) Charges horizontales :

❖ La force de freinage : $F_f (t) = 30 \text{ t.}$ (fascicule 61 titre II).

$$F_f \left(\frac{t}{ml} \right) = \frac{30}{L}.$$

L : longueur de chevêtre.

$$F_f (t/ml) = 30/16,2 = 1,85 \text{ t/ml.}$$

-Le moment dû aux forces de freinage est donné par la formule :

$$M_f = F_f \times h.$$

h: bras de levier du tablier jusqu'à la base du chevêtre.

$$M_f = 1,85 \times 2,63 = 4,87 \text{ t.}$$

❖ La charge du vent : $W (t/m^2) = 0,2 \text{ t/m}^2.$

$$W(t/ml) = W(t/m^2) \times h = 0,2 \times (2,63) = 0,526 \text{ t/ml.}$$

h: bras de levier du tablier à la base du chevêtre $h = 2,63 \text{ m.}$

$$W(t/ml) = 0,2 \times (2,63) = 0,526 \text{ t/ml.}$$

$$W (t/ml) = 0,526 \text{ t/ml.}$$

Le moment dû aux charges de vent sur le chevêtre est donné par la formule suivante :

$$M_w = W \times (h / 2).$$

h: la hauteur du chevêtre.

W : la force dû au vent.

$$M_w = 0, 2 \times (h / 2) = 0,2 \times 0,6 = 0,12 \text{ t. m /ml.}$$

$$M_w = 0, 12 \text{ t.m/ml.}$$

IV.11.2. Evaluation des efforts agissants sur le fût

Le fût considérée comme une console encastrée dans la semelle.

a) Vérification de flambement du fût

On doit vérifier la condition suivante : $\lambda < 35$.

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : longueur de flambement.

$$L_f = 0,707 \times H_{fût} = 0,707 \times 5,5.$$

$$L_f = 3,89 \text{ m.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{4\pi\phi^4}{64\pi\phi^2}} = \frac{\phi}{4} = 0,3.$$

ϕ : Le diamètre du fût.

$$\lambda = 3,89 / 0,3 = 12,96.$$

$$\lambda = 12,96 < 35.$$

Pas de risque de flambement.

b) Calcul de la réaction d'appuis sur le fût le plus sollicité

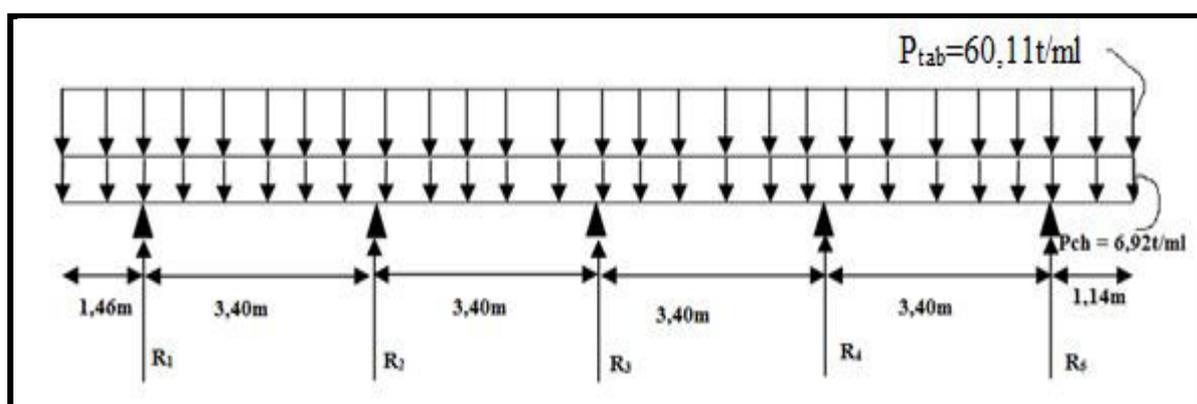


Figure IV.22: Schéma des fûts sous la charge permanente.

Les réactions dans les fûts sont calculées avec le logiciel Robot, les données introduites au logiciel sont:

Nombre de fût: 5.

Diamètre du fût 1,2m.

Largeur du tablier 16m, les espacements entraxes des fûts 3,4m.

Valeur de la réaction du tablier et des surcharges routières sur la pile égale à 973,86 t qui est donnée dans le tableau III.11 page 40.

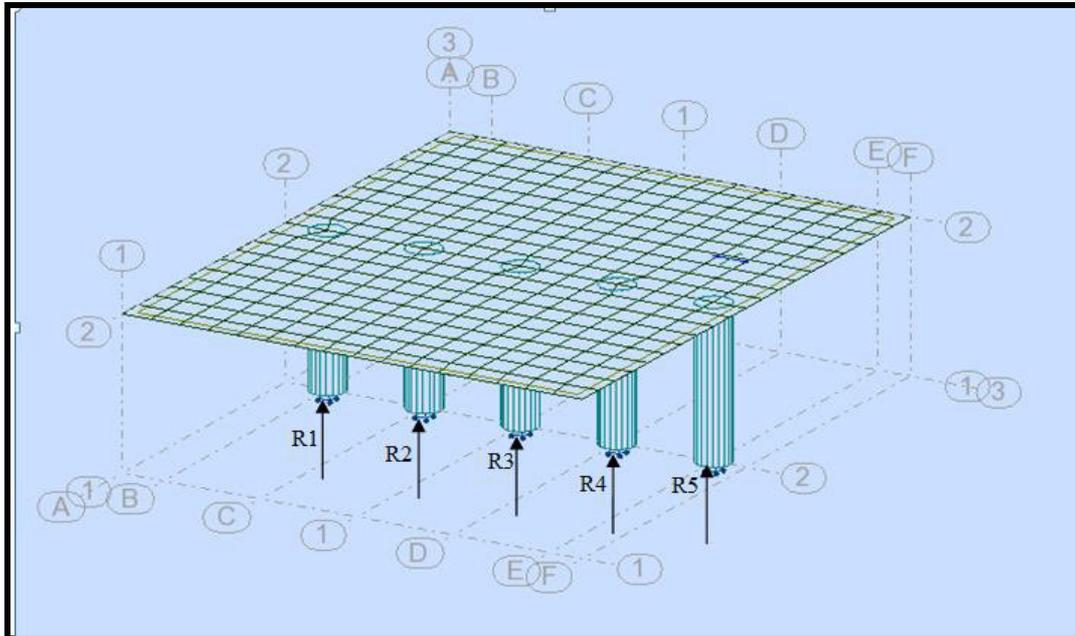


Figure IV.23 : Les réactions données par le logiciel Robot.

Le logiciel a donné les réactions suivantes :

$$R_1 = 155,705 \text{ t.}$$

$$R_2 = 283,025 \text{ t.}$$

$$R_3 = 229,23 \text{ t.}$$

$$\mathbf{R_4 = 292,10 \text{ t.}}$$

$$R_5 = 125,81 \text{ t.}$$

c) Calcul des efforts internes dans un fût

Le calcul des efforts internes dans les fûts se fait par la méthode de la RDM.

1) Sous la réaction d'appui R

La réaction d'appui sur le fut le plus sollicité est:

$$R = 292,10 \text{ t.}$$

On calcul les efforts internes par la méthode RDM on trouve :

$$N_R = 292,10 \text{ t.}$$

$$M_R = 0 \text{ t.m}$$

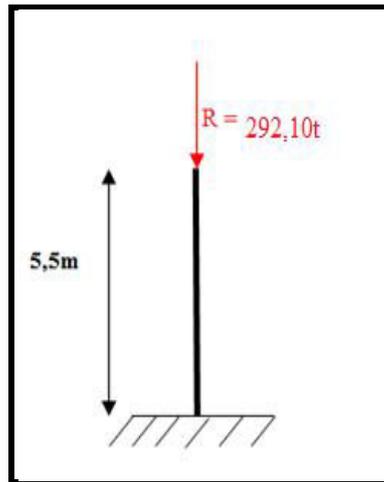


Figure IV.24 : Le fût sous la charge du tablier.

2) Sous le poids propre du fût

On calcule par la méthode des tronçons et on trouve :

$$N_f = 15,54 \text{ t.}$$

$$M_f = 0 \text{ t.m}$$

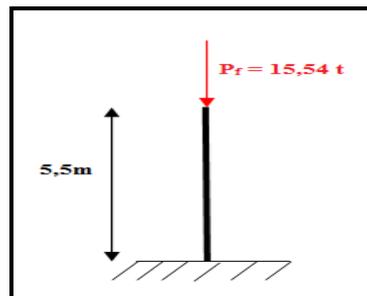


Figure IV.25 : Le fût sous son poids propre.

3) Sous la force de freinage F_f

Soit par fût $F_f = 30 / 5 = 6 \text{ t.}$

$$N_{Ff} = 0 \text{ t.}$$

$$M_{Ff}(x) = 6 x.$$

$$x = 0 \text{ m} \quad M_{Ff} = 0 \text{ t.m.}$$

$$x = 5,5 \text{ m} \quad M_{Ff} = 33 \text{ t.m.}$$

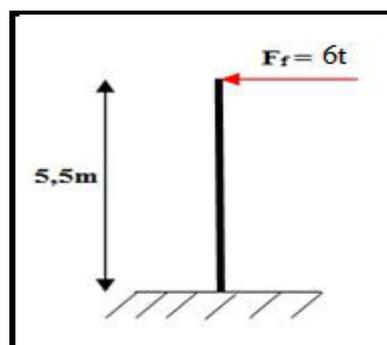


Figure IV.26 : Le fût sous la force de freinage.

4) sous la charge du vent W

La charge du vent est répartie sur la longueur du fût :

$$W = 0,2 \times 5,5 = 1,1 \text{ t/m.}$$

$$N_w = 0 \text{ t.}$$

$$M_w(x) = (1,1 x) \times \frac{x}{2} = M_w(x) = 0,55 x^2.$$

$$x = 0 \text{ m.} \quad M_w = 0 \text{ t.m.}$$

$$x = 5,5 \text{ m.} \quad M_w = 16,637 \text{ t.m}$$

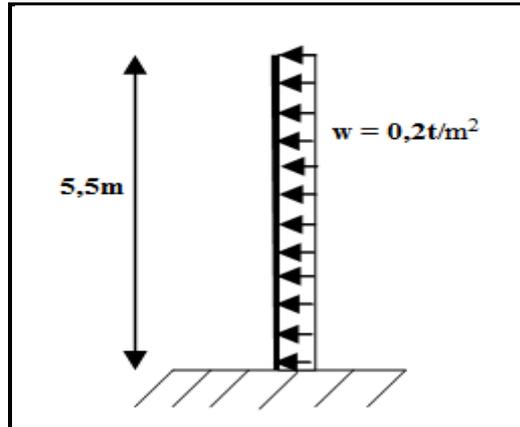


Figure IV.27 : Le fût sous la charge du vent.

5) Sous la composante horizontale du séisme (E_x)

$$E_x = 20\% G.$$

G = Réaction d'appuis sur un fût + Poids propre d'un seul fût.

$$G = 292,10 + 15,54 = 307,64 \text{ t.}$$

$$E_x = 0,20 \times 307,64 = 61,53 \text{ t.}$$

On calcule par la méthode des tronçons et on trouve :

$$N_{ex} = 0 \text{ t.}$$

$$M_{ex}(x) = 61,53 x.$$

$$x = 0 \text{ m.} \quad M_{ex} = 0 \text{ t.m.}$$

$$x = 5,5 \text{ m.} \quad M_{ex} = 338,415 \text{ t.m}$$

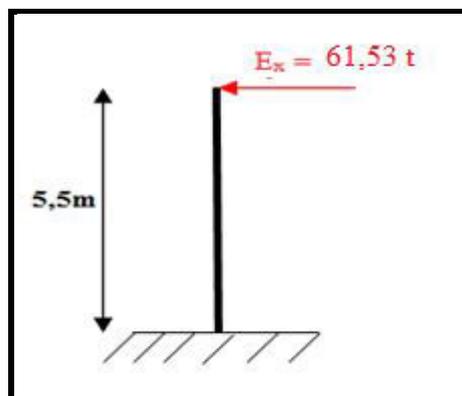


Figure IV.28 : Le fût sous E_x .

6) sous la composante verticale du séisme E_y

$E_y = 0,14 \times G = 0,14 \times 307,64 = 43,07 \text{ t.}$

$E_y = 43,07 \text{ t.}$

On calcule par la méthode des tronçons et on trouve :

$N_{E_y} = 0 \text{ t.}$

$M_{E_y} = 43,07 \times x.$

$x=0 \quad M_{E_y} = 0 \text{ t.m}$

$x = 5,5\text{m} \quad M_{E_y} = 236,88 \text{ t.m}$

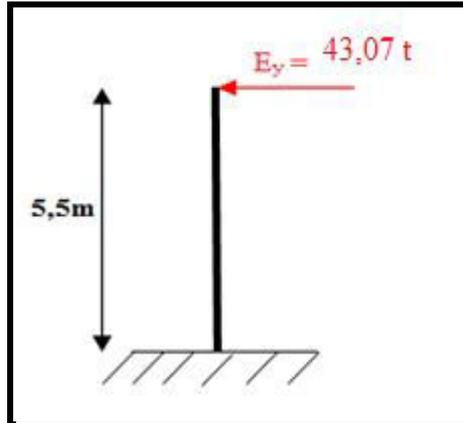


Figure IV.29 : Le fût sous E_y .

D'après le B.E.A.L [12] les combinaisons à considérer sont :

ELU : $1,35 \times (P_f + R) + 1,5 \times (W + F_f).$

ELS : $P_f + R + W + F_f.$

ELA : $P_f + R + E_x \dots (1).$

$P_f + R + E_y \dots (2).$

Tableau IV.10: Les sollicitations dans un fût pour différentes combinaisons.

	ELU	ELS	ELA	
			1	2
N(t)	415,31	307,64	307,64	307,64
M(t.m)	74,45	49,637	338,415	236,88

IV.11.3. Evaluation des efforts agissants sur la semelle

a) Efforts :

- Poids propre de tablier : $P_{\text{tablier}} (t) = 973,86t.$ (Tableau III.11 page 40).
- Poids propre de chevêtre $P_{\text{Chevêtre}} = 112,18t.$
- Poids propre de (05) fûts : $P_{\text{fût}} = 77,71t.$
- Poids propre des terres sur la semelle : $P_s = 244,08t.$
- Poids propre de la semelle $P_s = 364,5t.$

ELS : $N_{\text{ser}} = 973,86 + 112,18 + 77,71 + 244,08 + 364,5 = 1772,33t.$

ELU : $N_u = 1,35 \times 1772,33 = 2392,65t.$

b) Le moment maximal :

Le moment maximal agissant sur la semelle = (Le moment maximal sur un seul fût) × 5.

Tableau IV.11: Les sollicitations dans la semelle pour différentes combinaisons sur la pile.

	ELU	ELS	ELA	
			1	2
N(t)	2392,65	1772,33	1772,33	1772,33
M(t.m)	372,25	248,185	1692,075	1184,4

IV.12. Ferrailage des éléments de la pile
IV.12.1 Ferrailage de la semelle de la pile

Les éléments de la pile seront ferrailés selon les règles du BAEL [12].

Evaluation des efforts agissant sur la semelle de la pile

La solution consiste à faire repartir les charges en introduisant une poutre de rigidité entre les poteaux et la semelle inférieure cette poutre va reprendre les différents moments engendrés par différents Ni.

On a une semelle de longueur L=16,2m, de largeur B=6m, et d'une hauteur h=1,5m.

- **Condition normale :**

Détermination des efforts sollicitant la semelle

$$N_{max} = 2076,55t.$$

$$M_{max} = 1692,07 \text{ t.m.}$$

- **Ferrailage selon B**

La fondation agit comme une semelle rectangulaire sous poteau de surface B×L.

Vérification de rigidité

$$h \geq \frac{B - D}{4} + c = \frac{6 - 1,5}{4} + 0,05 = 1,175m$$

1,5 > 1,175 m. (Condition vérifiée) la semelle est rigide.

- **Calcul des contraintes sous la fondation**

$$\sigma_{min} = \frac{Q}{S} - \frac{M.y}{I} = \frac{Q}{B.L} - \frac{6M}{LB^2} ; \sigma_{min} = 3,95 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{Q}{S} + \frac{M.y}{I} = \frac{Q}{B.L} + \frac{6M}{LB^2} = 38,768 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} ; \sigma\left(\frac{B}{4}\right) = 30,06 \text{ t/m}^2$$

$$Q' = \sigma\left(\frac{B}{4}\right) \times B \times L = 2922,22 \text{ t/m}^2$$

• **Nappe inferieure**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{Q'(B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} \quad Q' = \frac{2922,22 \times (6 - 1,5) \times 10^4}{8 \times 1,05 \times 348 \times 10^6} = 449,849 \text{ cm}^2$$

• **Vérification des conditions non fragilité**

$$A \geq A_{\min} = \frac{b \times d \times 0,23 \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{1,5 \times 1,1 \times 0,23 \times 2,7}{400} = 22,51 \text{ cm}^2$$

$A \geq A_{\min}$ (La condition est vérifiée).

On ferraille avec $A=449,849 \text{ cm}^2$ d'après le B.A.E.L soit 36HA40, $A= 452,39 \text{ cm}^2$

On prend 6HA /ml, espacement 16cm.

Nappe supérieur

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{452,39}{4} = 113,09 \text{ cm}^2 . \text{ Soit } 36\text{HA } 20 \text{ } A = 113,10 \text{ espacement } 18 \text{ cm}.$$

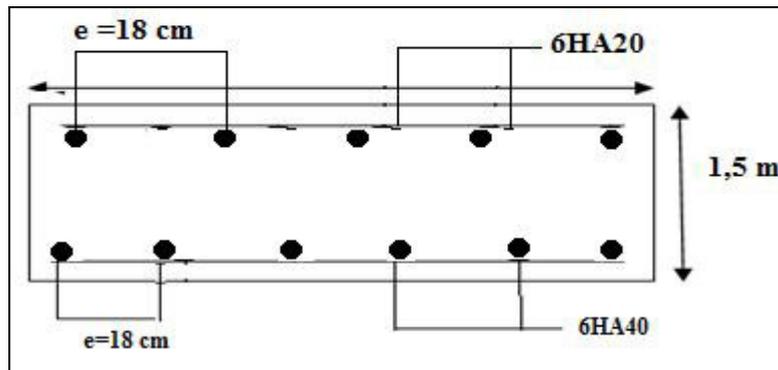


Figure IV.30: Schéma de ferrailage de la semelle de la pile.

IV.12.2 Ferrailage de fût

Le fût est soumis à la base à un moment et un effort normal, donc il sera ferrillé en flexion composée, sous les efforts engendrés par la condition sismique, le ferrillage des fûts sera fait par le logiciel (Socotech) qui permet de calculer les sections d'aciers selon les règles BAEL 91 à l'état limite ultime (ELU), de calculer et vérifier les contraintes dans l'acier et le béton selon les règles BAEL91 à l'état limite de service (ELS).

On ferrille le fût le plus défavorable, et on ferrille les autres fûts avec le même ferrillage

$N_{\max} = 307,64 \text{ t}$ (Tableau IV.10 page 73).

$M_{\max} = 338,415 \text{ t.m}$ (Tableau IV.10 page 73).

D'après le logiciel SOCOTECH, on trouve la section d'armature, $142,31 \text{ cm}^2$.

On prend 18HA32 (tableau de ferrillage Annexe 4).

✓ **les armatures transversales**

Le diamètre minimum des armatures transversales est: $\emptyset_t > \emptyset_l/3$.

On prend des cerces $\emptyset 12$, espacés de 15cm en zone de jonction et de 20cm en zone courante.

✓ **schéma de ferrailage**

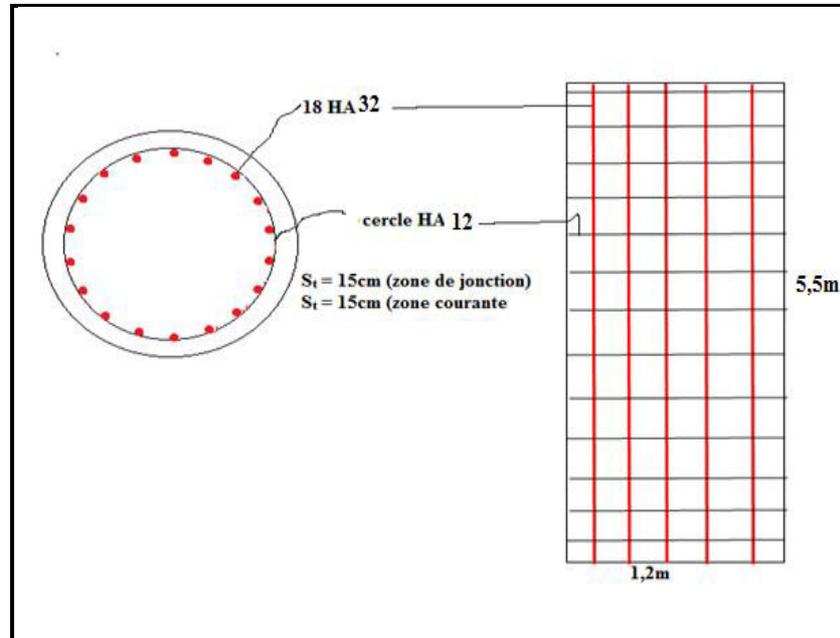


Figure IV.31: Schéma de ferrailage du fût.

IV. 13 Conclusion

Dans ce chapitre on a évalué les efforts agissants sur la pile et la culée, et on a ferrillé les éléments de ces deux derniers. Avec ces charges transmises par la structure au sol de fondation et le rapport de sol on peut dimensionner les fondations qui fera l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE V

Etude des fondations

V.1 Introduction

Ce chapitre présente une étude des fondations d'un pont et qui portera leur choix et leurs dimensionnements. La méthodologie d'étude consiste à passer en revue les types de fondations existantes et d'en choisir le plus techniquement fiable et qui propose en outre une compétitivité économique intéressante. La satisfaction de ce double objectif est basée sur la considération des normes et règles en vigueur. On s'appuiera ainsi dans toute l'étude, sur les textes qui traitent des règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil communément appelé Fascicule 62 Titre V.

V.2 Les différents types de fondations

Le type de fondation dépend de la largeur B de la fondation et de la profondeur H de l'assise. Si $H/B < 1,5$ la fondation est dite superficielle.

Si $1,5 < H/B < 5$ la fondation est dite semi-profonde.

Si $H/B > 5$ la fondation est dite profonde.

Le choix de l'une ou de l'autre dépend directement de la nature du terrain et de la taille de l'ouvrage.

V.2.1 Fondations superficielles

Les fondations superficielles forment un type d'assise pouvant être mise en place sur des couches de sols proches de la surface, c'est-à-dire capables de reprendre les charges en entraînant un tassement minimum. Le niveau de sol sur lequel reposent les fondations superficielles est appelé "niveau d'assise".

V.2.2 Fondations profondes

Lorsque les couches résistantes du sol se trouvent à une grande profondeur ($D/B > 6$), 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 linéaire (parois).

Les sollicitations qui s'exercent sur une fondation profonde sont de deux types :

- Sollicitations statiques ou dynamiques, dues à l'ouvrage supporté.
- Sollicitations dues au sol en contact avec la fondation (frottement négatif, poussée horizontale des terres, séisme...etc.).

Ces sollicitations sont équilibrées par :

- ❖ Le frottement latéral Q_f dans les couches traversées.
- ❖ L'effort de pointe Q_p s'exerçant sous la base de la fondation.

V.3 Vérification des fondations superficielles

La semelle est rectangulaire de dimensions (B=6m, L=16,2m).

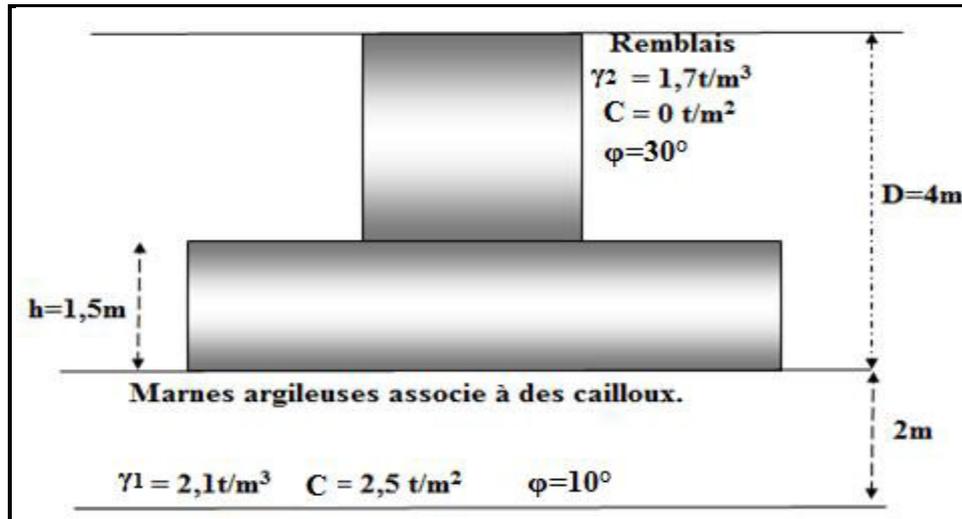


Figure V.1: Caractéristiques des différentes couches de sol.

V.3.1 Détermination de la capacité portante du sol à partir des essais de laboratoire

Dans ce cas la contrainte de rupture (capacité portante ultime) est donnée par la relation suivante:

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + C \cdot N_C \cdot S_C + \gamma_2 \cdot D \cdot N_q \cdot S_q$$

Avec:

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

γ_1 : poids volumique du sol sous la base de la fondation.

γ_2 : poids volumique du remblais.

B : largeur de la semelle.

N_γ, N_C, N_q : facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne du sol sous la base de la fondation. Ils sont données par le DTR-BC 2.331 [15]

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

q : surcharge verticale à la fondation ($q = \gamma \cdot D$).

S_γ, S_C, S_q : coefficients dépendant de la forme des fondations.

❖ Déterminations des coefficients de forme

Le DTR-BC 2.331 propose les valeurs suivantes :

$$S_\gamma = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} = 1 + 0,2 \cdot \frac{6}{16,2} = 1,07.$$

$$S_C = 1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L} = 1 - 0,2 \cdot \frac{6}{16,2} = 0,92.$$

$$S_q = 1.$$

❖ Détermination des facteurs de portance

le DTR-BC 2.331[15] propose les valeurs suivantes : (Annexe 3)

$N_\gamma = 0,50$ pour ($\varphi = 10^\circ$).

$N_C = 6,50$ pour ($\varphi = 10^\circ$).

$N_q = 18,40$ pour ($\varphi = 30^\circ$).

❖ Calcul du terme de surcharge $q.N_q.S_q$:

$$q.N_q.S_q = \gamma_{\text{remb}} \times h_{\text{remb}} \times N_q \times S_q$$

$$q.N_q.S_q = 1,7 \times 4 \times 18,4 \times 1$$

$$q.N_q.S_q = 125,12 \text{ t/m}^2$$

❖ Calcul du terme de cohésion $C.N_C.S_C$

$$C.N_C.S_C = 2,5 \times 6,5 \times 0,92$$

$$C.N_C.S_C = 14,95 \text{ t/m}^2.$$

❖ Calcul du terme de surface $\frac{1}{2} . \gamma . B . N_\gamma . S_\gamma$

$$\frac{1}{2} . \gamma . B . N_\gamma . S_\gamma = \frac{1}{2} \times 2,07 \times 6 \times 0,5 \times 1,07$$

$$\frac{1}{2} . \gamma . B . N_\gamma . S_\gamma = 3,37 \text{ t/m}^2$$

La capacité portante du sol est:

$$q_u = \frac{1}{2} . \gamma . B . N_\gamma . S_\gamma + C.N_C.S_C + q.N_q.S_q$$

$$q_u = 143,44 \text{ t/m}^2.$$

V.3.1.2 Calcul de la contrainte admissible du sol [14]

$$q_{\text{adm}} = 1/\gamma_q \cdot (q_u - q_0) + q_0$$

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

q_{adm} : la contrainte admissible.

q_u : la contrainte ultime de rupture du sol.

q_0 : contrainte verticale au niveau de la base de la fondation.

γ_q : coefficient de sécurité (à l'ELU $\gamma_q=2$; à l'ELS $\gamma_q=3$).

$$q_0 = 4 \times 1,7 = 6,8 \text{ t/m}^2$$

$$\text{à l'ELU : } q_{\text{adm}} = 1/2 \times (143,44 - 6,8) + 6,8 = 75,12 \text{ t/m}^2.$$

$$q_{\text{adm}} = 7,512 \text{ bars.}$$

$$\text{à l'ELS : } q_{\text{adm}} = 1/3 \times (143,43 - 6,8) + 6,8 = 52,34 \text{ t/m}^2.$$

$$q_{\text{adm}} = 5,234 \text{ bars.}$$

V.3.2 Calcul de la capacité portante du sol à partir des essais pressiométrique

La contrainte admissible est définie par la formule suivante :

$$q_{\text{adm}} = \frac{k_p}{\gamma_q} \times P_{le}^* + q_0$$

q_0 : Contrainte verticale au niveau de la base de la fondation.

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

K_p : Facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol, donné dans le Tableau V.3

γ_q : coefficient de sécurité (à l'ELU $\gamma_q=2$; à l'ELS $\gamma_q=3$).

❖ Calcul de la Pression limite nette équivalente P_{le}^* .

Le sol présente des variations de résistance entre les profondeurs D et D+1,5B, la pression limite nette équivalente P_{le}^* est égale à la moyenne géométrique des valeurs de P_l^* mesurées

sur cette épaisseur : $P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \times P_{l2}^* \times P_{l3}^* \times \dots \times P_{ln}^*}$. On ne tient compte que des valeurs de pression limite nette P_l^* comprise entre $D = 4\text{m}$ et $(D+1,5B) = 13\text{m}$.

Les valeurs des pressions limites nettes P_l^* du sondage pressiométrique sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Valeurs pressiométrique [7].

Profondeur (m)	Module de déformation E_M (bars)	Pression limite P_l (bars)	P_0 (bars)	$P_1^* = P_l - P_0$ (bars)
2	83,17	4,00	0,17	3,83
4	131,77	7,42	0,34	7,08
6	107,74	10,92	0,63	10,29
8	96,01	5,69	0,84	4,85
10	547,34	14,22	1,1	13,12
12	289,01	23,13	1,32	21,81
14	3817,09	42,26	1,54	40,72
15	4817,19	45,14	1,65	43,49

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \times P_{l2}^* \times P_{l3}^* \times \dots \times P_{ln}^*}$$

$$P_{le}^* = \sqrt[5]{7,08 \times 10,29 \times 4,85 \times 13,12 \times 21,81}$$

$$P_{le}^* = 6,82 \text{ bars.}$$

❖ Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente D_e

La hauteur d'encastrement équivalent est un paramètre conventionnel de calcul destiné à tenir compte que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture sont mauvaises.

D_e est donnée par l'expression suivante :

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

$$D_e = \frac{1}{6,82} \int_0^4 P_l^*(z) \cdot dz$$

$$D_e = \frac{1}{6,82} \left[\int_0^2 P_l^* dz + \int_2^4 P_l^* dz \right]$$

$$D_e = 2,97\text{m.}$$

❖ Calcul du facteur de portance K_p

Pour calculer le facteur de portance, on doit trouver la classe du sol selon le (Tableau V.2) qui définit les catégories conventionnelles de sol.

Tableau V.2 : Définition des catégories conventionnelles de sol [16].

Classe de sol.			Pressiometre P_I (MPa)	Pénétrömètre q_c (MPa).
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	<0,7	<3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	>2,5	>6,0
Sables, graves	A	Lâches	<0,5	<5,0
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C	Compact	>2,5	>20
Craies	A	Molles	<0,7	<5
	B	altérées	1,0 à 2,5	>5
	C	Compacte	>3,0	
Marnes, marnocalcaires	A	Tendres	1,5 à 4,0	
	B	Compacte	>4,5	
Roches(1)	A	Altérées	2,5 à 4,0	
	B	Fragmentées	>4,5	

(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

On a le sol d'assise qui est une marne argileuse $P_I = 0,742$ Mpa (Tableau V.1).

d'après le (Tableau V.2) le sol est classé dans la classe des argiles, il est entre la classe A et B, on calcule K_p pour la classe A et pour la classe B et on fait la moyenne entre les deux.

Les valeurs du coefficient de portance sont données par les expressions (Tableau V.3), en fonction de la catégorie du sol, des rapports B/L et D_e/B .

Tableau V.3 : Les valeurs de K_p . [6]

Type de sol	Expression de k_p
Argile A	$0,8 \times [1 + 0,25(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \times \frac{D_e}{B}]$
Argile et limon B	$0,8 \times [1 + 0,35(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \times \frac{D_e}{B}]$
Argile C	$0,8 \times [1 + 0,5(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \times \frac{D_e}{B}]$
Sable A	$0,8 \times [1 + 0,35(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \times \frac{D_e}{B}]$
Sable et grave B	$0,8 \times [1 + 0,5(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \times \frac{D_e}{B}]$
Sable et grave C	$0,8 \times [1 + 0,8(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \times \frac{D_e}{B}]$
Craies B et C	$0,8 \times [1 + 0,27(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \times \frac{D_e}{B}]$
Marne calcaires, roche altérée	$0,8 \times [1 + 0,27(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \times \frac{D_e}{B}]$

$$\text{Argile A} \quad K_p = 0,8 \times \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \times \frac{D_e}{B} \right] \quad K_p = 0,874$$

$$\text{Argile et limon B} \quad K_p = 0,8 \times \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \times \frac{D_e}{B} \right] \quad K_p = 0,903$$

$$K_p \text{ moyenne} = 0,88$$

Donc la capacité portante du sol est:

$$\mathbf{A L'ELU} : q_{adm} = \frac{k_p}{\gamma_q} \times P_{le}^* + q_0 = \frac{0,88}{2} \times 6,82 + 0,68 = 3,68 \text{ bars.}$$

$$\mathbf{A L'ELS} : q_{adm} = \frac{k_p}{\gamma_q} \times P_{le}^* + q_0 = \frac{0,88}{3} \times 6,82 + 0,68 = 2,68 \text{ bars.}$$

Donc la contrainte admissible la plus défavorable à partir des deux méthodes (Terzaghi et pressiométrique) est :

$$\mathbf{L'ELU} : Q_{adm(ELU)} = \min (7,51 ; 3,68) = 3,68 \text{ bars.}$$

$$\mathbf{L'ELS} : Q_{adm(ELS)} = \min (5,23 ; 2,68) = 2,68 \text{ bars.}$$

V.4 Vérification des contraintes

✓ **Pour la culée :**

A L'ELS :

$$Q_{ser} = 2261,93 \text{ t. (Tableau IV.7 page 53).}$$

$$M_{ser} = 1489,65 \text{ t.m (Tableau IV.7 page 53).}$$

Contrainte appliquée à la fondation est donnée par :

$$q = \frac{Q}{(B - 2e) \cdot L}$$

$$e = \frac{M}{Q}$$

$$e = \frac{1489,65}{2261,93} = 0,6586 \text{ m.}$$

$$q_{réf} = \frac{2261,93}{(6 - 2 \times 0,6586) \times 16,2} = 29,81 \text{ t/m}^2 = 2,98 \text{ bars}$$

$$q_{réf(ELS)} = 2,98 \text{ bars} > q_{adm(ELS)} = 2,68 \text{ bars}$$

✓ **Pour la pile**

$$Q_{ser} = 1772,33 \text{ t. (Tableau IV.11 page 74).}$$

$$M_{ser} = 248,185 \text{ t.m. (Tableau IV.11 page 74).}$$

$$e = \frac{M}{Q}$$

$$e = \frac{248,185}{1772,23} = 0,14 \text{ m.}$$

$$q_{réf} = \frac{1772,33}{(6 - 2 \times 0,14) \times 16,2} = 27,13 \text{ t/m}^2 = 2,713 \text{ bars.}$$

$$q_{réf(ELS)} = 2,713 \text{ bars} > q_{adm(ELS)} = 2,68 \text{ bars.}$$

On remarque que les contraintes appliquées à la fondation de la pile et de la culée ne sont pas vérifiées donc les fondations superficielles ne conviennent pas d'un point de vu résistance.

V.5 Estimation des tassements par la méthode pressiométrique [16]

Le tassement de la semelle s'écrit:

$$S = S_c + S_d$$

$$s_c = \frac{\alpha}{9 \cdot E_c} \cdot (q' - \sigma'_{v0}) \cdot \lambda_c \cdot B$$

$$s_d = \frac{2}{9 \cdot E_d} \cdot (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B_0 \cdot \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

S_d : tassement déviatorique.

S_c : Tassement sphérique.

q' : contrainte effective appliquée par la semelle $q' = 2,98$ bars.

B_0 : largeur de référence = 0.6 m,

α : coefficient rhéologique du sol donné par le tableau V.5

λ_c, λ_d : sont des coefficients de forme, fonction du rapport L/B donné par le tableau V.4

σ'_{v0} : contrainte effective verticale initiale du sol au niveau de la fondation.

$$\sigma'_{v0} = \gamma \cdot D = 1,7 \times 4 = 6,8 \text{ t/m}^2 = 0,68 \text{ bars.}$$

E_c et E_d : sont des modules équivalents donnés par des formules qui sont dans la page qui suit

Tableau V.4 : Valeurs du coefficient de forme λ_c et λ_d [16].

L/B	cercle	1	2	3	5	20
λ_c	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
λ_d	1.00	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

Tableau V.5 : Valeur du coefficient α selon Ménard [16].

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	$E_M/P1$	α								
Sur consolidé ou très serré	-	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé	-	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous consolidé altéré	-	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-

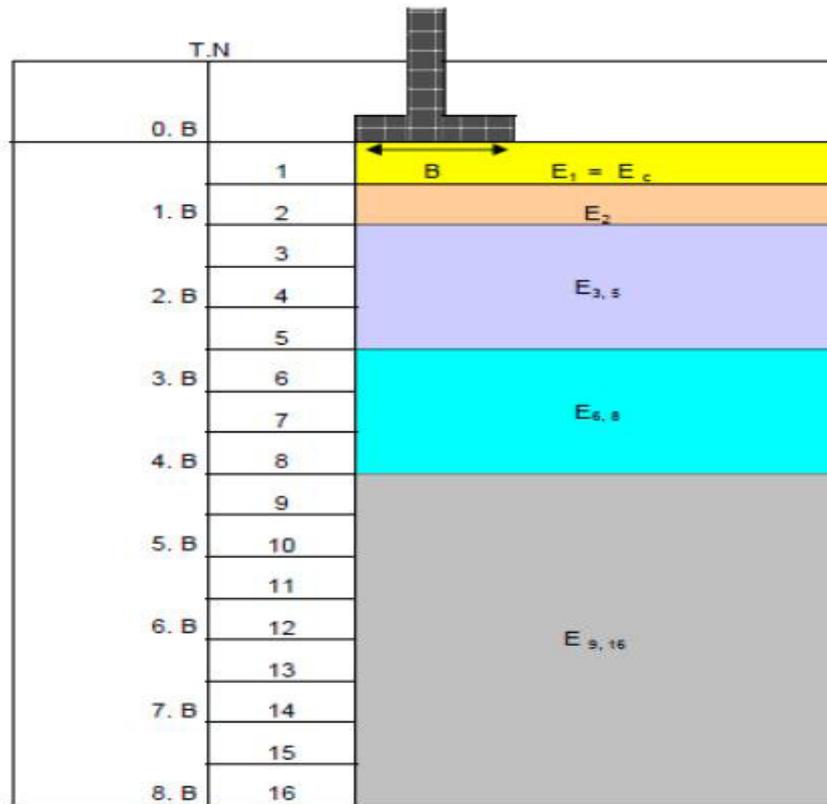


Figure V.2: Découpage du sol d'assise en tranches pour le calcul des tassements par la méthode pressiométrique [8].

E_c et E_d sont donnés par les formules:

$$E_c = E_1$$

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5E_{6,8}} + \frac{1}{2,5E_{9,16}}$$

on a:

$$L/B = 16,2/6 = 2,73 \rightarrow \lambda_c = 1,30.$$

$$L/B = 16,2/6 = 2,73 \rightarrow \lambda_d = 1,78.$$

$$E_1 = E(0,5B) = E(3m) = 107,47 \text{ bars.}$$

$$E_2 = E(1B) = E(6m) = 107,74 \text{ bars.}$$

$$E_{3,5} = E(2,5B) = E(15m) = 4817,74 \text{ bars.}$$

$$\frac{3}{E_d} = \frac{1}{107,47} + \frac{1}{0,85 \times 107,74} + \frac{1}{4817,74}$$

$$E_d = 146,82 \text{ bars.}$$

$$E_c = E_1 = 107,47 \text{ bars.}$$

$$s_c = \frac{1}{9 \cdot 1074,7} \cdot (29,8 - 6,8) \cdot 1,3 \cdot 6 \quad \rightarrow s_c = 18,54 \text{ mm.}$$

$$s_d = \frac{2}{9 \cdot 1468,2} \cdot (29,8 - 6,8) \cdot 0,6 \cdot \left(1,78 \cdot \frac{6}{0,6}\right) \quad \rightarrow s_d = 37,17 \text{ mm}$$

$$s = s_c + s_d$$

$$s = 55,72 \text{ mm.}$$

Tenant compte de la faible portance du sol et l'importance du projet, les couches superficielles ne peuvent pas constituer une assise pour les fondations de l'ouvrage d'un point de vue résistance, les tassements obtenus sont excessifs. A cet effet, nous envisageons l'étude des fondations profondes de type pieux forés ancrés au minimum trois fois le diamètre dans la couche porteuse. Dans notre cas, les résistances s'améliorent à partir de 9 m, c'est-à-dire au-delà de cette profondeur le sol peut constituer une assise pour les pieux.

V.6 Dimensionnement des pieux par la méthode pressiométrique

❖ **Diamètre B :** le diamètre des pieux qui sont réservés pour des grands ouvrages est : $B \geq 0,8 \text{ m}$, selon le fascicule 62 titre V [17] pour cela on choisit un diamètre $B = 1 \text{ m}$.

❖ **La hauteur d'ancrage h dans la couche porteuse :** couche de sol résistante (porteuse) dans laquelle est ancré la base du pieu. L'épaisseur de cette couche, doit être $\geq 3B$ selon le fascicule 62 titre V [17], B étant le diamètre du pieu.

$h \geq 3B, h \geq 3 \text{ m}$. On prend la hauteur d'ancrage dans le sol résistant $h = 4 \text{ m}$.

❖ **Ancrage D :** la longueur d'un pieu selon le fascicule 62 titre V [17] est en fonction de :

-L'épaisseur des couches du sol à traverser pour mobiliser un frottement latéral suffisant

-La profondeur du substratum résistant.

Dans notre cas la couche résistante se situe à partir de 9m, on prend un ancrage de 13 m.

V.6.1 Calcul de la charge limite Q_l

$$Q_l = Q_{pl} + Q_{sl}$$

Q_{pl} : Charge limite de pointe.

Q_{sl} : Charge limite de frottement latéral.

V.6.1.1 Charge limite de pointe Q_{pl}

$$Q_{pl} = q_{pl} \times A_p$$

A_p : Surface de la pointe.

q_{pl} : La contrainte limite de pointe.

a) Détermination de la contrainte limite de pointe q_{pl}

La contrainte limite de pointe est donnée par la formule suivante :

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

k_p : Facteur de portance.

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

$$p_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z) \cdot dz$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} a = \frac{B}{2} \text{ si } B > 1m \\ a = 0,5 \text{ si } B < 1m \end{array} \right\} a = 0,5m.$$

h : ancrage dans la couche porteuse ($h=4m$).

$b = \min(a, h) \rightarrow b = \min(0,5m ; 4m), b=0,5m$.

D : ancrage du pieu ($D=13m$).

$$p_{le}^* = \frac{1}{0,5 + 3 \times 0,5} \int_{13-0,5}^{13+3 \times 0,5} p_l^*(z) \cdot dz$$

$$p_{le}^* = \frac{1}{2} \int_{12,5}^{14,5} p_l^*(z) \cdot dz$$

Par interpolation linéaire on trouve :

$$p_l^*(14,5) = 42,11 \text{ bars.}$$

$$p_l^*(12,5) = 26,53 \text{ bars.}$$

$$p_{le}^* = \frac{1}{2} \left[\int_{12,5}^{14} p_l^*(z) dz + \int_{14}^{14,5} p_l^*(z) dz \right]$$

$$p_{le}^* = 35,57 \text{ bars.}$$

La hauteur d'encastrement équivalente

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_d^D P_l^*(z) dz$$

d : est généralement pris égale à 0 sauf s'il existe des couches de très mauvaises caractéristique en surface, dont on ne désire pas tenir compte dans le calcul de l'encastrement.

On a une couche de remblais de 4m on prend $d=4m$.

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_4^{13} P_l^*(z) dz$$

$$D_e = 9m.$$

➤ Détermination du facteur de portance K_p

Tableau V.6 : Valeurs du coefficient de portance k_p [18].

Nature du terrain		Elément mis en œuvre sans refoulement du sol	Elément mis en œuvre avec refoulement du sol
Argile, Limon	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sable, Grave	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marne, marno-calcaires		1,8	2,6

on a une couche d'assise formé de bancs centimétrique de grés a matrice argilo gréseuse. Ce type de sol a des caractéristiques qui rassemblent a celles de la marne, D'après le (tableau V.6) $k_p = 1,8$.

$$q_{pl} = k_p \times P_{le}^* = 1,8 \times 35,57 = 64,02 \text{ bars} = 640,2 \text{ t/m}^2.$$

La résistance limite du sol sous la pointe du pieu Q_{pl} :

$$Q_{pl} = q_{pl} \times A_p.$$

$$A_p: \text{Surface de la pointe } A_p = \pi \times R^2 = \pi \times (0,5)^2, A_p = 0,785 \text{ m}^2.$$

$$Q_{pl} = 640,2 \times 0,785 = 502,55 \text{ t}.$$

V.6.1.2 Détermination de la charge limite en frottement latéral Q_{sl} :

$$Q_{sl} = q_s \times A_s.$$

A_s : Surface latérale du pieu.

$$A_s = \pi \times B \times h.$$

B : Diamètre du pieu.

h : Epaisseur de la couche considérée.

q_s : Frottement latéral unitaire limite. La détermination de q_s dépend de la nature du sol, du type de pieu et de la pression limite nette p_l^* .

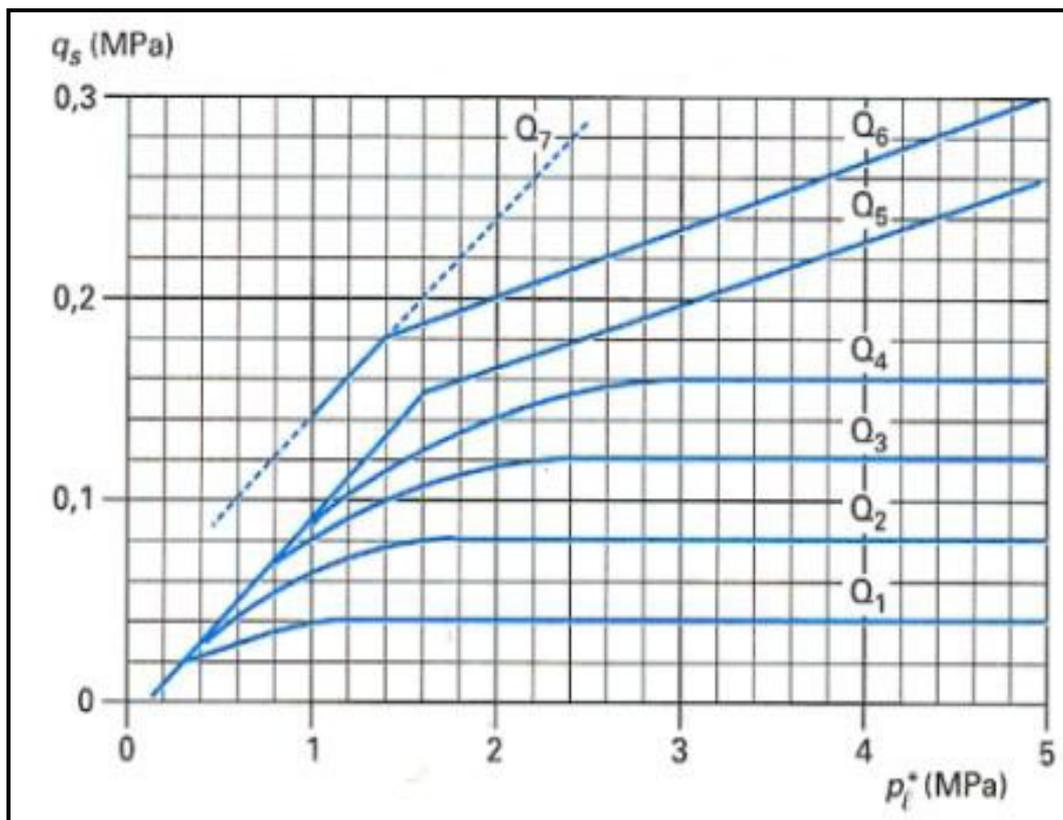
Détermination de q_s pour chaque couche de sol

$q_s = f(P_l^*)$, sont donnés par les courbes de valeur frottement latéral unitaire Q_1 à Q_6 (Figure V.3), le choix est lié à la nature lithologique de la couche traversée par le pieu ainsi que le mode d'exécution du pieu (Tableau V.7).

Tableau V.7: Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s [17].

Type de pieu	Argiles limons			Sables Graves			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾				Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré boue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré tube (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₃	Q ₄	
Foré tube (tube perdue)	Q ₁			Q ₁		Q ₂	Q ₂	Q ₃	

- (1) : réalésage et rainurage en fin de forage.
- (2) : pieux de grandes longueur (>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.


Figure V.3 : Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu [17].

Dans notre cas le pieu traverse quatre couches: Remblais, Marne argileuse associée à des cailloux, Argile gréseuse à caillouteuse, Bancs centimétriques de grés à matrice argilo gréseuse.

Marne argileuse

$P_l^* moy = 0,86 \text{ Mpa}$ d'après le (tableau V.2 page 81) le sol est une argile classe A
 Pieu foré simple, d'après le tableau V.7 on utilisera l'abaque Q_3 $q_s = 0,03 \text{ Mpa}$.

Argile gréseuse

$P_l^* moy = 0,942 \text{ Mpa}$ d'après le (tableau V.2 page 81) le sol est une argile classe A
 Pieu foré simple, d'après le tableau V.7 on utilisera l'abaque Q_1 $q_s = 0,03 \text{ Mpa}$.

Banc centimétrique

$P_l^* moy = 1,879 \text{ Mpa}$.

Pieu foré simple, d'après le tableau V.7 on utilisera l'abaque Q_1 $q_s = 0,04 \text{ Mpa}$.

donc charge limite en frottement $Q_{sl} = 3,14 \times 1 \times (0,03 \times 2 + 0,03 \times 3 + 0,04 \times 4)$

$Q_{sl} = 97,34 \text{ t}$.

La charge limite $Q_l = Q_{pl} + Q_{sl} = 502,55 + 97,34 = 599,89 \text{ t}$.

V.6.2 Calcul de la charge du fluage Q_c

Selon le fascicule 62 Titre V [17], pour les pieux qui ne refoulent pas le sol (pieux forés) on a :

$$Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1,5}$$

$$Q_c = \frac{502,55}{2} + \frac{97,34}{1,5} = 316,16 \text{ t}$$

V.6.3 Calcul de la charge nominale Q_n

C'est la charge que peut supporter le pieu en demeurant stable vis-à-vis du sol.

Selon le fascicule 62 Titre V [17], pour les pieux qui ne refoulent pas le sol (pieux forés) on a :

$$Q_n = \frac{Q_l}{1,4} = \frac{599,89}{1,4} = 428,49 \text{ t}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau V.8

Tableau V.8: Tableau récapitulatif des résultats.

Charges	Valeurs (t)
Charge limite de pointe Q_{pl}	502,55
Charge limite par frottement Q_{sl}	97,34
Charge limite du pieu $Q_l = Q_{pl} + Q_{sl}$	599,89
Charge admissible du pieu $Q_n = \frac{Q_l}{1,4}$	428,49
Charge de fluage $Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1,5}$	316,16

V.7 Calcul du nombre de pieux

Le nombre de pieu est le rapport entre le chargement appliqué au sol de fondation et la capacité portance d'un pieu.

V.7.1 Calcul du nombre de pieux pour la culée

$$n = \frac{R}{Q_{adm}} = \frac{R}{\frac{Q_c}{1,4}}$$

n : Nombre de pieux.

R : Réaction transmise de la culée au sol de fondation.

$$n = \frac{2261,93}{\frac{316,16}{1,4}} = 10,00$$

On prend 10 pieux qu'on dispose en deux fils de 5 pieux.

V.7.2 Calcul du nombre de pieux pour la pile

$$n = \frac{R}{Q_{adm}} = \frac{R}{\frac{Q_c}{1,4}} = \frac{1772,33}{\frac{316,16}{1,4}} = 7,84$$

On prend 8 pieux qu'on dispose en deux fils de 4 pieux.

V.8 Disposition des pieux

V.8.1 Disposition des pieux sous les fondations de la culée

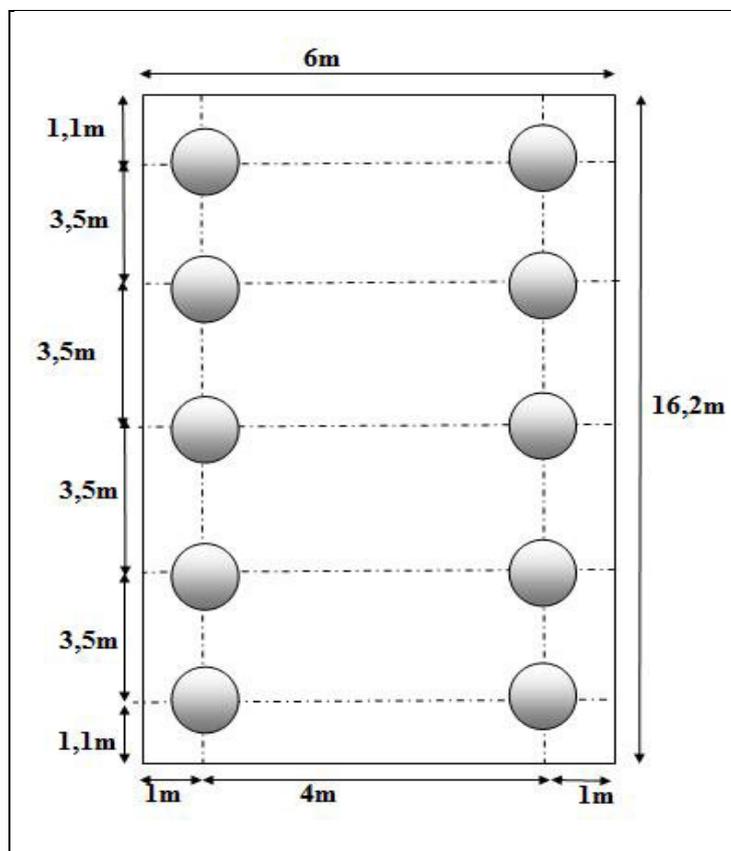


Figure V.4: Disposition des pieux sous la culée.

V.8.2 disposition des pieux sous les fondations de la pile

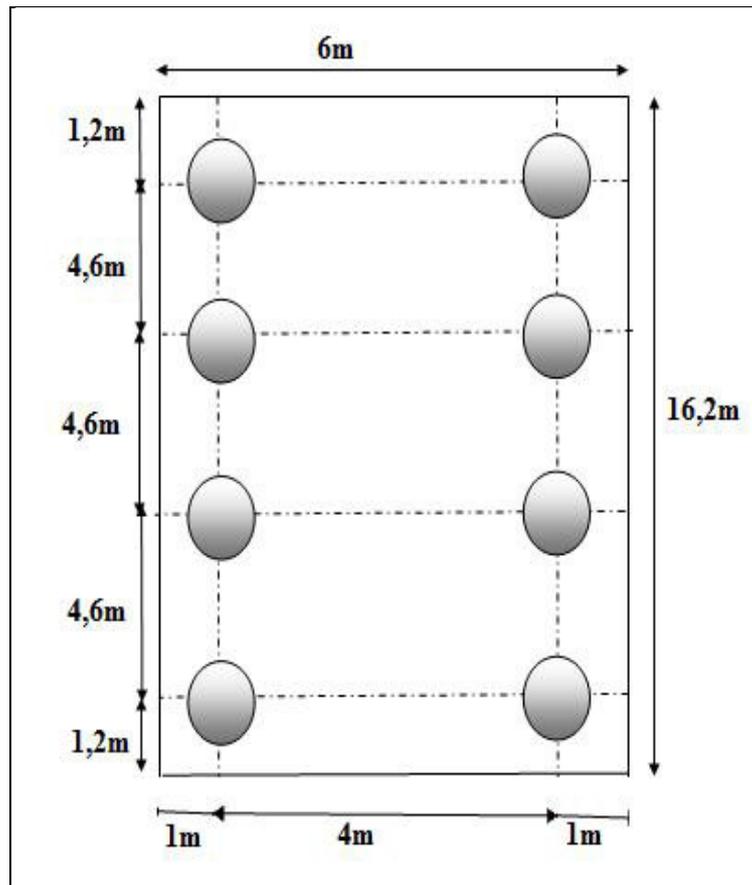


Figure V.5 : Disposition des pieux sous la pile.

V.9 Comportement des groupes de pieux

Un pieu dans un groupe de pieux différent du pieu isolé notamment parce que :

La mise en place dans groupe de pieux crée un remaniement du sol plus important.

La charge appliquée sur un pieu a une influence sur le comportement des pieux voisins.

❖ Calcul de l'efficacité de groupe de pieux

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

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

Avec :

B : diamètre des pieux.

S : entraxe entre les pieux.

n : nombre de colonnes de pieux.

• Pour pieux des la culée

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctg \left(\frac{1}{3,5} \right)}{180} \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{5} \right) = 76\%$$

$$C_e = 76\%$$

• **Pour pieux des la pile**

$$C_e = 1 - \frac{2 \operatorname{arctg} \left(\frac{1}{4,5} \right)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{4} \right) = 82\%$$

$$C_e = 82\%.$$

❖ **Vérification de l'efficacité du groupe du pieu**

$$\sum_{j=1}^N Q_j \leq C_e \cdot N \cdot Q_{max} \quad [18]$$

Q_j : La charge axiale sur le pieu.

C_e : Coefficient d'efficacité.

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

N : Le nombre des pieux de la culée.

Le fascicule 62 titre V préconise $C_e=1$, pour un sol cohérent, en vérifie l'efficacité du groupe du pieux avec cette valeur.

➤ **Pour la culée**

$$Q_j=2261,93 \text{ t} ; \quad N = 10 \text{ pieux} ; \quad Q_{max} = 264 \text{ t}.$$

$$2261,93 \leq 1 \times 10 \times 264 \rightarrow 2261,93 \text{ t} \leq 2640 \text{ t} \text{ (vérifié).}$$

➤ **Pour la pile**

$$Q_j=1772,33 \text{ t} ; \quad N=8 \text{ pieux} ; \quad Q_{max} = 264 \text{ t}.$$

$$1772,33 \leq 1 \times 8 \times 264 \rightarrow 1772,33 \text{ t} \leq 2112 \text{ t} \text{ (vérifié).}$$

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

V.10 Ferrailage des pieux

Le ferrailage des pieux sera fait par le logiciel (SOCOTECH) qui permet de calculer les sections d'aciers selon les règles BAEL 91 à l'état limite ultime (ELU), calculer et vérifié les contraintes dans les aciers et le béton selon les règles BAEL91 à l'état limite de service (ELS).

❖ **Ferrailage des pieux de la culée**

1) le moment maximal est celui de l'état limite accidentel (Tableau IV.7 page 53).

$$M_{max} = 2839,46 \text{ t.m}$$

Le moment repris par chaque pieu est:

$$M_p = \frac{M_{max}}{n}$$

n: nombre de pieu.

$$M_p = \frac{2839,46}{10} = 283,946 \text{ t.m}$$

2) la charge verticale transmise (Tableau IV.7 page 53).

$$N_{max} = 2420,22 \text{ t}.$$

La charge verticale reprise par chaque pieu est:

$$N_p = \frac{N_{max}}{n} = \frac{2420,22}{10}$$

$$N_p = 242,02 \text{ t.}$$

D'après le logiciel SOCOTECH, on trouve la section d'armature $A = 162,79 \text{ cm}^2$, on prend 21HA32.

✓ **les espacements entre les armatures longitudinales**

$$\frac{2\pi R}{21} = 15 \text{ cm.}$$

✓ **les armatures transversales**

Le diamètre minimum des armatures transversales est: $\varnothing_t > \varnothing_L/3$

$$\varnothing_L/3 = 10,66. \text{ Soit } \varnothing_t = 12 \text{ mm.}$$

Les armatures transversales formées de cerces de $\varnothing 12 \text{ mm}$.

✓ **les espacements entre les armatures transversales**

20cm dans la zone courante et 15cm dans la zone de jonction

Schéma de ferrailage

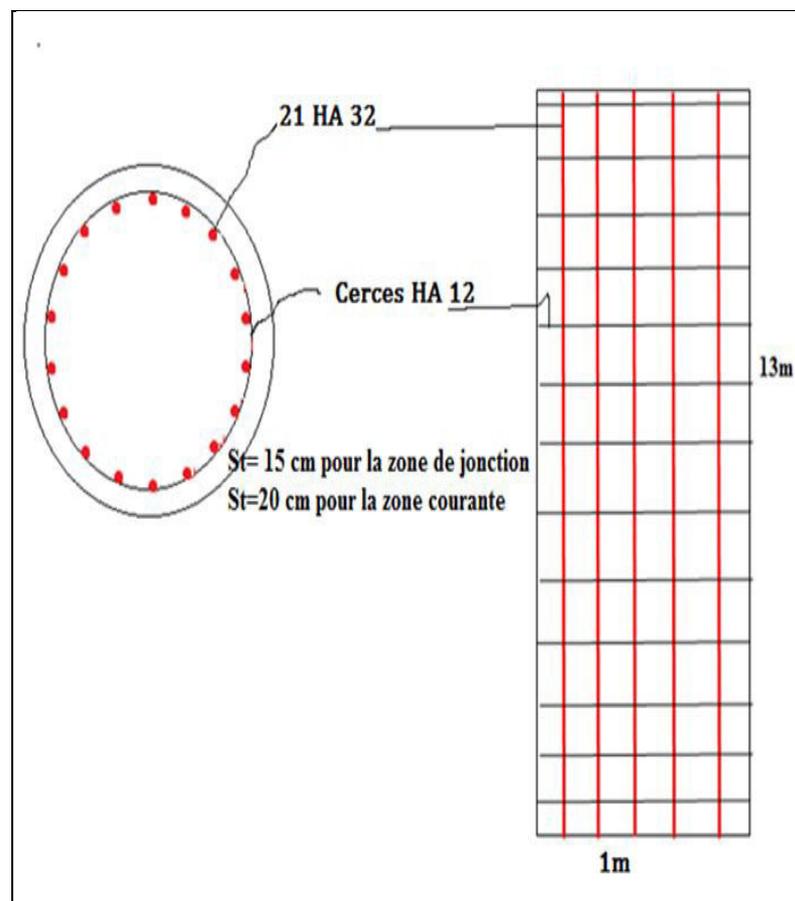


Figure V.6: Schéma de ferrailage des pieux de la culée.

❖ Les pieux de la pile

1) le moment maximal est (Tableau IV.11 page 74).

$$M_{\max} = 1692,07 \text{ t.m}$$

Le moment repris par chaque pieu est:

$$M_p = \frac{M_{\max}}{n}$$

n: nombre de pieu.

$$M_p = \frac{1692,07}{8}$$

$$M_p = 211,51 \text{ t.m}$$

2) la charge verticale transmise

$N_{\max} = 2392,65 \text{ t}$ (Tableau IV.11 page 74).

La charge verticale repris par chaque pieu.

$$N_p = \frac{N_{\max}}{n} = \frac{2392,65}{8}$$

$$N_p = 299,08 \text{ t.}$$

D'après le logiciel SOCOTECH, on trouve la section d'armature $90,12 \text{ cm}^2$.

Selon le tableau de ferrailage (Annexe 4), on prend 19HA25.

✓ Les espacements des armatures longitudinales

$$\frac{2\pi R}{19} = 30 \text{ cm}$$

Les armatures transversales

Le diamètre minimum des armatures transversaux est: $\emptyset_t > \emptyset_L/3$

$\emptyset_L/3 = 8,33 \text{ mm}$. Soit $\emptyset_t = 10 \text{ mm}$.

Les armatures transversales $\emptyset_t = 10 \text{ mm}$ avec un espacement de 20cm dans la zone courante et 15cm dans la zone de jonction.

✓ schéma de ferrailage

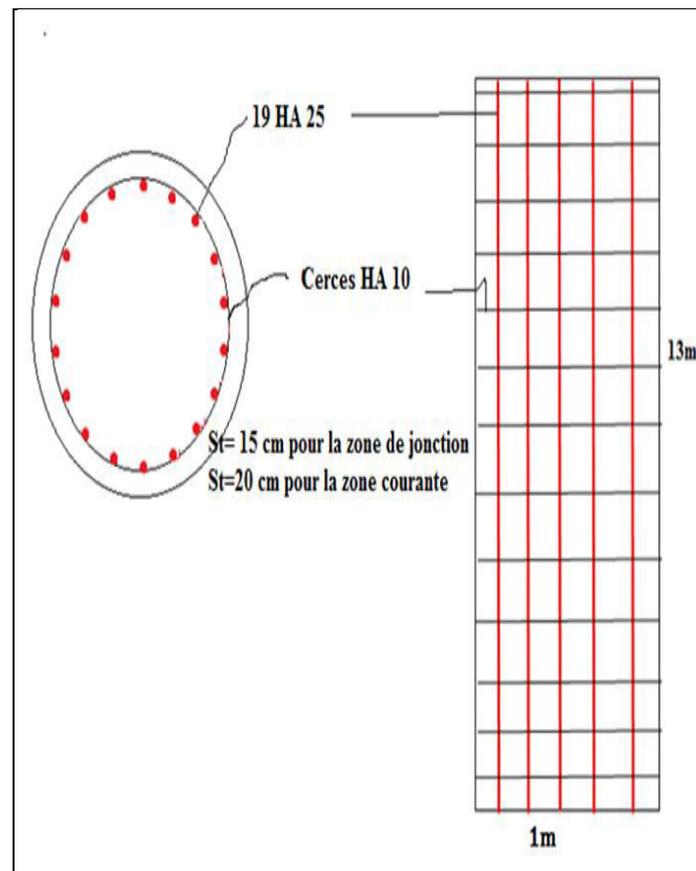


Figure V.7 : Schéma de ferrailage des pieux de la pile.

V.11 Conclusion

Dans ce chapitre on a calculé la capacité portante du sol à partir des essais de laboratoire (c et ϕ) et de l'essai pressiométrique, la faible portance des couches superficielles nous a conduit à opter pour l'étude des fondations profondes type pieux forés encrés de trois fois le diamètre dans la couche porteuse. le calcul a été effectué la méthode pressiométrique.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le but de notre travail est l'étude des fondations d'un pont qui s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la deuxième rocade sud d'Oran, en se basant sur les résultats de la reconnaissance géotechnique. L'étude a montré la faible portance du sol des couches superficielles qui ne peuvent pas constituer une assise pour les fondations de l'ouvrage vu les charges qui sont importantes et les tassements obtenus qui sont excessifs. Dans ce cas, la résistance des couches du sol s'améliore à partir de 9 m et nous avons donc opté pour des fondations profondes de type pieux forés ancrés de trois fois le diamètre dans la couche porteuse. Le calcul a donné pour les fondations de la pile deux fils de quatre pieux d'un entraxe de 4,6 m et pour la culée deux fils de cinq pieux d'un entraxe de 3,5m.

Ce travail de fin d'études nous a permis d'approfondir nos connaissances en matière d'étude de fondations et plus précisément celles d'un ouvrage d'art, et d'appréhender le rôle capital des reconnaissances géotechniques dans ce cas. Et de savoir appliquer les règlements en vigueur (BEAL, fascicule 61 titre II et le fascicule 62 titre V), aussi d'acquérir des connaissances sur certains logiciels tel que Autocad, Robot expert, Socotech...etc.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera bénéfique pour les promotions prochaines et tous les utilisateurs.

Références bibliographiques

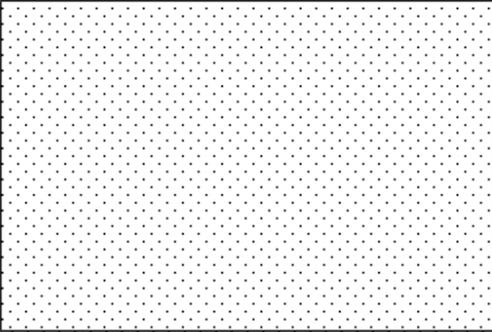
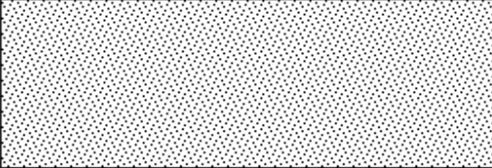
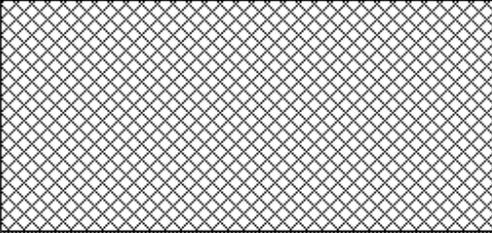
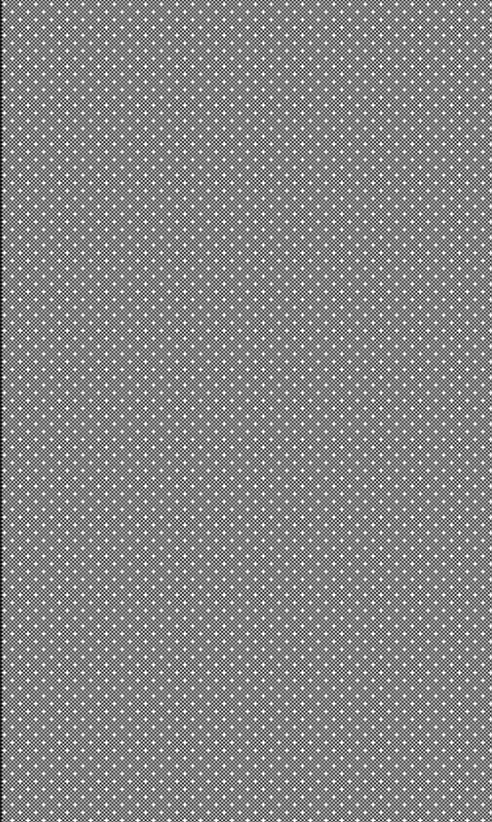
- [1] : Leguen M, pujades P . Document ressource les ponts. Académie versailles, 2008.
- [2]: Calgaro J.A. Projet et construction des ponts: Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants. 2^{ième} édition ponts et chaussées, 1991.
- [3]: Ousmane M .Yobo M simple. Conception de la structure du nouveau pont de diaroume et choix de ses fondations. Mémoire ingénieur de conception, université Cheikh anta diop, Dakar, 2004.
- [4]:Berga A. Elément de mécanique des sols, centre universitaire de Béchar, 2004.
- [5]: Lerau J. Cours de géotechnique de l'institut national des sciences appliquées de Toulouse. 2006.
- [6]: Bouafia A. Mécanique des sols appliquée aux problèmes résolus, office des publications universitaires, Alger, 2000.
- [7]: Laboratoire de contrôle technique travaux publiques (CTTP). Rapport de sol N° 300-FF454-06, Alger, 2013
- [8]: Sadaoui O. Analyse critique des résultats des essais in situ et calcul de lacapacité portante des fondations en utilisant le pénétrömètre statique et le pressiomètre ». Les ateliers professionnels du CTC, Alger. 2008
- [9]:Fascicule 61 titre II. Conception calcul et épreuves des ouvrages, programme de charges et épreuves des ponts routiers, ministère de l'équipement et du logement.France, 1980.
- [10]:Soltani M. Lignes d'influences des poutres isostatiques et des arcs isostatiques. Office des publications universitaires. 2004.
- [11]: RPOA. Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. Ministère des travaux publics. Alger, 2008.
- [12]: BAEL. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Edition Eyroles, 1991.
- [13]: SETRA. Service technique des routes et autoroutes, textes et documents techniques essentiels ouvrages d'art. France, 2008.
- [14]: Frank R. Fondations superficielles. Technique de l'ingénieur (C246). 2010.
- [15]: DTR-BC 2.331. Document technique réglementaire, méthodes de calcul des fondations profondes, ministère de l'habitat, Alger, 1994.
- [16]: Philipponna G Hubert B. Fondations et ouvrages en terre. Edition Eyrolles, Paris, 2006.

[17] : Fascicule 62 titre V. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Ministère de l'équipement, du logement et transport. France 1993.

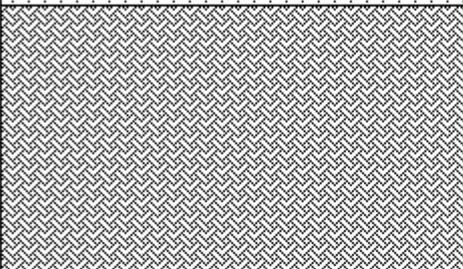
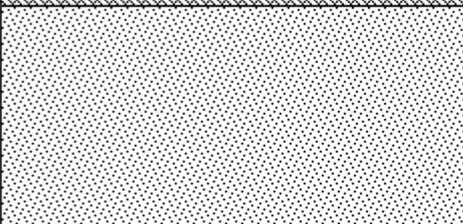
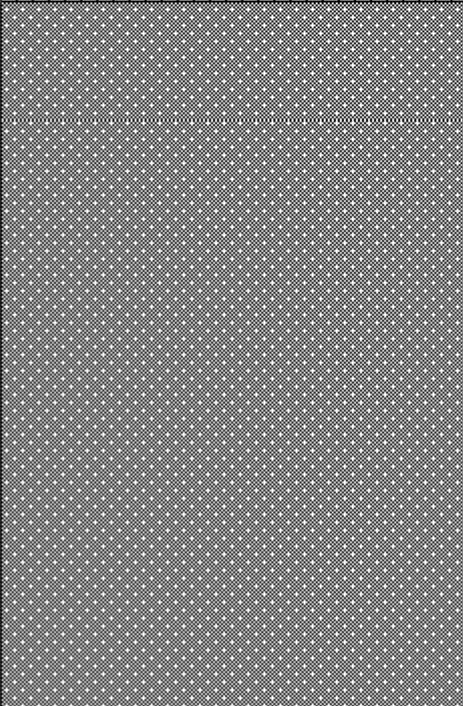
[18]: Frank R. « Fondations profondes ». Technique de l'ingénieur (C248). 2010.

Annexes

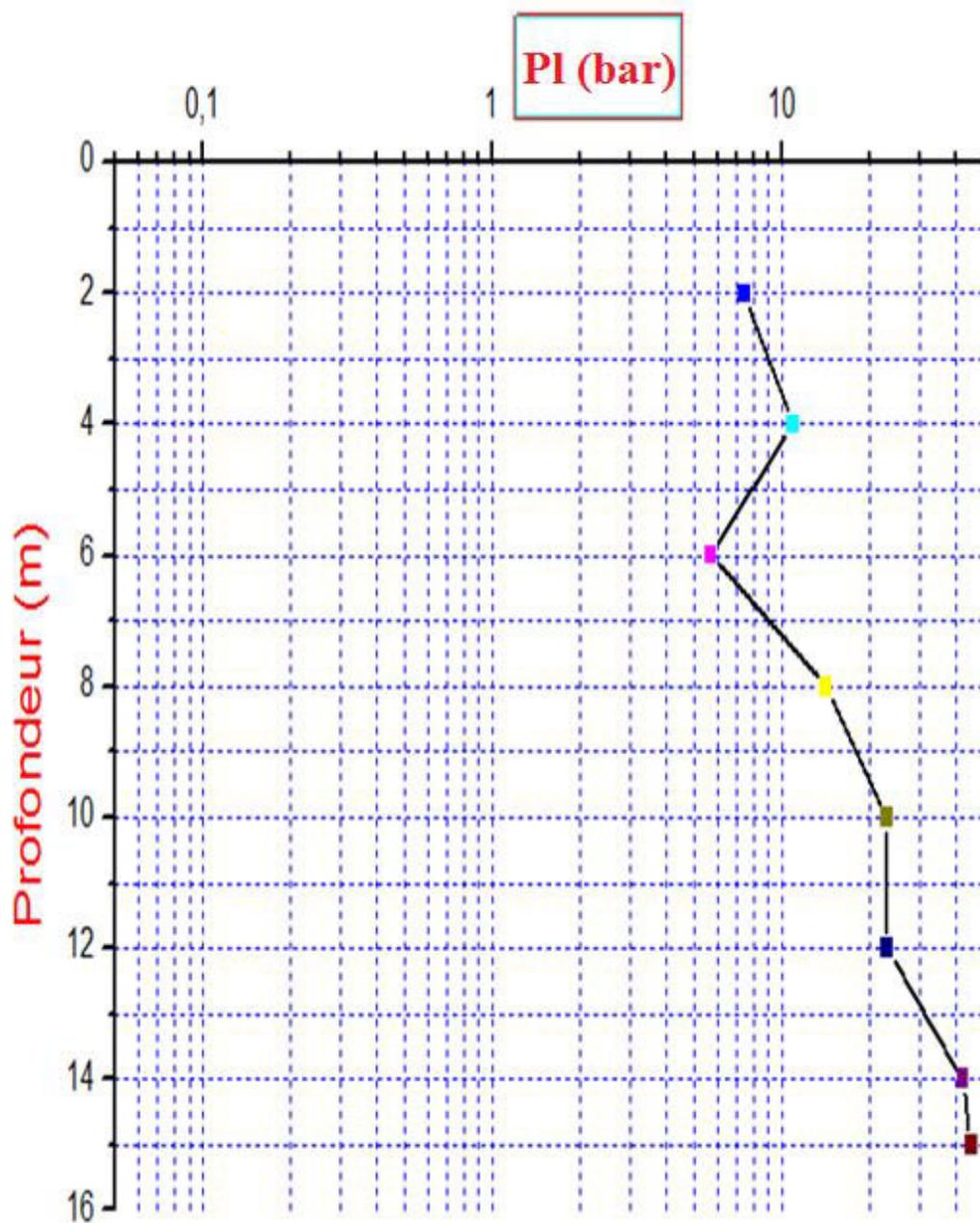
Coupe lithologique du sondage carotté N° 1

profondeur	Lithologie	Description des couches
0		Remblai
-1		
-2		
-3		
-4		Marnes argileuses associées à des cailloux.
-5		
-6		Argiles gréseuses à caillouteuses, et argiles graveuses.
-7		
-8		
-9		Bancs centimétriques de grès à matrice argilo gréseuse.
-10		
-11		
-12		
-14		
-15		
-16		
-17		
-18		
-19		
-20		

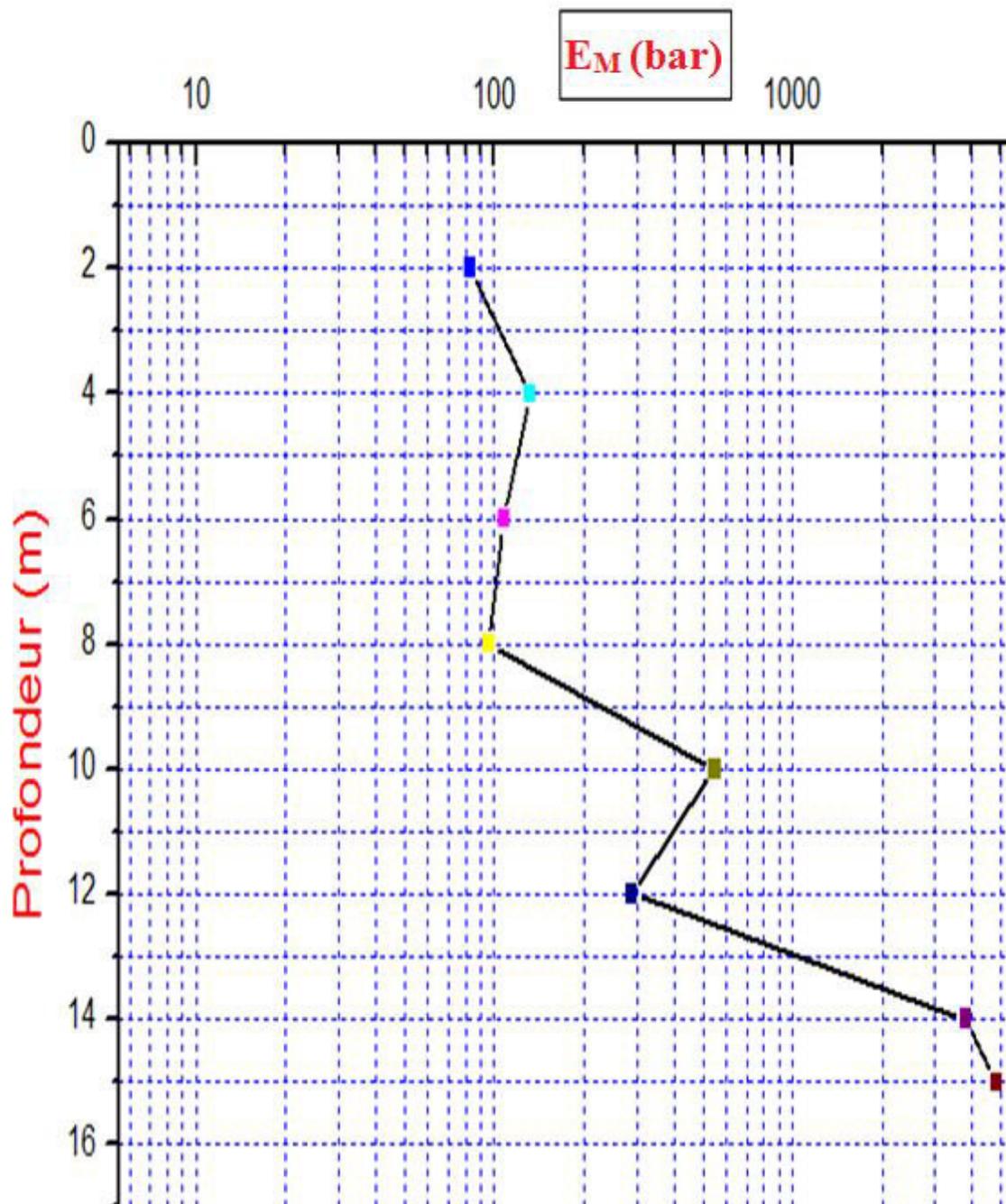
Coupe lithologique du sondage carotté N° 2

profondeur	Lithologie	Description des couches
0		Remblai.
-1		
-2		
-3		
-4		Argile mameuse à caillouteuse.
-5		
-6		
-7		
-8		Alternance des bancs centimétriques avec argile gréseuse.
-9		
-10		
-11		Bancs centimétriques de grés à matrice argilo gréseuse.
-12		
-14		
-15		
-16		
-17		
-18		
-19		
-20		

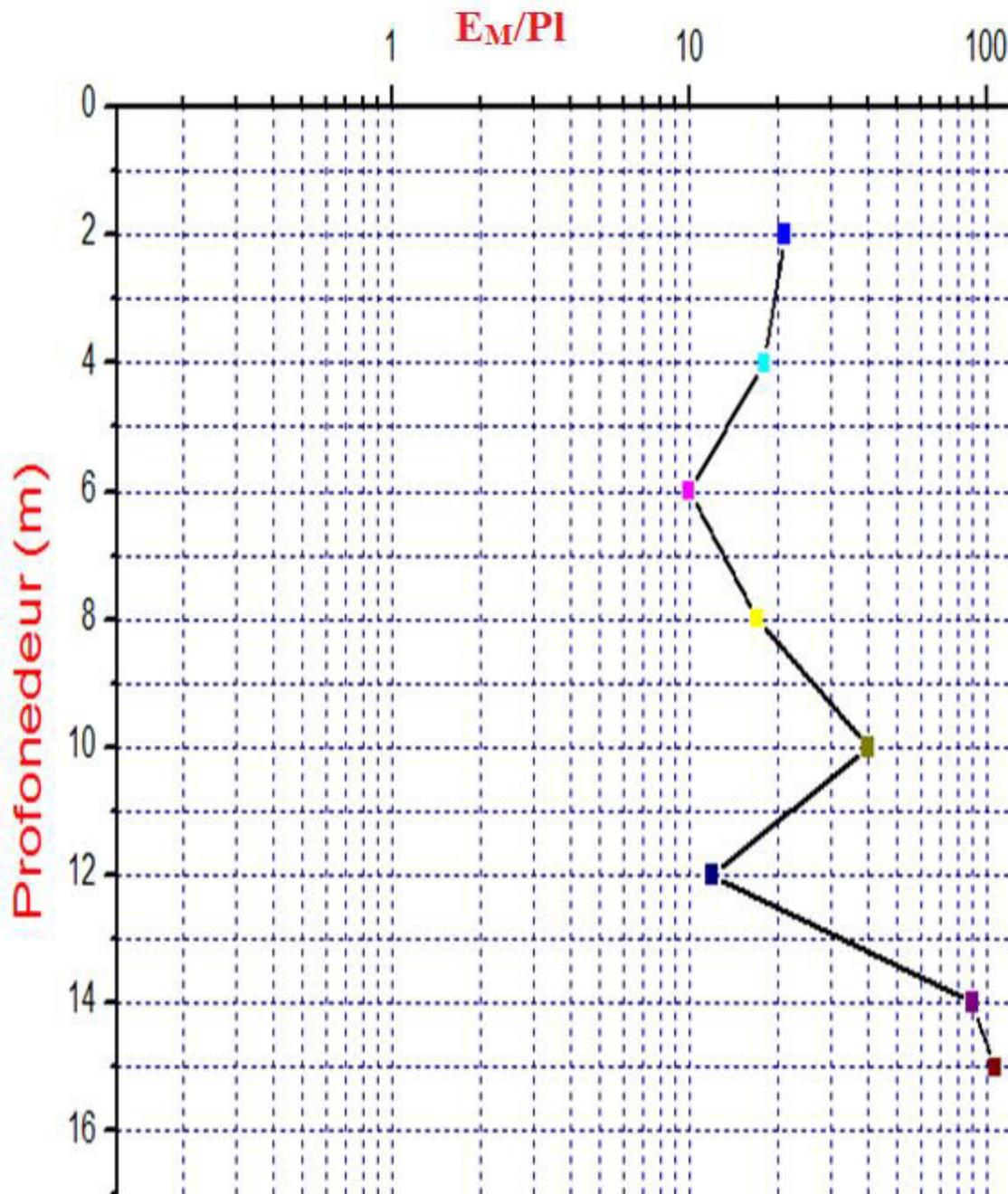
La courbe PI en fonction de la profondeur Z

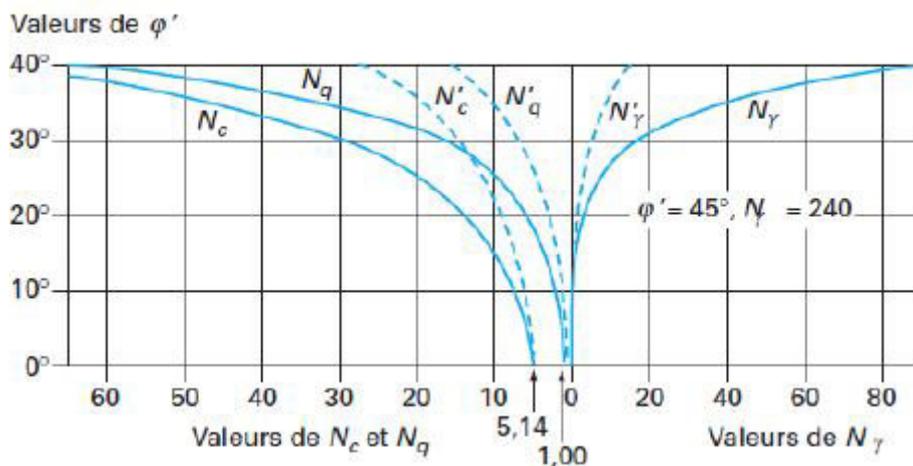


Le module E_M en fonction de la profondeur Z



Courbe du rapport E_M/P_I en fonction de la profondeur Z





Pour les semelles filantes sur sols mous ou lâche, Terzaghi et peck recommandent d'utiliser $2/3 c'$ et $2/3 \phi'$ en lieu et place de c' et ϕ' .

pour tenir compte de la rupture localisée et non généralisée. Les valeurs des courbes en tiretés (N'_c , N'_q et N'_γ) correspondent à $2/3 \phi'$

Valeurs des facteurs de portance recommandés par Terzaghi et Peck.

Valeurs des facteurs de portance selon le DTU.13.12(1988)

ϕ (°)	N_c	N_γ	N_q
0	5,14	0	1,00
5	6,50	0,10	1,60
10	8,40	0,50	2,50
15	11,00	1,40	4,00
20	14,80	3,50	6,40
25	20,70	8,10	10,70
30	30,00	18,10	18,40
35	46,00	41,10	33,30
40	75,30	100,00	64,20
45	134,00	254,00	135,00

Tableau des Armatures
(en Cm^2)

\emptyset	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33