



République Algérienne Démocratique et Populaire.

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique.

UNIVERSITE A/MIRA-BEJAIA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil.

Mémoire :

Pour l'obtention du diplôme de MASTER en génie civil

Option : Structure.

THEME

*Etude du comportement d'une culée et d'une pile d'un pont sur
des pieux et des colonnes ballastées*

Présenté par :

M^{elle}: Nait Atmane Melissa

M^{elle}: Aissaoui Sara

Proposé et Encadré par :

Mr: LILLOUCH Samir.

Année universitaire : 2022/2023

REMERCIEMENT

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide de l'encadrement de Mr LILLOUCH SAMIR, on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité.

Nos vifs remerciements vont aux membres de jury pour avoir accepté de juger notre présent travail.

Nous remercions également les corps professoral de la filière génie civile de L'UNIVERSITE A/MIRA-BEJAIA qui a été toujours présent pour assurer la bonne formation.

En fin toute personne qui a participé de près ou de loin à l'accomplissement de ce mémoire soit sincèrement remerciés.

MELISSA et SARA

Dédicaces

Je dédie ce travail

A la femme qui m'a bénie par ses prières celle qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse à celle qui m'a arrosé de tendresse et d'espoir ma reine, mon adorable MAMA

A l'homme, mon précieux offre du dieu, mon support, qui m'as appris m'a supporté et m'a dirigé qui doit ma réussite et tout mon respect, mon cher papa.

A mes chers frères JUGURTA, TAYEB MICIPSSA a mes confidents qui n'ont pas cessée de me conseiller encourager et soutenir tout au long de mes études que dieux les protège et leur offre la chance et le bonheur

A la mémoire de mon oncle NOUREDDINE et ses deux anges axel, maria

MELISSA

Dédicace

Je remercie dieu de m'avoir donnée la sentée et le courage de finir mon cursus universitaire , je dédie ce travail :

A ma très chere mère

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai te remercier comme il se doit, ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes cotés a toujours été ma source de force pour affreter les différents obstacles.

A mon très cher père

Tu as toujours été à mes cotés pour me soutenir et m'encourager.

Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

A mes très cher frères Nassim,Anis,Abde Rahim et mes très chères sœurs Sadjia,Sonia ,ma belle sœur Nabila ,et a mes neveux Idris,Hocine,Lyna,Ahmed

Que dieux vous protège et puisse vous donner santé,bonheur,courage et réussite

A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé

Lydia,Tafath ,Ouardia,Sofiane,bobker,narimane je vous souhaite plus de succès

A tous ceux que j'aime.

Merci

Sara

Sommaire

Introduction générales	1
Chapitre I : Généralité sur les ponts	
I.1 Introduction.....	2
I.2 Définition d'un pont et ses composantes	2
I.2.1 Appuis.....	5
1- La pile	5
2- La culée	6
I.2.2 Fondations.....	7
1- Les pieux	7
2- Les colonnes ballastées.....	9
I.3 Description de l'ouvrage	11
I.4 CONCLUSION	12
Chapitre II : Evaluation des charges et des surcharges et calculs des réactions sur appuis	
II.1.Introduction	13
II.2.Calcul des charges.....	13
II.2.1.Calcul des charges permanentes (CP).....	13
Le poids propre de la poutre	14
Poids propre de la dalle en béton armé.....	14
II.2.2.Charge complémentaire permanente(CCP)	14
II.3.Calcul des surcharges routières	19
II.3.1Système de charges A (I)	20
II.3.2.Système de charges B	19
II.3.2.1.système B _c	19

II.3.2.2.Système B_t	21
II.3.2.3 Système de charge B_r	23
II.3.3.Système militaire M_{c120}	24
II.3.4.Charge exceptionnelle D_{240}	25
II.3.5.Surcharge sur les trottoirs S_t	25
II.4.Calcul des réactions d'appuis	26
II.4.1.Calcul des réactions d'appuis sous des charges constantes.....	26
II.4.2.Calcul des réactions d'appuis sous la charge permanente G	26
II.4.3.Calcul des réactions d'appuis sous la charge $A(l)$	27
II.4.4.Calcul des réactions d'appuis sous surcharge des trottoirs.....	28
II.5. Calcul des réactions d'appuis sous les charges mobiles.	30
II.5.1.Calcul des réactions d'appuis sous la surcharge B_C	31
II.5.2.Calcul des réactions d'appuis sous la charge B_t	33
II.5.3.Calcul des réactions d'appuis sous la charge militaire M_{c120}	35
II.5.4.Calcul des réactions d'appuis sous la charge M_{D240}	36
II.6.Les combinaisons de charges	38
II.7 Conclusion	40
 Chapitre III : Etude des appuis	
III.1.introduction	41
III.2.Etude de la culée	41
III.3. dimensions de la culée	41
III.4.Evaluation des efforts sollicitant la culée	42
III.4.1.Détermination du coefficient de poussée	42
III.4.2.Calcul des sollicitations.....	43

III.5 Etude de la pile	49
III.5.1 Définition	49
III.5.2.Dimensions de la pile.....	49
III.6.Evaluation des efforts sollicitant la pile.....	50
III.6.1.Forces verticales	50
III.6.2.Forces horizontales	50
III.7.Calcul des sollicitations la pile	54
III.7.1.Evaluation des efforts agissants sur le fût	54
III.7.2.Evaluations des efforts agissant sur la semelle	56
III.8.Conclusion.....	57

Chapitre IV : Etude des fondations

IV.1.Introduction.....	58
IV.2.Les différents types de fondations.....	58
IV.2.1.Fondations superficielles.....	58
IV.2.2.Fondations profondes.....	58
IV.3.Vérification des fondations superficielles.....	59
IV.3.1.1.Détermination de la capacité portante du sol à partir des essais de laboratoire....	59
IV.3.1.2 .Calcul de la contrainte admissible du sol.....	61
IV.3.2 Calcul de la capacité portante du sol à partir des essais pressiométrique	61
IV.4.Vérification des contraintes	66
IV.5. Estimassions des tassements	67
IV.6.Conclusion	69

Chapitre V : dimensionnement des colonnes ballastées

V.1.Introduction	70
V.1.1.Définition	70
V.2. méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées	75
V.2.1.Caractérisation du traitement des sols par colonnes ballastées	75
V.3.Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées	76
1- Méthode de Greenwood	76
2- Méthode de d'homogénéisation	77
3- Méthode de Priebe	79
V.4.Dimensionnement des colonnes ballastées	87
V.4.1 la culée	87
V.4.2.la pile.....	93
VI.5Conclusion	97
Chapitre VI : dimensionnement des pieux	
VI.1.Introduction	98
VI.2.Principaux types de pieux	98
VI.3.Capacité portante d'un pieu isolé par la méthode pressiométrique.....	98
VI.3.1.Calcul de la charge limite totale Q_l	99
VI.3.2.Essais au laboratoire	104
VI.4. Evaluation du tassement d'un pieu	104
VI.5. Tassement d'un groupe de pieux	105
VI.6.Dimensionnement des pieux par la méthode pressiométrique	106
VI.6.1.Détermination du facteur de portance K_p	106
VI.6.2.calcul de la charge limite Q_l	107
VI.6.3.Calcul de la charge du fluage Q_c	107
VI.6.4.Calcul de la charge nominale Q_n	108

VI.6.5.Calcul du nombre de pieux	108
VI.7.Calcul du nombre de pieux pour la culée.....	108
VI.7.1.Calcul du nombre de pieux pour la pile.....	108
VI.8.Disposition des pieux.....	109
VI.8.1.Disposition des pieux pour la culée	109
VI.8.2.Disposition des pieux pour la pile	110
VI.9.Comportement d'un groupe de pieux	110
VI.9.1Calcul de l'efficacité d'un groupe de pieux	112
VI.10.Tassement de pieu	110
VI.11Conclusion	114

Chapitre VII : Etude numériques du comportement des pieux et des colonnes ballastée

VII.1 Introduction.....	115
VII.2 Présentation du logiciel	115
a)Fonction de PLAXIS	115
b) Domaine d'application de PLAXIS	116
c) Modèles des matériaux	116
VII.3Etape de modélisation	116
VII.4 Modélisation du la pile et la culée	117
VII.5. modélisation des colonnes ballastées	119
VII.6. Modélisation des fondations profondes	121
VII.7 Conclusion	122

Liste des figure

Figure I.1 : composantes d'un pont.....	2
Figure I.2 : exemple pont a poutre	3
Figure I.3 :exemple pont suspendu	3
Figure I.4 : pont en arc	4
Figure I.5 : pont a haubans	5
Figure I.6 : Appui constitué de voiles et de colonnes.....	6
Figure I.7 : Coupe longitudinale d'une culée	7
Figure I.8 : Mode de travail d'un pieu	8
Figure I.9 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées	9
Figure I.10 : Vue en plan.....	11
Figure I.11 : Vue en elevation	12
Figure II.1 : dimensionnement d'une poutre	13
Figure II.2 : Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont.....	16
Figure II.3 : Système B_c	20
Figure II.4 : Système B_t	22
Figure II.5 : Système B_r	23
Figure II.6 : Système M_{c120}	24
Figure II.7 : Charges exceptionnelles D_{240}	25
Figure II.8 : Le schéma statique d'une poutre.	26
Figure II.9 : Schéma statique d'un pont sous la charge permanente G.	29
Figure II.10 : Schéma statique d'une travée sous la charge permanente G.....	27
Figure II.11 : La travée sous la charge $A(l)$	28
Figure II.12 : Les deux travées sous la charge $A(l)$	28
Figure II.13 : Le schéma statique de la poutre sous la charge de trottoir S_t	29
Figure II.14 : Schéma statique de la poutre sous la charge des 2 trottoirs S_t	29
Figure II.15 : Les deux travées sous la charge S_t	30
Figure II.16 : Schéma explicatif de la méthode des lignes d'influence.	31

Figure II.17: la travée sous la charge B_c	31
Figure II.18 : Les deux travées sous la surcharge B_C	32
Figure II.19: La travée sous la surcharge B_t	33
Figure II.20: Les deux travées sous la surcharge B_t	34
Figure II.21 : La travée sous la surcharge M_{c120}	35
Figure II.22: Deux travées sous la surcharge M_{c120}	35
Figure II.23: La travée sous la surcharge M_{D240}	36
Figure II.24: Deux travées sous la surcharge M_{D240}	37
Figure III.1.: Dimensions du chevêtre.....	50
Figure III.2 : Dimensions d'un fût.....	51
Figure III.3 : Dimensions de la semelle.	52
Figure III.4 : Poussée des terres sur la semelle.....	53
Figure III.5: Valeurs des efforts ($w+f_f$) agissants sur la pile.	54
Figure III.6: Le fût sous la force de freinage.....	55
Figure III.7 : Le fût sous la charge du vent	56
Figure IV.I Données préssiométrique 1	62
Figure IV.2 Données préssiométrique 2	62
Figure IV.3: tassement sans renforcement sous la culée.....	68
Figure IV.4 : tassement sans renforcement sous la pile	69
Figure V.1 : Principe de renforcement des sols par colonnes ballastées.....	71
Figure V.2: Champ d'application des colonnes ballastées. (brochure-Keller-France technique-vibrocompactage-colonnes- ballastées).....	72
Figure V.3 : Etapes de réalisation d'une colonne ballastée par voie humide	74
Figure V.4: Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche.....	74

Figure V.6 : Diagramme des réductions de tassements observés sous des fondations de grande dimension reposant sur une argile molle homogène (Greenwood, 1970).	77
Figure V.7: Homogénéisation simplifiée.	78
Figure V.8 : Déformation circonférentielle d'un cylindre infiniment long chargé radialement	81
FigureV.9 : Déformation axiale d'un cylindre chargé axialement.....	80
FigureV.10 : Définition du facteur d'amélioration de base β_0 (Priebe, 1995). ...	81
FigureV.11: Considération de la compressibilité de la colonne (Priebe, 1995).	82
Figure V.12 : Répartition de la pression interne Δp	83
Figure V.13: Détermination du facteur de profondeur (Priebe, 1995).	86
FigureV.14 : Compatibilité du facteur de profondeur f_d (Priebe, 1995).	88
Figure V.15 : tassement de la culée sous colonnes ballastées par la méthode de prièbe.....	90
Figure V.16 : tassement de la culée sous colonnes ballastée par la méthode d'homoginisation.....	92
Figure V.17 : tassement de la pile sous colonnes ballastées par la méthode de prièbe.....	95
Figure V.18: tassement de la pile sous colonnes ballastée par la méthode d'homoginisation.....	97
Figure VI.1 : Courbe de chargement axial d'un pieu (Frank, 2019).....	100
FigureVI.2 Définition de la prb. La charge limite de frottement latéral	102
Figure VI.3 : Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu	103
Figure VI.4: disposition des pieux sous les fondaions de la culée	109
Figure VI.5 : disposition des pieux sous les fondaions de la pile	110
Figure VI.6 : tassement des pieux sous la pile	112
Figure VI.7: tassement des pieux sous culée	114

Figure VII.1 : Carte des déformations du sol sous la culée.....	118
Figure VII.2 : Carte des déformations du sol sous la pile	118
Figure VII. 3 : Carte des déformations du sol sous la culée renforcé par des colonnes ballastée.....	120
Figure VII. 4 : Carte des déformations du sol sous la pile renforcé par des colonnes ballastées.....	120
Figure VII.5 : Carte de tassement de la pile avec des pieux de 1.2 m de diamètre.	121
Figure VII.6 : Carte de tassement de la culée avec des pieux de 1.2 m de diamètre.....	122

Liste des tableau

Tableau II.1 Classe de pont	17
Tableau II.2 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge a_1	18
Tableau II.3 : Charge A (l) par voie.	19
Tableau II.4 Coefficient b_c	19
Tableau II.5 Charge (b_c) par voie.....	21
Tableau II.6 : Coefficient (b_t)	22
Tableau II.7 : Charge (b_t) par essieu.....	23
Tableau II.8 : Valeurs des réactions max sollicitant la pile et la culée.....	37
Tableau II.9 : Combinaison des charges.....	38
Tableau II.10 : Combinaisons maximales des réactions sous la culée et sous la pile.....	39
Tableau II.11 : Les valeurs des réactions d'appuis max sous la pile et la culée.....	39
Tableau III. 1 : les Coefficients de poussée	43
Tableau III.2 : Effort dûs aux poids propres et freinage sur la culée	42
Tableau III.3 : Les poussées des terres.....	46
Tableau III.4 :Les poussées des surcharges sur remblai	47
Tableau III.5 :Les moments du au surcharge D240.	48
Tableau III.6 : Les moments et les efforts globaux.....	48
Tableau III.7 : Les sollicitations dans la semelle pour différentes combinaisons sur la pile ..	57
Tableau IV.1 : resultat des essai mécanique	59
Tableau IV.2 : Valeurs pressiométrique	63
Tableau IV.3 : Définition des catégories conventionnelles de sol	64
Tableau IV .4 : Valeurs de facteur de portance k_p	65
Tableau IV.5 : Tassement sans renforcement (œdométrique) sous la culée.....	67
Tableau IV.6 : Tassement sans renforcement (œdométrique) sous la pile	68
Tableau V.1 : Tassement du sol traité sous la culée par la méthode de Priebe.....	89
Tableau V.2 : Tassement du sol sous la culée par la méthode d'homogénéisation.....	91
Tableau V.3 : Tassement du sol traité sous la pile par la méthode de Priebe.....	94

Tableau V.4 : Tassement du sol sous la pile par la méthode d'homogénéisation.	96
Tableau VI.1 : Définition des catégories conventionnelles des sols	99
Tableau VI.2 : Valeurs de facteur de portance k_p	101
Tableau VI.3 : Choix des courbes pour le calcul de frottement latéral.	103
Tableau VI.4 : résultat de l'essai préssiométrique.....	111
Tableau VI.5 : Caractéristiques du groupe de pieux.....	111
Tableau VI.6 : tassement des pieux	112
Tableau VI.7 : tassement des pieux sous la pile	112
Tableau VI.8 : tassement des pieux sous la culée.....	114
Tableau VII.1 Caractéristiques des couches de sol	117

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences étant donné qu'il est conçu pour servir les usagers. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des 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.

En effet afin d'appréhender d'une manière plus réaliste le comportement des ouvrages qui sont en relation avec le sol qui les supporte, il est indispensable de traiter les différents problèmes géotechniques en régime statique et dynamique. D'ailleurs ces ouvrages sont souvent réalisés sur des sols de différentes caractéristiques spécifiques. Lorsque la qualité de ces sols est médiocre (inférieur à la normale), les ingénieurs optent pour des fondations profondes ou des techniques de renforcement de sol pour accéder aux couches de sols offrant une meilleure portance.

Notre projet consiste à étudier le comportement d'une culée et d'une pile d'un pont sur des pieux et des colonnes ballastée du pont situé entre les PK8+846.14 ~ PK9+007.47 de l'ouvrage d'art qui se trouve à 0,5Km au sud du lieu dit Ibourassen, commune de Oued Ghir, wilaya de Bejaia. Notre étude se base principalement sur l'exploitation des résultats de l'étude géotechnique issus des essais de laboratoire et in-situ. Ce travail est divisé principalement en sept chapitres :

Dans le premier chapitre, on abordera les généralités sur les ponts, suivi d'un deuxième chapitre, on présentera l'évaluation des charges et des surcharges qui sont transmises par le tablier aux appuis et calcul des réactions sur les appuis, ensuite, le troisième chapitre est consacré à l'étude sur les appuis, la culée et la pile et la détermination des charges transmises aux sols de fondations.. Ensuite, le quatrième chapitre est consacré à l'étude sur des fondation.,

Dans le cinquième chapitre on va présenter les méthodes de dimensionnement des fondations profondes et on donne les résultats à partir des résultats d'essais laboratoire et in situ. Par la suite, on va présenter dans l'étude du comportement de la culée et la pile de pont sur les différentes variantes de sols sans traitement, des pieux et colonnes ballastées.

Afin d'appuyer les résultats analytiques de notre étude, une étude numérique par le logiciel plaxis 2D a été effectué, pour les différentes variantes.

A large blue triangle pointing to the right, located on the left side of the page.

CHAPITRE I

Généralités sur les ponts

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 naturels ou artificiels. 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

Un pont est une structure qui permet de franchir une étendue d'eau, un obstacle naturel ou artificiel, ou encore une voie de communication. Il peut être utilisé pour le transport de personnes, de biens ou de véhicules.

Il existe plusieurs types de ponts, chacun ayant des caractéristiques spécifiques en termes de conception, de matériaux et de fonctionnement.

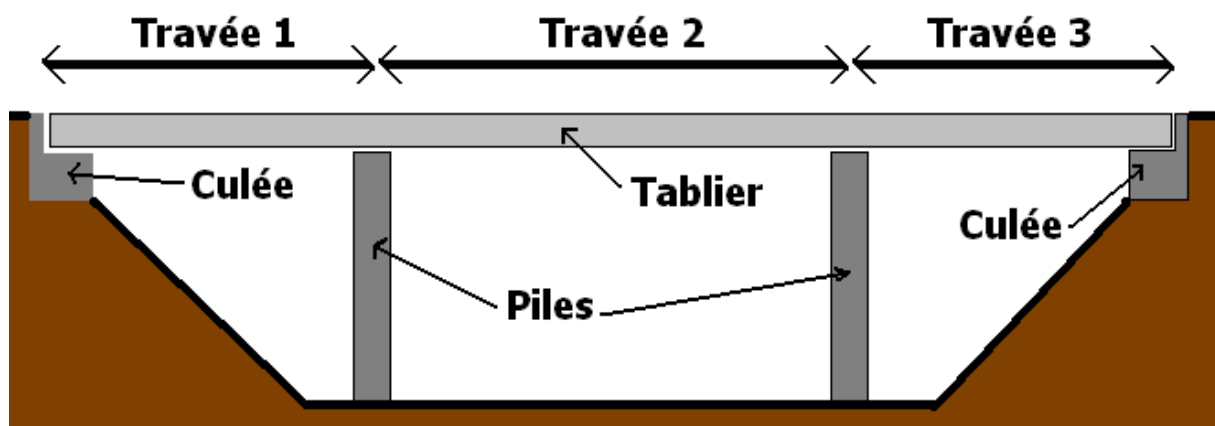


Figure I.1 composantes d'un pont [1].

Pont à poutres

Le pont à poutres est l'un des types les plus courants de ponts. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres horizontales soutenues par des piliers verticaux. Les poutres peuvent être en acier, en béton armé ou en bois, et la distance entre les piliers dépend de la longueur du pont et

descharges

qu'il

doit

supporter.



Figure I.2 exemple pont a poutre [1]

Pont suspendu

Le pont suspendu est un type de pont qui se compose d'une plateforme suspendue à des câbles tendus entre deux tours verticales.

Les câbles sont fixés aux tours et supportent la charge du pont. Les ponts suspendus sont souvent utilisés pour traverser de grandes distances et peuvent être très esthétiques.



Figure I.3 exemple pont suspendu[1]

Pont en arc

Le pont en arc est un type de pont qui utilise la force de compression pour soutenir la charge du pont.

Il est constitué d'une arche en forme de demi-cercle ou de parabole, qui est soutenue par des piles verticales. Les ponts en arc peuvent être très esthétiques



Figure I.4 pont en arc[1]

Pont à haubans

Le pont à haubans est un type de pont qui utilise des câbles tendus entre des pylônes verticaux pour soutenir la plateforme.

Les câbles sont fixés aux pylônes et à la plateforme du pont.



Figure I.5 pont a haubans[1]

I.2.1 Appuis

on distingue deux types d'appuis essentiels : les appuis de rive, aussi appelés culées, et les appuis intermédiaires, désignés comme les piles. Ces piles peuvent être constituées soit de colonnes, soit de voiles, représentant ainsi deux configurations principales dans la construction de ces ouvrages.

1- La pile

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. Les piles peuvent jouer un rôle plus au moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier à savoir si ce dernier est simplement appuyé, ou partiellement ou totalement encastéré.

Elles sont caractérisées par le fait qu'elles soient à l'air libre sur la grande partie de leur hauteur. On peut classer en deux familles:

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

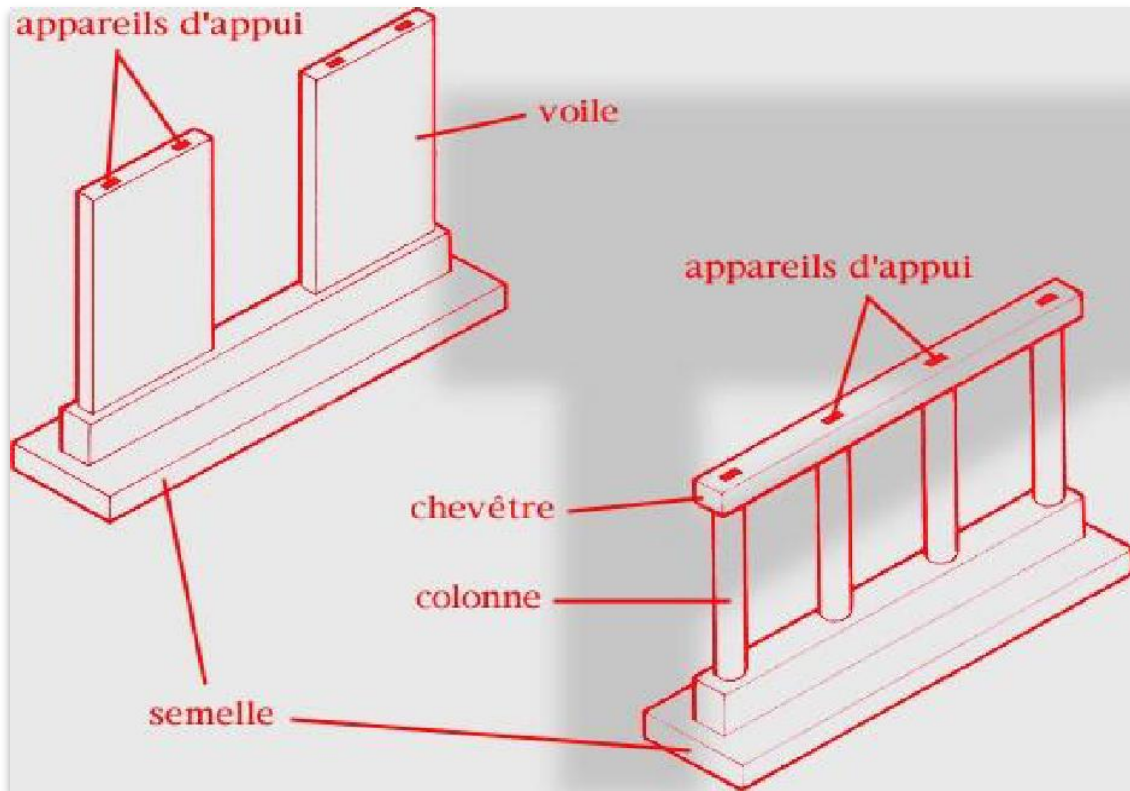


Figure I.6 : Appui constitué de voiles et de colonnes [4]

2- La culée

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

- une bonne transmission au sol de fondation.
- la limitation des déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.
- la limitation des tassements.

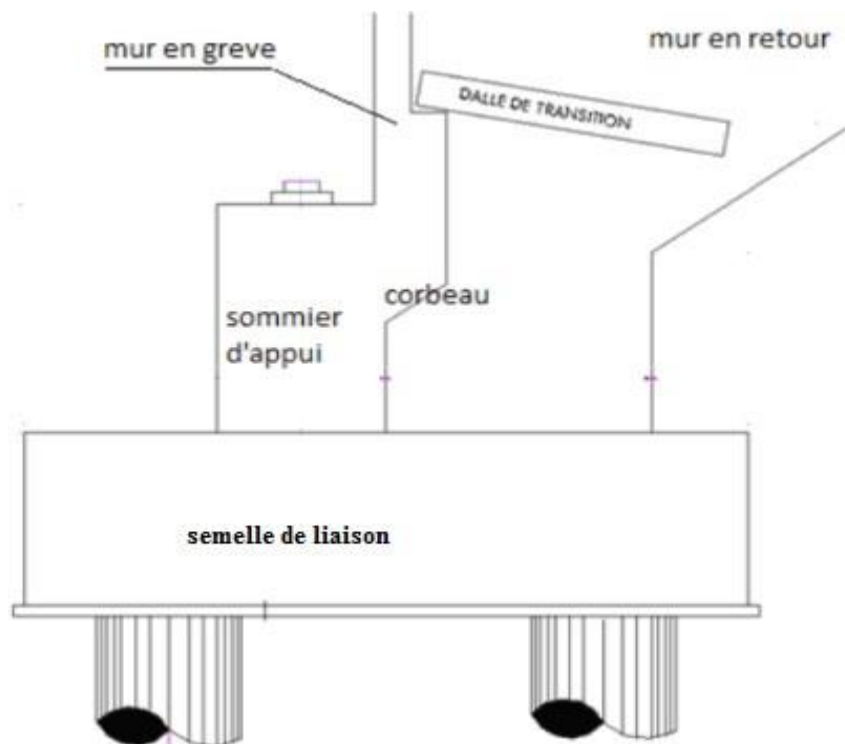


Figure I.7: Coupe longitudinale d'une culée[1]

I.2.2 Fondations

Il existe trois types de fondations:

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

1- Les pieux

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain plus profondes de caractéristiques mécaniques adéquates pour éviter la rupture du sol et limiter les tassements à des valeurs acceptables. Il peut être préfabriqué ou réalisé en place et

mis en œuvre par forage, par battage, par fonçage, par vibrage, par vissage ou par vérinage. La longueur d'ancrage est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

Les fondations profondes mobilisent le sol :

- Par l'effort de pointe proportionnellement à leur section lorsqu'elles reposent directement sur substratum (pieux travaille au pointe);
- Par frottement latéral seul (pieux flottants) c'est-à-dire des pieux fichés dans une couche cohérente cas des sols argileux ;
- Par frottement latéral et par effort de pointe lorsqu'il est impossible de descente sur une couche suffisamment résistante. (Plumelle ,2004).

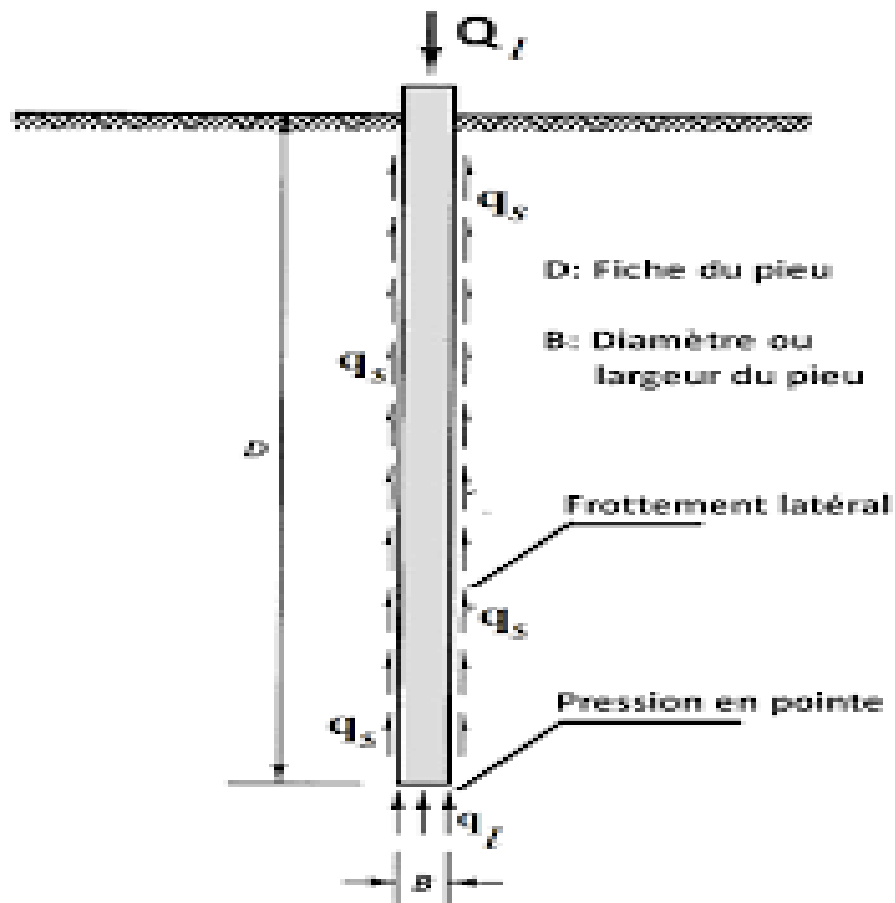


Figure I.8 Mode de travail d'un pieu [9]

Dimensionnement des pieux

Les pieux sont généralement dimensionnés soit sur la base de méthodes Empiriques (résultats des essais de laboratoire), soit sur la base d'essais in situ. Les deux principaux paramètres du sol pour le calcul de pieux sont la cohésion (c) et l'angle de frottement Interne (ϕ). De plus, dans le cas des charges latérales la valeur du module de réaction du sol (E_s) est nécessaire pour le dimensionnement des pieux (Bowles, 1977; Frank, 1995). Ces méthodes consistent à évaluer la charge admissible d'un pieu isolé et à vérifier la stabilité (calcul de la charge limite) pour s'assurer que les tassements sont admissibles pour la structure supportée. Généralement, les méthodes de dimensionnement des pieux isolées sous charges axiales s'appuient principalement sur :

- Les méthodes statiques ;
- les méthodes dynamiques pour les pieux battus ;
- les méthodes pratiques à partir des essais in-situ
- les méthodes numériques (principalement la méthode des éléments finis MEF).

2- Les colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont souvent utilisée pour renforcer les sols mous ou instables, tels que les argiles, les limons ou les sols organiques. Cette technique permet d'améliorer la portance du sol, la stabilité des fondations et la capacité portante des chaussées.

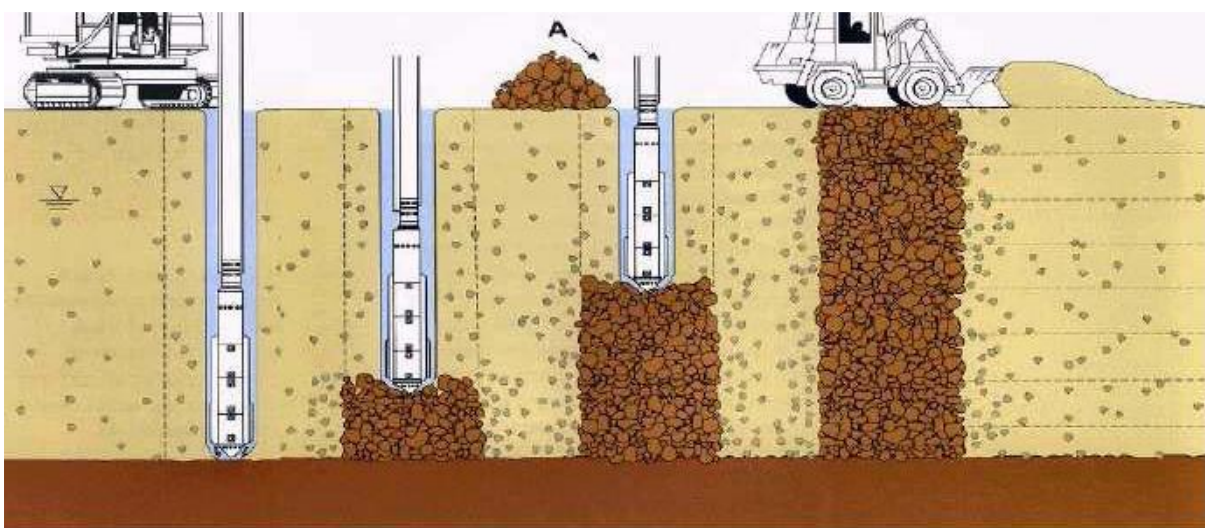


Figure I.9 Schéma de réalisation des colonnes ballastées [2]

Les usages des colonnes ballastées :

Les colonnes ballastées sont utilisées dans une grande variété de projet de constructions tels que :

- Les ponts et viaducs : elles sont utilisées pour supporter les piles des ponts et des viaducs qui sont soumises à des charges importantes et doivent être stables dans des sols meubles ou instables.
- Bâtiments industriels : les colonnes ballastées sont utilisées pour supporter les bâtiments industriels, tels que les entrepôts et les usines, qui deviendront une fondation stable pour supporter les équipements lourds et les charges de stockage.
- Infrastructures de transport : elles sont utilisées pour supporter les infrastructures de transport telles que les pistes d'aéroport, les gares ferroviaires et les tunnels, qui ont donné une fondation solide pour supporter les charges des véhicules et des trains.

Les méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées :

La conception de colonnes ballastées peut être effectuée à l'aide de méthodes différentes :

- La méthode de la charge limite ultime : elle consiste à déterminer la charge maximale que la colonne peut supporter sans subir de défaillances structurelles.
- La méthode semi-empirique : cette méthode utilise des modèles mathématiques pour simuler le comportement de la colonne ballastées sous différentes charges et conditions environnementales.

En plus de ces méthodes, il est également possible d'utiliser des outils de simulation informatique pour définir des colonnes ballastées.

Quelle que soit la méthode utilisée, il est important de prendre en compte différents facteurs lors de la conception de colonnes, tels que la charge maximale, la profondeur de la colonne, la densité du ballast, la résistance du sol et les conditions environnementales.

I.3 Description de l'ouvrage

Les ouvrages d'art prévus se trouvent à 0.5km au sud de la I bourassen. Il représente la liaison autoroutière reliant le port de Bejaia à l'autoroute est-ouest au niveau d'Ahnif

Le pont se situe entre le Point Kilométrique 8+846.14 et le Point Kilométrique 9+007.47,

Le pont possède les caractéristiques suivantes :

- l'angle de biais est de 110.0°
- la longueur du pont est de 164.4m,
- 4 poutre chaque poutre possède une longueur de 36.1m, en forme de T préfabriquée en béton armé .

- Apuis : culée et piles

Le relief de la zone de la localisation du pont est représenté par la plaine plate alluviale. La topographie est plate et vaste.

Selon les dispositions techniques de RPA2008 « Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art », la Wilaya de Bejaia est classée en zone sismique :IIa , le type de travaux est classé en groupe 1, le coefficient de l'accélération sismique pour l'étude des travaux $A=0.25g$.

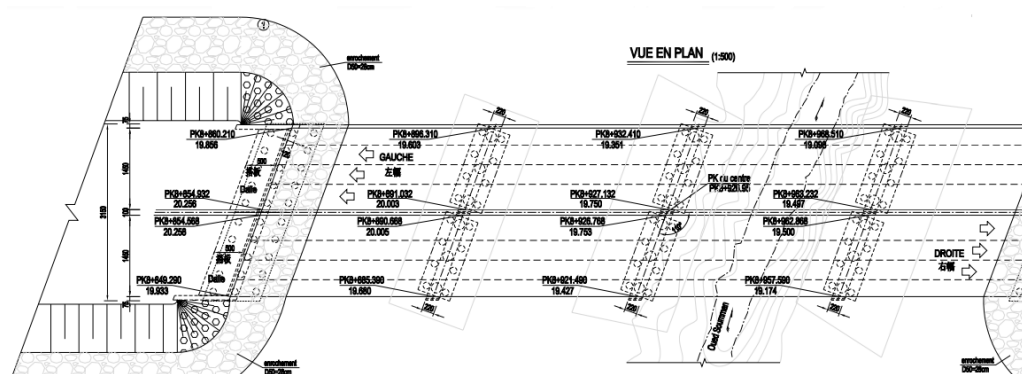


Figure I.10 : Vue en plan

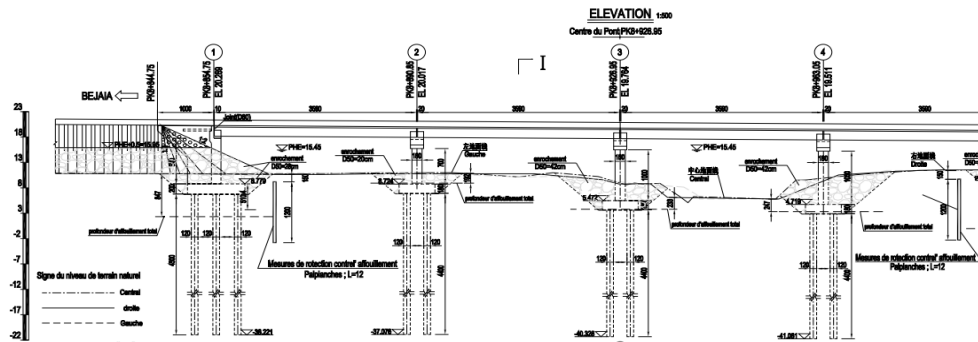


Figure I.11 : Vue en elevation

I.4 CONCLUSION

L'étude des ponts ne se limite pas seulement à leur conception et à leur construction mais englobe également leurs entretiens régulier et leur surveillance continue. Il est crucial de garantir la durabilité et la sécurité à long terme des ponts existants en réalisant des inspections régulière en effectuant des réparations et des renforcements lorsque nécessaire et en prenant des mesures pour résister aux conditions environnementales et aux contraintes imposées par le trafic.



CHAPITRE II

**Evaluation des charges et des
surcharges et calcul des réactions sur les
appuis**

II.1.Introduction :

Les charges appliquées sur tous les ouvrages d'art peuvent être permanentes ou variable. Elles sont définies souvent par un règlement (fascicule 61 titre II), les charges statiques, telles que le poids des éléments supportés et des équipements sont relativement constantes et bien définie en revanche, les charges dynamiques, telles que les charges de circulations provenant des véhicules, peuvent varier en intensité et en position sur la structure. Le calcul sera effectuée selon l'ensemble des actions et la prise en compte des différentes combinaisons pour déterminer les réactions transmises à la culée et la pile.

II.2.Calcul des charges

L'ouvrage doit résister aux efforts qui lui sont appliqués :

- La charge permanente (CP).
- La charge complémentaire permanente (CCP).
- Les surcharges routières.

II.2.1.Calcul des charges permanentes (CP)

Elle contient seulement le poids propre des poutres et de la dalle (tablier).

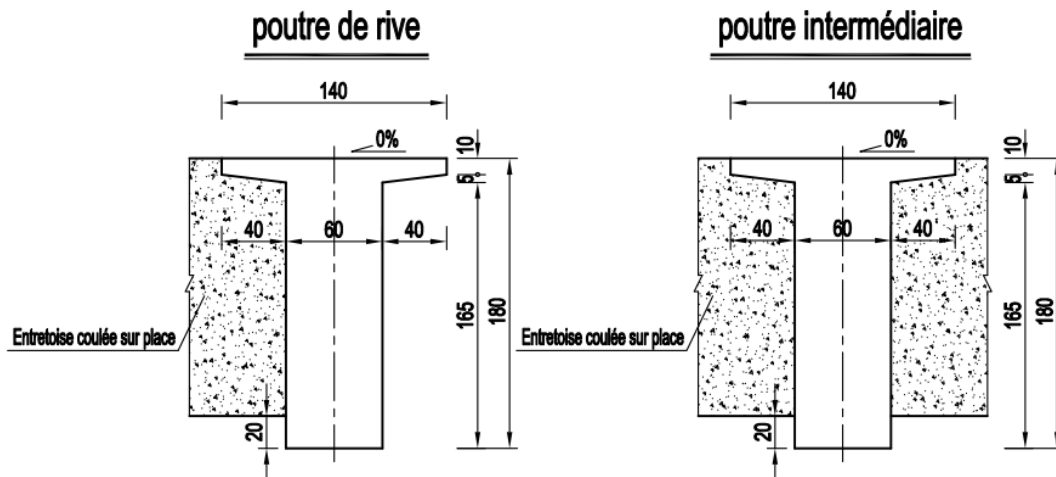


Figure II.1 : dimensionnement de la poutre

Le poids total de la poutre est donné par :

$$P_{poutre} = S_{poutre} \times \gamma_b \quad (II.1)$$

Telle que :

P_{poutre} : Le poids de la poutre.

S_{poutre} : La section de la poutre.

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

$$S_{poutre} = 1,18m^2$$

$$P_{poutre} = 1,18 \times 2,5 = 2,95t/ml$$

➔ Dans notre projet La travée étudié contient 7 poutres (annexe2) donc :

$$P_{poutre} = 7 \times 2,95 = 20,65t/ml$$

▪ Poids propre de la dalle en béton armé

Le poids propre de la dalle en béton armé est donné selon la formule :

$$P_d = e_d \times l_d \times \gamma_b \quad (II.3)$$

Avec :

- e_d : Epaisseur de la dalle = 0,2m
- l_d : Largeur de la dalle = 16m
- γ_b : Poids volumique du béton armé =2,5 t/m³

Donc :

$$P_d = 0,2 \times 16 \times 2,5 = 8t/ml$$

II.2.2.Charge complémentaire permanente (CCP)

Elle contient le poids des éléments suivants :

- Trottoirs.
- Revêtement.
- La corniche.
- Le garde-corps.
- Glissière de sécurité de pont.
-

➤ Le poids du revêtement :

$$P_{rev} = \gamma_b \times e_{rev} \times l_{rev} \quad (II.4)$$

γ_b :Le poids volumique du revêtement est estimé 2.2 t/m³ [3]

e_{rev} : Épaisseur du revêtement : 8cm

l_{rev} : Largeur du revêtement

Donc :

$$P_{rev} = 8 \times 0,08 \times 2,2 = 1,408t/m$$

➤ **Gardes corps :**

Selon le fascicule 61 titre II. Le poids d'un garde-corps est estimé à $P_{GC} = 0,1t/ml$

Donc pour 2 coté :

$$P_{GC} = 2 \times 0,1 = 0,2t/ml$$

➤ **Glissières de sécurité de pont :**

La glissière de sécurité est destinée à retenir les véhicules lors des sorties accidentelles de la chaussée. La glissière de sécurité est en acier, son poids est estimé selon le fascicule 61 titre II à $0,06t/ml$

Pour les deux côtés : $P_{(2gl)} = 0,12t/ml$

➤ **Trottoirs :**

Le poids de trottoir est donnée par : [3]

$$P_t = V_t \times \gamma_b \quad (II.5)$$

$$P_t = 1,5 \times 0,20 \times 2,5 = 0,75t/ml.$$

Pour les deux côtés :

$$P_t = 2 \times 0,75 = 1,5t/ml$$

➤ **Les corniches :**

Le poids d'une corniche pour un coté : $P_c = V_c \times \gamma_b \quad (II.6)$

$$P_c = 0,2 \times 2,5 = 0,5t/ml$$

Donc le poids des corniches pour les deux cotés $P_t = 1t/ml$

➤ **Étanchéité :**

Le poids de la couche d'étanchéité

$$P_{ET} = 0,01 \times 16 = 0,16t/ml \quad [3]$$

Le poids totale du tablier (G) est donnée comme suit :

$$G = CP + CCP \quad (II.8)$$

CCP = Revêtement +gardes corps +glissière de sécurité+ trottoirs +corniches +étanchéité (II.7)

$$CCP = 1,408 + 0,2 + 0,12 + 1,5 + 1 + 0,16 = 4,388t/ml$$

$$G = CP + CCP = 20,65 + 4,388 = 25t/ml \quad (II.8)$$

La charge répartie de tablier : $q_t = 25t/m$

Poids total du tablier G :

$$\text{La charge permanente total de l'ouvrage : } G = (CP + CCP) \times L \quad (II.9)$$

$$\text{Donc : } G = 25 \times 15,75 = 393,75t$$

$$\mathbf{G = 393,75t}$$

II.3.Calcul des surcharges routières :

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

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

1) La largeur roulable (L_r)

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

2) 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.

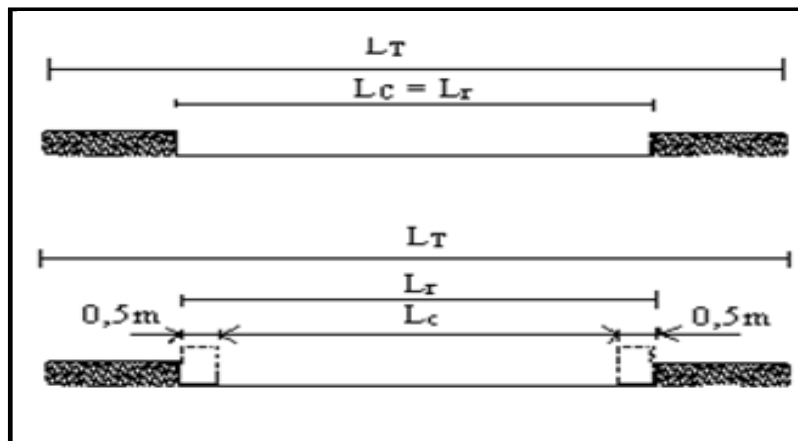


Figure II.2 : Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont [3]

Dans le présent ouvrage on a :

- $L_T = 16,00$ m.
- $L_c = 13,50$ m.
- $L_r = 13,50$ m.

$L_r = L_c$ parce que les glissières de sécurité sont fixées sur les trottoirs

3) Le nombre de voie

D'après le fascicule 61 titre II .Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal, à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

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

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

$N = 4$.

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

1) Classe de ponts routes :

Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7 m sont rangés dans la catégorie des ponts de première classe (fascicule 61) :

Pour notre pont $L_r = 8m$ donc il est classé dans la **1^{ère} classe**.

Tableau II.1 Classe de pont [3]

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

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

II.3.1. Système de charges A (I)

Le système A(l) se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée donné par la formule suivante :

$$A(l) = a_1 \times a_2 \times A (L) \quad (\text{II.10})$$

Avec :

- A (L): système de charge.
- L : portée d'une travée du pont.
- l: La largeur de la vois.

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad (\text{II.11})$$

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{15,75 + 12}$$

$$A(l) = 1527,3kg/m^2 = 1,527t/m^2$$

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

Tableau II.2 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge a_1 [3]

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	-	-	-

$$a_2 = \frac{v_0}{v} \quad (\text{II.12})$$

Avec :

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

v : largeur d'une voie.

$$v = \frac{13,5}{4} = 3,375m$$

$$a_2 = \frac{3,5}{3,375} = 1,037$$

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

Tableau II.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	1,583	3.375	5,34
2	1	1,037	1,583	6.75	10,68
3	0,9	1,037	1,425	10.125	14,43
4	0,75	1,037	1,187	13.5	16,02

II.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_l : se compose d'une roue isolée.
- Sous système B_r : se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8t) .

II.3.2.1 système B_c

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

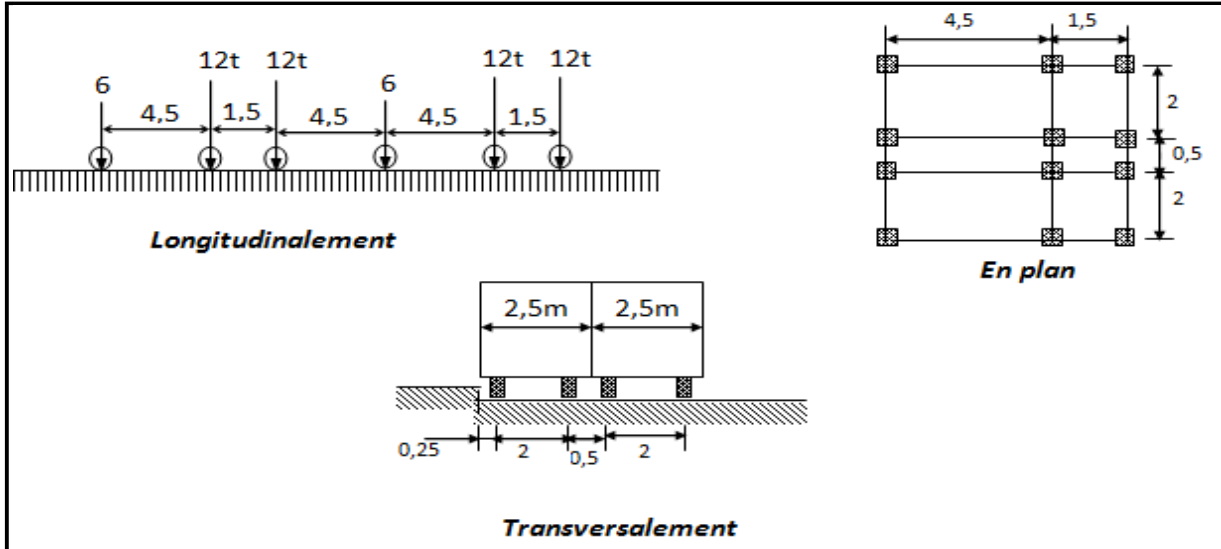
Dans le sens longitudinal : le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donné dans le tableau suivant(fascicule 61 titre II) :

Tableau II.4 Coefficient b_c . [3]

Classe du pont	Nombre de files considérer				
	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 II.3 : Système B_c [3].



Deux camions portes 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 $2 \times 30 t$.

La surcharge maximale du système B_c pour deux voies est :

$$S_1 = 2 \times 30 \times 2$$

$$S_1 = 120t.$$

➤ **Détermination de S**

On a un pont de 1^{ère} classe et 2 voies chargées donc le $b_c = 0.80$. Selon le tableau II.4.

D'où:

$$S = S_1 \times b_c \tag{II.12}$$

$$S = 240 \times 0,8$$

$$D'où : S = 192t.$$

la surcharge maximale du système B_c est donc par : $S = S_1 \times b_c$.

❖ **Coefficient de majoration dynamique δ_{bc}**

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} \tag{II.13}$$

L : la longueur de l'élément, $L = 15.75m$.

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

G : la charge permanente, $G = 393.75 t$.

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 15,75} + \frac{0,6}{1+4\frac{393,75}{192}} = 1,161 \tag{II.14}$$

Donc: $\delta_{bc} = 1.161$

Tableau II.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
	E.AR	$2 \times 6 \times 1,20 \times 1.161$		16,7181
2	1.1	E.AV	$2 \times 6 \times 1,10 \times 1.161$	15,3252
		E.AR	$4 \times 6 \times 1,10 \times 1.161$	30,6504
3	0.95	E.AV	$3 \times 6 \times 0,95 \times 1.161$	19,8531
		E.AR	$6 \times 6 \times 0,95 \times 1.161$	39,7062
4	0.80	E.AV	$4 \times 6 \times 0,80 \times 1.161$	22,2912
		E.AR	$8 \times 6 \times 0,80 \times 1.161$	44,5824

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 II.4).
- δ : Coefficient de majoration dynamique.

II.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 II.6 : Coefficient (b_t) [3].

CLASSE DU PONT	1	2
Coefficient b_t	1	0,9

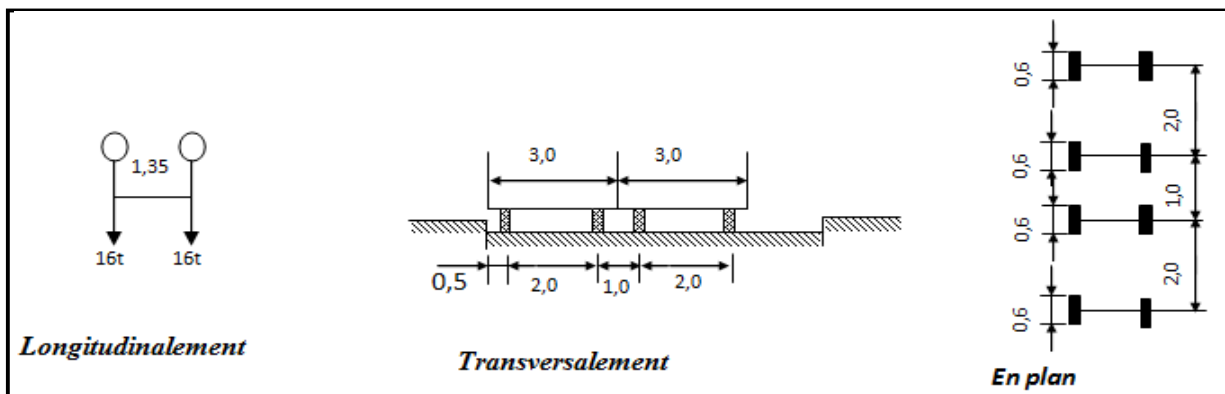


Figure II.4 : Système B_t [3].

❖ Coefficient de majoration dynamique (δ_{bt})

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} \quad (II.15)$$

L: la longueur de l'élément, $L = 15.75m$.

G: la charge permanente, $G = 393.75 t$.

S: la surcharge B_t maximale.

$$S = s_1 \times b_t = (n \times m) \times b_t. \quad (II.16)$$

n: nombre de voies.

m: masse porté par chaque essieux.

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

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

S: la surcharge B_t maximal, $S = 128t$.

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 15,75} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{393,75}{128}} = 1,141$$

$$\delta_{bt} = 1,141$$

Tableau II.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	1.141	$16 \times 1 \times 1 \times 1,141$	18.256
2	1	1.141	$16 \times 2 \times 1 \times 1,141$	36.512

V: nombre de tandem.

S: charge porté par l'essieu.

δ_{bt} : Coefficient de majoration dynamique.

B_t : Coefficient du système B_t

II.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. (fascicule 62 titre II) .

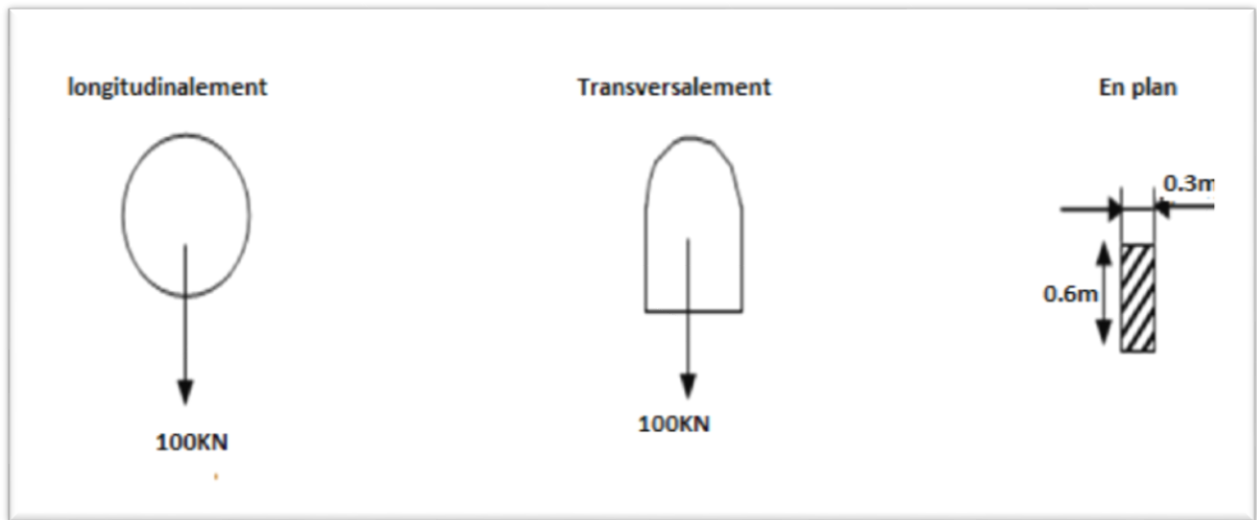


Figure II.5 : Système B_r [3].

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

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} \quad (\text{II.17})$$

L : la longueur de l'élément, $L = 15,75m$.

G : la charge permanente, $G = 393,75 t$.

S : la surcharge B_r maximal, $Br = 10t$

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 15,75} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{393,75}{10}} = 1,100 \quad (\text{II.18})$$

$$B_r = S \times \delta_{br} \quad (\text{II.19})$$

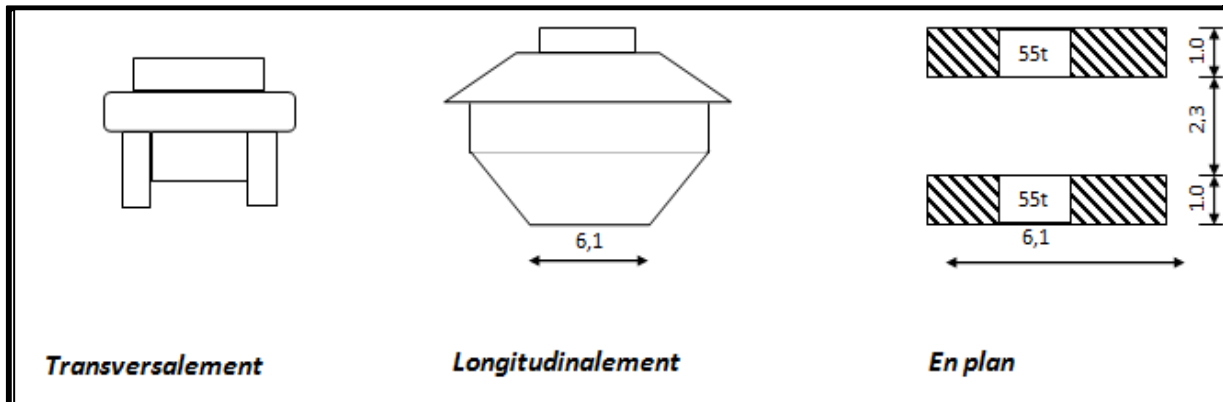
$$B_r = 10 \times 1,100 = 11t$$

II.3.3. Système militaire Mc 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).

Poids totale est de 110t .la longueur d'une chenille est de 6.1m, sa largeur est de 1.00m.

Figure II.6 : Système M_{c120} [3].

$$\delta_{Mc} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} \quad (\text{II.20})$$

L: la longueur de l'élément, $L = 15,75 \text{ m}$.

G: la charge permanente, $G = 393,75 \text{ t}$.

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

$$\delta_{Mc} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 15,75} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{393,5}{110}} = 1,135$$

$$\delta_{Mc} = 1,135 \text{ t/ml}$$

$$M_c = 110 \times 1,135 = 113,5 \text{ t}$$

$$\text{Soit par ml de chenille} = \frac{113,5}{6,1} = 18,61$$

$$M_c = 18,61 \text{ t/ml}$$

II.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 $(18,60 \times 3,20) \text{ m}^2$.

$$P = 240 \text{ t} \quad \text{Soit} \quad Q(\text{t/ml}) = \frac{P}{l} = \frac{240}{18,6} = 12,90 \text{ t/ml} \quad (\text{II.21})$$

$$D240 = 12,90 \text{ t/ml}$$

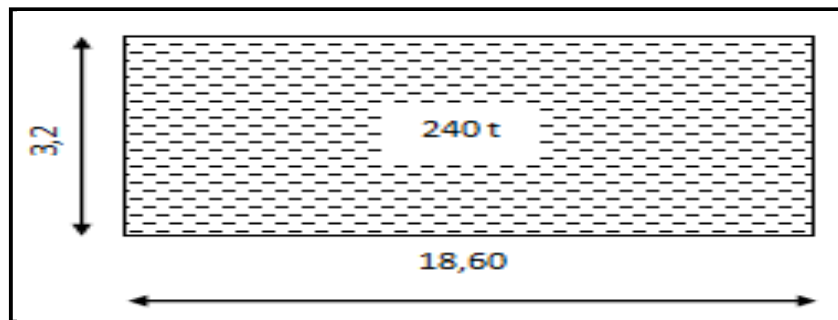


Figure II.7 : Charges exceptionnelles D_{240} [3].

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

Largeur de 1 trottoir est de 1 m. Largeur de 2 trottoir 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.

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

II.4. Calcul des réactions d'appuis

II.4.1. 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

$$\sum F_h = 0.$$

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A = R_B = \frac{P}{2}. \quad (\text{II.22})$$

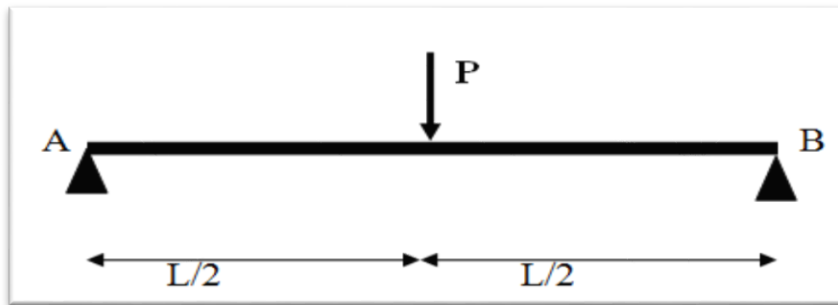


Figure II.8: Le schéma statique d'une poutre.

II.4.2. Calcul des réactions d'appuis sous la charge permanente G

$G = 25\text{t/ml}$.

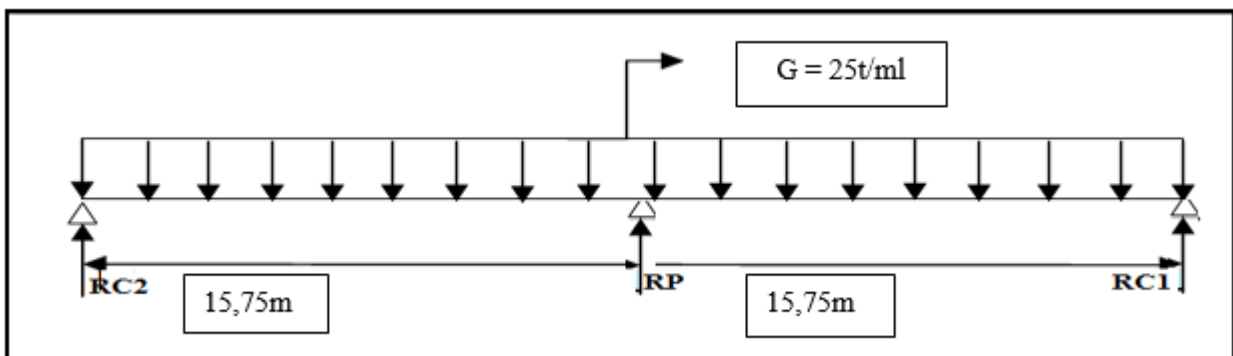


Figure II.9: Schéma statique d'un pont sous la charge permanente G.

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 :

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_C = R_P - G \times L = 0. \quad (\text{II.23})$$

En raison de la symétrie de la poutre on a :

$$R_C = R_P = \frac{G \times L}{2} = 196.875t$$

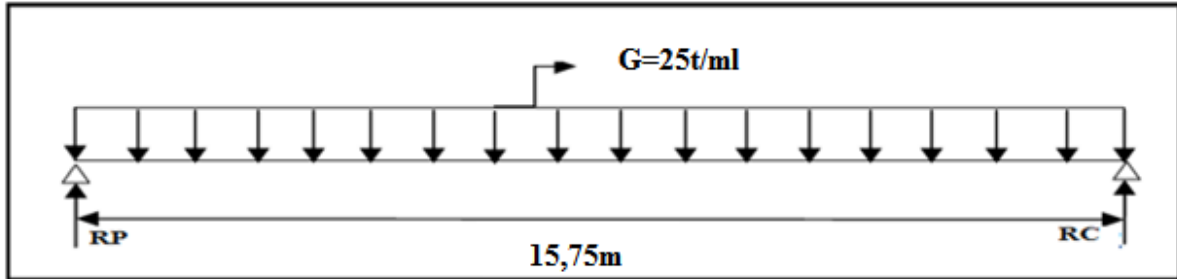


Figure II.10 : Schéma statique d'une travée sous la charge permanente G.

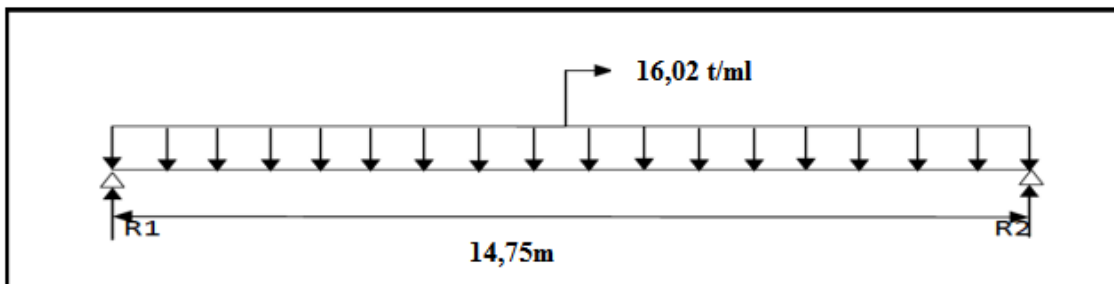
II.4.3. Calcul des réactions d'appuis sous la charge A(l)

- Une travée chargée

Pour quatre voies chargées

On a $A(l) = 16,02 \text{ t/ml}$

$$R_1 = R_2 = \frac{16,02 \times 14,75}{2} = 118,15t$$



FigureII.11: La travée sous la charge A(l).

- Deux travées chargées :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{31,5+12} = 710\text{kg}/m^2 \quad (\text{II.24})$$

$$A(L) = 0,710t/m^2.$$

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

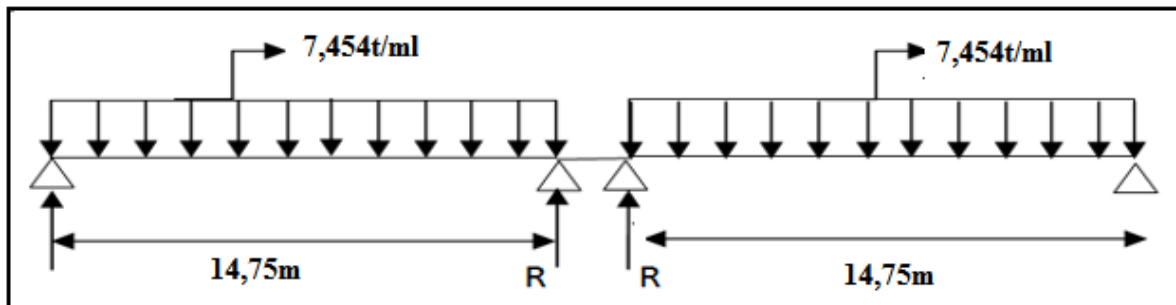
L : la largeur chargeable

$$A(l) = 0,75 \times 1,037 \times 0,710 \times 13,5.$$

$$A(l) = 7,454t/ml.$$

En utilisant la méthode de RDM on trouve :

$$R_p = 2R = \frac{(14,75 \times 7,454)}{2} \times 2 = 109,94t \quad R_{max} = 109,94t.$$



FigureII.12: Les deux travées sous la charge A(l).

II.4.4. Calcul des réactions d'appuis sous surcharge des trottoirs

- Pour une travée à un seul trottoir chargée

$$Q_{st} = 0,75t/ml.$$

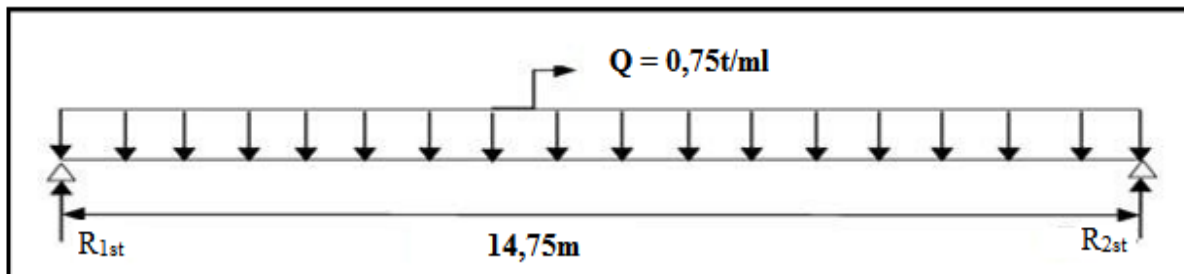


Figure II.13 : Le schéma statique de la poutre sous la charge de trottoir S_t .

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 :

$$R_{1st} = R_{2st} = \frac{QL}{2} = \frac{14,75 \times 0,75}{2} = 5,53t$$

$$R_{1st} = R_{2st} = 5,53 t.$$

- Pour une travée à deux trottoir chargées S_t

Le cas le plus défavorable est celui de deux trottoirs chargés d'où $Q_{st} = 1,5t/ml$

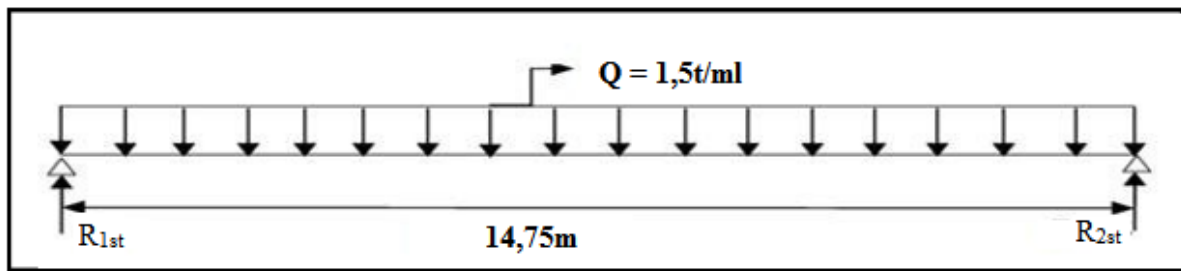


Figure II.14: Schéma statique de la poutre sous la charge des 2 trottoirs S_t .

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 :

$$R_{1st} = R_{2st} = \frac{QL}{2} = \frac{(1,5 \times 14,75)}{2} = 11,06t$$

• Deux travées chargées :

$$R = 2 \times \frac{1,5 \times 14,75}{2} = 22,125t$$

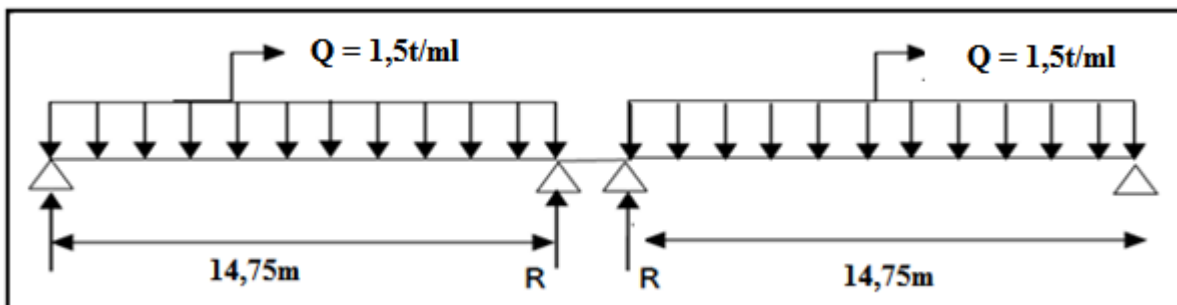


Figure II.15: Les deux travées sous la charge S_t .

II.5. Calcul des réactions d'appuis sous les charges mobiles.

➤ 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**

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 :

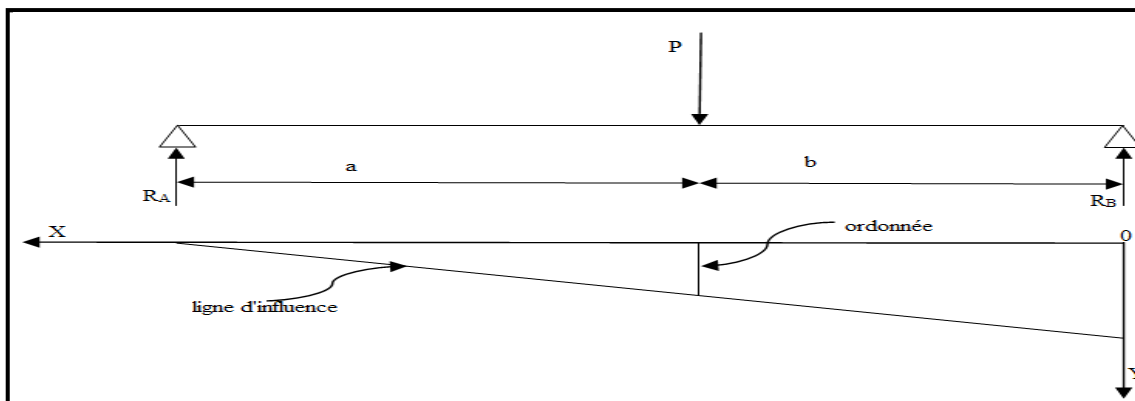
$$R = Q \times S. \quad (\text{II.25})$$

P_i : Charge concentré.

Y_i : Distance par rapport à la charge appliquée.

Q : charge uniformément répartie.

S : surface du trapèze.



FigureII.16: Schéma explicatif de la méthode des lignes d'influence[5]

II.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 :

$$Y_1 = \frac{14,75 - 0}{14,75} = 1$$

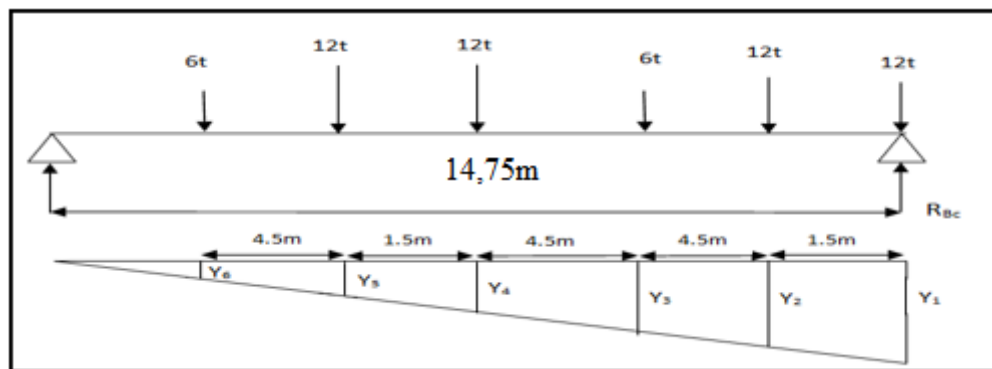
$$Y_2 = \frac{14,75 - 1,5}{14,75} = 0,898$$

$$Y_3 = \frac{14,75 - 6}{14,75} = 0,593$$

$$Y_4 = \frac{14,75 - 10,5}{14,75} = 0,288$$

$$Y_5 = \frac{14,75 - 12}{14,75} = 0,186$$

$$Y_6 = \frac{14,75 - 16,5}{14,75} = -0,119$$



FigureII.17: la travée sous la charge B_c.

$$R = \sum P_i Y_i$$

$$R = 12 (1 + 0,898 + 0,288 + 0,186) + 6 (0,593 + 0,119).$$

$$R = 31,31 t$$

$$R_C = R_{Bc} = R \times bc \times \delta_{bc} \times V. \quad (II.26)$$

- Calcul des réactions par rapport a 4 voies chargées

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

$$R_{bc} = 31,31 \times 0,80 \times 1,161 \times 4$$

$$R_{bc} = 116,32 t$$

- Deux travées chargées

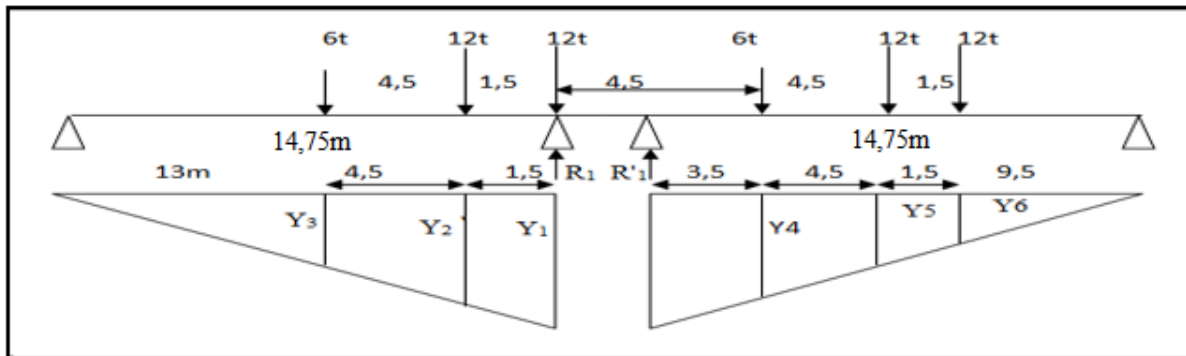


Figure II.18 : Les deux travées sous la surcharge Bc.

$$Y_1 = \frac{14,75 - 0}{14,75} = 1$$

$$Y_2 = \frac{14,75 - 1,5}{14,75} = 0,898$$

$$Y_3 = \frac{14,75 - 6}{14,75} = 0,593$$

$$Y_4 = \frac{14,75 - 3,5}{14,75} = 0,763$$

$$Y_5 = \frac{14,75 - 8}{14,75} = 0,458$$

$$Y_6 = \frac{14,75 - 9,5}{14,75} = 0,356$$

$$R_1 = (12 \times 1) + (12 \times 0,898) + (6 \times 0,593) = 26,33 \text{ t.}$$

$$R' = (6 \times 0,763) + (12 \times 0,458) + (12 \times 0,356) = 14,29 \text{ t}$$

$$R = R_1 + R'$$

$$R_p = R = 40,62 \text{ t.}$$

- **Calcul de la réaction par rapport 4 voies chargées**

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

$$R_{\max} = 40,62 \times 0,8 \times 1,161 \times 4 = 150,17 \text{ t.}$$

$$R_{max} = 150.17 t.$$

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

- Une travée chargée

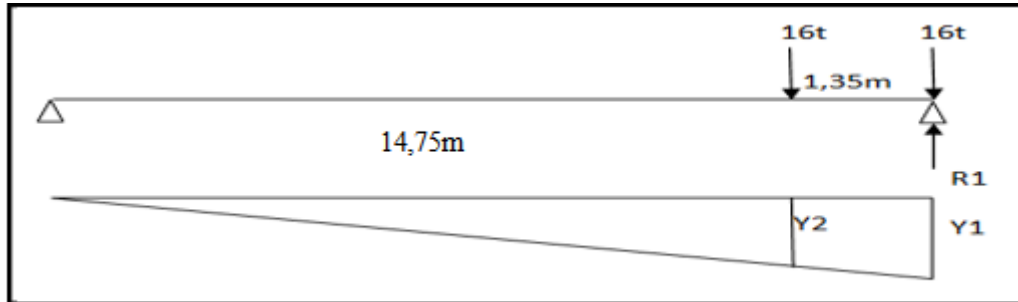


Figure II.19: La travée sous la surcharge B_t .

$$Y_1 = \frac{14,75 - 0}{14,75} = 1$$

$$Y_2 = \frac{14,75 - 1,35}{14,75} = 0,908$$

$$R_1 = 16 \times 1 + 16 \times 0,908 = 30,53t.$$

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

- Calcul de la réaction par rapport à 4 voies chargées

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

$$R_{max} = 30,53 \times 1 \times 1,141 \times 4.$$

$$R_{max} = 139,33 t.$$

- Deux travées chargées

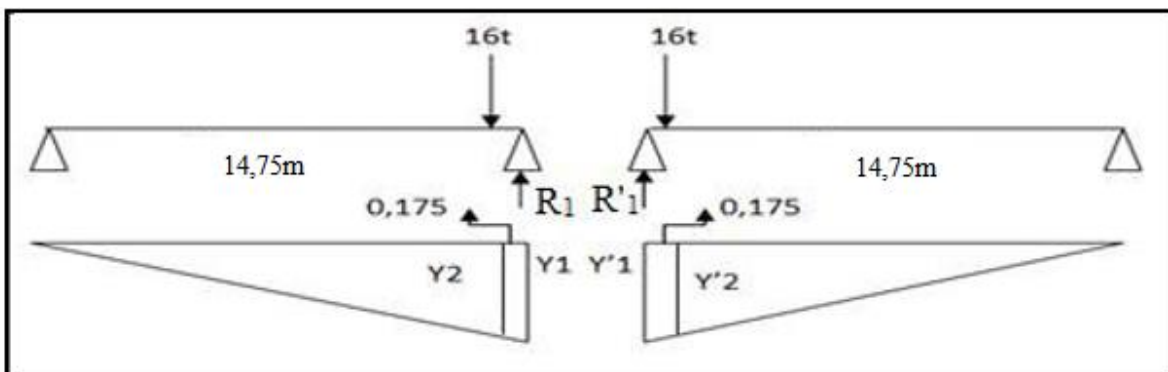


Figure II.20: Les deux travées sous la surcharge B_t .

$$Y_2 = \frac{14,75 - 0}{14,75} = 1$$

$$Y_2 = \frac{14,75 - 0,175}{14,75} = 0,988$$

$$Y'_1 = \frac{14,75 - 0}{14,75} = 1$$

$$Y'_2 = \frac{14,75 - 0,175}{14,75} = 0,988$$

$$R_1 = 16 \times 0,988 = 15,81 \text{ t.}$$

$$R'_1 = 16 \times 0,988 = 15,81 \text{ t.}$$

$$R = R_1 + R'_1$$

$$R = 31,62 \text{ t.}$$

- **Calcul de la réaction par rapport à 4 voies chargées**

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

$$R_{\max} = 31,62 \times 1,141 \times 1 \times 4.$$

$$R_{\max} = 144,31 \text{ t.}$$

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

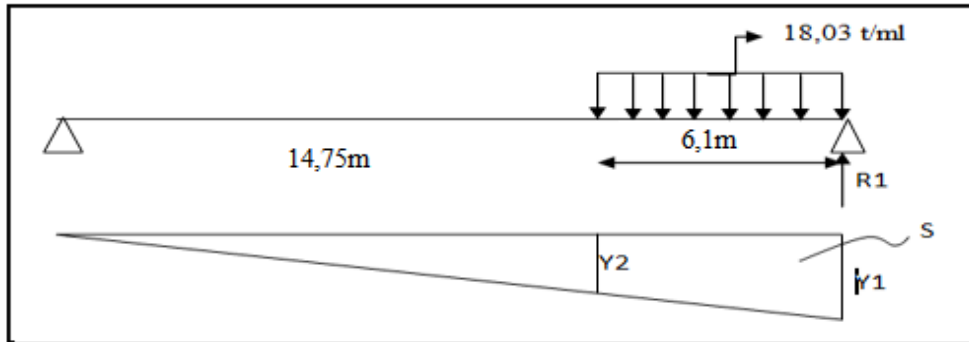


Figure II.21 : La travée sous la surcharge M_{c120}

$$Q = 110t.$$

$$q = \frac{110}{6,1} = 18,03 \text{ t/ml}$$

- Une travée chargée

S : air du trapèze.

$$Y_1 = \frac{14,75 - 0}{14,75} = 1$$

$$Y_2 = \frac{14,75 - 6,1}{14,75} = 0,586$$

$$R = q \times S = 18,03 \times \frac{(1 + 0,586) \times 6,1}{2} = 87,22t$$

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

$$R_{max} = 1,135 \times 87,22 = 99 \text{ t.}$$

- Deux travées chargées

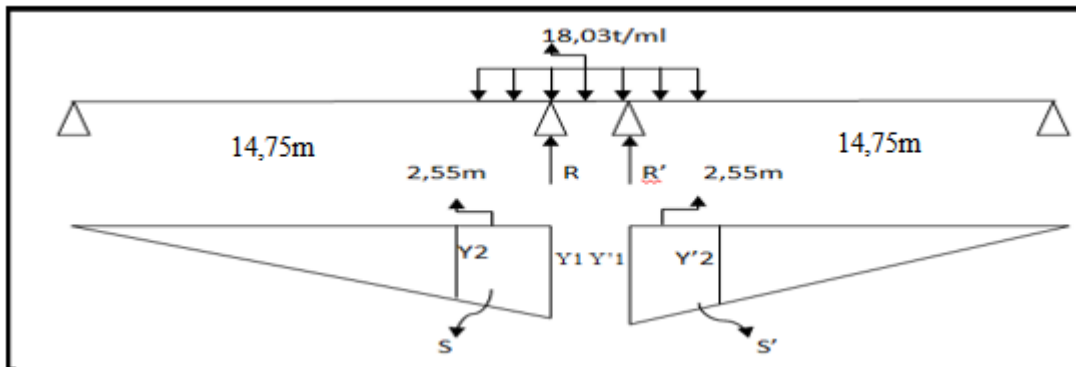


Figure II.22: Deux travées sous la surcharge M_{c120} .

$$Y_1 = \frac{14,75 - 0}{14,75} = 1$$

$$Y_2 = \frac{14,75 - 2,55}{14,75} = 0,83$$

$$R_1 = q \times S = 18,03 \times \frac{(1 + 0,83) \times 2,55}{2} = 42,07t$$

$$R_{1max} = R_{Mc} \times R.$$

$$R_{1max} = 1,135 \times 42,07 = 47,74 t.$$

$$Y'_1 = \frac{14,75 - 0}{14,75} = 1$$

$$Y'_2 = \frac{14,75 - 2,55}{14,75} = 0,83$$

$$R'_1 = q \times S = 18,03 \times \frac{(1 + 0,83) \times 2,55}{2} = 42,07t$$

$$R'_1 = 42,74t$$

$$R'_1 = 1,135 \times 42,74 = 47,74.$$

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

Donc

$$R_{MC120tot} = 47,74 + 47,74 = 95,5t.$$

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

- Une travée chargée

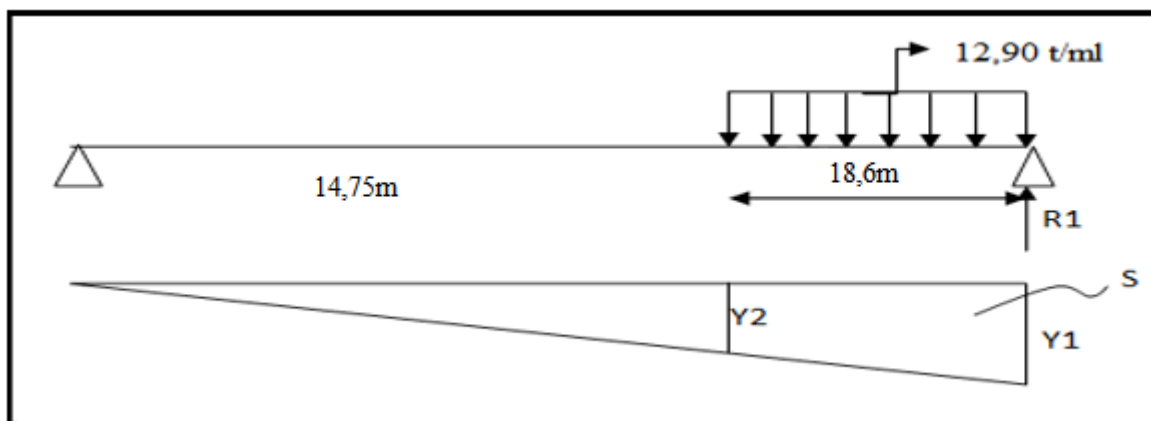


Figure II.23: La travée sous la surcharge M_{D240} .

S : air du trapèze.

$$Y_1 = \frac{14,75 - 0}{14,75} = 1$$

$$Y_1 = \frac{14,75 - 18,6}{14,75} = -0,26$$

$$R_1 = R'_{1max} = q \times S = 12,9 \times \frac{(1 - 0,26) \times 18,6}{2} = 88,65t$$

$$R_1 = R_{1max} = 88,65 t.$$

- Deux travées chargées

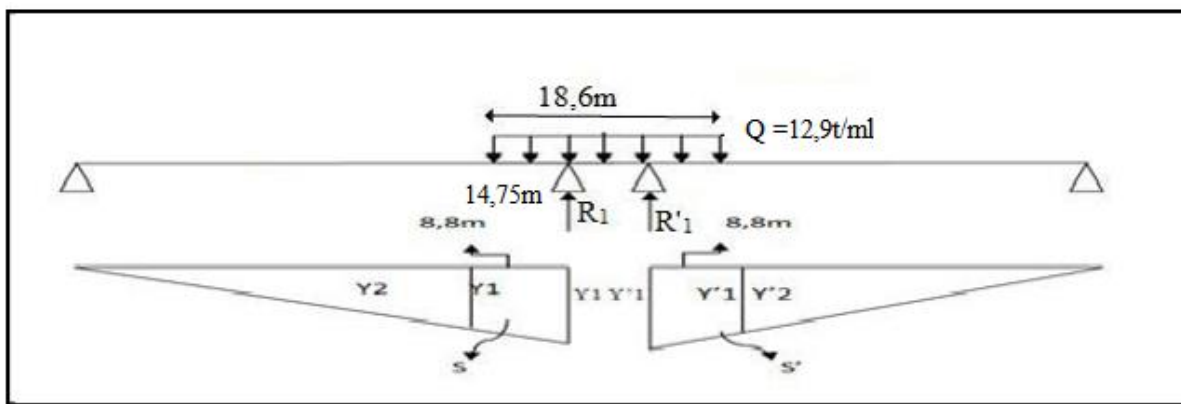


Figure II.24: Deux travées sous la surcharge M_{D240} .

$$Y_1 = \frac{14,75 - 0}{14,75} = 1$$

$$Y_2 = \frac{14,75 - 8,8}{14,75} = 0,40$$

$$R_1 = q \times S = 12,9 \times \frac{(1 + 0,40) \times 8,8}{2} = 79,464 t$$

$$R_1 = R_{1max} = 79,464t.$$

$$Y'_1 = \frac{14,75 - 0}{14,75} = 1$$

$$Y'_2 = \frac{14,75 - 8,8}{14,75} = 0,40$$

$$R'_1 = q \times S' = 12,9 \times \frac{(1 + 0,40) \times 8,8}{2} = 79,464 t$$

$$R'_1 = R'_{1max} = 79,464t.$$

Donc :

$$R_{D240tot} = 79.464 + 79.464 = 158.93 t$$

❖ **Valeurs des réactions maximales**

Tableau II.8: Valeurs des réactions max sollicitant la pile et la culée.		
Chargement	Culée (t)	Pile (t)
Charge Permanente G	196.875	393,75
Surcharge A(l)	118,15	109.94
Surcharge Trottoirs S_t	5.53	11.06
Surcharge routière B_c	116.32	150.17
Surcharge routière B_t	139.33	144.31
Surcharge militaire M_{C120}	99	95,5
Surcharge exceptionnelles R_{MD240}	88.65	158.93

II.6. Les combinaisons de charges

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

Tableau II.9 : Combinaison des charges [3]		
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 sont récapituler dans le tableau suivant :

Tableau II.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	463.67	725.16
	2	460.74	789.531
	3	497.56	780.155
	4	399.43	660.49
	5	286,875	746,118
ELS	6	345,29	538.95
	7	343.095	587.226
	8	370.707	580.194
	9	295.875	489,25
	10	285.525	552.68

➤ Les réactions maximales sont :

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

Etat limites	Réaction (tonnes)	
	Culée	Pile
ELU	497.56	789.531
ELS	370.707	587.226

II.7 Conclusion

Les réactions d'appuis maximum repris par la culée et la pile sont donnée par les combinaisons 3 à L'ELU 497,56t et la combinaison 8 à L'ELS 370,707t pour la culée et 2 à L'ELU 789,531t et 7 à L'ELS 587,226t pour la pile.

Les résultats obtenus à partir de ces combinaisons nous les utiliserons dans le chapitre suivant pour l'études des appuis pour à fin de déterminer les effort et les moment repris.



CHAPITRE III

Etudes des appuis

III.1.introduction

Lorsque le regard se pose sur des ouvrages imposants telles que des ponts ou des monuments, nous sommes souvent fascinés par leur grandeur et leur esthétique. Cependant, derrière ces réalisations architecturales se trouvent des éléments essentiels souvent méconnus mais indispensables à leur stabilité : les appuis.

Dans ce chapitre on va consacrer notre étude sur la culée et la pile qui sont des éléments indispensables dans la construction du pont qui assurent la stabilité et la résistance de l'ouvrage , c'est sur ces appuis que repose le tablier .

III.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 englobant :

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

III.3. dimensions de la culée :

Les dimensions sont pris dans le plan du pont (annexe1)

	Mur de greve	Mur de front	Mur en retour	La semelle	Dalle de transition	Le corbeau
Hauteur (m)	2.15	8.37	10.52	/	/	0.5
Largeur (m)	/	/	7	9.6	5	/
Longueur (m)	11	11	/	16.8	10	/
Epaisseur (m)	0.3	1.2	0.4	1.5	0.3	0.4
La pente (%)	/	/	/	/	10	/

III.4.Evaluation des efforts sollicitant la culée :

III.4.1.Détermination du coefficient de poussée :

- $\varphi = 35^\circ$: angle de frottement interne du remblai.
- $\alpha = 0$: fruit de mur de soutènement.

- $\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.
- $\delta = 0$: angle de frottement remblai-culée.

(Selon RPOA2008) [13]

Tel que :

- A : coefficient d'accélération de zone 0,25 m.
- Ed : 0.40 m
- Longueur : L = 10 m

Tableau III. 1 : les Coefficients de poussée					
Action du séisme	Notation	ε_H	ε_V	θ°	K_{ad}
Condition normale	Cas N:1	0	0	0	0,271
Horizontal+ Vertical	Cas N:2	0,1	0,07	5.34	0.347
H horizontal	Cas N:3	0,1	0	5.71	0.329
Horizontal+Vertical-	Cas N:4	0,1	-0,07	6.14	0.31

CN : condition Normal

H+V+ : séisme horizontal et vertical

H+V- : séisme horizontal et vertical

H : séisme horizontal

III.4.2.Calcul des sollicitations :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les trois cas existants :

a) Efforts dû au poids propre :

Tableau III.2 : Effort dûs aux poids propres et freinage sur la culée								
Désignat ion	Cas	P(t)	$\varepsilon h \times P$	$(1 \pm \varepsilon v) \times P$	H (m)	V (m)	Mr (t.m)	Ms (t.m)
poids propre du tablier	CN	353.37	0	353.37	2.6	10.17	/	918.76
	H + V		35.34	378.11	2.6	10.17	359.41	983.09
Mur garde greve	CN	17.74	0	17.74	3.35	10.95	/	59.43
	H + V		1.77	18.98	3.35	10.95	19.38	63.58
Corbeau	CN	1.25	0	1.25	3.45	9.65	/	4.31
	H + V+		0.125	1.34	3.45	9.65	1.21	4.62
Mur frontal	CN	276.21	0	276.21	2.6	5.69	/	718.15
	H + V		27.62	295.54	2.6	5.69	157.15	768.40
	CN	14	0	14	6.7	11.52	/	93.8

Mur en retour 1	H + V		1.4	14.98	6.7	11.52	16.13	100.37
Mur en retour 2	CN	28.38	0	28.38	6.5	9.95	/	184.47
	H + V		2.84	30.37	6.5	9.95	28.27	197.41
Mur en retour 3	CN	91.39	0	91.39	6.3	5.19	/	575.76
	H + V		9.14	97.79	6.3	5.19	47.44	616.08
Semelle	CN	604 ,8	0	604,8	4.8	0.75	/	2903,04
	H + V		60,48	647,136	4.8	0.75	45 ,36	2218 ,75 2
Dalle de transition	CN	37.5	0	37.5	5.7	10.02	0	213.75
	H + V		3.75	40.13	5.7	10.02	37.58	228.74
Dés d'appui	CN	0.525	0	0.53	2.6	10.17	/	1.37
	H + V		0.053	0.56	2.6	10.17	0.54	1.46
Poids des remblais sur la DT	CN	193.5	0	193.5	6.7	10.95	/	1296.79
	H + V		19.35	207.05	6.7	10.95	211.88	1387.24

Poids des remblais sur la semelle	CN	1060.64	0	1060.64	6.4	5.69	/	6788.10
	H + V		106.06	1134.88	6.4	5.69	603.48	7263.23
Freinage	CN	15	0	15	2.6	10.17	/	39
	H + V		1.5	16.05	2.6	10.17	15.26	41.73

b) Calcul des efforts dues aux poussées des terres :

Tableau III.3 : Les poussées des terres					
Désignation	cas	P(t)	(1±Ev)	V(m)	Mr (t.m)
Mur GG	CN	$0,5 \times 0,271 \times 1,8 \times 2.15^2 \times 11$	1	10.59	131.33
	H +V+	$0,5 \times 0,347 \times 1,8 \times 2.15^2 \times 11$	1,07	10.59	179.94
Mur frontal	CN:	$0,5 \times 0,271 \times 1,8 \times 8.37^2 \times 11$	1	4.29	806.33
	H +V+	$0,5 \times 0,347 \times 1,8 \times 8.37^2 \times 11$	1.07	4.29	1104.73
Semelle	CN:	$0,5 \times 0,271 \times 1,8 \times 1,5^2 \times 16,8$	1	0.5	9,22
	H +V+	$0,5 \times 0,347 \times 1,8 \times 1,5^2 \times 16,8$	1,07	0.5	6,31

c) Calcul des efforts dues aux poussées des surcharges sur remblai

Calcul de la poussée des surcharges de remblai :

sont susceptibles de recevoir une charge d'une tonne par mètre carré.

($q=1t$ / 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 m^2).

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

$$P = k_a \times q \times h. \quad (\text{III.1})$$

$$F_a = k_a \times q \times h \times L. \quad (\text{III.2})$$

k_a : coefficient de poussée des terres.

h : hauteur de la culée.

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

Tableau III.4 :Les poussées des surcharges sur remblai					
Désignation	cas	P(t)	(1±Ev)	V(m)	Mr(t.m)
Mur GG	CN:	$1.2 \times 0,271 \times 2.15 \times 11$	1	10.59	81.45
	H +V+	$1.2 \times 0,347 \times 2.15 \times 11$	1,07	10.59	111.58
Mur frontal	CN:	$1.2 \times 0,271 \times 8.37 \times 11$	1	4.29	128.45
	H +V+	$1.2 \times 0,347 \times 8.37 \times 11$	1.07	4.29	175.98
Semelle	CN:	$1.2 \times 0,271 \times 1,5 \times 16,8$	1	0.5	4,09
	H +V+	$1.2 \times 0,347 \times 1,5 \times 16,8$	1,07	0.5	5,61

Tableau III.5: Les moments du au surcharge D240.

Désignation	Condition	P(t)	$\epsilon h \times P$	$(1 \pm \epsilon v) \times P$	V(m)	H(m)	Mr(t.m)	Ms(t.m)
D 240	CN	172.80	0	172.80	2.6	10.17	/	449.28
	H + V		17.28	184.90	2.6	10.17	175.74	480.74

Tableau III.6 : Les moments et les efforts globaux

Désignation	Condition	$\epsilon h \times P$	$(1 \pm \epsilon v) \times P$	Mr (t.m)	Ms(t.m)
total	CN	250.43	2867.94	1164.96	14246.01
	H + V	756.45	3210.19	3091.1	14355.442

III.5 Etude de la pile :

III.5.1 Définition

la pile est un élément fondamental de la structure globale du pont, c'est un appui intermédiaire qui a pour rôle de supporter le tablier et de transmettre les charges au sol par l'intermédiaire des fondations. Elle se compose d'un chevetre, d'un corps de pile, et d'une semelle liant les pieux. La pile est soumise à des charges horizontales telles que (freinage, séisme, vent....) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier..)

III.5.2. Dimensions de la pile

❖ Chevêtre :

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

- Longueur du Chevêtre $L=14,85$ m.
- Hauteur de chevêtre $H = 1,2$ m
- Largeur de chevêtre : $l=1,2$ m.

❖ Fûts :

(poteaux circulaires). La pile est constituée de 3 fûts leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique

- hauteur $H = 4,4$ m.
- diamètre $D=1,2$ m.

❖ Semelle

- Epaisseur : 1,5 m.
- Largeur : 6 m.
- Longueur : 14,85 m.

- Ancrage : 2,33m.

III.6.Evaluation des efforts sollicitant la pile

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

III.6.1.Forces verticales

Le poids de tablier : la réaction d'appui sous la pile est 789.53t(tableau III.11 page)

❖ Poids propre du chevêtre

$$P_{ch} = \gamma_b \times S \times L. \quad (III.3)$$

Tel que:

P_{ch} : poids propre du chevêtre.

S : section du chevêtre.

L : longueur du chevêtre.

γ_b : poids volumique du béton.

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

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

$$P_{ch} = 2,5 \times 14,85 \times 2,77 = 102,84t.$$

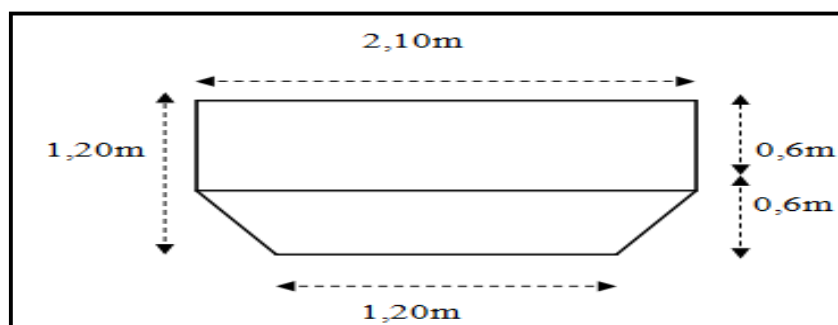


Figure III.1.: Dimensions du chevêtre.

❖ Poids propre du fût

$$S = \pi R^2. \quad (\text{III.4})$$

$$P_f = g_b \times S \times H = \pi \times R^2 \times H \times 2,5. \quad (\text{III.5})$$

S : surface du fût.

H: hauteur du fût.

R: rayon de fût.

γ_b : poids volumique du béton.

$$P_f = 2,5 \times 3,14 \times (0,6)^2 \times 7,3 = 20,63t.$$

Pour 3 fûts :

$$P_{3f} = 20,63 \times 3 = 37,3t.$$

$$P_{3f} = 61,89 t.$$

Donc le poids de la pile est:

$$P_{pile} = P_{ch} + P_{3f} = 102,84 + 61,89. \quad (\text{III.6})$$

$$P_{pile} = 164,73t.$$

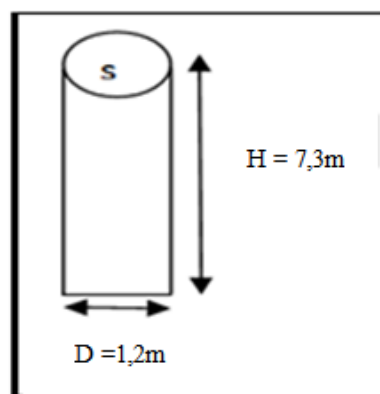


Figure III.2 : Dimensions d'un fût.

❖ Poids propre de la semelle

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.

$$P_s = 2,5 \times 1,5 \times 6 \times 14,85 = 334,125t$$

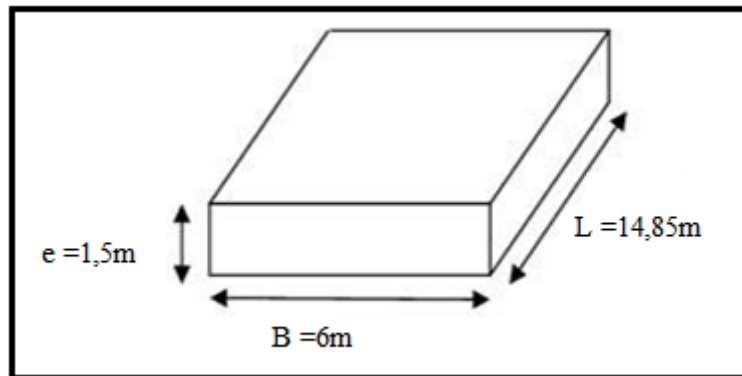


Figure III.3: Dimensions de la semelle.

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

$$P_{rembl} = g_{rembl} [h \times l \times L - 3 \times D_{fût} \times d]. \quad (III.7)$$

g_{rembl} : poids volumique des remblais.

h : la hauteur de la semelle.

d : ancrage de la semelle.

$D_{fût}$: diamètre d'un fût.

L : longueur de la semelle

l : largeur de la semelle.

$$P_{rembl} = 0,87 [1,5 \times 6 \times 14,85 - 3 \times 1,2 \times 2,33] = 109 t.$$

$$P_{rembl} = 109 t.$$

III.6.2. Forces horizontales

❖ La poussée des terres sur la semelle

$$F_t = \frac{1}{2} \times k_a \times g_t \times L \times h^2 \quad (\text{III.8})$$

F_t : poussée des terres sur la semelle.

K_a : coefficient de poussées des terres.

g_t : poids volumique des terres.

L : la longueur de la semelle.

h : épaisseur de la semelle.

$$F_t = \frac{1}{2} \times 0,333 \times 0,87 \times 14,85 \times 1,52$$

$$F_t = 4,84t$$

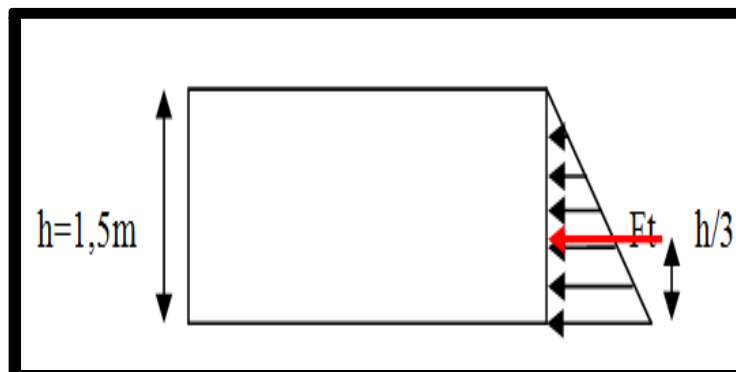


Figure III.4 : Poussée des terres sur la semelle.

❖ La force de freinage (F_f)

Selon le fascicule 61 titre II : $F_f = 30 t$.

❖ La charge dûe au vent (W)

Selon le fascicule 61 titre II : $W = 0,2 t / m^2$.

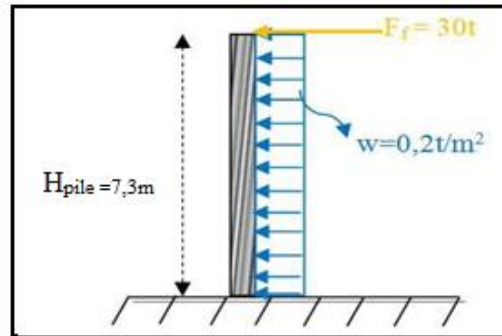


Figure III.5: Valeurs des efforts ($w+f_f$) agissants sur la pile.

III.7. Calcul des sollicitations la pile :

III.7.1. Evaluation des efforts agissants sur le fût

Le fût considéré comme une console encastrée dans la semelle.

Calcul des efforts internes dans un fût :

Le calcul des efforts internes dans les fûts se fait par la méthode de la RDM.

➤ Sous la force de freinage F_f

Soit par fût

$$F_f = \frac{30}{3} = 10 \text{ t.}$$

$$N_{Ff} = 0 \text{ t.}$$

$$M_{Ft}(x) = 10 x.$$

$$x = 0 \text{ m} \quad M_{Ft} = 0 \text{ t.m.}$$

$$x = 7,3 \text{ m} \quad M_{Ft} = 73 \text{ t.m.}$$

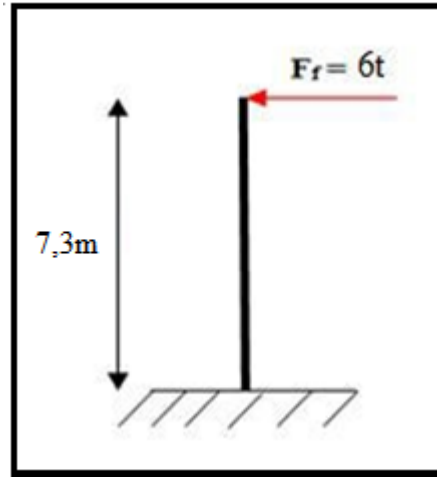


Figure III.6: Le fût sous la force de freinage.

➤ **Sous la charge du vent W**

La charge du vent est répartie sur la longueur du fût :

$$W = 0,2 \times 7,3 = 1,46 \text{ t/m.}$$

$$N_w = 0 \text{ t.}$$

$$M_{w(x)} = (1,46x) \times \frac{x}{2}$$

$$M_{w(x)} = 0,73x^2$$

$$x = 0\text{m.} \quad M_w = 0 \text{ t.m.}$$

$$x = 7,3\text{m.} \quad M_w = 38,7 \text{ t.m}$$

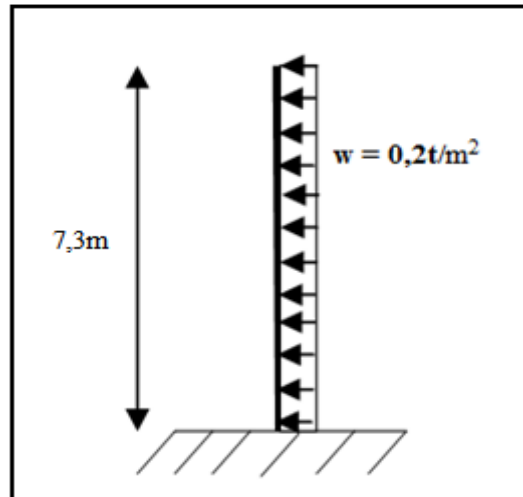


Figure III.7 : Le fût sous la charge du vent

D'après le B.E.A.L [12] les combinaisons à considérer sont :

$$\text{ELU} : 1,35 \times (P_f + R) + 1,5 \times (W + F_f).$$

$$\text{ELS} : P_f + R + W + F_f.$$

$$\text{ELA} : P_f + R + E_x \dots (1).$$

$$P_f + R + E_y \dots (2).$$

III.7.2. Evaluations des efforts agissant sur la semelle :

A. Efforts :

- Poids propre de tablier : $P_{\text{tablier}} (t) = 789,53t$.
- Poids propre de chevêtre $P_{\text{Chevêtre}} = 102,84t$.
- Poids propre de (03) fûts : $P_{\text{fût}} = 61,89t$.
- Poids propre des terres sur la semelle : $P_s = 109t$.
- Poids propre de la semelle $P_s = 334,125t$.

$$\text{ELS} : N_{\text{ser}} = 789,53 + 102,84 + 61,89 + 109 + 334,125 = 1397,385t.$$

$$\text{ELU} : N_u = 1,35 \times 1397,385 = 1886,4698t.$$

B. Le moment maximal :

Le moment maximal agissant sur la semelle = (Le moment maximal sur un seul fût) \times 3.

Tableau III.7: Les sollicitations dans la semelle pour différentes combinaisons sur la pile.

	ELU	ELS	ELA	
			1	2
N(t)	1886,4698	1397,385	1372,795	1397,385
M(t.m)	452,385	335,1	335,1	335,1

III.8.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons étudié les appuis d'un pont (la culée et la pile)les resultat obtenu des sollicitations dans la semelle de la culée et de la pile a l'état limite de service (ELS) est de $N= 2867,94t$ et $M=1164,94t/m$ pour la culée, $N =1397,385t$ et $M = 335,1t/m$ pour la pile Ces efforts seront transmis aux fondations

A large blue triangle pointing to the right, located on the left side of the page.

CHAPITRE IV

Etude Des Fondation

IV.1.Introduction

Au cours des siècles, l'humanité a construit d'imposantes structures qui ont résisté à l'épreuve du temps. De grandes cathédrales, des gratte-ciels et des ponts audacieux témoignent de l'ingéniosité et de la compétence des ingénieurs et des constructeurs. Au cœur de chaque construction solide et durable se trouve une fondation robuste.

Ce chapitre vise à examiner les mécanismes de capacité portante des fondations sans renforcement du sol, ainsi que les tassements qui peuvent survenir dans ces situations. Pour atteindre cet objectif, nous allons explorer les différentes approches et méthodologies utilisées dans la littérature spécialisée, en mettant l'accent sur les résultats expérimentaux et les études de cas pertinents.

IV.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.

IV.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".

IV.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 dûes 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.

IV.3.Vérification des fondations superficielles

La semelle est rectangulaire de dimensions ($B=9.8m$, $L=16,8m$).

IV.3.1.1.Détermination de la capacité portante du sol à partir des essais de laboratoire

l'étude au laboratoire permet de déterminer les caractéristiques physiques et mécanique qui seront prise en compte dans les calculs de stabilité et de tassement.les essai de laboratoire peuventetre classéd en deux types :

- Les essai d'identification.
- Les essai physico-mécaniques

Dans notre études nous avons utilisée les essais physico-mécaniques qui sont récapitulés dans le tableau suivant (Tableau IV.1) :

Z(m)	γ_h (g/m ³)	γ_d (g/m ³)	C_c	C_g	P_c (kpa)	C_{uu} (kpa)	Φ_{uu} (°)
0.6-1.05	19,7	16,7	0,199	0,041	63,5	28,1	29,2
3.8-4.25	18,7	14,9	0,211	0,02	57,7	20,9	16,4
13.2-13.65	19,6	15,3	0,178	0,04	78,2	29,6	14,3
21-21.45	19,9	15,7	0,205	0,035	103,9	23,45	19,9
23.5-23.95	20,1	16	0,163	0,022	184,2	17,3	25,5
25.6-26.05	19,8	15,6	0,204	0,036	176,5	18,4	26,7
27.5-27.95	19,7	15,5	0,182	0,025	134,1	21,65	25,85
30-30.45	20,1	16,1	0,173	0,032	112,6	24,9	25
34.7-35.15	19,7	16	0,122	0,022	301	45,7	14,2
37-37.45	20,3	16,6	0,126	0,023	326,9	22,5	24,7

Dans ce cas la contrainte de rupture (capacité portante ultime) est donnée par la relation suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_1 \times B \times N_\gamma \times S_\gamma + N_c \times S_c + \gamma_2 \times D \times N_q \times S_q \quad (\text{IV.1})$$

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 remblai. 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 :

$$S_\gamma = 1 - 0.2 \frac{B}{L} = 1 - 0.2 \frac{1}{2} = 0.8$$

$$S_c = 1 - 0.2 \frac{B}{L} = 1 - 0.2 \frac{1}{2} = 1.2$$

$$S_q = 1$$

➤ **Détermination des facteurs de portance**

le DTR-BC 2.331[10] a propose des valeurs

Après interpolation on obtient les résultats suivant :

$$N_\gamma = 0,65 \text{ pour } (\varphi=10,93^\circ).$$

$$N_c = 8,80 \text{ pour } (\varphi=10,93^\circ).$$

$$N_q = 2,76 \text{ pour } (\varphi=10,93^\circ).$$

➤ **Calcul du terme de surcharge $q \times N_q \times S_q$:**

$$q \times N_q \times S_q = \gamma_{\text{remb}} \times h_{\text{remb}} \times N_q = 8.7 \times 2.33 \times 2.76 \times 1 = 55.95 \text{Kpa}$$

➤ **Calcul du terme de cohésion $C \cdot N_c \cdot N \times N_c \times S_c$**

$$N \times N_c \times S_c = 13,93 \times 8,80 \times 1,2 = 147,10 \text{ kpa}$$

➤ **Calcul du terme de surface $\frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N_\gamma \times S_\gamma$**

$$\frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N_\gamma \times S_\gamma = \frac{1}{2} \times 8,7 \times 1 \times 0,65 \times 0,8$$

$$\frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N_\gamma \times S_\gamma = 2,262 \text{ kpa}$$

➤ **La capacité portante du sol est:**

$$q_u = \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N_\gamma \times S_\gamma + C \times N_C \times S_C + q \times N_q \times S_q$$

$$q_u = 205,312 \text{ Kpa} = 2,05312 \text{ Bars}$$

IV.3.1.2 Calcul de la contrainte admissible du sol

$$q_{adm} = \frac{1}{\gamma_q} \times (q_u - q_0) + q_0$$

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

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 $\gamma_q = 3$).

$$q_0 = 2,33 \times 8,7 = 20,271 \text{ kpa}$$

à l'ELU :

$$q_{adm} = \frac{1}{2} \times (205.312 - 20.271) = 92.52 \text{ Kpa} \quad q_{adm} = 0.92521 \text{ Bars}$$

à l'ELS :

$$q_{adm} = \frac{1}{3} \times (205.312 - 20.271) = 61.68 \text{ Kpa}$$

$$q_{adm} = 0.6168 \text{ Bars}$$

IV.3.2 Calcul de la capacité portante du sol à partir des essais pressiométrique :

Essai préssiométrique Menard :

Les résultats des essais préssiométrique effectués dans l'étude de projet jusqu'à une profondeur de 47 m, avec un pas de 1,5 m sont récapitulés dans les graphes suivants. Ces derniers montrent certaines couches de faibles caractéristiques mécaniques. Ces couches ont une épaisseur importante d'environ 20 m (de 15m à 35m).

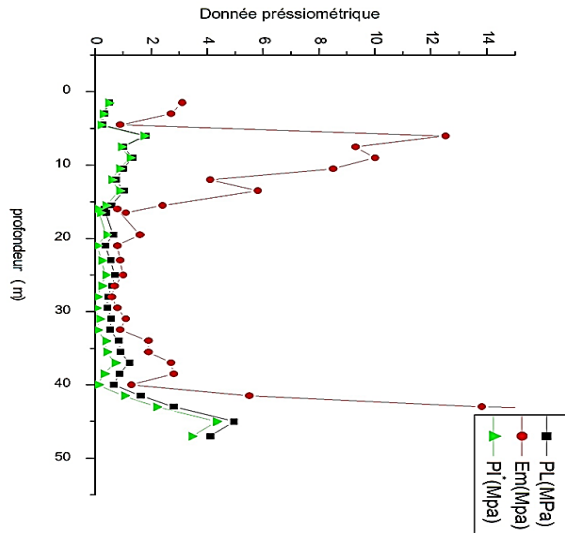


Figure IV.1 Données préssiométrique 1

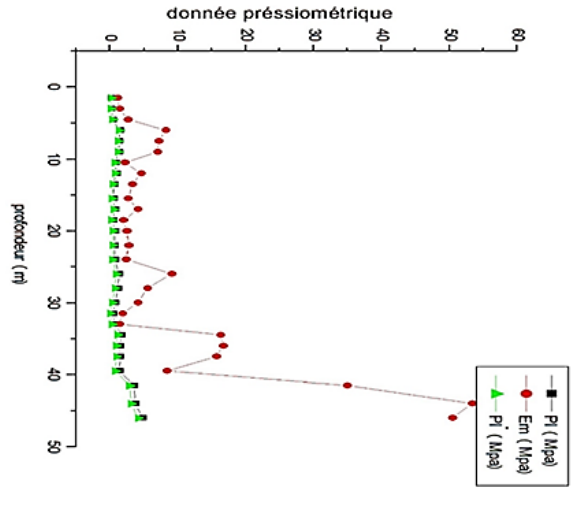


Figure IV.2 Données préssiométrique 2

La contrainte admissible est définie par la formule suivante :

$$q_{adm} = \frac{k_p}{\gamma_q} \times p_{le}^* + q_0$$

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

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}^* égale à la moyenne géométrique des valeurs de p_i^* mesurées sur cette épaisseur

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{\prod_{i=1}^n P_{li}^*}$$

➤ **Sondage préssiométrique (PR 01) :**

Le sondage préssiométrique était effectué à côté du sondage carotté PMT8-7, le sol est composé d'une couche d'argil peu plastique surmonté respectivement par une couche de sable 3m d'épaisseur.

L'évaluation de la portance du sol à partir du préssiomètre :

$$q_u = k_p \times P_{le}^* + q'_0$$

$$q'_0 = \gamma' \times D$$

$$q'_0 = 10 \times 3 = 30 \text{KN/m}^3$$

$$P_l^* = P_l - P_0$$

$$P_{0(z)} = K_0 \times \sigma'_0(Z)$$

$$\text{et } \sigma'_0(Z) = \gamma' \times Z$$

Les valeurs des pressions limites nettes P_l^* du sondage pressiométrique sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2: Valeurs pressiométrique				
Profondeur (m)	Module de déformation E_M (MPa)	Pression limite P_l (MPa)	P_0 (MPa)	$P_l^*=P_l-P_0$ (MPa)
3	1,5	0,28	0.26	0.02
4,5	2,7	0,50	0.39	0.11
6	8.2	1.51	0.52	0.99
7.5	7.2	1.42	0.65	0.77
9	7	1.43	0.78	0.65

On ne tient compte que des valeurs de pression limite nette P_l^* comprise entre D et $(D+1,5B) = 4.5\text{m}$.

$$P_{le}^* = 224.3 \text{ kPa}$$

Tableau IV.3 : Définition des catégories conventionnelles de sol.[10]

Classe de sol.			Pressiometre P_1 (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa).
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	<0,7	<3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	>2,5	>6,0
Sables, graves	A	Lâches	<0,5	<5,0
	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.

La nature du sol est un argile peu plastique d'après le (Tableau VI .2) le sol est classé dans la classe des argiles, il est de la classe A

Calcul de k_p :

Tableau IV .4 : Valeurs de facteur de portance k_p, selon le fascicule 62. [10]		
Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement de sol.
Argiles, limons	A	1,1
	B	1,2
	C	1,3
Sables, graves	A	1,0
	B	1,1
	C	1,2
Craies	A	1,1
	B	1,4
	C	1,8
Marnes : marno-calcaires		1,8

D'après le tableau VI

$$K_p=1,1$$

$$q_u = 1.1 \times 224.3=246.73\text{KPa}$$

L'ELU

$$q_{adm} = \frac{k_p}{\gamma_q} \times p_{le}^* + q_0 = 123.33\text{Kpa}$$

Avec : $q_0 = 0$ pour des raison de sécurité

$$q_{adm(ELU)} = \frac{1.1}{2} \times 224.3 = 123.33\text{Kpa}$$

L'ELS :

$$q_{adm(ELS)} = \frac{1.1}{3} \times 224.3 = 83.01\text{Kpa}$$

Sondage préssiométrique (PR02):

$$P_{le}^* = 255.3 \text{ kPa}$$

$$K_p=1,1$$

$$q_u = 1.1 \times 255.3=280.5\text{KPa}$$

L'ELU :

$$q_{adm(ELU)} = \frac{1.1}{2} \times 280.5 = 140.25 \text{Kpa}$$

L'ELS :

$$q_{adm(ELS)} = \frac{1.1}{3} \times 280.5 = 93.5 \text{Kpa}$$

Donc la contrainte admissible la plus défavorable à partir de la méthodes pressiométrique est :

L'ELU : $(ELU) = \min (1.23 ; 1.4) = 1.23 \text{ bars}$.

L'ELS : $(ELS) = \min (0.83 ; 0.93) = 0.83 \text{ bars}$.

IV.4.Vérification des contraintes

✓ **Pour la culée :**

A L'ELS :

$Q_{ser} = 2867.94$ (Tableau II.11 page 45).

$M_{ser} = 1164.94 \text{ t.m}$ (Tableau II.11 page 45).

Contrainte appliquée à la fondation est donnée par :

$$q = \frac{Q}{(B - 2e) \times L}$$

$$e = \frac{M}{Q}$$

$$e = \frac{1164.94}{2867.94} = 0.406 \text{m}$$

$$q_{réf} = \frac{2867.94}{(9.8 - 2 \times 0.406) \times 16.8} = 19 \text{t/m}^2 = 1.9 \text{bars}$$

$$q_{réf(ELS)} = 1.9 \text{bars} > q_{adm(ELS)} = 0.83 \text{bars}$$

✓ **Pour la pile**

$Q_{ser} = 1397.385 \text{ t}$. (Tableau III.8 page 45).

$M_{ser} = 335.1 \text{ t.m}$. (Tableau III.8 page 45)

$$e = \frac{335.1}{1397.385} = 0.239 \text{m}$$

$$q_{réf} = \frac{1397.385}{(6 - 2 \times 0.239) \times 14.85} = 17.04 \text{t/m}^2 = 1.7 \text{bars}$$

$$q_{réf(ELS)} = 1.7 \text{bars} > q_{adm(ELS)} = 0.61 \text{bars}$$

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 vue résistance.

IV.5. Estimations des tassement

L'évaluation des déformations du sol sous différent chargement de la pile et de la culée, avec la méthode oedométrique nous donne les résultats récapitulés dans les tableaux suivants (tableau IV.5 et tableau IV.6) :

Tableau IV.5 : Le Tassement sans renforcement sous la culée(essai œdométrique)						
Z (m)	σ_{sol} (bars)	σ_0(charge total) (bars)	E_s (bars)	DH (m)	σ_0(poids propre) (bars)	DH (m)
2,33	0,20271	1,9	21,312	0,13372748	0,367	0,02583052
3,83	0,33321	1,862	6,66	0,41936937	0,42709625	0,09619285
5,33	0,46371	1,732	92,5	0,02808649	0,46233169	0,00749727
6,83	0,59421	1,558	68,82	0,03395815	0,45019548	0,00981246
8,33	0,72471	1,406	74	0,0285	0,39560928	0,00801911
9,83	0,85521	1,254	62,9	0,02990461	0,31005877	0,00739409
11,33	0,98571	1,102	30,34	0,05448253	0,21355298	0,01055799
12,83	1,11621	0,95	42,92	0,0332013	0,12679708	0,0044314
14,33	1,24671	0,874	17,76	0,07381757	0,06926291	0,00584991
15,83	1,37721	0,82	8,14	0,15110565	0,03549724	0,00654126
17,33	1,50771	0,722	5,92	0,18293919	0,01601813	0,00405865
18,83	1,63821	0,684	11,84	0,08665541	0,00684775	0,00086754
20,33	1,76871	0,623	5,92	0,15785473	0,00266634	0,00067559
$S_{tot} = 1,41360m$					$S_{tot} = 0,1877m$	

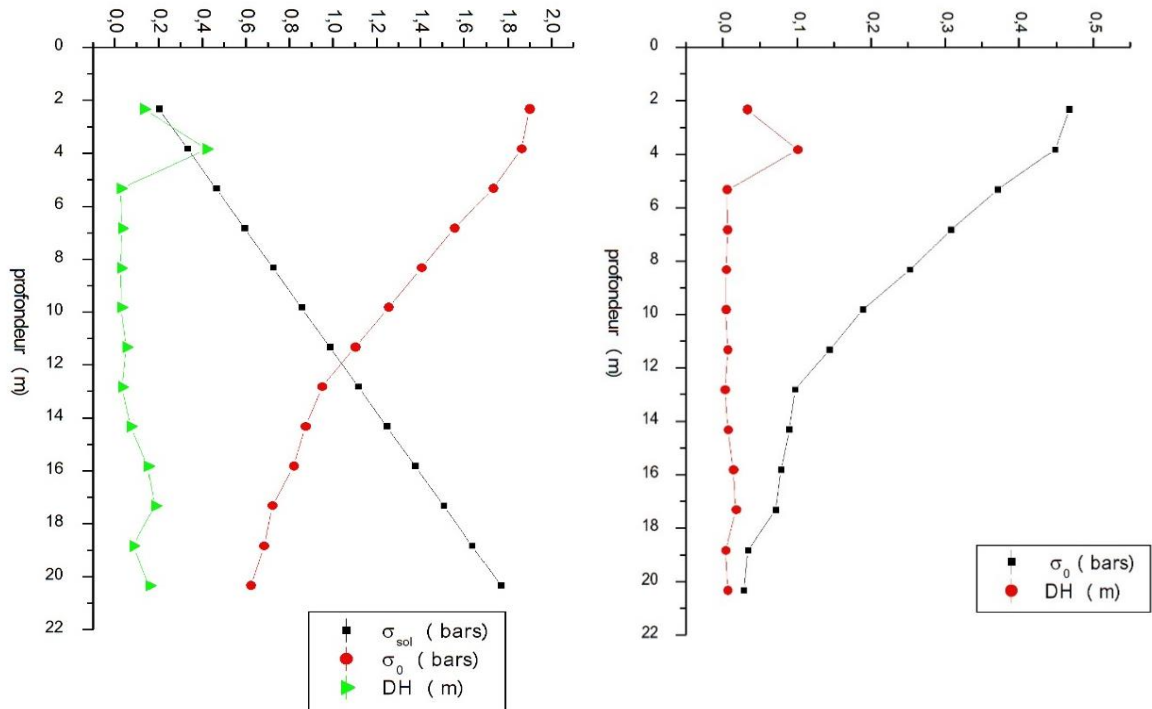


Figure IV.3: tassement sans renforcement sous la culée

Tableau IV.6 : Tassement sans renforcement sous la pile (essai œdométrique)

Z (m)	σ_{sol} (bars)	$\sigma_0(\text{charge total})$ (bars)	E_s (bars)	DH (m)	$\sigma_0(\text{poids propre})$ (bars)	DH (m)
2,33	0,20271	1,7	21,312	0,1196509	0,37	0,032903998
3,83	0,33321	1,63	6,66	0,36711712	0,3538125	0,100957207
5,33	0,46371	1,349	92,5	0,02187568	0,3034	0,006015811
6,83	0,59421	1,122	68,82	0,0244551	0,2442	0,006725153
8,33	0,72471	0,918	74	0,01860811	0,1998	0,00511723
9,83	0,85521	0,687	62,9	0,01638315	0,14948	0,004505366
11,33	0,98571	0,5236	30,34	0,02588662	0,11396	0,00711882
12,83	1,11621	0,3536	42,92	0,01235788	0,07696	0,003398416
14,33	1,24671	0,3264	17,76	0,02756757	0,07104	0,007581081
15,83	1,37721	0,2856	8,14	0,05262899	0,06216	0,014472973
17,33	1,50771	0,2584	5,92	0,06547297	0,05624	0,018005068
18,83	1,63821	0,1224	11,84	0,01550676	0,02664	0,004264358
20,33	1,76871	0,102	5,92	0,02584459	0,0222	0,007107264
$S_{tot} = 0,79335543m$					$S_{tot} = 0,218172743m$	

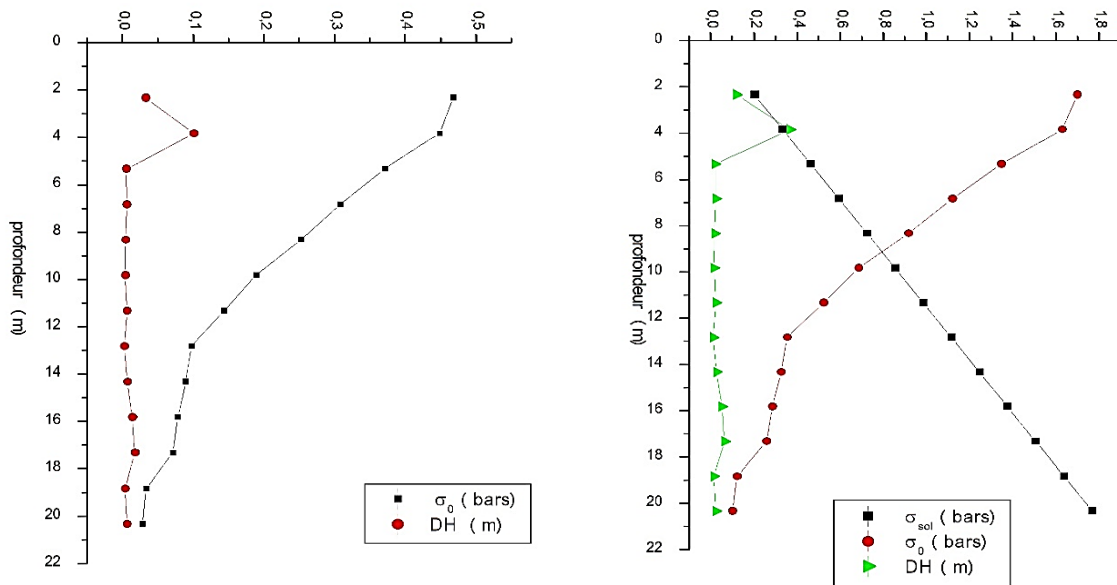


Figure IV.4 : tassement sans renforcement sous la pile

Les courbes des déformations en fonctions de la profondeur montrent que celles-ci se produisent majoritairement dans les premières couches de 2m jusqu'à 6m de profondeur, ce qui illustre la médiocrité des caractéristiques mécaniques de ces couches. Par ailleurs, on remarque aussi à une profondeur de 14m à 17m une augmentation des déformations comparées au reste des couches.

IV.6.Conclusion :

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 vu résistance, les tassements obtenus sont excessifs. A cet effet, nous envisageons au renforcement du sol par colonnes ballastées et l'étude de la variante fondation profonde.

A large blue triangle pointing to the right, located on the left side of the page.

CHAPITRE V

Dimensionnement des colonnes ballastée

.1.Introduction :

De nombreuses techniques de renforcement de sol ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du 20^{ème} siècle. Elles permettent, l'amélioration des caractéristiques géotechniques, ainsi que les propriétés mécaniques des terrains et sont jugées efficaces.

Parmi les techniques d'amélioration de sol on citera, les colonnes ballastées.

Cette technique consiste à incorporer par compactage un matériau granulaire, dans un terrain présentant de faibles caractéristiques géotechnique, elle améliore les caractéristiques mécaniques des sols par augmentation de leurs capacités portantes et la réduction de leurs tassements sous les charges appliquées. Ces derniers peuvent jouer le rôle d'un drain et réduire les risques de liquéfaction dans les zones sismiques.

Les colonnes ballastées sont considérées parmi les techniques les plus élaborées, de par leur rapidité d'exécution et leur prix compétitif par rapport aux autres méthodes existantes tel que les pieux.

Les méthodes les plus utilisées pour le dimensionnement des colonnes ballastées sont :

- ❖ La méthode de Priebe (1976,1995)
- ❖ La méthode d'homogénéisation simplifiée
- ❖ Méthodes numériques basées sur la discrétisation en éléments finie

V.1.1.Définition

Les colonnes ballastées, également appelées colonnes de sol ou colonnes de renforcement, sont des éléments de soutènement utilisés dans la construction et la stabilisation des sols. L'objectif principal des colonnes ballastées est de renforcer les sols faibles ou compressibles en fournissant un support supplémentaire et en répartissant les charges appliquées de manière plus uniforme. Elles sont utilisées pour améliorer la capacité portante du sol et réduire les tassements différentiels, les déformations excessives ou les risques de rupture dans les structures.

Les colonnes ballastées : sont fabriquées directement sur place.

Les colonnes ballastées peuvent également être classées en fonction de leur matériau de remplissage. Les matériaux couramment utilisés comprennent le sable, le gravier et les granulats légers. Le choix du matériau dépend de la nature du sol et des exigences de la structure à construire.

❖ Les méthodes de construction

Les colonnes ballastées, également appelées colonnes sur ballast, sont utilisées dans la construction pour améliorer la stabilité et la résistance du sol. Elles sont généralement utilisées dans des sols meubles ou instables pour soutenir des structures telles que des bâtiments, des ponts ou des digues.

La construction des colonnes ballastées implique les étapes suivantes :

Forage : Des trous sont forés dans le sol à l'aide d'une foreuse spéciale, telle qu'une foreuse à tarière continue ou une foreuse à pieux. Les trous sont généralement espacés régulièrement sur le site selon les spécifications du projet.

Remplissage et compactage de ballast : Une fois les trous forés, un matériau de ballast, tel que du gravier ou des granulats, est introduit dans les trous à l'aide d'un tube de remplissage. Le ballast est généralement compacté à intervalles réguliers à l'aide d'un vibrofonceur pour assurer une bonne densité et stabilité.

Finition : Une fois que les colonnes sont complètement remplies de ballast et éventuellement renforcées par des armatures, la surface du sol est nivelée et compactée.

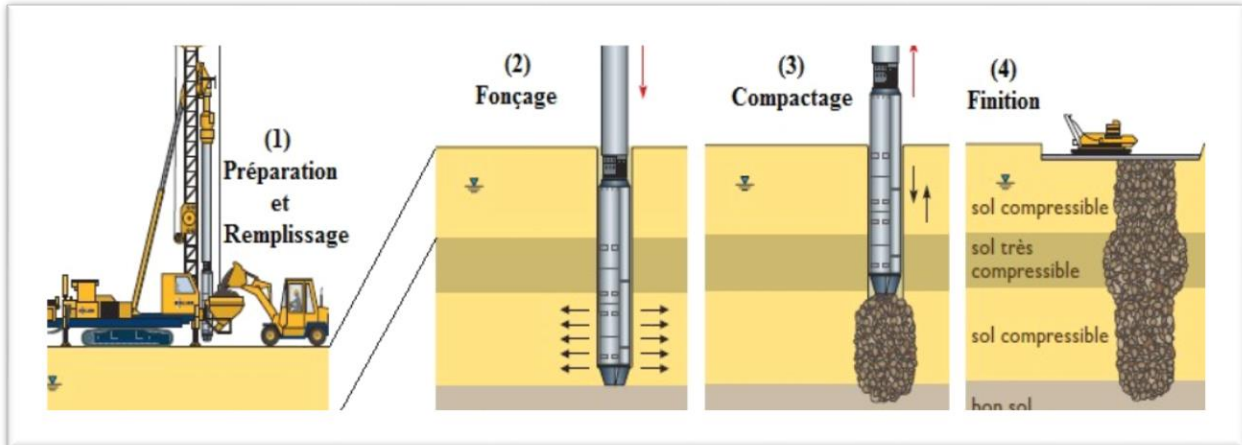


Figure V.1 : Principe de renforcement des sols par colonnes ballastées [2]

❖ Le but de réalisation des colonnes ballastées :

L'objectif de toute construction de colonnes ballastées est de donner au sol de nouvelles caractéristiques générales et/ou locales sous l'ouvrage à construire, afin que les différents éléments d'infrastructure de celui-ci (semelles isolées ou filantes, radiers, dallages, ouvrages en terre,...) aient un comportement prévisible, justifiable et compatible avec les règlements et tolérances s'appliquant à la structure de l'ouvrage et à son exploitation.

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes:

- ❖ augmenter la capacité portante du sol.
- ❖ diminuer les tassements totaux et différentiels.
- ❖ diminuer le temps de consolidation par création d'éléments drainant.
- ❖ diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes

➤ **Domaines d'applications :**

Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages où existent des dallages et radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements :

- Halls et Silo de stockage
- Bâtiments industriels et commerciaux
- Ouvrages hydrauliques étanches (réservoirs de toute nature, station d'épuration).

Les colonnes ballastées peuvent aussi servir pour l'amélioration du sol support sous les remblais d'accès de surélévation (barrage et digues en terres, routes, chemin de fer) ou pour stabiliser des glissements du sol. Elles sont moins utilisées sous les fondations superficielles de bâtiments logistiques et peu utilisées sous les bâtiments d'habitation. Elles sont utilisées aussi sous les ouvrages maritimes (renforcement de fonds marins).

➤ **Type de sol :**

La réalisation des colonnes ballastées impose que le sol environnant offre une étreinte latérale suffisante pour assurer le confinement du ballast. Les colonnes ballastées sont utilisées principalement dans les sols fins (argile, limon et sable fin à forte proportion des fines) qui possèdent une certaine cohésion ($C_u > 20$ kPa, Selon CFMS, 2011) et dans les remblais anthropiques inertes.

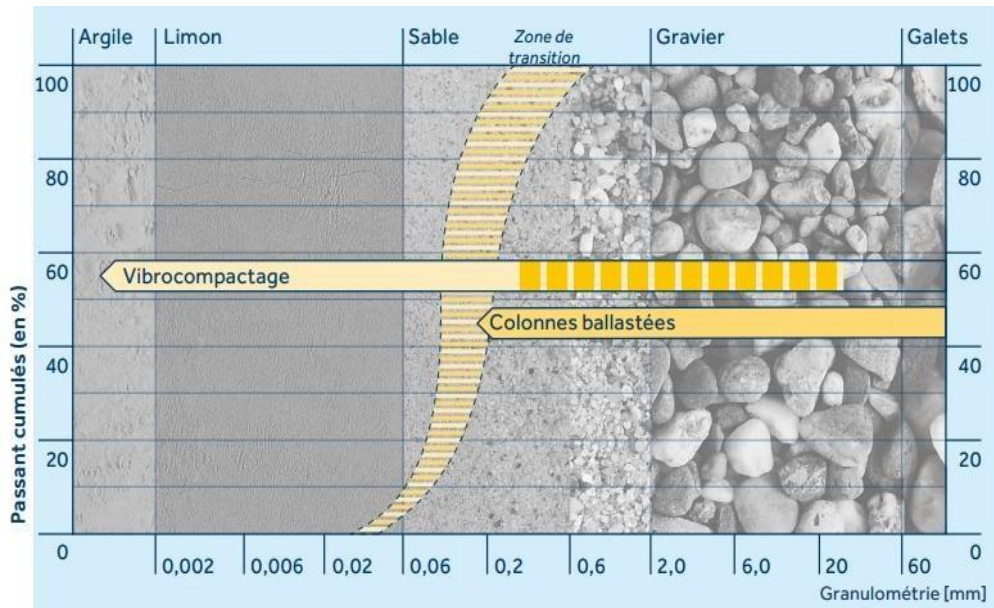


Figure V.2: Champ d'application des colonnes ballastées. (brochure-Keller-France technique-vibrocompactage-colonnes- ballastées).

➤ **Mode opératoire :**

La réalisation des colonnes ballastées se fait soit :

- **Par voie sèche :** On utilise le lançage à l'air.
- **Par voie humide :** On utilise le lançage à l'eau.

Le choix de l'outil, de ses caractéristiques et de la méthode de réalisation dépend étroitement :

- de la nature et de l'état de saturation du sol.
- du but recherché.
- des caractéristiques des matériaux d'apport.

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles (gaves naturelles, roulées ou concassées). La traversée des couches compactes ou d'obstacles peut être facilitée par un forage préalable avec ou sans extraction de terrain.

➤ **Colonnes ballastées exécutées par voie humide :**

La mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide, dite aussi par vibro-substitution consiste à :

- réalise un forage par auto-fonçage et lançage à l'eau jusqu'à la profondeur désignée ;
- remonter le vibreur, avec parfois des ramonages successif, et laisser tomber gravitaire ment le ballast dans le forage préalable ;
- Compacter le ballast par passes successives jusqu'à la finition de la colonne.



Figure V.3 : Etapes de réalisation d'une colonne ballastée par(barrage Kessir, Jijel). (barrage Kessir, Jijel). [2]

➤ **Colonnes ballastées exécutées par voie sèche :**

La réalisation des colonnes ballastées par voie sèche, dite encore par vibro-refoulement consiste à :

- Auto foncer le vibreur directement dans le sol par renflement jusqu'à la profondeur désignée.
- remonter progressivement le vibreur tout en laissant descendre par gravité et par pression d'air, le ballast approvisionner par chargeur dans une benne coulissant le long du mât.
- compacter le ballast par passes successives de l'ordre de 0,5 m jusqu'à finition de la colonne.

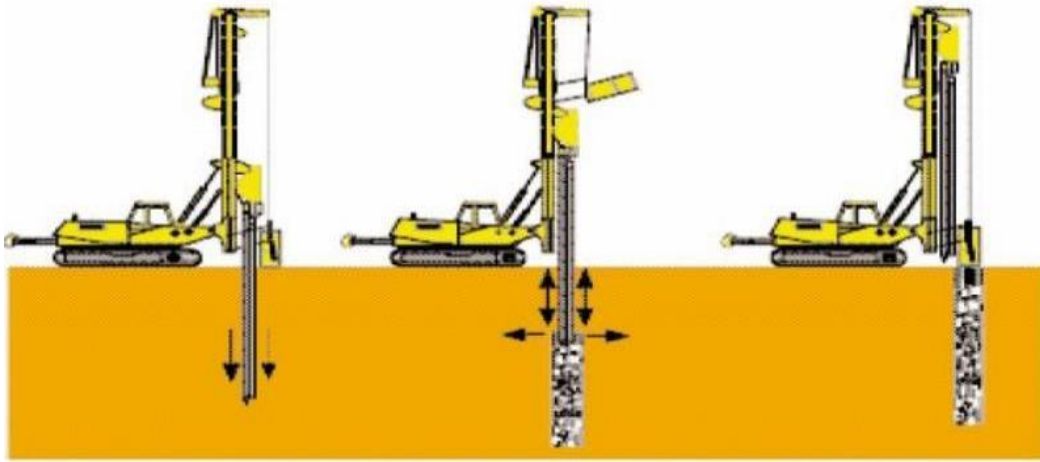


Figure V.4: Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche[2]

V.2. méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées :

V.2.1. Caractérisation du traitement des sols par colonnes ballastées :

a) Matériaux d'apport :

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles.

Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées.

Les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :

- $LA < 35$ (LA : essai Los Angeles, norme NF EN 1097-2)
- $MDE < 30$ (MDE : essai Micro Deval, norme NF EN 1097-1)
- $LA + MDE < 60$

La granulométrie dépend essentiellement du matériel. Les vibreurs avec alimentation en pied y sont plus sensibles : une granulométrie inadaptée est source de bouchons dans le tube.

On peut retenir les valeurs indicatives suivantes :

- vibreur à tube latéral de remplissage par le bas : en termes de fuseau granulométrique, le plus couramment utilisé est le fuseau 8/40 ;
- autres procédés : en termes de fuseau granulométrique, celui qui est le plus couramment utilisé est le fuseau 20/75.

Le critère de propreté est le suivant : les passants inférieurs à $80 \mu\text{m}$ est inférieur à 5%.

Concernant les paramètres de comportement mécanique des colonnes ballastées notamment le module de déformation (E_c), ils sont étroitement dépendants de type de procédé utilisé, degré de

compactage pendant la mise en œuvre et la résistance latérale du sol encaissant [19]. A cet effet, il est difficile de fixer une valeur pour le module de déformation (E_c) sans la connaissance préalable de l'ensemble des facteurs influant précités.

Les valeurs usuelles des paramètres mécaniques admis pour des colonnes ballastées correctement mise en œuvre sont les suivant, [19] :

- Module de déformation (moyenne sur le volume de la colonne) : $E_c = 60$ à 100 MPa,
- Angle de frottement inter-granulaire :
 - Matériau roulé : $\varphi'_c = 38^\circ$,
 - Matériau concassé : $\varphi'_c = 40^\circ$,
 - S'agissant d'un matériau pulvérulent, cohésion nulle ($C_c=0$),
 - Coefficient de poisson : $\nu = \frac{1}{3}$,
 - Poids volumique saturé du matériau en place : $\gamma_c = 20$ à 21 kN/m³

b) Diamètre des colonnes ballastées :

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- de l'outil utilisé et de l'adéquation de ce choix au terrain rencontré ;
- des terrains traversés et de leurs caractéristiques ;
- de l'énergie totale dépensée (puissance mise en œuvre, poussée verticale éventuelle et temps passé).

Le diamètre de la colonne peut varier sur sa hauteur, en fonction des différences de résistance descouches traitées.

Le diamètre usuel d'une colonne ballastée par voie sèche est compris entre 50 et 80 cm et celui d'une colonne ballastée par voie humide est compris entre 80 et 120 cm.

Toutes choses égales par ailleurs, le diamètre de la colonne est plus important par voie humide que par voie sèche, du fait de l'extraction de sol produite par le lançage à l'eau.

V.3.Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées

Les méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées ont été développées en tenant compte d'une colonne isolée ou d'un réseau infini de colonnes, du type de fondations, du comportement mécanique des matériaux ainsi que de l'objectif visé (augmentation de la capacité portante du sol, de sa résistance au cisaillement, de la stabilité globale ou réduction du tassement).

Parmi les méthodes de calcul, on citera celles de :

- Greenwood (1970) (Couramment utilisée).

- Thorburn (1975).
- Priebe (1976-1995) (la plus fiable et la plus utilisée en Algérie).
- Balaam et Booker (1985).

1- Méthode de Greenwood :

Greenwood a proposé des abaques de dimensionnement permettant de prédire les tassements de consolidation (tassements à long terme) d'un sol mou renforcé par colonnes ballastées sous des fondations de grandes dimensions. Ces abaques ont été développés suivant une méthode empirique dont les paramètres requis pour le dimensionnement sont la résistance au cisaillement du sol à traiter et le mode d'installation des colonnes ballastées.

Les paramètres nécessaires sont :

- Résistance au cisaillement du sol entourant les colonnes ballastées
- Procédé de réalisation des colonnes
- Espacement des colonnes.

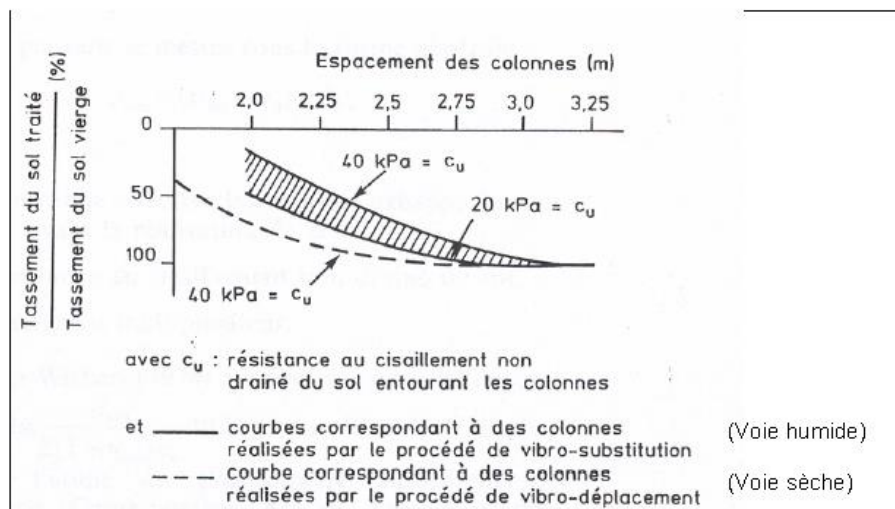


Figure V.6: Diagramme des réductions de tassements observés sous des fondations de grande dimension reposant sur une argile molle homogène (Greenwood, 1970).[7]

2- Méthode de d'homogénéisation :

La méthode d'homogénéisation est une approche analytique qui permet de considérer le comportement global d'un massif de colonnes ballastées en le modélisant comme un matériau homogène avec des propriétés mécaniques effectives.

Cette méthode repose sur l'utilisation de concepts de mécanique des milieux continus et de théorie de l'élasticité. Elle consiste à résoudre des équations d'équilibre et de compatibilité pour déterminer les déformations et les contraintes dans le massif de colonnes.

La méthode d'homogénéisation est plus avancée que la méthode empirique, car elle permet de prendre en compte des facteurs tels que les effets de confinement, les interactions entre les colonnes, et les variations spatiales des propriétés du sol. Elle est particulièrement utile pour les projets complexes où les conditions du sol varient considérablement.

a- Méthode d'homogénéisation simplifiée :

L'homogénéisation simplifiée consiste à transformer le sol « composite » en un milieu « homogène » équivalent selon les auteurs, il est possible de déterminer un module équivalent :

$$E_e = aE_c + (1-a)E_s \quad (\text{V.1})$$

Avec: a = coefficient de substitution.

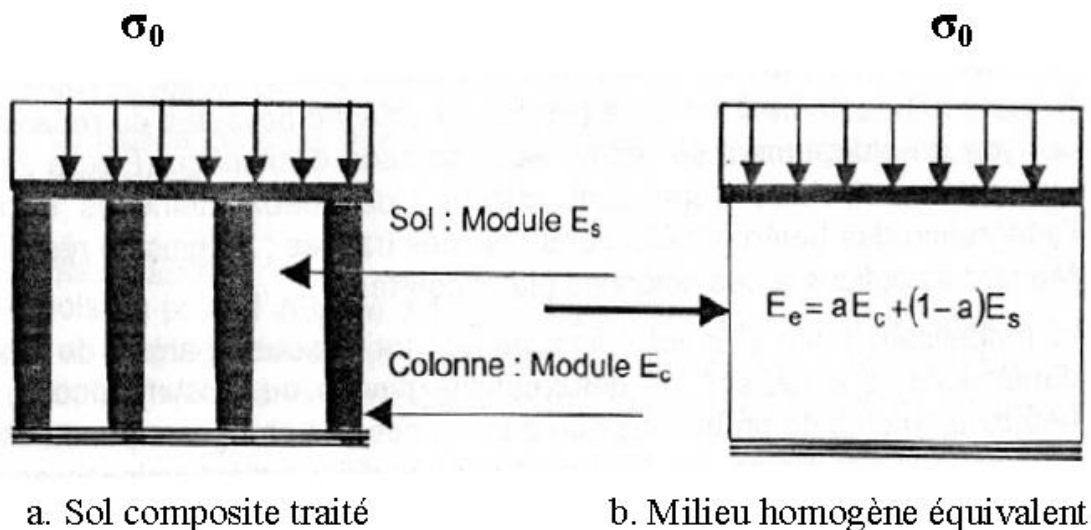


Figure V.7: Homogénéisation simplifiée.[8]

Les tassements après traitement S_f sous la contrainte σ_0 apporté par l'ouvrage sont alors exprimés par la relation suivant :

$$S_f = \frac{\sigma_0 L_c}{aE_c + (1-a)E_s} \quad (\text{V.2})$$

Il faut noter que cette approximation n'est valable que pour les charges réparties de grandes dimensions.

Le calcul de tassement par cette méthode se base sur l'approche d'un module de déformation équivalent E_e du milieu traité par colonnes ballastées.

La prévision de tassement par cette méthode s'applique bien dans le cas des charges réparties de grandes dimensions (Dhouib et Blondeau, 2005).

b- Méthode d'homogénéisation du milieu traité :

La méthode consiste à assimiler le sol traité par colonnes ballastées à un milieu homogène équivalent dont les caractéristiques mécaniques (C_e, φ_e) sont déterminées par l'application d'un facteur d'homogénéisation m donné par la relation (V.3) suivante :

$$\text{Poids volumique équivalent } (\gamma_e): \gamma_e = a\gamma_c + (1-a)\gamma_s \quad (\text{V.4})$$

$$m = \frac{(\beta_1 - a)a}{\beta_1} \quad (\text{V.5})$$

$$C_e = (1-a)C_u \quad (\text{V.6})$$

$$\text{tg}\varphi_e = m \text{tg}\varphi_c \Rightarrow \varphi_e = \arctan(m \text{tg}\varphi_c).$$

3- Méthode de Pribe :

La méthode de Pribe est une approche empirique qui permet d'estimer les dimensions des colonnes ballastées en fonction des caractéristiques géotechniques du sol et des paramètres de conception spécifiques. Elle est largement utilisée dans l'industrie géotechnique.

La méthode de Pribe repose sur des graphiques et des équations empiriques qui ont été développés à partir de l'analyse de nombreux projets de colonnes ballastées. Ces graphiques et équations permettent d'estimer la capacité portante et la rigidité des colonnes en fonction de paramètres tels que la résistance au cisaillement du sol, le diamètre de la colonne, la profondeur d'installation, etc.

$$\Delta p = \Delta\sigma_{hc} - \Delta\sigma_{hs} \text{ dans cette relation :}$$

$\Delta\sigma_{hc}$: représente l'accroissement de la contrainte horizontale due à Δq_c avec :

$$\Delta\sigma_{hc} = K_{ac}\Delta q_c = \Delta q_c \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2}\right) \quad (\text{V.7})$$

$\Delta\sigma_{hs}$: représente l'accroissement de la contrainte horizontale due à Δq_s .

Pribe fait l'hypothèse d'un état hydrostatique du sol assimilé à un liquide à l'interface avec le ballast, attribué aux conditions d'exécution.

$$\Delta\sigma_{hs} = \Delta q_s$$

La seconde condition aux limites est la nullité du déplacement radial des points de la surface extérieure du tube.

a. Détermination du facteur d'amélioration de base :

La déformation circonférentielle d'un cylindre infiniment long permet d'obtenir assez facilement la déformation circonférentielle $\epsilon_{\theta\theta}$ pour $r=\theta$. Celle-ci est indiquée sur la figure.V.9 suivante :

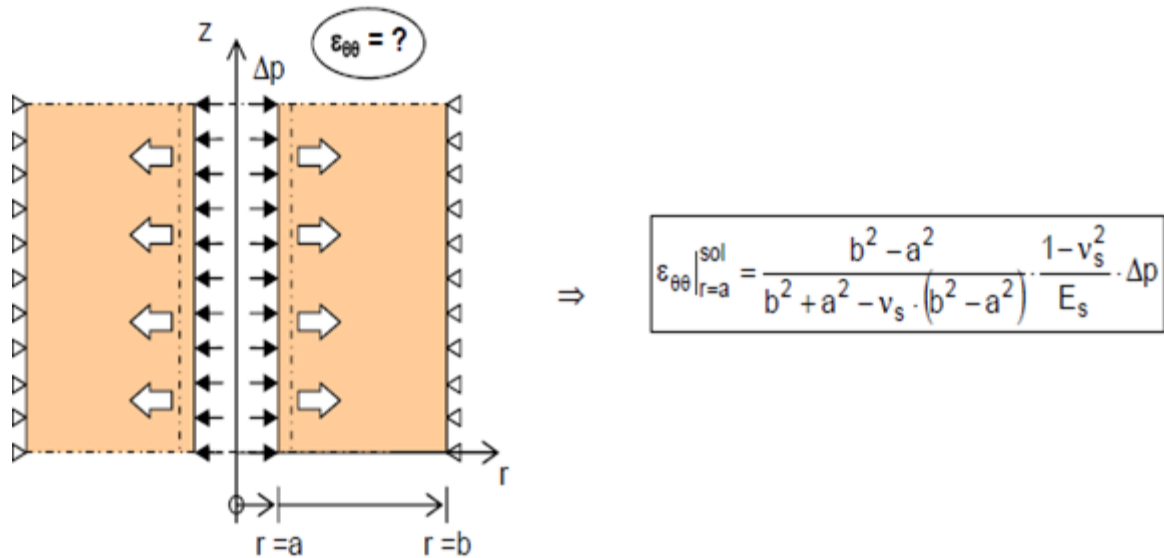
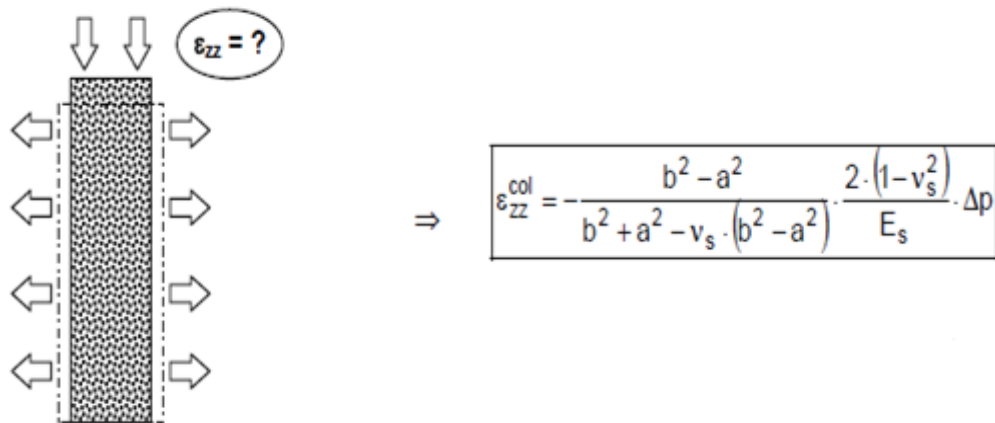


Figure V.8 : Déformation circonférentielle d'un cylindre infiniment long chargé radialement.[8]



FigureV.9: Déformation axiale d'une colonne suivant les déformations du sol.[8]

Du point de vue de la colonne ballastée, les déformations s'effectuent à volume constant.

$$\epsilon_v^{col} = \epsilon_{rr}^{col} + \epsilon_{\theta\theta}^{col} + \epsilon_{zz}^{col} \quad \text{et} \quad \epsilon_{rr}^{col} = \epsilon_{\theta\theta}^{col} \quad (V.8)$$

La colonne ballastée suit les déformations du sol, d'où :

$$\varepsilon_{\theta\theta}^{col} = \varepsilon_{\theta\theta}^{sol} = \frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2 - \nu_s(b^2 - a^2)} \frac{1 - \nu_s}{E_s} \Delta q_s \quad (\text{V.9})$$

$$\text{Et donc: } \varepsilon_{zz}^{col} = -2\varepsilon_{\theta\theta}^{col} \quad (\text{V.10})$$

Ce qui nous donne la déformation axiale d'un cylindre chargé axialement.

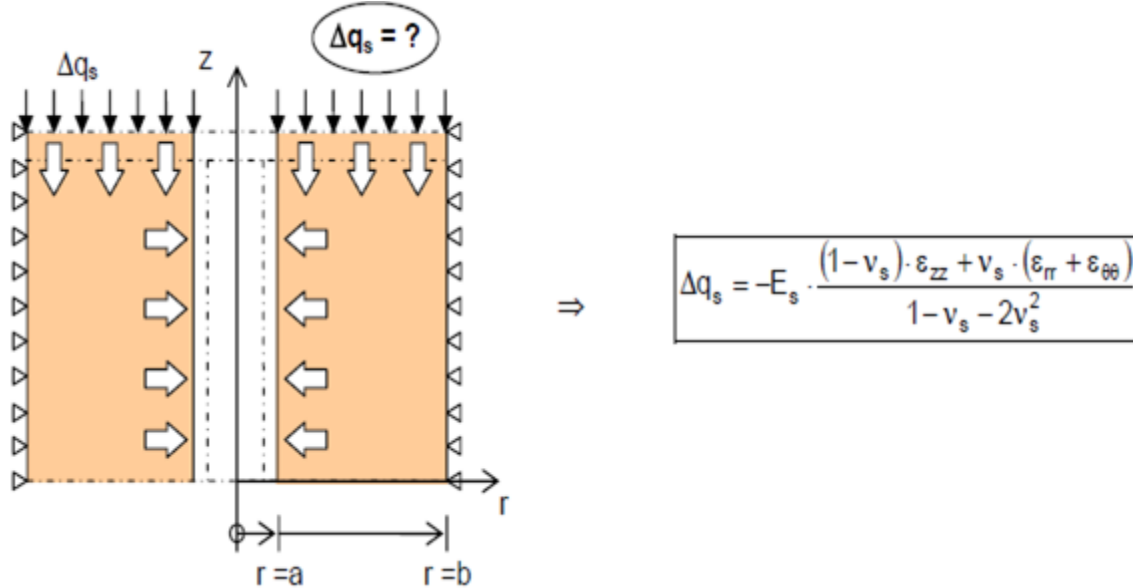


Figure V.10 : Déformation axiale d'un cylindre chargé axialement. [8]

Dans la même ou les tassements en surface sont égaux ($s_{sol} = s_{col}$), il est possible d'écrire :

$$\varepsilon_{zz} = \varepsilon_{zz}^{col} = \varepsilon_{zz}^{sol} \quad (\text{V.11})$$

Pour le sol, on aura la relation suivante :

$$\varepsilon_{rr}^{sol} + \varepsilon_{\theta\theta}^{sol} = \varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta} = \frac{2a}{b^2 + a^2 - \nu_s(b^2 - a^2)} \frac{1 + \nu_s}{E_s} \nu_s \Delta q_s \quad (\text{V.12})$$

Ce qui nous donne la définition du facteur d'amélioration de base β_0

Avec :

$$\Delta p = K_{ac} \Delta q_c - \Delta q_s \quad (\text{V.13})$$

Et en posant :

$$f\left(\nu_s, \frac{A_c}{A}\right) = \frac{1 - \nu_s^2}{1 - \nu_s - 2\nu_s^2} \frac{(1 - 2\nu_s) \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)}{1 - 2\nu_s + \frac{A_c}{A}} \quad (\text{V.14})$$

IL vient:

$$\eta = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{f(v_s, a) + \frac{1}{2}}{f(v_s, a) K_{ac}} \quad (\text{V.15})$$

Le facteur amélioration de base est définie par:

$$\beta_0 = \frac{\Delta q}{\Delta q_s} = 1 + \left(\frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} - 1 \right) \frac{A_c}{A} \quad (\text{V.16})$$

A et A_c sont respectivement l'aire à traiter et l'aire des colonnes.

Ainsi :

$$\beta_0 = 1 + \left(\frac{A_c}{A} \right) \left[\frac{f\left(v_s, \frac{A_c}{A}\right) + \frac{1}{2}}{f\left(v_s, \frac{A_c}{A}\right) K_{ac}} - 1 \right] \quad (\text{V.17})$$

Dans le cas courant ou $v_s = \frac{1}{3}$ on obtient :

$$\beta_0 = 1 + \left(\frac{A_c}{A} \right) \left[\frac{5 - \frac{A_c}{A}}{4K_{ac} \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)} - 1 \right] \text{ Tel que : } \frac{A_c}{A} = a \quad (\text{V.18-a})$$

$$\beta_0 = 1 + a \left[\frac{5 - a}{4K_{ac}(1 - a)} - 1 \right] \quad (\text{V.19-b})$$

La relation entre le facteur d'amélioration β_0 ; le rapport des sections $\frac{A_c}{A}$ et l'angle de frottement du matériau de remplissage φ_c permet d'aboutir au graphe bien connu de la figure V.12 suivante :

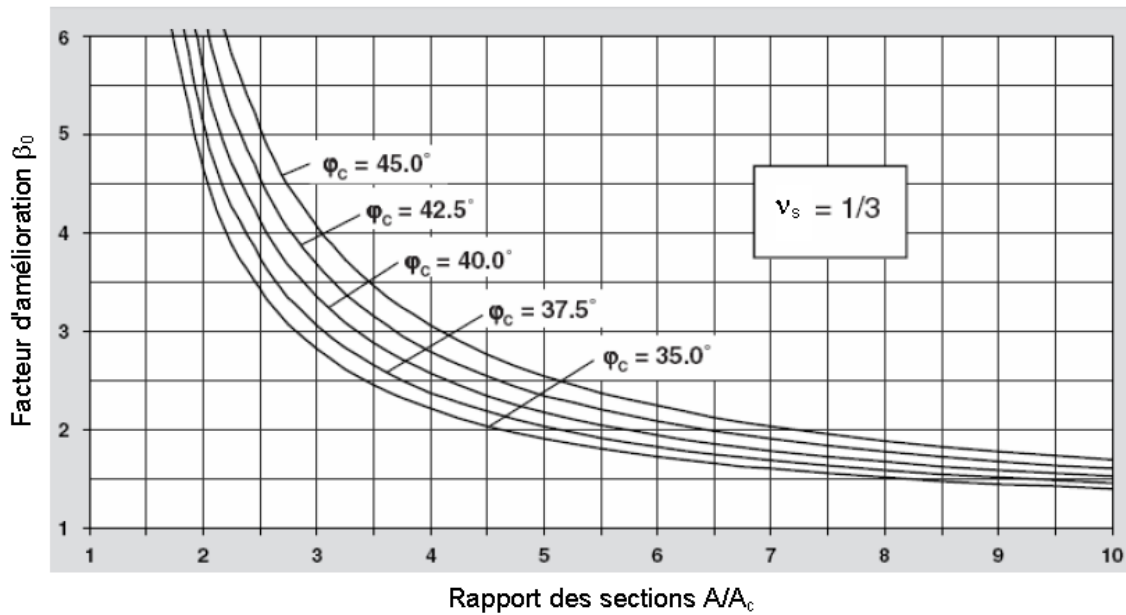


Figure V.11 : Définition du facteur d'amélioration de base β_0 (Priebe, 1995).

Considération de la compressibilité de la colonne :

Dans le cas où $(A_c/A)=1$; le facteur d'amélioration β_0 détermine une valeur théorique infinie définie pour les matériaux incompressibles. En fait, ce facteur doit correspondre au mieux au rapport des modules œdométriques de la colonne et du sol.

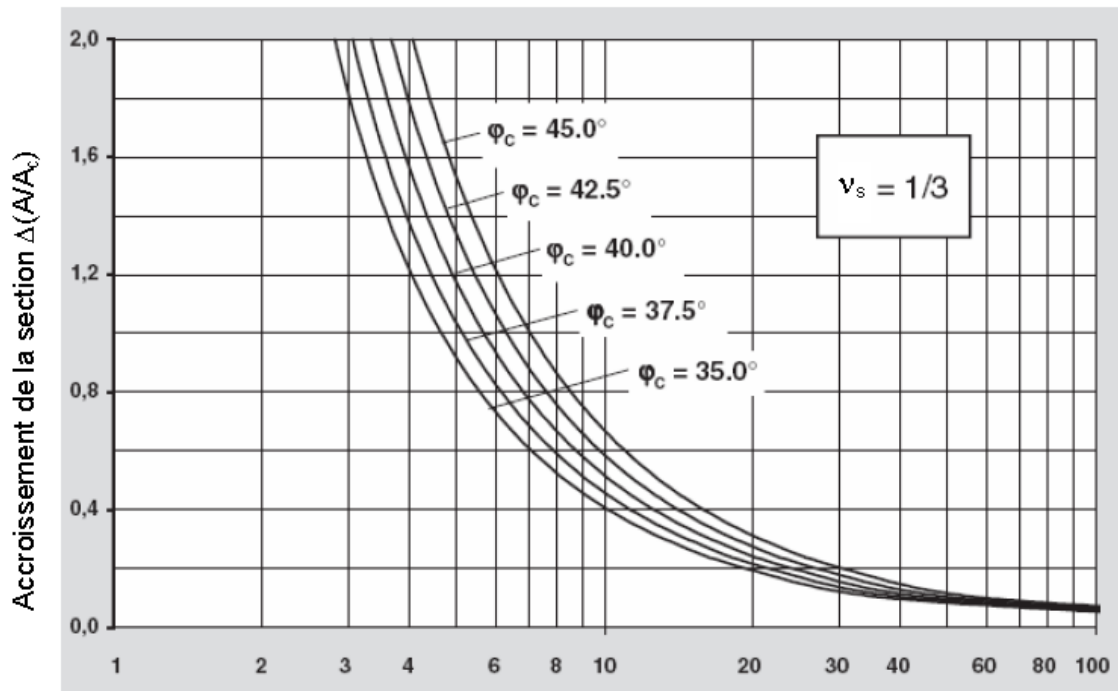
En posant $\beta_0 = \frac{E_c}{E_s}$ dans le cas où $\nu_s = \frac{1}{3}$, il vient :

$$\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = \left[\frac{4K_{ac}(\beta_0 - 2) + 5}{2(4K_{ac} - 1)} \right] \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left[\frac{4K_{ac}(\beta_0 - 2) + 5}{(4K_{ac} - 1)} \right]^2 + \frac{16K_{ac}(\beta_0 - 1)}{(4K_{ac} - 1)}} \quad (II.20)$$

Ce qui nous Donne:

$$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = \left(\frac{A}{A_c}\right)_1 - 1 = \frac{1}{\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 - 1} \quad (V.21)$$

Dans le cas où $\nu_s = \frac{1}{3}$, la figure-II-6 suivante donne un accès direct à la correction du rapport des surfaces en fonction du rapport des modules œdométriques de la colonne et du sol.



Rapport des modules oedométrique $\frac{E_c}{E_s}$

Figure V.11 : Considération de la compressibilité de la colonne (Priebe, 1995).[8]

$\left(\frac{A_c}{A}\right) = \frac{1}{\frac{A}{A_c} + \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)}$ Cette procédure correspond finalement à une translation de

l'origine de l'axe des abscisses de la figure-II-6.

$$\beta_1 = 1 + a \left[\frac{f(v_s, a) + \frac{1}{2}}{f(v_s, a)K_{ac}} - 1 \right] \tag{V.22}$$

b. Facteur de profondeur:

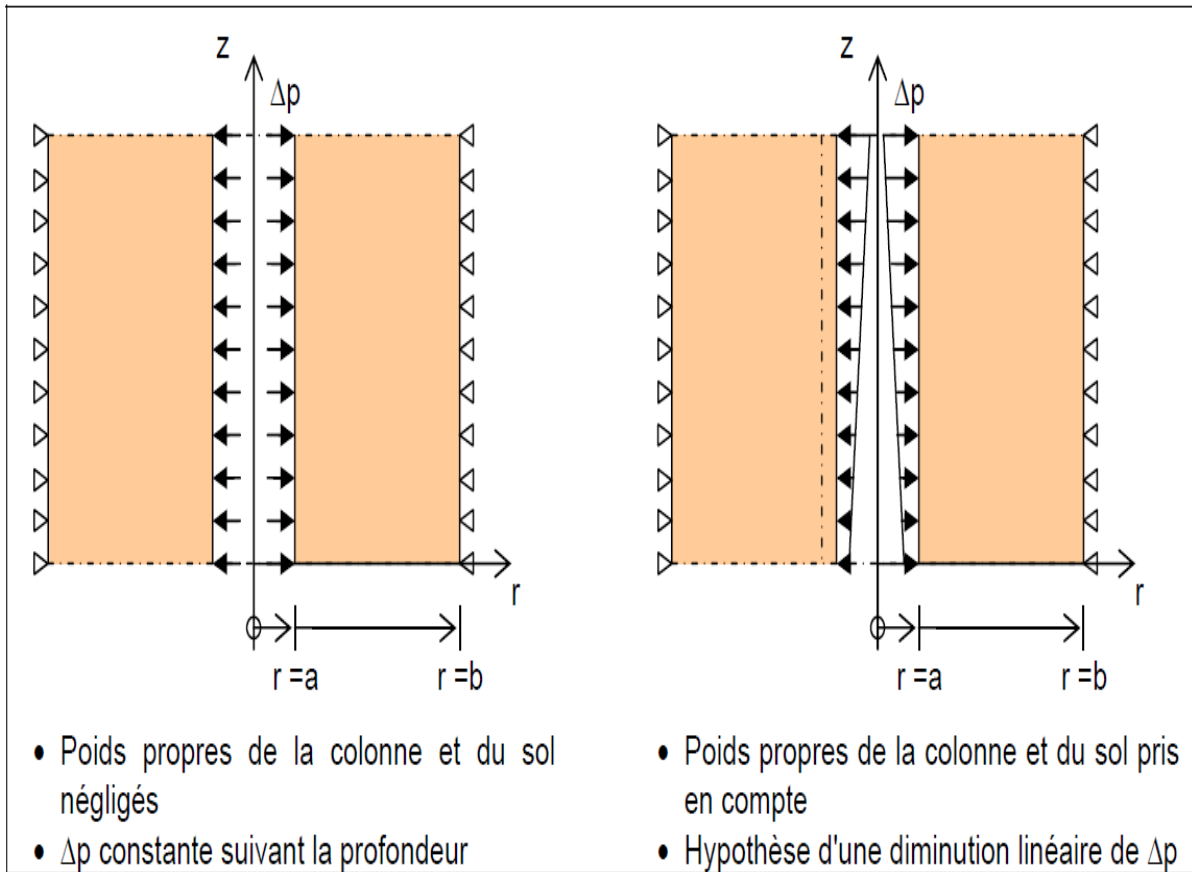


Figure V.12 : Répartition de la pression interne Δp .[8]

Si le poids propre de la colonne et le sol ne sont pas considérés, la différence de pression Δp entre la colonne et le sol, dont résulte l'élargissement de la colonne, reste constante suivant la profondeur et dépend uniquement de la distribution de la charge entre la colonne et le sol.

Cependant, la pression du sol et de la colonne augmentent avec la profondeur, ainsi la différence de pression Δp diminue avec la profondeur, et la colonne est mieux confinée. Avec cela ; la colonne peut absorber plus de charge avant plastification.

Ainsi le facteur d'amélioration β_1 est multiplié par le facteur de profondeur f_d ; le facteur d'amélioration finale est donc déterminé par la formule suivante :

$$\beta_2 = f_d \beta_1$$

Le facteur de profondeur f_d est calculé en supposant une diminution linéaire de la différence de pression de la colonne : $(\Delta q_c + \gamma_c z)K_{ac}$, et du sol : $(\Delta q_s + \gamma_s z) (K_{os}=1)$.

Avec la diminution des déformations latérales, le coefficient de poussée passe de la valeur active K_{ac} à la valeur au repos K_{oc} . Ceci va dans le sens de la sécurité $K_{oc}=1-\sin\varphi_c$.

Egalement, des considérations de sécurité recommandent de ne pas considérer la charge externe Δp_s qui est favorable.

En posant :

$$w_c = \sum (\gamma_c \Delta z)$$

$$w_s = \sum (\gamma_s \Delta z)$$

Il vient :

$$f_d = \frac{1}{K_{0c} - \frac{w_s}{w_c} \frac{w_c}{\Delta q_c}} \quad (\text{V.23})$$

Avec :

$$\frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{f(v_s, a) + \frac{1}{2}}{f(v_s, a) K_{ac}} \quad (\text{V.24})$$

$$\text{Et : } \Delta q_c = \frac{\Delta q}{a + 1 - \frac{a}{\frac{\Delta q_c}{\Delta q_s}}} \quad (\text{V.25})$$

Le graphe simplifié de la figure-II-8 (Priebe, 1995) considère le même poids volumique pour la colonne et le sol, ce qui ne va pas dans le sens de la sécurité. Aussi le poids volumique du sol γ_s et de colonne γ_c doivent toujours être pris en compte dans cet abaque.

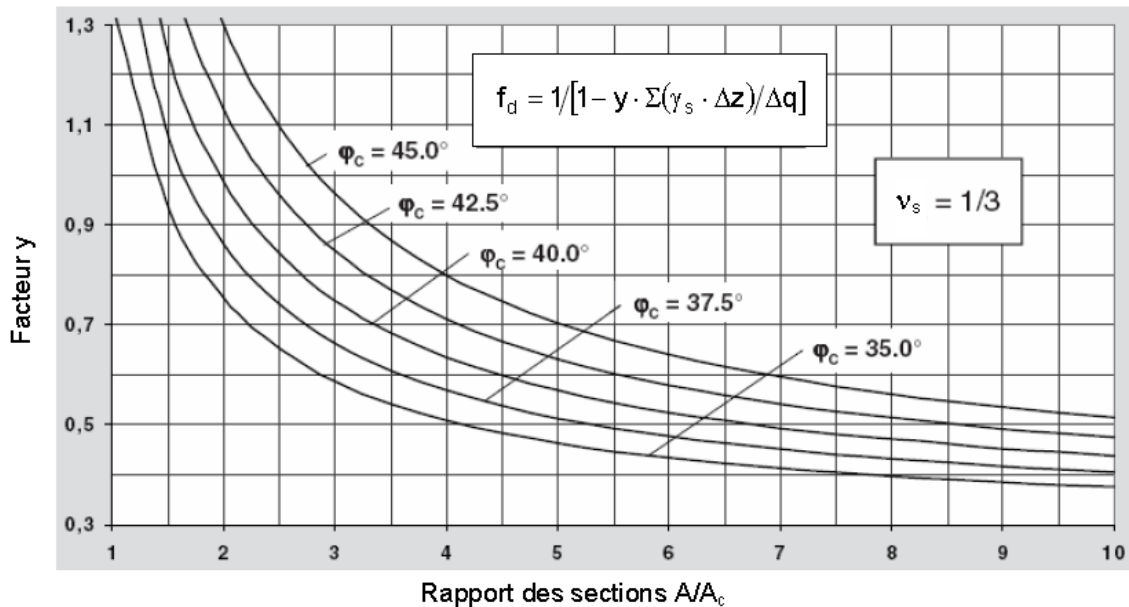


Figure VI.13: Détermination du facteur de profondeur (Priebe, 1995).[8]

c. Contrôle de compatibilité :

Les différentes étapes de la méthode ne sont pas liées mathématiquement et contiennent des simplifications aussi, des contrôles de compatibilité sont mis en place pour garantir que les colonnes ne reprennent pas plus de charge que ce qu'elles peuvent reprendre.

Le premier contrôle de compatibilité limite le facteur de profondeur et de ce fait la charge affectée aux colonnes.

Le tassement de la colonne résultant de sa propre compressibilité ne peut pas dépasser le tassement de la cellule composite, ce contrôle s'applique dans le cas de sol assez denses ou raides.

$f_d \leq \frac{E_c}{\frac{E_s}{\Delta q_c} \Delta q_s}$ Définie dans le même esprit, le deuxième contrôle concerne plutôt les sols

assez lâches et mous. Un facteur de profondeur $f_d < 1$ ne doit pas être considéré même s'il résulte d'un calcul $f_d < 1$;

Dans le cas des sols assez lâches et mous, il est impératif de s'assurer que le tassement des colonnes résultant de leur propre compressibilité ne dépasse pas celui d'un sol composite équivalent. Le facteur de réduction de tassement maximum est alors :

$$\beta_{\max} = 1 + \left(\frac{A_c}{A} \right) \left[\left(\frac{D_c}{D_s} \right) - 1 \right] \quad (\text{V.26})$$

La valeur maximum de facteur de profondeur f_d peut également être obtenue à partir de graphe de la figure-II-9 suivante (Priebe, 1995) :

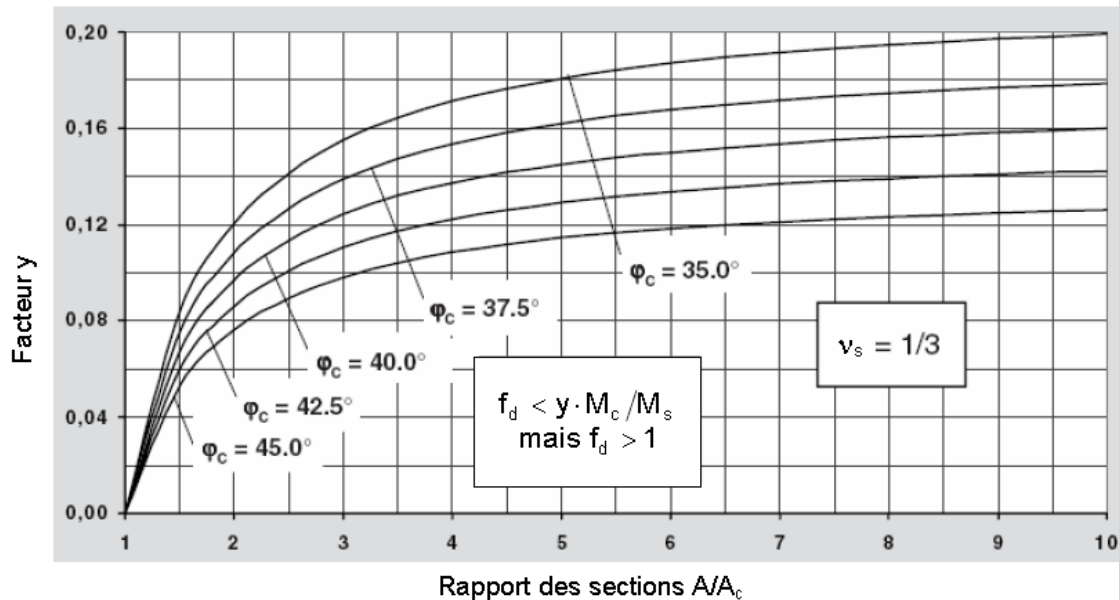


Figure V.14 : Compatibilité du facteur de profondeur f_d (Priebe, 1995) [8].

d. Tassement de sol traité :

En considérant que les couches traversées par les colonnes ballastées sont homogènes, elles sont caractérisées par les modules de déformations du sol (E_{si}), le tassement du sol après traitement est donné par la formule-II.21 suivante :

$$\Delta h = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{0i} L_{ci}}{\beta_{2i} E_{si}} \quad (\text{V.27})$$

V.4. Dimensionnement des colonnes ballastées :

V.4.1 la culée

a- Donnée sur le renforcement:

En premier lieu nous avons choisis des colonnes de diamètre 0,8 m dans une maille de 1,6 × 1,6, ce qui a donné des résultats insatisfaisant, dont la condition imposée par le DTU 13.2 n'est pas vérifiée. Pour cela nous avons augmenté le diamètre à 0,9m, ce qui nous donne :

- Maille de : 1,8x1,8m²,
- A=3,24 m²,
- A_c = 0,636 m²,
- σ_0 =1,9 bars,
- σ_{sol} = 0,83bars.

$$\beta = \frac{1,9}{0,83} = 2,29$$

On a l'équation en fonction du coefficient de substitution :

$$-1,432 a_2 + 3,056 a - 1,512 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,820$$

$$a_1 = 0,780$$

$$a_2 = 1,35 \text{ (valeur à écarter).}$$

On prend: $a = 0,780$.

$$f(v_s, a) = 0,572$$

$$\frac{A_c}{A} = a \Rightarrow \frac{A}{A_c} = \frac{1}{a} = 1,28$$

$$A = 164,64 \text{ m}^2;$$

$$a_c = 0,636 \text{ m}^2$$

$$A_c = \frac{A}{1,28} = 128,625$$

$$A_c = 128,625$$

$$n = \frac{A_c}{a_c} = \frac{128,625}{0,636} = 202,24$$

$$\eta = \frac{\beta - 1}{a} + 1 = \frac{2,29 - 1}{0,780} + 1 = 2,65$$

De l'équilibre des efforts :

$$\sigma_0 \cdot A = \sigma_c \cdot A_c + \sigma_s (A - A_c) \quad \sigma_c = \eta \times \sigma_s = 2,2 \text{ bars,}$$

$\sigma_c < 8$ bars d'après le DTU.13.2 la condition est vérifiée.

b- Vérification :

$$\sigma_0 \times A = 1,9 \times 164,64 = 312,82 \text{ tonnes,}$$

$$\sigma_c \times A_c + \sigma_s \times (A - A_c) = 2,2 \times 128,625 + 0,83 \times (164,64 - 128,625) = 312,87 \text{ tonnes,}$$

Les deux valeurs sont proches ce qui veut dire que la condition est vérifiée.

C- Calcul des tassements du sol traité :

Après le traitement du sol par des colonnes ballastées, nous avons évalué le tassement avec les méthodes de Priebe et d'homogénéisation.

Le tassement par la méthode Priebe est calculé comme suit :

$$\Delta h = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{0i} L_{ci}}{\beta_{2i} E_{si}}$$

Les résultats sont synthétisés dans les tableaux suivants :

Tableau V.1 : Tassement du sol traité sous la culée par la méthode de Priebe.												
Z (m)	σ_{so} (bars)	σ_0 (bar)	E_s (bars)	E_c/E_s	Δ (A/A _c)	a	β_1	y	f_d	β_2	S(m)	S _{tot} (m)
2,33	0,202	1,9	42,624	14,076	0,18	0,157	3,581	0,48	1,053	3,774	0	0,77 9
3,83	0,333	1,862	13,32	45,045	0,1	0,092	2,516	0,2	1,037	2,610	0,080	
5,33	0,463	1,732	185	3,243	0,8	0,492	9,055	0,88	1,308	11,846	0,002	
6,83	0,594	1,558	137,64	4,359	0,6	0,408	7,683	0,85	1,479	11,369	0,004	
8,33	0,724	1,406	148	4,054	0,59	0,404	7,607	0,8	1,701	12,945	0,004	
9,83	0,855	1,154	125,8	4,769	0,49	0,354	6,797	0,7	1,913	13,006	0,005	
11,33	0,985	1,102	60,68	9,887	0,3	0,243	4,975	0,58	2,078	10,339	0,01	
12,83	1,116	0,95	85,84	6,989	0,4	0,304	5,985	0,6	3,389	20,288	0,005	
14,33	1,246	0,874	35,52	16,891	0,2	0,173	3,829	0,51	3,669	14,051	0,021	
15,83	1,377	0,82	16,28	36,855	0,1	0,092	2,516	0,2	1,505	3,790	0,17	
17,33	1,507	0,722	11,84	50,675	0,1	0,092	2,516	0,2	1,717	4,322	0,21	
18,83	1,638	0,684	23,68	25,337	0,1	0,092	2,516	0,2	1,919	4,831	0,09	
20,33	1,768	0,623	11,84	50,675	0,1	0,092	2,516	0,2	2,313	5,823	0,016	
Le tassement total :										0,779m		

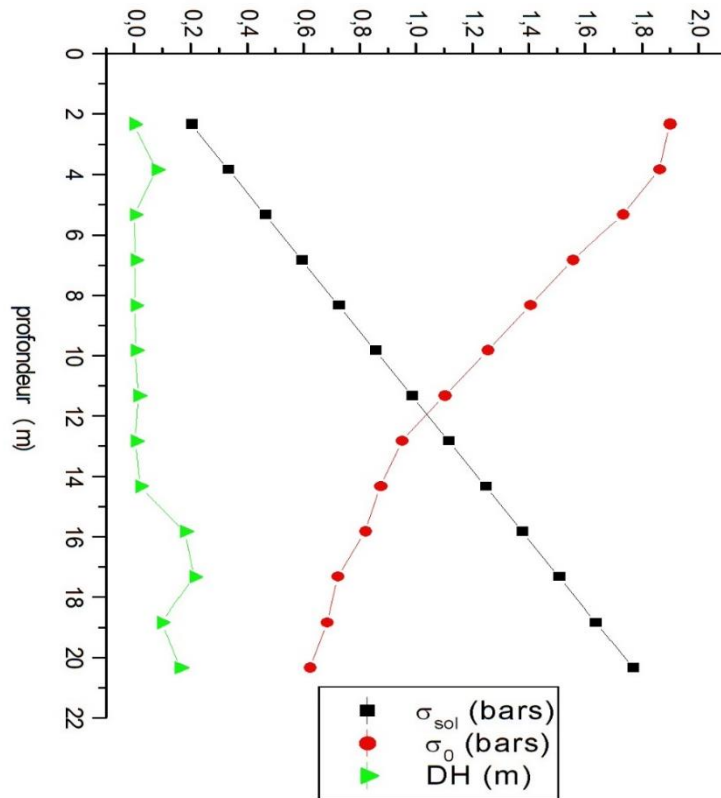


Figure V.15 : tassement de la culée sous colonnes ballastées par la méthode de prièbe.

D'après les résultats obtenus on remarque que le tassement de la culée sur colonne ballastées avec la méthode de prièbe est très important, $DH = 0,779m$ allant d'une profondeur de 2,33m jusqu'à 20,33m et que la contrainte du sol augmente de 0,202bars jusqu'à 1,768bars, la charge admissible diminue de 1,9 jusqu'à 0,623bars.

Le tassement par la méthode d'homogénéisation est calculé comme suit :

$$S_{tot} = \frac{\sigma_0 L_c}{E_c a + E_s (1-a)}$$

Les résultats sont synthétisés dans le tableau 2 suivant :

Tableau V.2 : Tassement du sol sous la culée par la méthode d'homogénéisation.			
Epaisseur	Profondeur (m)	Module équivalent (bars)	Tassement (m)
0	2,33	130,60	0
0-1,5	3,83	67,74	0,041
1,5-3	5,33	389,433	0,013
3-4,5	6,83	326,62	0,021
4,5-6	8,33	330,63	0,025
6-7,5	9,83	293,91	0,031
7,5-9	11,33	191,79	0,051
9-10,5	12,83	242,60	0,041
10,5-12	14,33	133,18	0,078
12-13,5	15,83	70,43	0,157
13,5-15	17,33	66,40	0,163
15-16,5	18,83	77,14	0,146
16,5-18	20,33	66,40	0,168
Tassement total :			0,935 m

Le tassement de la culée sur colonne ballastée avec la méthode d'homogénéisation nous donne un tassement considérable de $DH = 0,935\text{m}$ d'une profondeur allant de 2,33m à 20,33m.

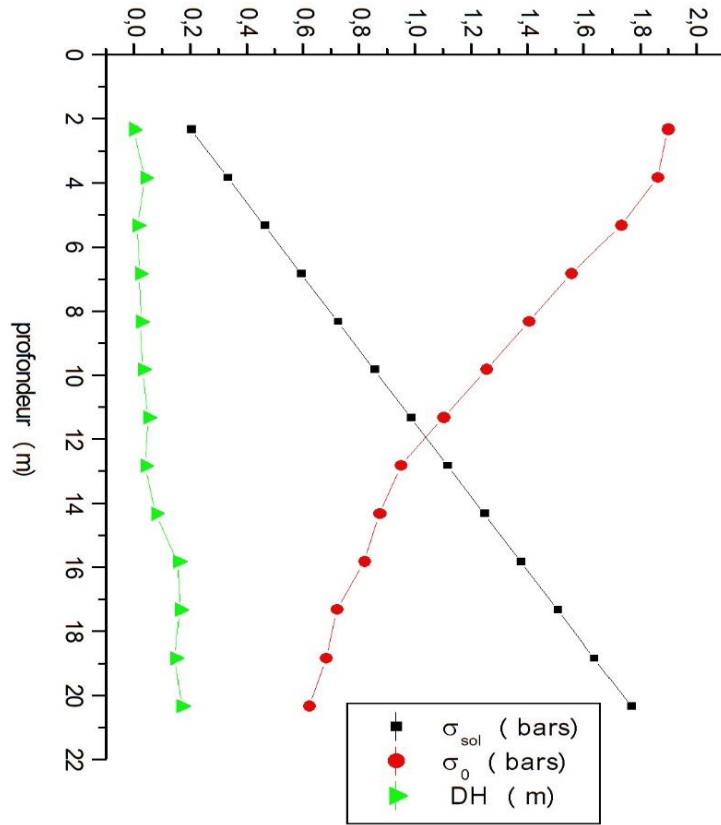


Figure V.16 : tassement de la culée sous colonnes ballastée par la méthode d'homoginisation.

V.4.2.la pile

De la même manière qu'on a calculé le tassement pour la culée on va le calculé pour la pile

a- Donnée sur le renforcement:

- Maille de : $1,8 \times 1,8 \text{ m}^2$,
- $A = 3,24 \text{ m}^2$,
- $A_c = 0,636 \text{ m}^2$,
- $\sigma_0 = 1,7 \text{ bars}$,
- $\sigma_{\text{sol}} = 0,83 \text{ bars}$.

$$\beta = \frac{1,7}{0,83} = 2,04$$

On a l'équation en fonction du coefficient de substitution :

$$-0,568 a^2 + 5,834 a - 0,402 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 5,834$$

$$a_1 = 0,24$$

$$a_2 = 1,35 \text{ (valeur à écarter).}$$

On prend : $a = 0,240$.

$$F(v_s, a) = 0,286$$

$$\frac{A_c}{A} = a \Rightarrow \frac{A}{A_c} = \frac{1}{a} = 4,16$$

$$A = 89,1 \text{ m}^2 ;$$

$$a_c = 0,636 \text{ m}^2$$

$$A_c = \frac{A}{4,16} = 21,12$$

$$A_c = 21,42$$

$$n = \frac{A_c}{a_c} = \frac{21,42}{0,636} = 33,68$$

$$\eta = \frac{\beta - 1}{a} + 1 = \frac{2,04 - 1}{0,240} + 1 = 5,33$$

De l'équilibre des efforts :

$$\sigma_0 \cdot A = \sigma_c \cdot A_c + \sigma_s (A - A_c) \quad \sigma_c = \eta \times \sigma_s = 4,42 \text{ bars},$$

$\sigma_c < 8 \text{ bars}$ d'après le DTU.13.2 la condition est vérifiée.

b- Vérification :

$$\sigma_0 \times A = 1,7 \times 89,1 = 151,47 \text{ tonnes.}$$

$$\Sigma_c \times A_c + \sigma_s \times (A - A_c) = 4,42 \times 21,42 + 0,83 \times (89,1 - 21,42) = 150,85 \text{ tonnes,}$$

Les deux valeurs sont proches ce qui veut dire que la condition est vérifiée.

c- Calcul des tassements du sol traité :

Tableau V.3 : Tassement du sol traité sous la pile par la méthode de Priebe.

Z(m)	σ_{so} i(bars)	σ_0 (bars)	E_s (bars)	E_c/E_s	$\Delta(A$ /A _c)	a	β_1	y	f_d	β_2	S(m)	S _{tot} (m)
2,33	0,202	1,7	42,624	14,076	0,18	0,173	5,23	0,48	1,06	5,534	0	0,294
3,83	0,333	1,63	13,32	45,045	0,1	0,098	3,39	0,2	1,04	3,525	0,054	
5,33	0,463	1,349	185	3,243	0,8	0,671	17,4	0,082	1,02	17,805	0,001	
6,83	0,594	1,122	137,64	4,359	0,6	0,524	13,8	0,085	1,03	14,244	0,002	
8,33	0,724	0,918	148	4,054	0,59	0,517	13,6	0,08	1,04	14,115	0,002	
9,83	0,855	0,687	125,8	4,769	0,49	0,438	11,7	0,1	1,05	12,339	0,001	
11,33	0,985	0,5236	60,68	9,887	0,3	0,279	7,84	0,11	1,06	8,376	0,007	
12,83	1,116	0,3536	85,84	6,989	0,4	0,365	9,92	0,13	1,09	10,848	0,003	
14,33	1,246	0,3264	35,52	16,891	0,2	0,191	5,66	0,11	1,08	6,163	0,008	
15,83	1,377	0,2856	16,28	36,855	0,1	0,098	3,39	0,11	1,09	3,719	0,067	
17,33	1,507	0,2584	11,84	50,675	0,1	0,098	3,38	0,2	1,22	4,118	0,091	
18,83	1,638	0,1224	23,68	25,337	0,1	0,098	3,39	0,2	1,24	4,196	0,022	
20,33	1,768	0,102	11,84	50,675	0,1	0,098	3,39	0,2	1,26	4,277	0,038	
Le tassement total :										0,2941m		

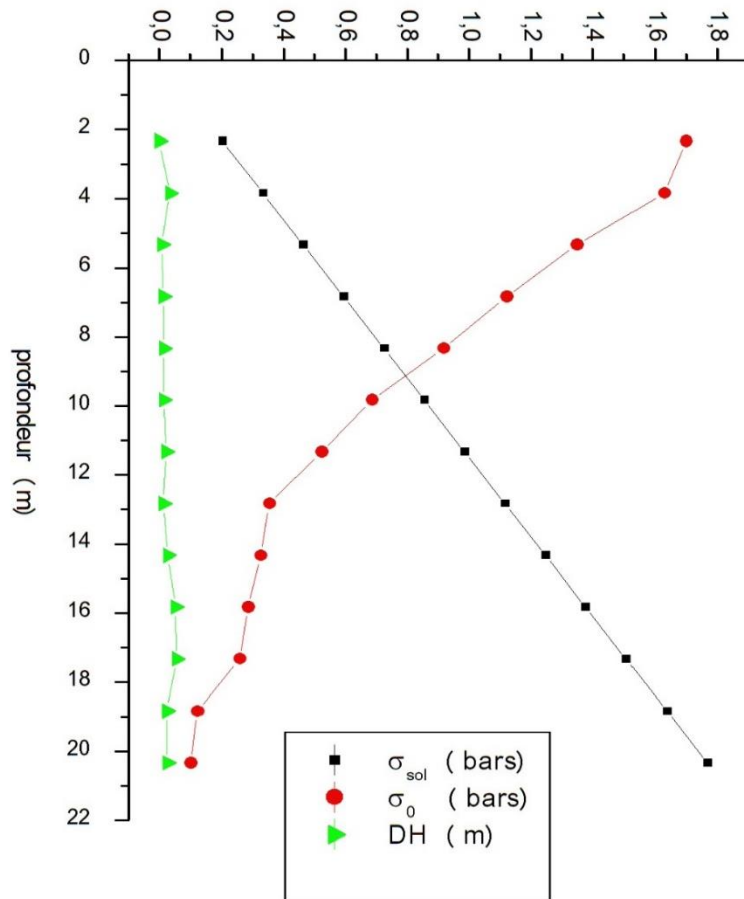


Figure V.17 : tassement de la pile sous colonnes ballastées par la méthode de prièbe.

on remarque que le tassement de la pile sous colonne ballastées avec la méthode de prièbe est tres important , DH = 0,2941m allons d'une profondeur de 2,33m jusqu'à 20,33m et que la contrainte du sol augment de 0.202bars jusqu'a 1,768bas , la charge admissible diminue proportionnellement de 1,7 jusqu'à 0,102bars.

Les résultats sont synthétisés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Tassement du sol sous la pile par la méthode d'homogénéisation.			
Epaisseur	Profondeur (m)	Module équivalent (bars)	Tassement (m)
0	2,33	138,797006	0,03462537
0-1,5	3,83	70,6129688	0,00873095
1,5-3	5,33	463,52349	0,01328207
3-4,5	6,83	380,136503	0,01443389
4,5-6	8,33	381,601962	0,01544014
6-7,5	9,83	333,708017	0,02226936
7,5-9	11,33	211,609104	0,01357565
9-10,5	12,83	273,489635	0,02734333
10,5-12	14,33	143,245191	0,05261182
12-13,5	15,83	73,2839063	0,0559489
13,5-15	17,33	69,2775	0,02525723
15-16,5	18,83	79,96125	0,02650211
16,5-18	20,33	69,2775	0,03462537
Tassement total :			0,3100m

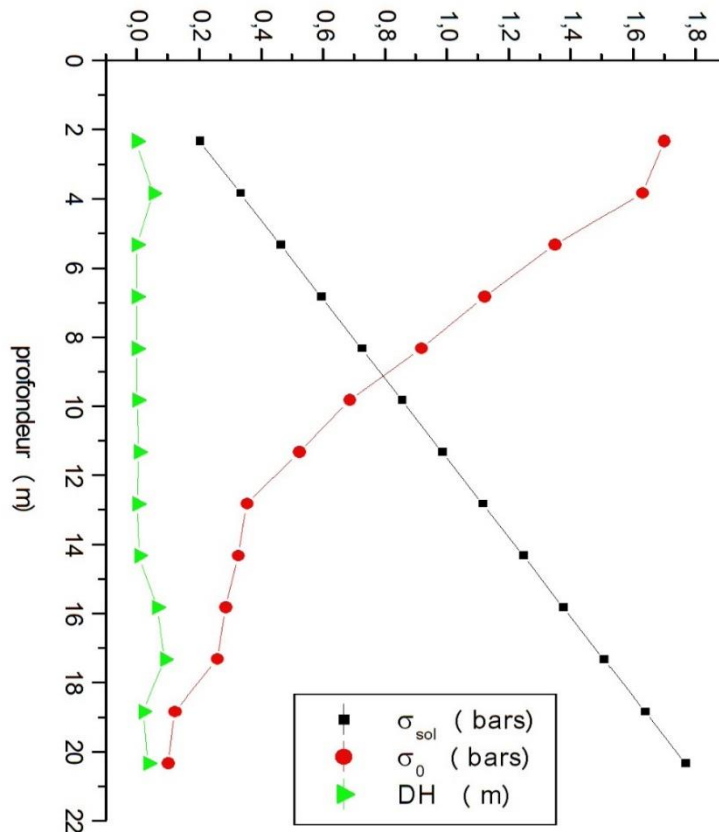


Figure V.1 8: tassement de la pile sous colonnes ballastées par la méthode d'homogénéisation.

Le tassement de la pile sur colonne ballastée avec la méthode d'homogénéisation nous donne un tassement considérable de DH= 0,31m d'une profondeur allons de 2,33m à 20,33m.

VI.5 Conclusion

Vu la faible portance du sol et de son caractère déformable sous lourde charge et l'importance du projet, les couches superficielles ne peuvent constituer une assise pour les fondations d'un tel ouvrage.

L'implantation des colonnes ballastées dans le site étudié sont d'une longueur de 18 m ($20 \times \phi_c$) tel que le bon sol est de 35 à 40 m d'environ, engendre un tassement important de l'ordre de 0,79 m avec la méthode de piébe et d'environ 0,94 m avec la méthode d'homogénéisation dans la culée. En ce qui est le cas de la pile, un tassement de 0,29m à 0,31m respectivement avec la méthode de piébe et d'homogénéisation. ces dernier restent inadmissible malgré une légère amélioration comparée avec les fondations sur un sol sans traitement.

A cet effet nous recommandons des fondations profondes de type pieux forés, ancrés dans la couche de sol au minimum de trois fois le diamètre du pieu.

A large blue triangle pointing to the right, located on the left side of the page.

CHAPITRES VI

Dimensionnement des pieux

VI.1.Introduction

Les fondations jouent un rôle essentiel dans la stabilité et la durabilité des structures. Parmi les différents types de fondation, l'utilisation de pieux se révèle souvent nécessaire pour soutenir des charges importantes ou en présence de sols de faible capacité portante. Les pieux, en tant qu'éléments structurels verticaux, transfèrent les charges de la structure vers des couches de sol plus résistantes et stables, assurant ainsi la sécurité et la stabilité globale de la construction.

Ce chapitre présente une généralité sur les pieux et une étude des fondations 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.

VI.2.Principaux types de pieux

On distingue deux grands groupes de pieux : les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol et les pieux réalisés par excavation du sol. Dans le premier groupe, on peut citer les pieux battus et dans le second les pieux forés.

- a) **Pieux battus** : Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécutés en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés
- b) **Pieux forés** : Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

VI.3.Capacité portante d'un pieu isolé par la méthode pressiométrique :

La méthode pressiométrique tient compte de l'hétérogénéité du sol en se basant sur le concept du sol homogène équivalent, caractérisé par une pression limite équivalente P_{le} et entourant un pieu ayant une fiche équivalente. La pression pressiométrique limite équivalente sert au calcul de la résistance en pointe.

Pour le dimensionnement des fondations à partir du Pressiomètre Ménard, le fascicule (62,titre V), définit les catégories conventionnelles de sols données par le tableau 1, en fonction de la pression limite mesurée par le Pressiomètre Ménard.

Tableau VI.1 : Définition des catégories conventionnelles des sols.[9]

Classe de sol.			Pressiomètre P_1 (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa).
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	<0,7	<3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	>2,5	>6,0
Sables, graves	A	Lâches	<0,5	<5
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C	Compact	>2,5	>20,0
Craies	A	Molles	<0,7	<5
	B	Altérées	1,0 à 2,5	>5,0
	C	Compacte	>3,0	
Marnes, marno-calcaires	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.

VI.3.1.Calcul de la charge limite totale Q_l

Dans le cas général des pieux travaillant en compression,

on a : $Q_l = Q_P + Q_S$

ou

QP : charge limite mobilisable sous la pointe de pieux.

QS : charge limite mobilisable par frottement latéral entre le fut du pieu et le sol.

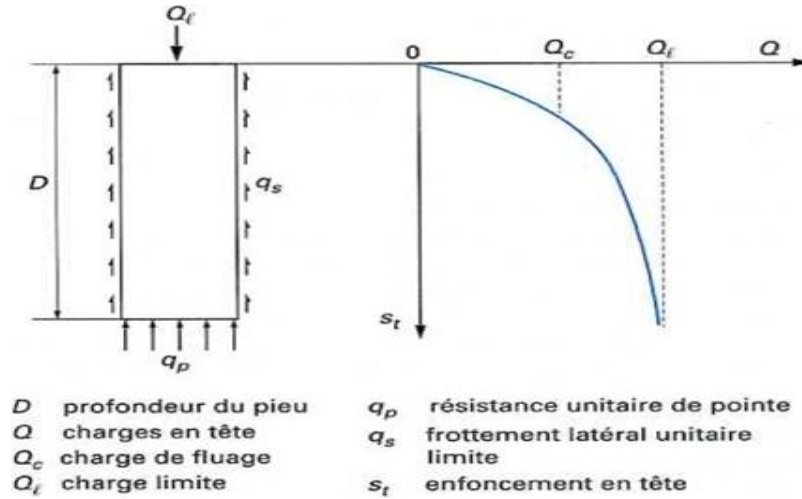


Figure VI.1 : Courbe de chargement axial d'un pieu (Frank, 2019) [9].

a) La charge limite de la pointe

Selon le fascicule 62, titre V, de 1993, la charge limite de pointe est donnée par la formule :

$$Q_p = A \times K_p \times P_{le}^*$$

Avec ;

A : section de pointe

P_{le}^* ; Pression limite nette équivalente ;

K_p : facteur de portance.

Pour les fondations profondes et les fondations semi-profondes dont les techniques sont assimilables à celles des fondations profondes, les valeurs du facteur de portance K_p sont données par le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Valeurs de facteur de portance k_p. [9]		
Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement de sol.
Argiles, limons	A	1,1
	B	1,2
	C	1,3
Sables, graves	A	1,0
	B	1,1
	C	1,2
Craies	A	1,1
	B	1,4
	C	1,8
Marnes : marno-calcaires		1,8
Roches altérées⁽¹⁾		1,1 à 1,8
<p>La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.</p>		

b) Pression limite nette équivalente

C'est une pression moyenne autour de la base du pieu. Elle est déterminée de la manière suivante :

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

$$a = B/2 \text{ si } B > 1 \text{ m}$$

$$a = 0,5 \text{ m si } B < 1 \text{ m}$$

$b = \min \{ a, h \}$ ou h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse. Ce calcul n'est cependant valable que dans le cas d'une formation porteuse homogène, c'est-à-dire une couche pour laquelle les valeurs maximales de P_l n'excèdent pas 2 fois les valeurs minimales P_l .

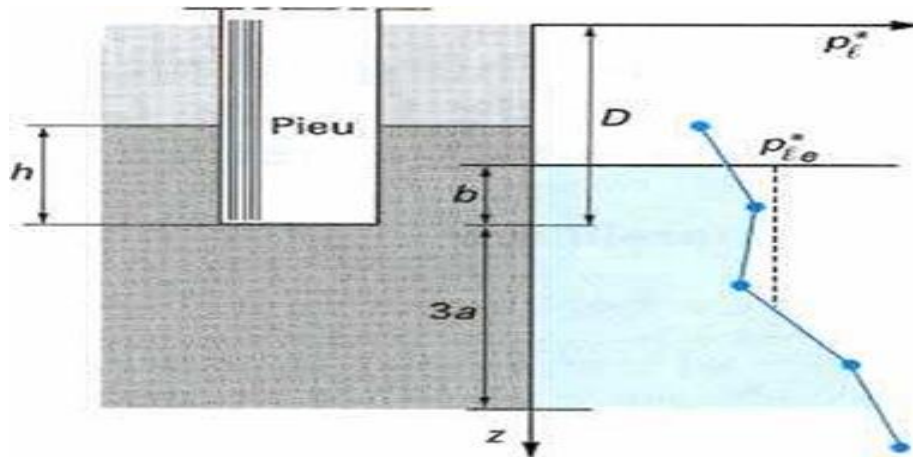


Figure VI.2 Définition de la prb. La charge limite de frottement latéral [9]

c) La charge limite de frottement latéral

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_{sl} = P \int_0^h q_s(z) dz$$

Avec ;

q_s : frottement latéral unitaire limite à la cote Z .

P : périmètre du pieu.

La valeur du frottement latéral unitaire q_s est donnée par les courbes du jeu d'abaques ci dessous en fonction de la pression limite nette $P_1^*(z)$. La courbe à utiliser est en fonction de la nature du sol et de l'élément de fondation considéré.

Tableau VI.3 : Choix des courbes pour le calcul de frottement latéral. [9]

Type de pieu	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple.	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾				Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽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 ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄	
Foré tubé (tube perdu)	Q ₁			Q ₁		Q ₂	(4)			Q ₂	Q ₃	

- (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.

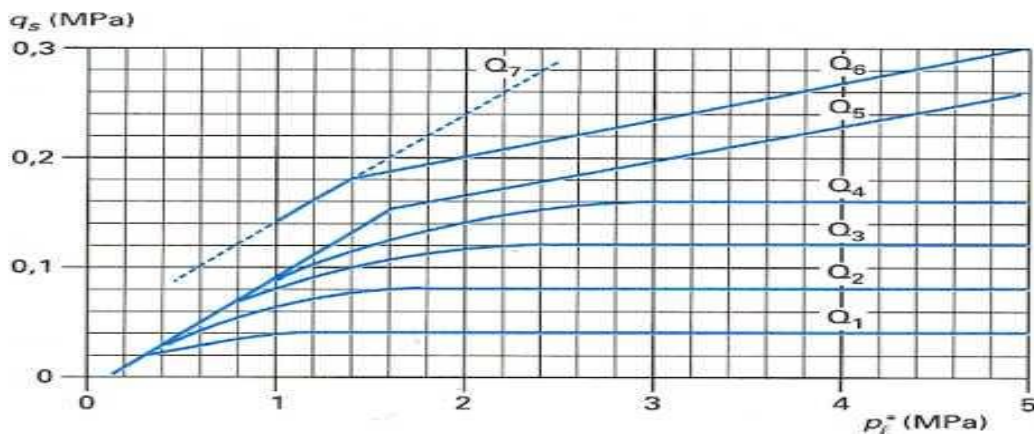


Figure VI.3 : Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu [9].

VI.3.2. Essais au laboratoire

Avant le développement des essais in situ, il était d'usage le recours à la théorie classique de la capacité portante pour le calcul de la charge limite d'un pieu à partir des caractéristiques mécaniques du sol, la cohésion C et l'angle de frottement φ . La charge limite reprise par un pieu isolé est donnée par la formule suivante :

$$Q_l = S(1,2CN_c + \gamma DN_q) + PD(\alpha\gamma D + \beta C)$$

Avec :

P = périmètre de pieu ;

D = la longueur du pieu.

α et β sont des paramètres qui dépendent de la rugosité du pieu et de la nature du sol.

N_c , N_q sont des facteurs de portance, fonction de φ .

VI.4. Evaluation du tassement d'un pieu :

Le tassement V_0 en tête d'un pieu isolé, sous une charge de service Q sert à l'évaluation du déplacement de l'ensemble de la fondation sur pieux, une fois corrigé par un éventuel effet de groupe. Si dans certaines configurations pieu/sol, le tassement est faible et n'est pas considéré comme facteur déterminant dans la conception de fondation, dans d'autres il est nécessaire d'en tenir compte.

Le tassement peut être déterminé expérimentalement à partir d'un essai de chargement statique, et on peut aussi évaluer le tassement par calcul, en utilisant les différentes méthodes par exemple :

a- Méthodes empiriques :

Ces méthodes permettent une estimation approximative du tassement, elles sont basées sur la compilation d'un nombre de constatations sur les pieux. On note à ce titre, la recommandation de Vesic (1977) pour le tassement en tête du pieu dans un sol pulvérulent.

$V_0 = \frac{B}{100 + \Delta L}$, tel que $\Delta L = \frac{QD}{SE_p}$ est le raccourcissement élastique du pieu (B et ΔL en

mètre), E_p , D et S étant respectivement le module d'Young du matériaux du pieu, sa fiche et l'aire d'une section transversale. Meyerhof (1956) a proposé de calculer empiriquement le tassement d'un pieu isolé, quel que soit le type de pieu comme suit:

$V_0 = \frac{B}{30F_s}$ tel que F_s étant le coefficient de sécurité pris généralement égale à 3. Suite à

l'analyse des essais de chargements des pieux par le LCPC, Frank (1995) a recommandé d'estimer le tassement en tête d'un pieu isolé sous une charge verticale égale à $0.7Q_c$.

$(V_0/B) = 0.6\%$ pour les pieux forés.

$(V_0/B) = 0.9\%$ pour les pieux battus.

VI.5. Tassement d'un groupe de pieux :

La présence de deux pieux proche l'un de l'autre modifié le comportement de chacun pris isolément. Un tel phénomène est appelé effet du couple.

Le problème d'interaction d'un couple de pieux libre en tête a été étudié à l'aide de la théorie de l'élasticité à la base de la solution fondamentale de Mindlin(1936), par plusieurs chercheurs notamment Butterfield et Banerjee (1971) et Poulos et Davis(1980) , ces derniers ont montré que le tassement peut s'écrire comme suit :

$$V_0 = V_0^i(1 + \alpha) \quad (\text{III.31})$$

V_0^i Est le tassement du pieu isolé sous le même effort, et α est le facteur d'interaction qui dépend de l'élanement D/B , de l'espacement relatif d/B entre les pieux, de la compressibilité relative K , ainsi que de ν .

Dans le cas d'un groupe quelconque de pieux, on définit le rapport de tassement R_s par :

$R_s =$ tassement moyen de groupe/ tassement du pieu isolé sous un effort moyen

Poulos (1980) a présenté pour ce cas, les valeurs de R_s concernant un groupe de pieux, au nombre carré, et ayant le même espacement d entre deux pieux adjacents quelconque, installé dans un sol caractérisé par le module de Young E . Dans tous les cas, on remarque que R_s

augmente avec le nombre de pieux et la compressibilité relative K et diminue lorsque l'espacement entre les pieux augmente.

VI.6. Dimensionnement des pieux par la méthode pressiométrique

Diamètre B : le diamètre des pieux qui sont réservés pour des grands ouvrages est :

$B \geq 0,8m$, selon le fascicule 62 titre V pour cela on choisit un diamètre $B = 1m$.

La hauteur d'ancrage h dans la couche porteuse :

couche de sol résistante (porteuse) dans la quelle est ancré la base du pieu. l'épaisseur de cette couche, doit être $\geq 3B$ selon le fascicule 62 titre V , B étant le diamètre du pieu.

$h \geq 3B, h \geq 3m$. On prend la hauteur d'ancrage dans le sol résistant $h = 3m$.

VI.6.1. Détermination du facteur de portance K_p

On a une couche d'assise d'argil peu plastique. Ce type de sol a des caractéristiques qui rassemblent a celles d'argil , D'après le (tableau VI.2)

$k_p = 1,1$.

$q_{pl} = k_p \times P_{le}^* = 1,1 \times 18,29 = 20,12 \text{bars} = 201,2 \text{t/m}^2$.

- **Pour un pieux 1m de diamètre :**

La résistance limite du sol sous la pointe du pieu Q_{pl} :

$$Q_{pl} = q_{pl} \times A_p.$$

: Surface de la pointe

$$A_p = \pi \times R^2 = \pi \times (0,5)^2,$$

$$A_p = 0,785 \text{m}^2.$$

$$Q_{pl} = 201,2 \times 0,785 = 157,942 \text{t}.$$

a) 1^{er} couche (argil peu plastique)

$$P_l^* \text{moy} = 0,30 \text{Mpa}$$

d'après le (tableau VI.2) le sol est une argile classe A Pieu foré simple,

d'après le (tableau VI.3) on utilisera l'abaque $Q_1 q_s = 0,018 \text{Mpa}$.

b) 2^{ème} couche (argil peu plastique)

$$P_l^* \text{moy} = 0,613 \text{Mpa}$$

d'après le (tableau VI.2) le sol est une argile classe A Pieu foré simple,

d'après le (tableau VI.3) on utilisera l'abaque $Q_1 q_s = 0,028 \text{Mpa}$.

donc charge limite en frottement :

$$Q_{sl} = 3,14 \times 1 \times (0,018 \times 3 + 0,028 \times 24)$$

$$Q_{sl} = 227,9 \text{ t.}$$

VI.6.2. calcul de la charge limite Q_l :

$$Q_l = Q_{pl} + Q_{sl} = 157,94 + 227,9 = 385,842 \text{ t.}$$

VI.6.3. Calcul de la charge du fluage Q_c

Selon le fascicule 62 Titre V, pour les pieux qui ne refoulent pas le sol (pieux forés) on a :

$$Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1,5}$$

$$Q_c = \frac{157,94}{2} + \frac{227,9}{1,5}$$

$$Q_c = 230,90 \text{ t}$$

- **Pour un pieux de 1,2m de diamètre :**

La résistance limite du sol sous la pointe du pieu Q_{pl} :

$$Q_{pl} = q_{pl} \times A_p.$$

: Surface de la pointe

$$A_p = \pi \times R^2 = \pi \times (0,6)^2,$$

$$A_p = 1,130 \text{ m}^2.$$

$$Q_{pl} = 201,2 \times 1,130 = 227,36 \text{ t.}$$

a) 1^{er} couche (argil peu plastique)

$$P_l^* \text{ moy} = 0,30 \text{ Mpa}$$

d'après le (tableau VI.2) le sol est une argile classe A Pieu foré simple,

d'après le (tableau VI.3) on utilisera l'abaque Q_l $q_s = 0,018 \text{ Mpa}$.

b) 2^{ème} couche (argil peu plastique)

$$P_l^* \text{ moy} = 0,613 \text{ Mpa}$$

d'après le (tableau VI.2) le sol est une argile classe A Pieu foré simple,

d'après le (tableau VI.3) on utilisera l'abaque Q_l $q_s = 0,028 \text{ Mpa}$.

donc charge limite en frottement :

$$Q_{sl} = 3,14 \times 1,2 \times (0,018 \times 3 + 0,028 \times 24)$$

$$Q_{sl} = 273,55 \text{ t.}$$

VI.6.2. calcul de la charge limite Q_l :

$$Q_l = Q_{pl} + Q_{sl} = 227,36 + 273,55 = 500,91t.$$

VI.6.3. Calcul de la charge du fluage Q_c

Selon le fascicule 62 Titre V, pour les pieux qui ne refoulent pas le sol (pieux forés) on a :

$$Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1.5}$$

$$Q_c = \frac{227,36}{2} + \frac{273,55}{1.5}$$

$$Q_c = 296,05t$$

VI.6.4. 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, pour les pieux qui ne refoulent pas le sol (pieux forés) on a :

$$Q_n = \frac{Q_l}{1.4} = 357,79t$$

VI.6.5. 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.

$$N = \frac{R}{Q_{adm}} = \frac{R}{\frac{Q_c}{1,4}}$$

VI.7. Calcul du nombre de pieux pour la culée

$$N = \frac{R}{Q_{adm}} = \frac{2867,94}{\frac{296,05}{1,4}} = 13,56$$

N : Nombre de pieux.

Q_{adm} : Réaction transmise de la culée au sol de fondation.

On prend 14 pieux qu'on dispose en trois fils 2 file de 5 pieux et 1 file de 4 pieux .

VI.7.1. Calcul du nombre de pieux pour la pile

$$N = \frac{R}{Q_{adm}} = \frac{1372,79}{\frac{296,05}{1,4}} = 6,49$$

On prend 6 pieux qu'on dispose en deux fils de 3 pieux.

VI.8. Disposition des pieux

VI.8.1 pour la culée

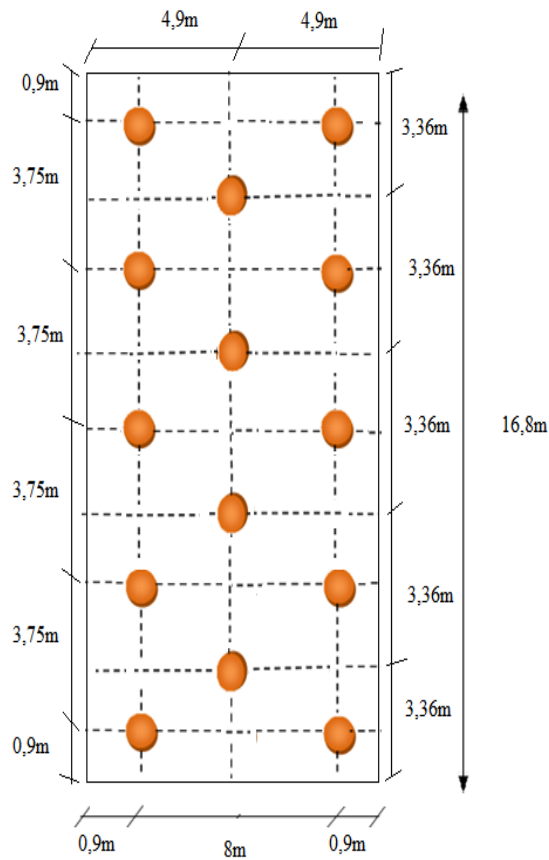


Figure VI.4 : disposition des pieux sur la culée

VI.8.2. Pour la pile

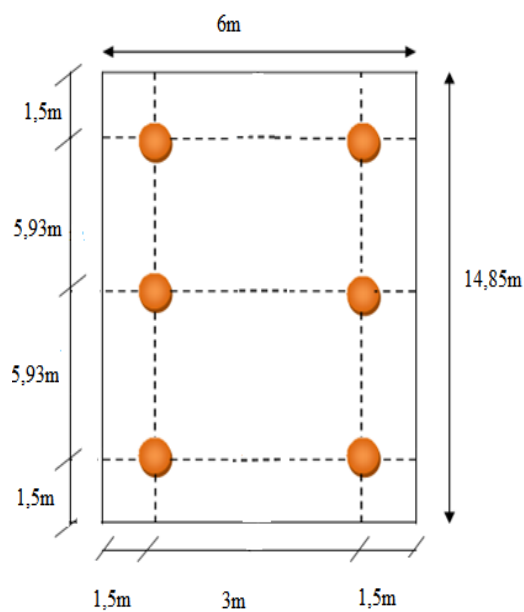


Figure VI.5 : disposition des pieux sur la pile

VI.9. Comportement d'un groupe de pieux

Un pieu dans un groupe de pieux diffère du pieu isolé notamment parce que :

La mise en place dans un groupe de pieux crée un remaniement du sol plus important.

La charge appliquée sur un pieu a une influence sur le comportement des pieux voisins.

VI.9.1 Calcul de l'efficacité de groupe de pieux

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

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

B : diamètre des pieux.

S : entraxe entre les pieux.

n : nombre de colonnes de pieux.

- **Pour la culée**

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctg\left(\frac{1}{3,75}\right)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{5}\right)$$

$$C_e = 75\%$$

- **Pour la pile**

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctg\left(\frac{1}{5,93}\right)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{3}\right)$$

$$C_e = 87\%$$

Tableau VI.4 : résultat de l'essai préssiométrique

L (m)	D (m)	Q _p	Q _s	Q _c	Q _n	n _{culée}	n _{pile}	C _e _{culée}	C _e _{pile}
40	1	157,942	227,9	230,90	275,60	18	8	0,69	0,80
	1,2	227,36	273,55	296,05	357,79	14	6	0,75	0,87
30	1	85,87	162,02	150,95	177,06	28	14	0,45	0,59
	1,2	123,62	194,43	191,43	227,17	22	12	0,57	0,66

VI.10. Tassement de pieu :

Pour les pieux forés on a : $S_{ref} = 0,006B$

- $B = 1 \text{ m}$, $S_{ref} = 6 \text{ mm}$;
- $B = 1,2 \text{ m}$, $S_{ref} = 7,2 \text{ mm}$.

Le tassement par la méthode empirique nous donne : $V_0 = 11 \text{ mm}$ pour un pieu de 1m de diamètre et 13 mm pour un pieu de 1,2 m. Ils sont inférieurs à 10 cm, tassement admissible préconisé par R. FRANK.

Etude du comportement d'un groupe de pieux :

La distance entre axe de pieux est trois fois le diamètre.

Tableau.VI.5 : Caractéristiques du groupe de pieux.							
	B (m)	C_e	Nombre de pieux	Q₁ (t) (un pieu)	Q₁ (t) (groupe)	Poids d'un pieu (t)	Poids du groupe (t)
pile	1,00	0,80	8	385,842	3086,736	96,08	768,64
	1,20	0,87	6	500,94	3005,64	113,04	678,24
culée	1,00	0,69	18	385,842	5401,788	69,08	1243,44
	1,20	0,75	14	500,94	6011,28	113,04	1582,56

- Tassement du groupe de pieux :

Le tassement du groupe de pieux est donné le tableau VI.6, par la formule (III.31) :

	B(m)	E_p (MPa)	E(MPa)	S/B	α	V₀ⁱ (mm)
culée	1,00	34 000	500	3	0,2	6
	1,2	34000	500	3,75	0,2	7,20
pile	1,00	34000	500	3,95	0,2	6
	1,2	34 000	500	5,93	0,2	7,20

Tableau VI.7 : tassement des pieux sous la pile				
z(m)	σ_{sol}(bars)	σ_1(bars)	E_s(bars)	DH (m)
40	3,48	1,786	259	0,01034363
41,5	3,6105	1,71245882	259	0,00991772
43	3,741	1,41724353	259	0,00820797
44,5	3,8715	1,17876	395,2	0,00447404
46	4,002	0,96444	373,7	0,00387118
47,5	4,1325	0,72175412	373,7	0,00289706
49	4,263	0,550088	373,7	0,00220801
				S_{tot}= 0,0419196m

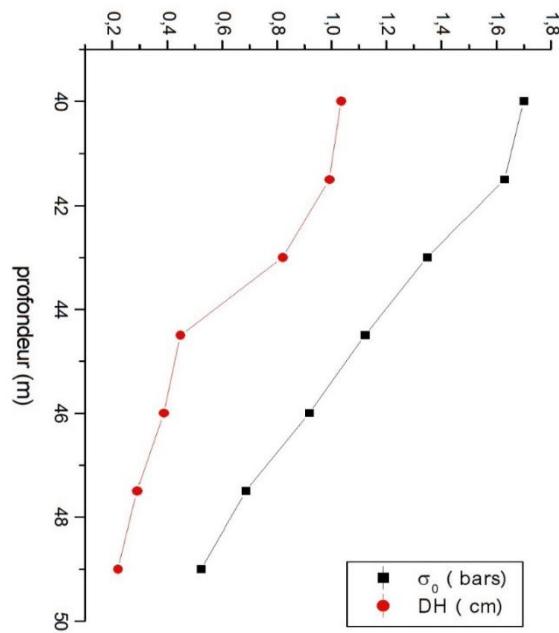


Figure VI.6 : tassement des pieux sous la pile

On remarque que le tassement sous la pile est important a partir de 40m jusqu'au 49 m de profondeur d'un tassement de DH= 4,99 cm et que la contraintes admissibles σ_0 diminue de 1,786bars jusqu'à 0,55bars.

Tableau VI.8 : tassement des pieux sous la culée				
z(m)	σ_{sol}(bars)	σ_1(bars)	E_s(bars)	DH (m)
40	3,48	1,996	259	0,01155985
41,5	3,6105	1,95608	259	0,01132865
43	3,741	1,81951158	259	0,01053771
44,5	3,8715	1,63672	395,2	0,00621225
46	4,002	1,47704	373,7	0,00592871
47,5	4,1325	1,31736	373,7	0,00528777
49	4,263	1,15768	373,7	0,00464683
50,5	4,3935	0,998	373,7	0,00400589
52	4,524	0,91816	373,7	0,00368542
53,5	4,6545	0,86143158	373,7	0,00345771
55	4,785	0,75848	373,7	0,00304447
				$S_{tot} = 0,06969526$

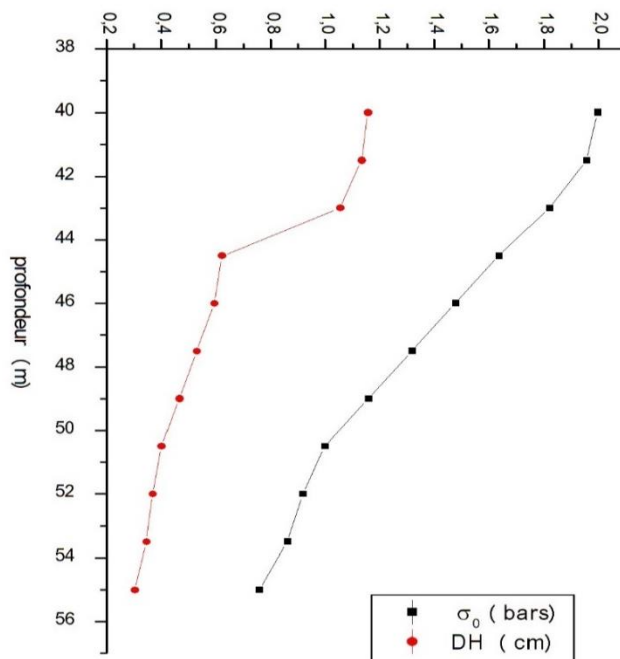


Figure VI.7: tassement des pieux sous culée

On remarque que le tassement sous la culée est important a partir de 40m jusqu'au 55 m de profondeur d'un tassement de $DH= 6,96$ cm et que la contraintes admissibles σ_0 diminue de 1,996 bars jusuq'a 0,75848bars

VI.11Conclusion :

L'étude de la variante fondation profonde sous differentes dimensions à savoir un diamètre de 1m et 1,2m et d'une longueur de 30 et 40m donne un coefficient d'efficacité le plus élevé pour le variante diamètre 1,2 m et une longueur de 40 m qui est de l'ordre de 0,87. A cet effet, cette variante s'avere le meilleur choix de fondations profondes pour notre perojet. Par ailleurs, l'effort nominal qui sera suporté par un seul pieux nous donne un groupe de pieux de 6 pour la pile et de 14 pieux pour la culée. L'évaluation des tassements de la culée et de la pile sur pieux donne respectivement des tassements de l'ordre de 4 cm et 6 cm. Ces derniers sont considérés admissibles.

A large blue triangle pointing to the right, located on the left side of the page.

CHAPITRES VII

*Etudes numériques du
comportement des pieux et des
colonnes ballastées*

VII.1 Introduction

L'avancement de la technologie et de l'informatique offre aux professionnels la possibilité de résoudre les problèmes liés aux structures de génie civil, en prévoyant les déformations et les dommages potentiels qui pourraient compromettre l'ouvrage, afin de prévoir des solutions adaptées pour y remédier.

Parmi ces programmes, on trouve PLAXIS qui a été choisi dans ce projet pour ses fonctionnalités avancées et sa réputation dans le domaine de l'analyse géotechnique. PLAXIS offre des capacités de modélisation puissantes et des outils d'analyse complets, permettant ainsi une meilleure compréhension du comportement géotechnique des sols et des structures.

Dans ce chapitre nous nous intéressons à la présentation du logiciel, et la modélisation bidimensionnelle du sol sous différent état (vierge, renforcé et fondation profonde).

VII.2 Présentation du logiciel

Le logiciel PLAXIS permet aux ingénieurs et aux géotechniciens de réaliser des études de comportement des sols et de structures souterraines. Il est utilisé pour l'analyse des fondations, les études de stabilité des talus, les calculs de consolidation, les calculs de déformations, les interactions sol-structure, les études de tunnels, les excavations, et bien d'autres applications géotechniques.

a) Fonction de PLAXIS :

PLAXIS offre plusieurs fonctions clés pour l'analyse géotechnique. Tout d'abord, il permet de modéliser les interactions sol-structure en simulant les charges appliquées à une structure donnée. Cela permet de déterminer les contraintes et les déformations dans le sol et dans la structure elle-même.

En outre, PLAXIS peut être utilisé pour analyser la stabilité des pentes en modélisant les forces agissant sur une pente donnée. Enfin, il est également utile pour l'analyse des tassements, en prédisant les mouvements verticaux du sol sous une charge donnée. Ces fonctions sont essentielles pour comprendre et résoudre les problèmes géotechniques complexes.

b) Domaine d'application de PLAXIS :

PLAXIS est utilisé dans une variété de domaines en génie géotechnique. Dans le domaine de la construction civile, il est utilisé pour concevoir des fondations et des murs de soutènement. Dans l'industrie minière, il est utilisé pour modéliser les excavations souterraines et les barrages miniers.

Enfin, PLAXIS est également utile pour l'analyse environnementale, en prédisant les impacts potentiels des activités humaines sur les sols et les structures environnantes. Grâce à sa polyvalence

c) Modèles des matériaux

Ce logiciel utilise différents modèles de matériaux pour simuler le comportement des sols et des structures. Le modèle élastique linéaire est utilisé pour les sols peu résistants, tandis que le modèle Mohr-Coulomb est utilisé pour les sols cohérents. Le modèle Hardening Soil est utilisé pour les sols qui subissent une déformation permanente sous une charge donnée.

Ces modèles permettent de simuler un large éventail de conditions géotechniques et de prédire les réponses des sols et des structures à différentes charges. Ils sont essentiels pour comprendre la complexité des problèmes géotechniques et pour concevoir des solutions efficace

VII.3 Etape de modélisation :

Plaxis utilise une interface composée de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) qui permettent à l'utilisateur de modéliser un problème géotechnique.

Dans le sous-programme "Input", l'utilisateur définit la géométrie du modèle, les matériaux utilisés et le type de chargement appliqué.

Le sous-programme "Calculations" permet de définir les différentes phases de calcul du modèle, en spécifiant les paramètres tels que les propriétés des matériaux, les conditions aux limites et les méthodes numériques utilisées.

Le sous-programme "Output" permet la visualisation des résultats obtenus. Il affiche les résultats sous différentes formes, telles que le maillage déformé, les cartes des iso-valeurs, etc.

Enfin, le sous-programme "Curves" permet d'obtenir les courbes de déformation d'un point sélectionné, ce qui permet d'analyser plus en détail le comportement du modèle géotechnique.

VII.4. Modélisation du la pile et la culée :

D'après les résultats des essais in situ et des essais de laboratoire qui ont été réalisé dans le site d'implantation, nous avons utilisé dans la modélisation les paramètres donnés dans le tableau-VII-1

N°	Nature	Epaisseur (m)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{unsat} (kN/m ³)	v	E _{ref} (MPa)	C _{ref} (kPa)	ϕ°
01	Argil Peu plastique	0-4,5	18.7	19.40	0.33	0,5346	21	16.4
02	Sable	4 ,5-9	19.7	21	0.33	2,564	10	33
03	Argil peu plastique	9-100	18.7	19.4	0.33	0,5346	21	16.4

Les résultats obtenus sont donnés dans la figure ci-après :

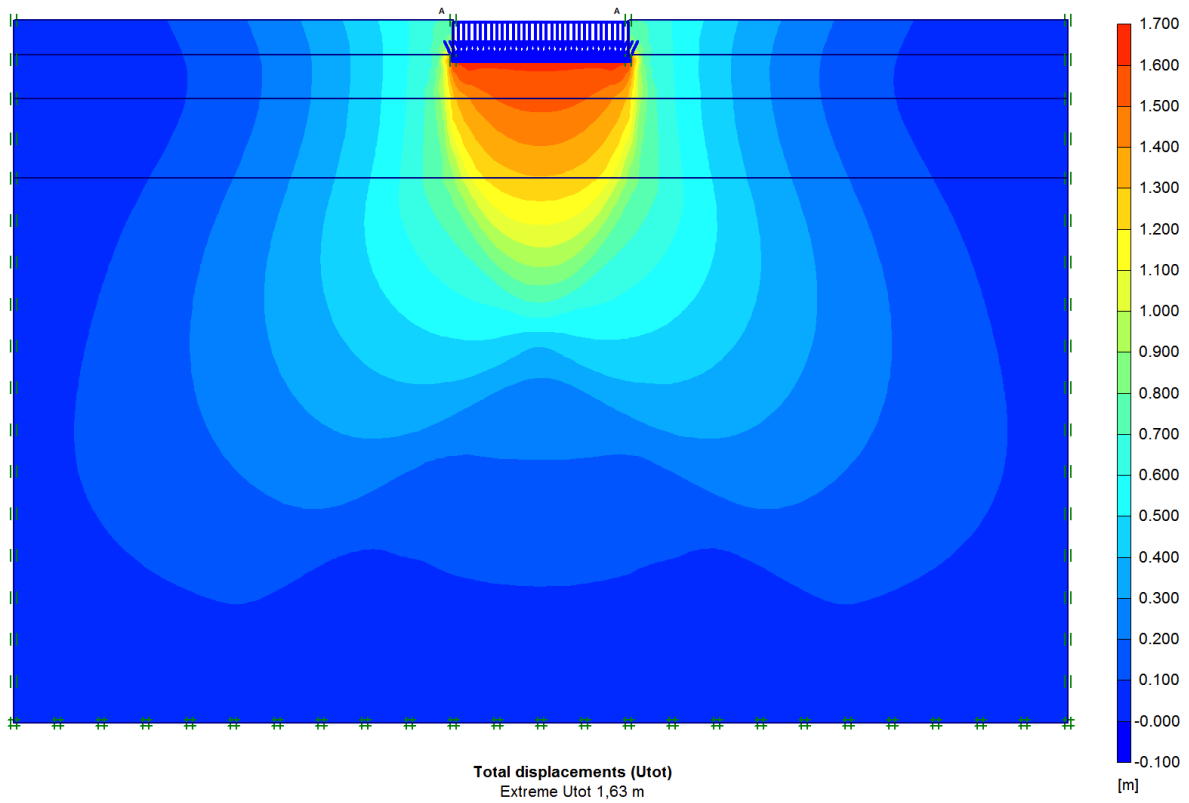


Figure VII.1 Carte des déformations du sol sous la culée

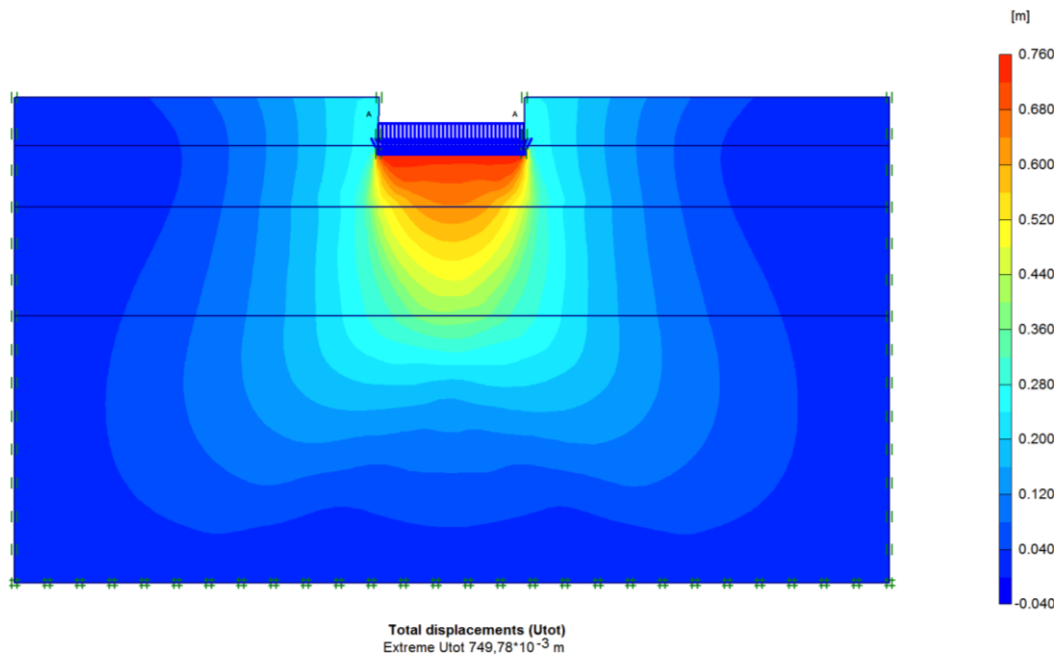


Figure VII.2 Carte des déformations du sol sous la pile

Les deux figures montrent que la majorité des tassements se produisent dans les couches superficielles du sol, qui sont caractérisées par une forte compressibilité. Il est intéressant de noter que les tassements observés sont très similaires à ceux calculés analytiquement, et ils se produisent dans les mêmes couches du sol.

VII.5. modélisation des colonnes ballastées :

Le réseau de colonnes ballastées est dimensionné selon la méthode de Priebe, dont nous avons eu un nombre de 202 pour la culée et 33 colonnes pour la pile, réparties selon un maillage de $1,8 \times 1,8 \text{ m}^2$.

La modélisation du réseau est faite avec Plaxis 2D, en axisymétrie, avec un modèle équivalent, dont nous avons assimilé les colonnes à des couronnes de ballast tel que c'est montré sur la figure-VIII-3, dont l'épaisseur est de 30 cm calculée comme suit : $e = \frac{N.D^2}{8.R}$

Avec :

D : diamètre de la colonne.

N : Nombre de colonnes,

R : rayon du cercle de répartition.

Les paramètres physico-mécaniques du ballast sont :

- $\gamma_{\text{unsat}} = \gamma_{\text{sat}} = 21 \text{ kN/m}^3$;
- $C = 1 \text{ kPa}$, $\varphi = 38^\circ$;
- $E_{\text{ref}} = 60000 \text{ kPa}$, $\nu = 0,33$.

Les résultats sont représentés dans les deux figure suivantes Figure VII.3 et Figure VII. 4

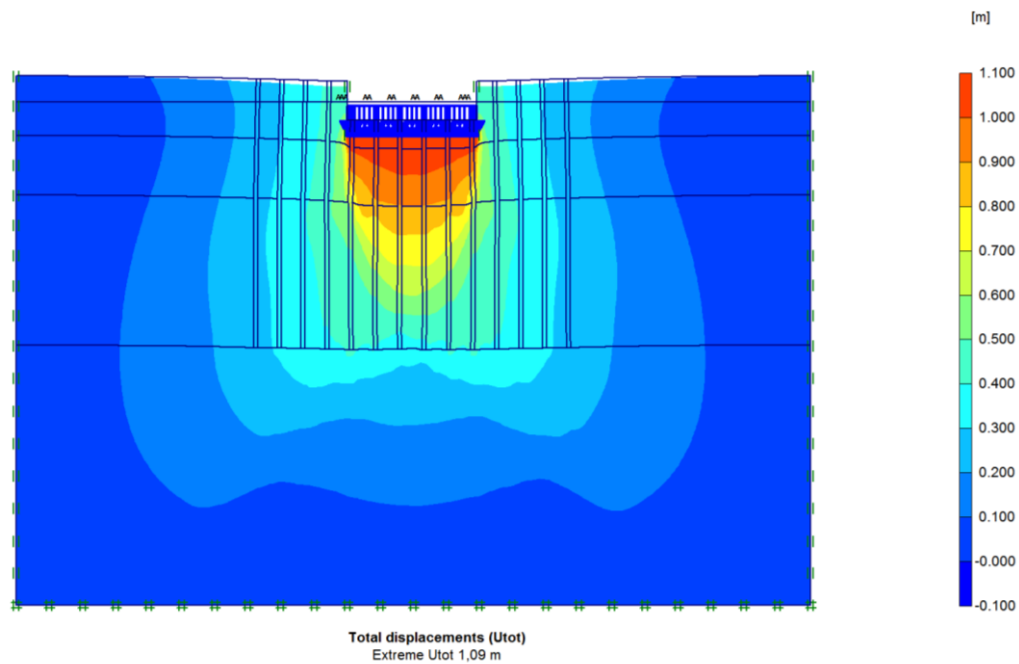


Figure VII. 3 Carte des déformations du sol sous la culée renforcé par des colonnes ballastées

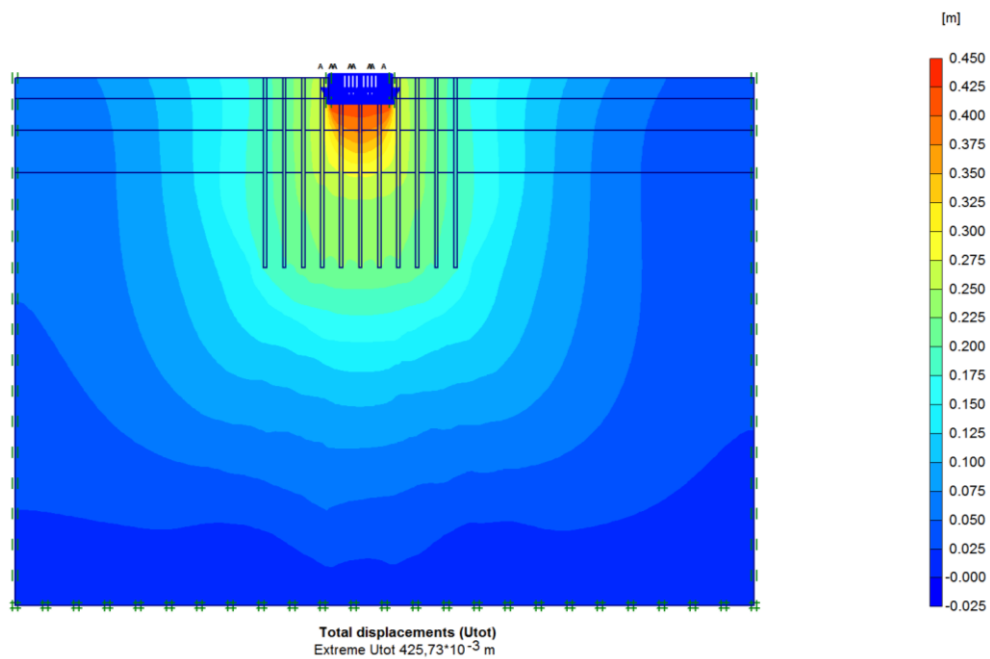


Figure VII. 4 Carte des déformations du sol sous la pile renforcé par des colonnes ballastées

L'utilisation de colonnes ballastées pour renforcer le sol a permis de réduire les tassements d'environ 40 %, mais ils demeurent inacceptables

On les compare avec les tassements calculé avec la méthode de Priebe, ils sont très proches.

VII.6. Modélisation des fondations profondes :

Au vu de la faible amélioration obtenue par le renforcement du sol par colonnes ballastées, la solution retenue est celle des fondations profondes de type pieux ancrés dans la marne compacte. Dans notre étude nous nous sommes intéressés à 1.2m de diamètre et 40m de longueur

Les caractéristiques des pieux utilisés sont :

- $E = 34000 \text{ MPa}$, $\nu = 0,2$.
- Poids volumique : $\gamma_b = 25\text{kN/m}^3$.

Pour le groupe de pieux sous la charge de la culée qui est de 1.9 bars et 1.7 bars pour la pile les déformations de sol sont représentées par les deux figures-VII-5et VII.6 suivantes :

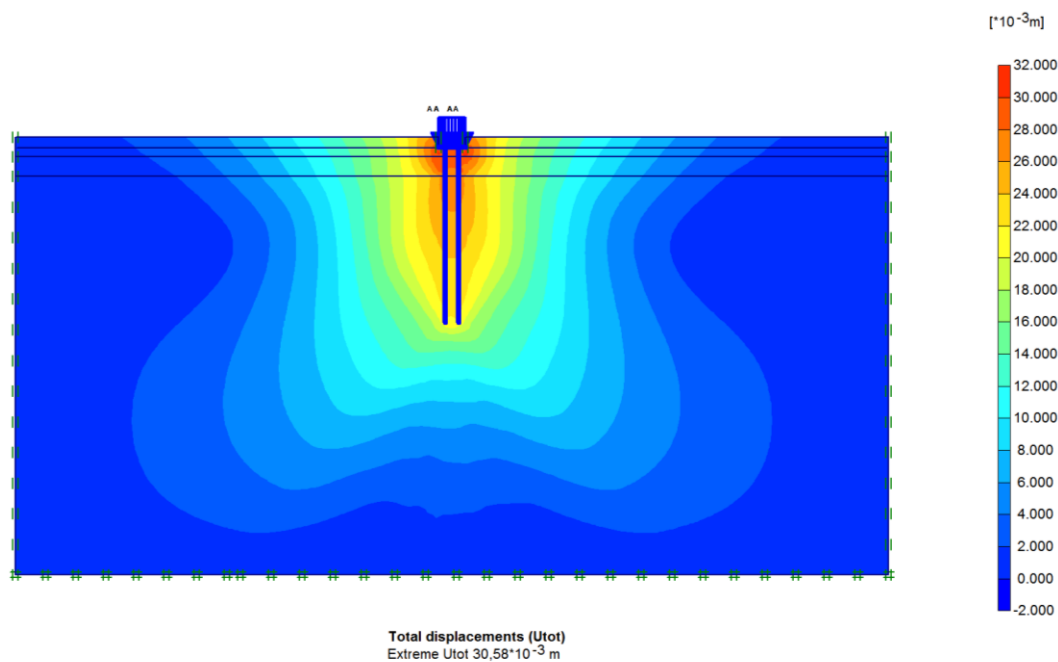


Figure VII.5 Carte de tassement de la pile avec des pieux de 1.2 m de diamètre.

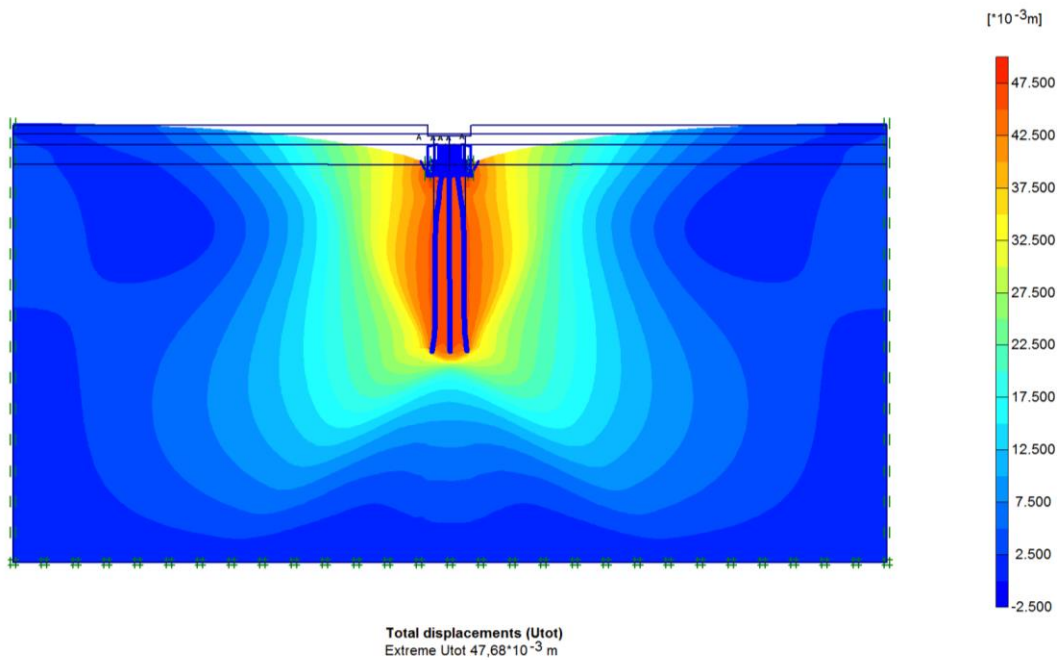


Figure VII.6 Carte de tassement de la culée avec des pieux de 1.2 m de diamètre.

La variante fondations par pieux fichés à 40 m nous donne des tassements totaux pour un diamètre de 1.2 m qui est de 4,7cm pour la culée et 3,05cm pour la pile ce qui reste un tassement admissible .

VII.7 Conclusion

la modélisation de la culée, de la pile sur colonnes ballastées et sur pieux a permis d'obtenir des résultats significatifs concernant les tassements de ces éléments structuraux. Selon les calculs effectués, Le tassement de la pile sans renforcement est de 74.97cm et 163cm pour la culée. Le tassement de la pile a été estimé à 42,57cm sur colonnes ballastée et environ 3,05cm sur pieux tandis que celui de la culée 4.7cm et 109cm respectivement sur pieux et colonnes ballastées. Ce qui fait que la variante fondation profonde de type pieux de 1,2m de longueur 40m est la plus efficace et elle est retenue pour notre projet.

Conclusion générale

L'étude a montré la faible portance des couches superficielles de l'ordre de 0,83bars par les essais de laboratoire et de 0,61 Bars Ce qui signifie que ces dernières ne peuvent pas constituer une assise pour les fondations de l'ouvrage vu les charges qui sont importantes et les tassements qui sont de l'ordre de 1,41 m pour la culée et de 79 cm pour la pile. Ces déformations sont excessives et risquent de déstabiliser l'ouvrage.

De ce fait, une amélioration de la portance du sol par le biais des colonnes ballastées de 90 cm de diamètre donne des résultats mieux que le sol sans traitement qui sont de l'ordre de 77,9cm par la méthode de prièbe et de 93,5 par la méthode d'homogénéisation. pour la culée et de 29,41cm par la méthode de prièbe et 31cm par la méthode d'homogénéisation pour la pile. Par conséquent, ces tassements restent inadmissibles. Donc les variantes fondations superficielles et fondations sur colonnes ballastées ne donnent pas de résultats satisfaisant. Pour cela, les fondations profonde de type pieux de dimension différentes on été étudiées, ce qui nous a permis d'opter pour des fondations profondes de type pieux forés ancrés de trois fois le diamètre dans la couche porteuse de diamètre de 1,2m et de 40 m de longueur. Cette dernière donne un coefficient d'efficacité du groupe de 0,87.

Le calcul a donné pour les fondations de la pile deux fils de trois pieux d'un entraxe de m et pour la culée Trois fils de cinq pieux d'un entraxe de 3,6 m. L'effort nominale du pieux est de l'ordre de 275.60t Par conséquent un tassement de l'ordre de 6,96cm pour la culée et de 4,191cm pour la pile.

L'étude numérique des différents cas étudiés analytiquement, avec le logiciel plaxis donne des résultats très proche dont l'écart est de l'ordre de 10mm. De ce fait, les fondations profondes de types pieux de 1,2 m de diamètre et de 40 m de longueur est la variante retenue.

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 PLAXIS ...etc.

Références bibliographiques

- [01] :Legune M, pujades P .Document ressource les ponts . Académie versailles,2008.
- [02] : ZIGHMI Imene-Bassma, 2010 : « étude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées. » université de Mouloud MAAMERI de Tizi Ouzou.
- [03]: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.
- [04] :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 diapo
- [05] : Soltani M. Ligne d'influence des poutres isostatiques et des arcs isostatique. Office de la publication universitaire .2004.
- [06]: BAEL. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Edition Eyroles, 1991.
- [07] : Vincent Six, 2006. « Analyse du comportement des colonnes ballastées : influence des conditions initiales ».Lille 1.
- [08] :Fatima LEKDIM, 2008/2009. « Traitement des sols par colonnes ballastées ».Université de Bejaia.
- [09] : Roger FRANK, 2010 « Fondations profondes ». Technique de l'ingénieur (C248).
- [10]: DTR-BC 2.331. Document technique réglementaire, méthodes de calcul des fondations profondes, ministère de l'habitat, Alger, 1994.
- [11] : Ali BOUAFIA, 2006. « Les essais in situ dans les projets de fondations ». Office des publications universitaires(OPU).
- [12] : Omar SADAQUI, 2008. « Analyse critique des résultats des essais in situ et calcul de la capacité portante des fondations en utilisant le pénétromètre statique et le pressiomètre ». Les ateliers professionnels du CTC Alger
- [13] : RPOA. Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. Ministère des travaux publics. Alger, 2008

Cette étude se concentre sur l'analyse du comportement des éléments structuraux clés d'un pont, à savoir les culées, les piles et les fondations, dans différentes configurations. L'objectif principal de cette étude est de comprendre et d'évaluer les performances de ces éléments dans trois types de fondations couramment utilisées : les fondations superficielles, les colonnes ballastées et les pieux.

Des modèles numériques sont développés pour simuler le comportement des culées, des piles et des fondations dans les trois configurations mentionnées précédemment. Un logiciels de simulation avancés est utilisés pour effectuer des analyses statiques et en tenant compte des charges appliquées, des conditions géotechniques du site et des paramètres du matériau.

Les résultats obtenus permettront d'améliorer les pratiques de conception et de construction des ponts, en offrant des informations précieuses pour les professionnels du génie civil et en assurant la sécurité et la durabilité des ouvrages d'art.

This study focuses on analyzing the behavior of the key structural elements of a bridge - abutments, piers and foundations - in different configurations. The main objective of this study is to understand and evaluate the performance of these elements in three commonly used foundation types: shallow foundations, ballasted columns and piles.

Numerical models are developed to simulate the behavior of abutments, piles and foundations in the three configurations mentioned above. Advanced simulation software is used to perform static analyses, taking into account applied loads, site geotechnical conditions and material parameters.

The results obtained will help to improve bridge design and construction practices, providing valuable information for civil engineering professionals and ensuring the safety and durability of engineering structures.

هذه الدراسة تركز على تحليل سلوك العناصر الهيكلية الرئيسية للجسر، وتشمل الركائز والأعمدة والمؤسسات، وذلك في تكوينات هذه العناصر في ثلاثة أنواع شائعة من المؤسسات وهي المؤسسات مختلفة. الهدف الرئيسي من هذه الدراسة هو فهم وتقييم أداء تطوير نماذج عددية لمحاكاة سلوك الركائز والأعمدة والمؤسسات في . السطحية والأعمدة المحشوة بالحصى والأعمدة الأرضية المكونات الثلاث المذكورة أعلاه. يتم استخدام برامج محاكاة متقدمة لإجراء تحليلات ثابتة، مع مراعاة التحميلات المطبقة وظروف التربة في الموقع

ستساهم النتائج المستخلصة في تحسين ممارسات تصميم وبناء الجسور، وتوفير معلومات قيمة للمهندسين المدنيين وضمان سلامة ومثانة المنشآت الهندسية

الهندسية