

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil



Mémoire de master en Génie Civil

Intitulé :

**ETUDE ET CALCUL DE LA PILE D'UN PONT A
POUTRE EN BETON PRECONTRAIT
PREFABRIQUEE REALISE PAR POST-TENSION**

Réalisé par :

Mr. KACIMI Amar

Encadré par

Mme. Pr.R. KETTAB

Composition du Jury :

Président	Mr. Pr. A. BALI	ENP
Rapporteur	Mme. Pr .R. KETTAB	ENP
Examineur	Mme. MAA. N.BAOUCHE	ENP
	Mr. MAA. S.LAKEHAL	ENP

Promotion : juin 2016

*Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP 182 El-Harrach
16200 Alger, Algérie*

ملخص

الهدف من هذا العمل هو حساب ودراسة عمود لجسر مبني باستعمال روافذ من الخرسانة السابقة الاجهاد متكون من ثلاثة اقسام: 36.1متر طولا و31.5متر عرضا يعطي منفذ لي 4 ممرات. هذا المشروع يدخل في إطار ربط ميناء بجاية بالطريق السيار شرق-غرب عند احنيف. في الأخير أنتهي بتسليح العناصر المكونة للعمود

الكلمات المفتاحية: جسر، رافدة، خرسانة مسلحة، عمود، متكأ، الخرسانة السابقة الاجهاد.

Abstract

This work concerns the study and the calculation the pile of a bridge with beam prefabricated building prestressed constituted of 3 ecstatic spans of a length of 36.1m each one and a width of 31.5 m giving access to 4 lanes of traffic. This project comes within the framework of the execution of the road link between BEJAIA harbor and the EST-OUEST highway at AHNIF.

I end with the calculation and verification of the reinforcement elements of each of the battery.

Keywords: Bridge, reinforced concrete, pile, prestressed concrete.

Résumé

Ce travail porte sur l'étude et le calcul d'une pile d'un pont à poutres préfabriquées en précontrainte constitué de 3 travées isostatiques de longueur 36,1m chacune et de largeur 31,5m donnant accès à 4 voies de circulation. Ce projet rentre dans le cadre de réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de BEJAIA à l'autoroute EST-OUEST au niveau d'AHNIF.

Je termine par le calcul et la vérification du ferrailage de chaque élément de la pile.

Mots clef : pont, béton armé, pile, chevêtre, semelle, pieux, précontrainte.

DEDIDACE

Je remercie **ALLAH** tous puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience de mener ce modeste travail à sa fin.

À celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir et réussir,
À toi je dédie ce travail en témoignage de mon profond amour,
Toi qui est la lumière de ma vie, ma très chère mère **OUARDIA**.

Au guide de ma vie, celui qui a répondu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant de mal pour me voir en arriver là,
À toi cher père **SAID**.

À mes frères Hamid, Mourad, Karim, Samir, Toufik, Farid, Ahmed et Ilyan.
À ma chère sœur Samia et mes belles sœurs.

Tous les membres de ma famille

À mon ami et binôme Rabah, et sa famille.

À mes chers amis : Nassim, Mohamed, Aghilas, Yacine, Mouloud, Hakim et Rabah.

À tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire
Enfin À tous ceux qui m'aiment.

KACIMI Amar

REMERCIEMENT

Je ne remercie jamais assez mon encadreur Pr .KETTAB. R pour m'avoir si bien orienté dans mon travail, et pour les précieux conseils et remarques qu'elle a formulées tout au long de ce travail.

Mes remerciements s'adressent, également, aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et aussi à tous les enseignants de l'École Nationale Polytechnique qui ont contribué à ma formation de manière professionnelle.

Enfin, mes plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui m'ont aidé, encouragé et soutenu.

Table des matières

Liste des tableaux	
Liste des figures	
INTRODUCTION GENERALE.....	9

Chapitre I : Présentation de projet

I.1 Introduction.....	10
I.2 Présentation du projet.....	10
I.2.1 Données géométriques	10
I.2.2 Données fonctionnelles.....	10
I.2.3 Données géotechniques.....	13
I.2.4 Données sismologiques.....	13
I.2.5 Données climatiques	13
I.3 conclusion	13

Chapitre II : Etude de la pile

II.1 Introduction	14
II.2 Définition.....	14
II.3 Choix de la pile.....	14
II.4 Implantation des piles	14
II.5 Pré-dimensionnement des éléments de la pile	15
II.5.1 Chevêtre.....	15
II.5.2 Fûts	15
II.5.2 Semelle	15
II.6 Répartition des surcharges sur la pile (calcul des réactions max)	16
II.6.1 La surcharge A(l).....	16
II.6.2 Chargement B_c	17
II.6.3 Charge M_{c120}	18
II.6.4 Chargement D_{240}	18
II.6.5 Surcharge de trottoir S_t	19
II.7 Répartition des charges sur la pile	20
II.7.1 Poids propre du tablier.....	20
II.7.2 Poids du chevêtre.....	20
II.7.3 Poids de fûts.....	20
II.7.4 Poids de la semelle	20

II.8 Etude et ferrailage de la pile	20
II.8.1 Étude de chevêtre.....	20
II.8.1.1 Evaluation des efforts agissants sur le chevêtre	20
II.8.1.2 Moment fléchissant.....	21
II.8.1.3 Ferrailage du chevêtre à la flexion simple	24
II.8.1.4 Etude de la torsion dans le chevêtre	26
II.8.2 Étude de fût.....	29
II.8.2.1 Caractéristiques de fût.....	29
II.8.2.2 Evaluation des charges et surcharges dans les conditions normale.....	29
II.8.2.3 Vérification de flambement du fût	31
II.8.2.4 Ferrailage du fût	31
II.8.3 Etude de la semelle	33
II.8.3.1 Caractéristique de la semelle	33
II.8.3.2 Evaluation des efforts à la base de la semelle	33
II.8.3.3 Ferrailage de la semelle	34
II.8.4 Etude et ferrailage des pieux	37
II.9 Conclusion	40
CONCLUSION GENERALE	41
Références bibliographiques	42
Annexe	43

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Hauteur des piles	14
Tableau II.2 : Hauteur des fûts	15
Tableau II.3 : récapitulatif des réactions des surcharges.....	20
Tableau II.4 : récapitulatif de sollicitations appliquées sur fût	30
Tableau II.5 : valeur des efforts	31
Tableau II.6 : valeur des efforts par fût	31
Tableau II.7 : récapitulatif de sollicitations appliquées sur la semelle.....	33
Tableau II.8 : valeur des efforts appliqués sur la semelle	34
Tableau II.9 : récapitulatif des efforts appliqués sur la semelle.....	35

Liste des figures

Figure I.1 : Plan de situation de l'ouvrage	10
Figure I.2 : Tracé en Plan	11
Figure I.3 : Coupe transversale droite en travée.....	12
Figure II.1 : Coupe transversale de la pile	16
Figure II. 2 : Surcharge A(l) pour une travée chargée.	16
Figure II. 3 : Surcharge A(l) pour deux travées chargées.	17
Figure II. 4 : Surcharge B_c pour une travée chargée.	17
Figure II. 5 : Surcharge B_c pour deux travées chargées.	17
Figure II. 6 : Surcharge M_{c120} pour une travée chargée	18
Figure II. 7 : Surcharge M_{c120} pour deux travées chargées	18
Figure II. 8 : Surcharge D_{240} pour une travée chargée.....	18
Figure II. 9 : Surcharge D_{240} pour deux travées chargées.....	19
Figure II. 10 : Surcharge S_t pour une travée chargée.....	19
Figure II. 11 : Surcharge S_t pour deux travées chargées.....	19
Figure II. 12 : Schéma statique de chevêtre	21
Figure II. 13 : Diagrammes du moment fléchissant à l'ELS.....	23
Figure II. 14 : Diagrammes du moment fléchissant à l'ELU	23
Figure II. 15 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS.....	23
Figure II. 16 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU	23
Figure II. 17 : Section transversale de chevêtre	24
Figure II. 18 : Section de torsion.....	27
Figure II. 19 : Ferrailage de chevêtre	28
Figure II.20 : Ferrailage de fût.....	32
Figure II.21 : Ferrailage inférieur de la semelle.....	36
Figure II.22 : Ferrailage supérieur de la semelle.....	36
Figure II.23 : Ferrailage de pieu.....	40

INTRODUCTION GENERALE

Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissant sur la pile.

Parmi les types de piles disponibles, on a choisi une pile constituée d'un chevêtre et de trois fûts.

Selon le rapport du sol, la solution envisagée pour les fondations était des fondations profondes.

Ce mémoire consiste à faire l'étude d'une pile d'un pont à poutres à trois travées en béton précontraint par post-tension, franchissant Oued ILLOULA (AKBOU wilaya de BEJAIA), sur une longueur de **108.3m** et dont la longueur de chaque travée est de **36.1m**.

On présentera le projet et ensuite le dimensionnement et le ferrailage de tous les éléments de la pile,

Cette étude se terminera par une conclusion générale.

I.1 Introduction

L'ouvrage d'art qui constitue l'objet de notre étude a été proposé par l'Agence Nationale des Autoroutes. Cette présente étude entre dans le cadre de réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de BEJAIA à L'autoroute EST-OUEST au niveau d'AHNIF sur 100 km.

I.2 Présentation du projet

I.2.1 Données géométriques

L'ouvrage d'art considéré se situe à **1 km** au sud d'AKBOU entre les **PK 65+545.850** et **PK 65+654.150** traversant Oued ILLOULA.

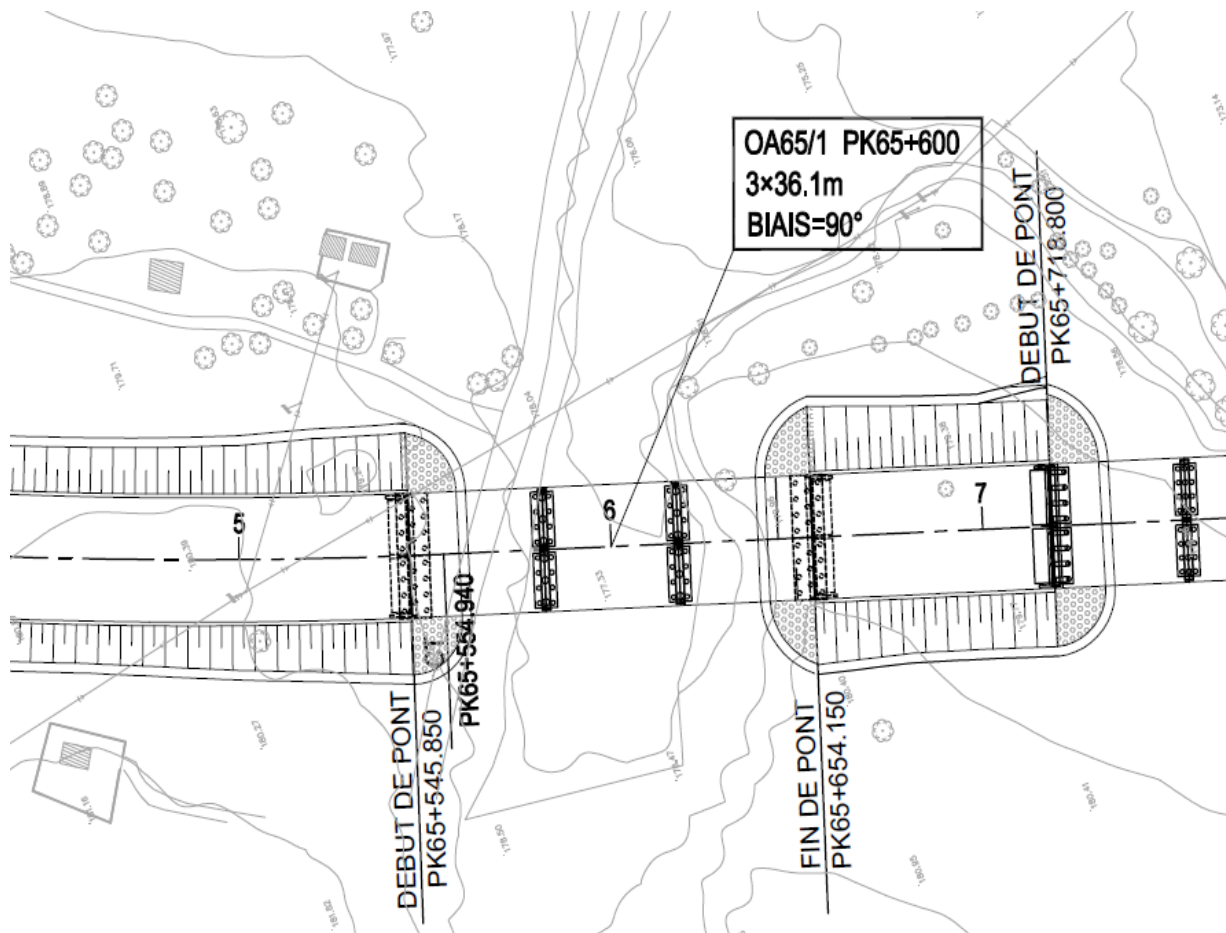


Figure I.1 : Plan de situation de l'ouvrage

I.2.2 Données fonctionnelles

Les données fixées par le maître de l'ouvrage, sont :

- Les données relatives à la voie portée qui sont le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers
- Les données relatives à l'obstacle franchi qui sont les gabarits à respecter selon l'obstacle à franchir (route, voie ferrée).

• Tracé en plan :

Vu que l'axe de l'ouvrage forme un angle de 90° avec l'axe de l'oued, et se situe dans un tracé linéaire de la route, sa structure géométrique sera alors **biais** et **droit**.

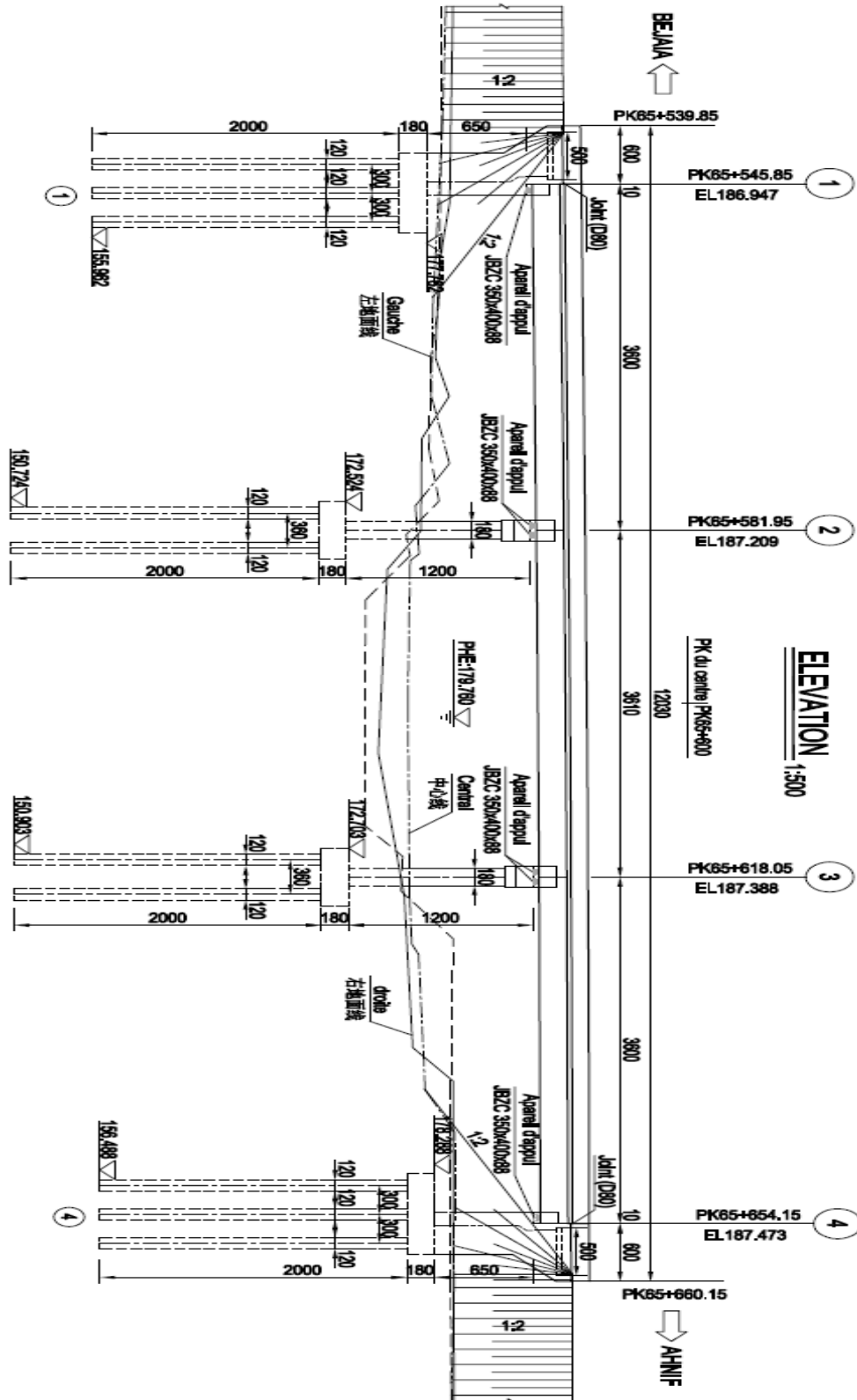


Figure I.2 : tracé en Plan

- **Profil en long**

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan ; il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles. Il présente une longueur de **108.3m** et une **penne longitudinale de I=0,53 %**, **I=0.50 %** et **I=0.24%**.

- **Profil en travers**

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

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur de la chaussée : **15.75 m**
- Largeur roulable : **14.5 m**
- Largeur chargeable : **13.5 m**
- Nombre de voies de circulation : **4 voies.**
- Largeur d'une voie = **3.375 m.**
- Dévers en toit **P=2.5%**

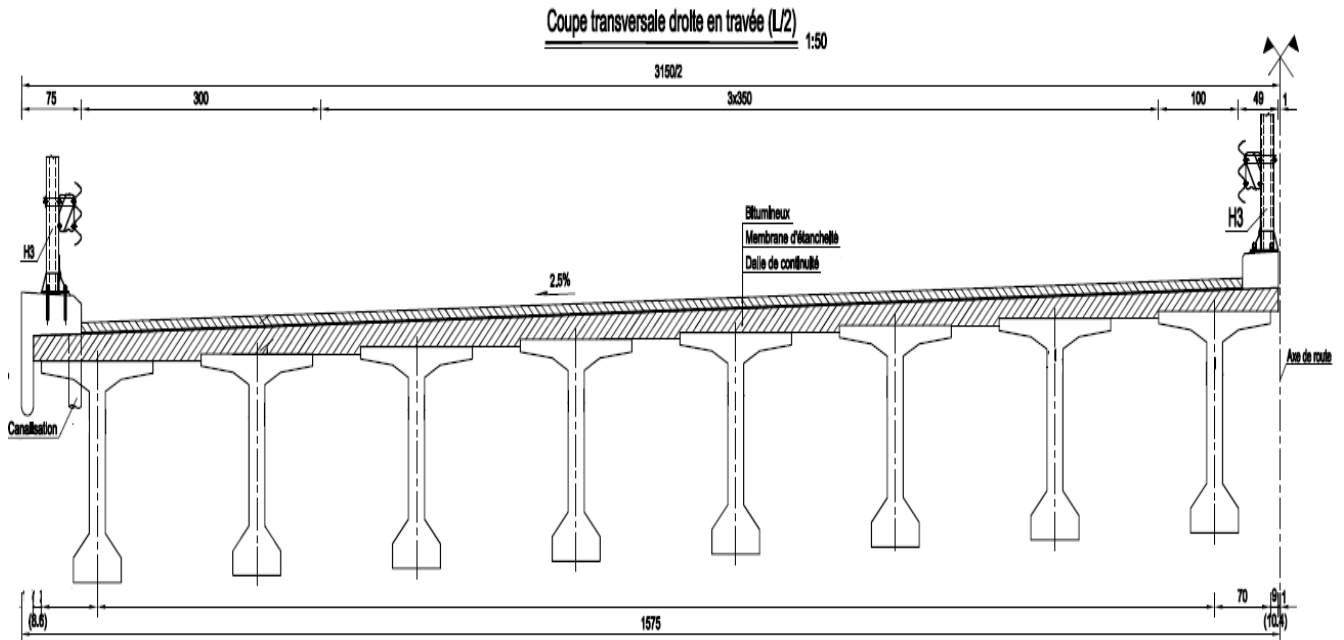


Figure I.3 : Coupe transversale droite en travée

I.2.3 Données géotechniques

Les données géotechniques du sol sont des éléments fondamentaux et essentiels dans l'étude d'un ouvrage, non seulement pour le choix du type de fondations envisagées pour les appuis mais elles constituent l'un des paramètres du choix de la conception afin d'avoir un bon comportement mécanique et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Une étude géotechnique a été effectuée et d'après les résultats de cette étude, nous avons opté pour des fondations profondes avec pieux circulaires.

I.2.4 Données sismologiques

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage ; on l'appelle aussi accélération à la base.

La région de BEJAIA est classée en zone **II-a** selon le **RPOA 2008**, soit en zone de sismicité moyenne.

I.2.5 Données climatiques

- **La température :**

Il est indispensable de tenir compte des effets de la température dans le calcul des ouvrages car elle intervient au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui.

- La Wilaya de BEJAIA connaît durant la saison d'été une moyenne de 40°C la journée et 23°C la nuit.
- En hiver, la région connaît une moyenne de 10°C la journée et 0°C la nuit.

- **Le vent :**

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces exposées au vent.

D'après le **RCPR**, on prend une surcharge du vent qui vaut **125 KN/m²** pour les ouvrages en cours de construction.

I.3 Conclusion

Les sollicitations ainsi que le type de fondation étant définis, on passe au calcul de la pile

II.1 Introduction

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse englobant :

- La nature « aquatique ou terrestre » et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet « hauteur de la brèche... ».

II.2 Définition

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

Il existe plusieurs types de piles :

- Pile voile.
- Pile en caisson.
- Pile marteau.
- Pile portique.

II.3 Choix de la pile

Notre ouvrage franchit un Oued ; nous avons opté par conséquent pour la solution d'une pile portique pour les raisons suivantes :

Elle permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts et puis la semelle et d'éviter l'implantation d'un obstacle face au cours d'eau par la forme hydrodynamique des fûts.

II.4 Implantation des piles

La hauteur **H** des piles est définie par :

$$H_{\text{pile}} = \text{côte projet} - \text{côte fondation} - (h_{\text{appareil}} + d_{\text{appui}} + h_{\text{tablier}}).$$

$$\begin{cases} h_{\text{appareil}} + d_{\text{appui}} = 0,475\text{m.} \\ h_{\text{tablier}} = 2,00\text{m.} \end{cases}$$

Tableau II.1 : Hauteur des piles

Désignation	Pile 01	Pile 02
Point kilométrique	65+581,95	65+618,05
Côte projet (m)	186,999	187,178
Côte de la fondation (m)	172,524	172,703
Hauteur de la pile (m)	12	12

II.5 Pré-dimensionnement des éléments de la pile

II.5.1 Chevêtre

C'est un élément en béton armé sur lequel repose le tablier ; il transmet aux fûts les efforts provenant du tablier.

➤ **Hauteur h_c**

La hauteur d'un chevêtre dépend de diamètre de fût $\phi_{fût}$ et de l'espacement entre deux fûts successifs e tel que :

$$0,4(e - \phi_{fût}) \leq h_c \leq 0,5 (e - \phi_{fût})$$

Avec : $\begin{cases} \phi_{fût} = 1,80 \text{ m} \\ e = 5,60 \text{ m} \end{cases}$

D'où : $0,4(5,60 - 1,80) \leq h_c \leq 0,5 (5,60 - 1,80)$

$$\implies 1,52 \leq h_c \leq 1,9 \implies h_c = 1,80 \text{ m.}$$

➤ **Longueur du chevêtre L_c : $L_c = 15,36 \text{ m.}$**

➤ **Largeur E : $E = 2,20 \text{ m.}$**

II.5.2 Fûts

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant et ils ont les dimensions géométriques suivantes :

Un diamètre fixe à **1,8m** et des hauteurs mentionnées dans le tableau II.2 :

Tableau II.2 : Hauteur des fûts

Désignation	Pile 1	Pile 2
Hauteur de la pile (m)	12	12
Hauteur du Fût (m) = $H_{pile} - h_c$	10,8	10,8

II.5.2 Semelle

La semelle est destinée à transmettre au sol, par l'intermédiaire des pieux, les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'action des charges et surcharges.

Les caractéristiques géométriques de notre semelle sont :

- Epaisseur : 1,8 m.
- Largeur : 6,0 m.
- Longueur : 14,1 m.

On utilise des pieux de diamètre $\Phi=1,2 \text{ m}$ (Fondation profonde).

Le pré dimensionnement des différents éléments constituant la pile est montré sur la figure II.1.

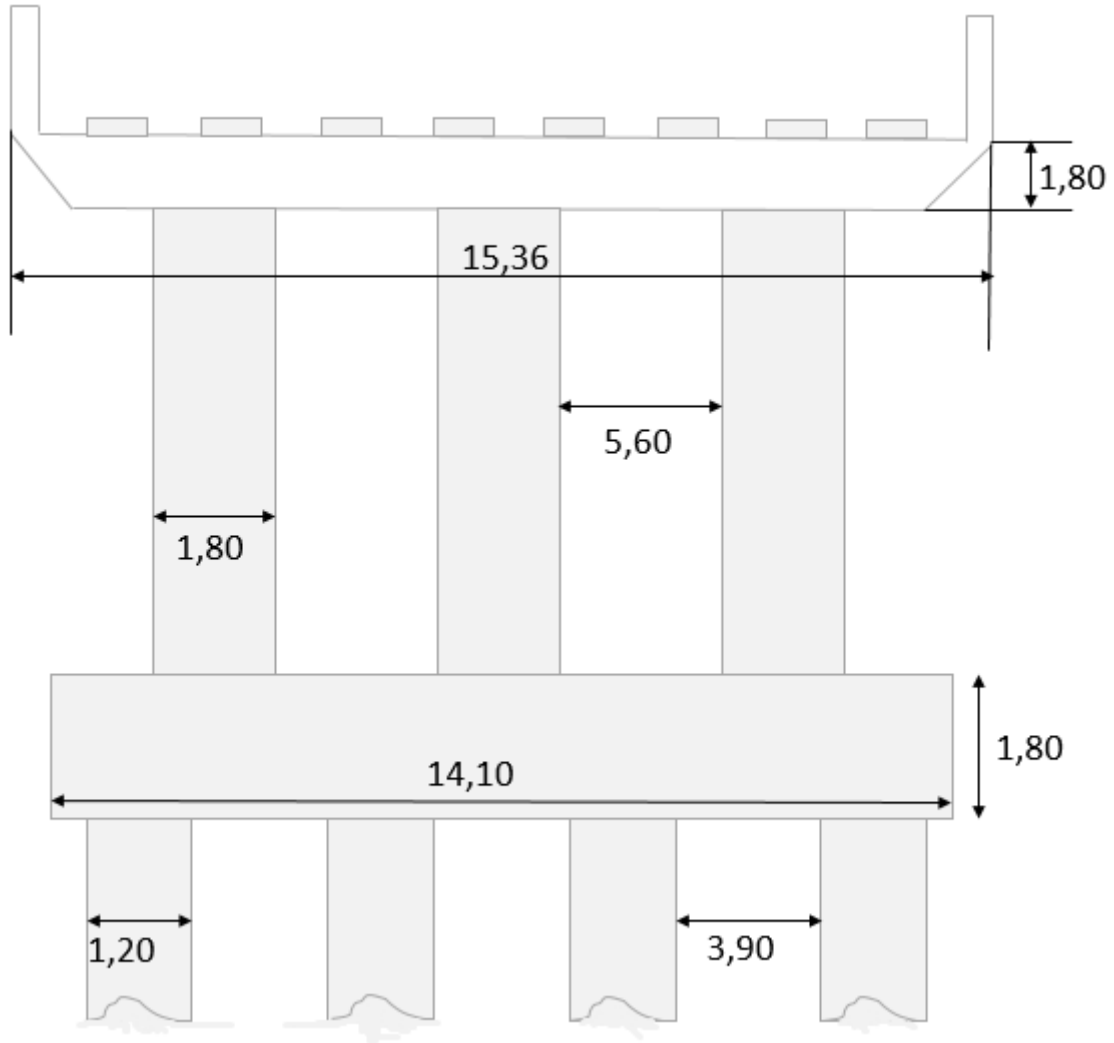


Figure II.1 : Coupe transversale de la pile

II.6 Répartition des surcharges sur la pile (calcul des réactions max)

II.6.1 La surcharge A(l)

Le schéma statique :

- d'une travée chargée est donné dans la figure II.2. 10,27 t/ml

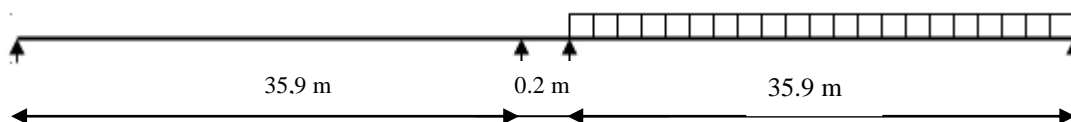


Figure II. 2 : Surcharge A(l) pour une travée chargée.

$$A(l) = 0,23 + \frac{36}{12+36,1} = 0,98 \text{ t/m}^2$$

$$A(l) \times a_1 \times a_2 \times l_v \times 4 = 10,27 \text{ t/m}$$

$$R_1 = \frac{10,27 \times 36,1}{2} = 185,43 \text{ t.}$$

➤ De deux travées chargées :

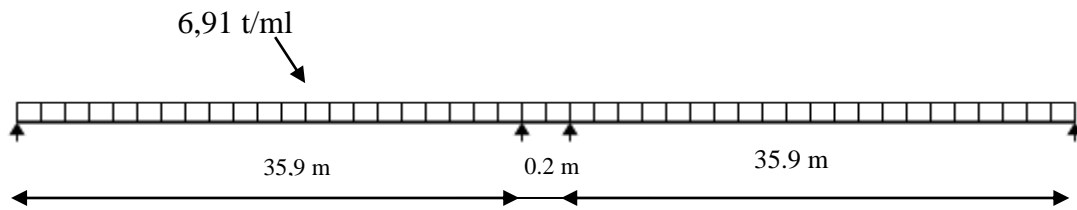


Figure II. 3 : Surcharge A(l) pour deux travées chargées.

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{12+72,2} = 0,51 \text{ t/m}^2 \qquad A(l) \times a_1 \times a_2 \times l_v \times 4 = 6,91 \text{ t/m}$$

$$R_1 = \frac{6,91 \times 72,2}{2} = 249,24 \text{ t.}$$

D'où $R_{max} = 249,24 \text{ t.}$

II.6.2 Chargement B_c

$$\left\{ \begin{array}{l} b_c = 0,8 \text{ (pont 1}^{\text{ère}} \text{ classe ,4 voies selon le RCPR [le Règlement Algérien des Charges} \\ \text{pour le calcul des Ponts Routière.]} \\ \delta_{bc} = 1,0751. \end{array} \right.$$

➤ Une travée chargée :

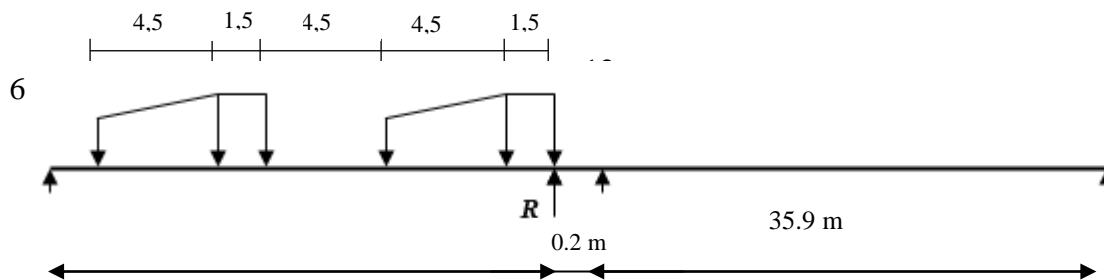


Figure II. 4 : Surcharge B_c pour une travée chargée.

$$R = (48 \times 35,9 + 48 \times 34,4 + 24 \times 29,9 + 48 \times 25,4 + 48 \times 23,9 + 24 \times 19,4) / 35,9 = 192,87 \text{ t}$$

$$R_{max} = R \times b_c \times \delta_{bc} = 165,88 \text{ t.}$$

➤ Deux travées chargées :

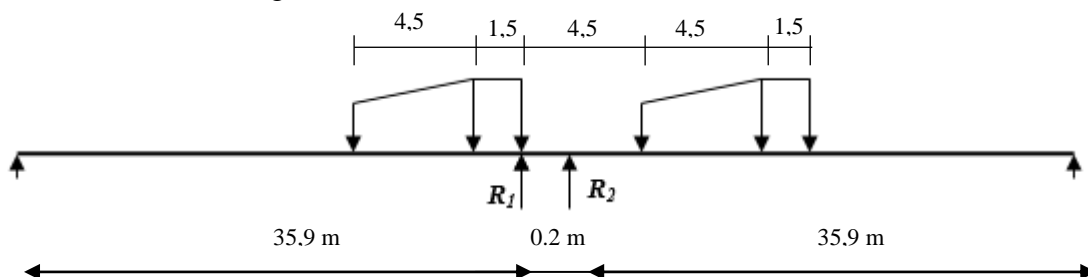


Figure II. 5 : Surcharge B_c pour deux travées chargées.

$$R_1 = [48 \times (35,9 + 34,9) + 24 \times (29,9)] / 35,9 = 113,98 \text{ t.}$$

$$R_2 = [48 \times (28,6 + 30,1) + 24 \times (31,6)] / 35,9 = 99,61 \text{ t.}$$

$$R_{max} = (113,98 + 99,61) \times 0,8 \times 1.0751 = 119,66 \text{ t.}$$

D'où :

$$R_{\max} = 119,66 \text{ t.}$$

II.6.3 Charge M_{c120}

$$\delta_{M_{c120}} = 1,0641$$

➤ Une travée chargée :

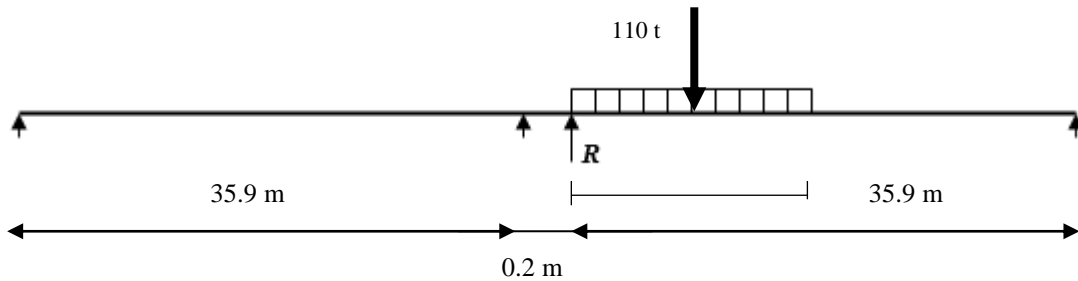


Figure II. 6 : Surcharge M_{c120} pour une travée chargée

$$R_{\max} = (110 / 35,9) \times 32,85 \times 1,0641 = 107,11 \text{ t.}$$

➤ Deux travées chargées :

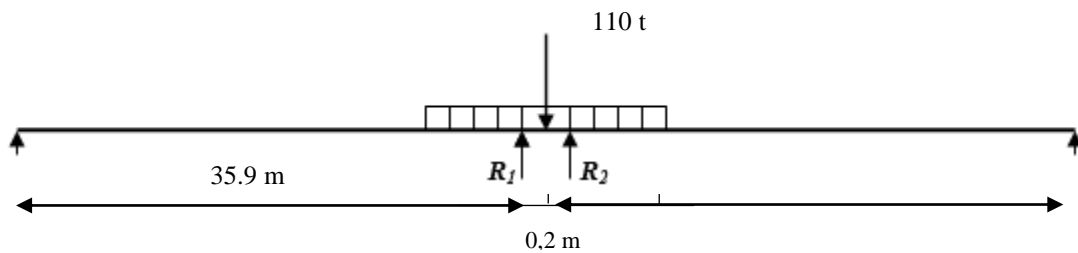


Figure II.7 : Surcharge M_{c120} pour deux travées chargées

$$R_{\max} = 2R_1 = (110 / 35,9) \times 34,475 \times 1,0641 = 112,40 \text{ t.}$$

D'où :

$$R_{\max} = 112,40 \text{ t.}$$

II.6.4 Chargement D_{240}

➤ Une travée chargée :

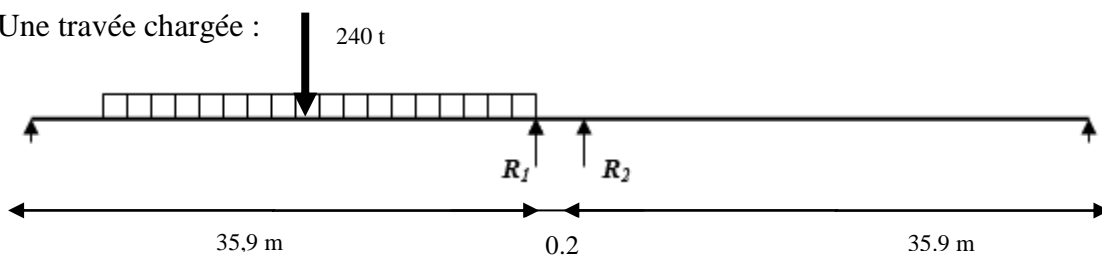


Figure II. 8 : Surcharge D_{240} pour une travée chargée

$$R_{\max} = (240 / 35,9) \times 26,6 = 177,83 \text{ t.}$$

➤ Deux travées chargées :

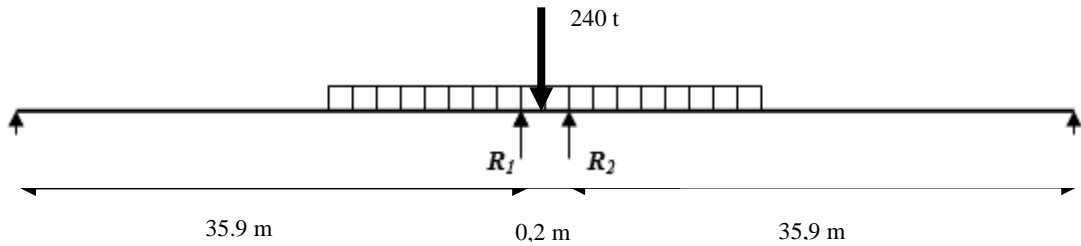


Figure II. 9 : Surcharge D₂₄₀ pour deux travées chargées

$$R_{\max} = 2 R_1 = 2 \times (120 / 35,9) \times 31,35 = 209,58 \text{ t.}$$

D'où :

$$R_{\max} = 209,58 \text{ t.}$$

II.6.5 Surcharge de trottoir S_t

Selon le RCPR la surcharge de trottoir a appliqué égal à : 0,15 t/m².

Dans notre pont on a une largeur égale à 0,75 m $\implies S_t = 0,15 \times 0,75 = 0,1125 \text{ t/ml.}$

1^{er} cas :

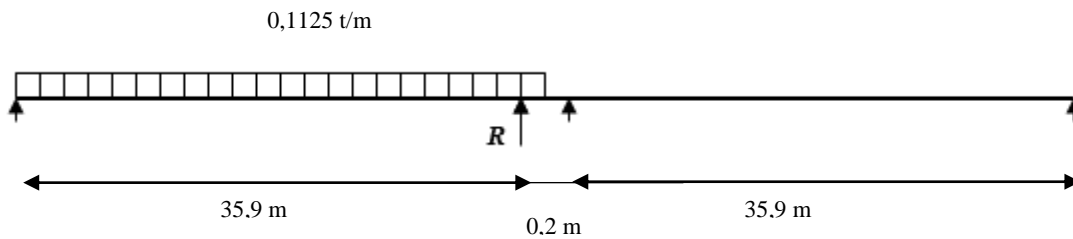


Figure II. 10 : Surcharge S_t pour une travée chargée

$$R_{\max} = R = 0,1125 \times 36 \times 18 / 35,9 = 2,03 \text{ t}$$

1^{ème} cas :

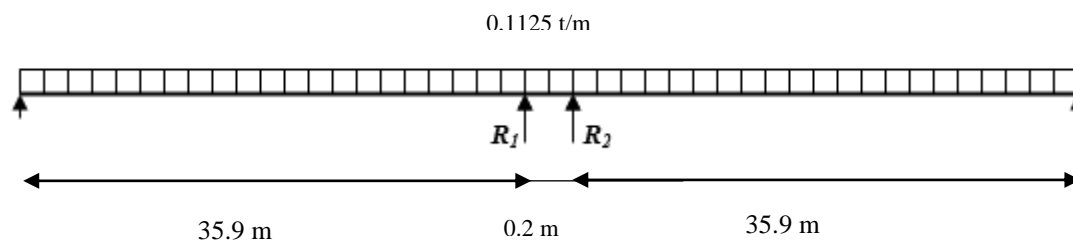


Figure II. 11 : Surcharge S_t pour deux travées chargées

$$R_{\max} = 2.R = 2.(0,1125 \times 36 \times 18 / 35,9) = 4,06 \text{ t}$$

D'où :

$$R_{\max} = 4,06 \text{ t.}$$

Les réactions les plus défavorables pour chaque cas de chargement sont récapitulées dans tableau II.3.

Tableau II.3 : récapitulatif des réactions des surcharges

Désignation	Réaction (t)
A(l)	249,24
B _c	199,66
M _{c120}	112,40
D ₂₄₀	209,58
S _t	4,06

II.7 Répartition des charges sur la pile

II.7.1 Poids propre du tablier

- Le poids propre du tablier : $P_t = 1039,31$
- Le poids propre des dés d'appuis : $P_{\text{dé-appui}} = 0,5 \times 0,7 \times 0,4 = 0,35t$
- La charge reprise par chaque pile : $P_t / 2 = 519,66 t$

II.7.2 Poids du chevêtre

$$P_{\text{chevêtre}} = \rho_b \times V_{\text{ch}} = (1,8) (2,20) (15,36) (2,5) = 152,06 t.$$

II.7.3 Poids de fûts

$$P_{\text{fût}} = \rho_b \times V_{\text{fu}} = \frac{3 \cdot \pi \cdot (1,8)^2}{4} \times 10,2 \times 2,5 = 194,57 t.$$

II.7.4 Poids de la semelle

$$P_{\text{semelle}} = \rho_b \times V_{\text{sem}} = (1,8) (14,10) (6) (2,5) = 380,70 t.$$

II.8 Etude et ferrailage de la pile

II.8.1 Étude du chevêtre

Le chevêtre est soumis à son poids propre, au poids du tablier et aux surcharges d'exploitation ; il sera donc soumis à la flexion simple.

Le chevêtre est considéré comme une poutre continue, reposant simplement sur trois appuis qui sont les fûts.

II.8.1.1 Evaluation des efforts agissant sur le chevêtre

Les combinaisons d'actions considérées sont :

- A L'ELS

$$\begin{cases} R_1 = R_{cp} + 1,2 (R_{A(L)} + R_{S_T}) = 519,66 + 1,2 (249,24 + 4,06) = 826,62 t. \\ R_2 = R_{cp} + R_{D_{240}} + 1,2 S_T = 519,66 + 209,58 + 1,2(4,06) = 734,11 t. \end{cases}$$
- A L'ELU

$$\begin{cases} R_1 = 1,35 R_{pt} + 1,6 (R_{A(L)} + R_{S_T}) = 1,35 \times 519,66 + 1,6 (249,24 + 4,06) = 1106,79 t. \\ R_2 = 1,35 R_{pt} + 1,35 R_{D_{240}} = 1,35 \times 519,66 + 1,35 \times 209,58 = 984,47 t \end{cases}$$

La réaction la plus défavorable est celle du convoi A(l) à l'ELU : $R_1=1106,79t$.

- Poids de (Tablier + Surcharge) $\implies \frac{823,62}{15,36} = 53,62 \text{ t/ml.}$
- Poids propre de chevêtre $\implies P_{\text{chev}} = \frac{152,06}{15,36} = 9,89 \text{ t/ml.}$

D'où le poids total sur le chevêtre :

$$q = 63,52 \text{ t/ml.}$$

Le schéma statique de chevêtre est représenté dans la figure II.12

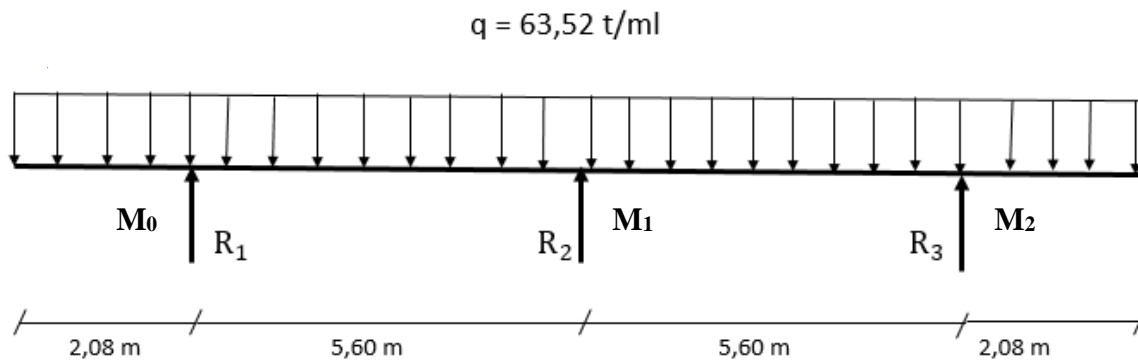


Figure II. 12 : Schéma statique de chevêtre

II.8.1.2 Moment fléchissant

II.8.1.2.1 Moments fléchissant et effort tranchant à l'ELS

a / Moment Sur appui : M_0 , M_1 et M_2

$P_{\text{ser}} = 63,52 \text{ t/ml.}$

- $M_0 = M_2 = -P \cdot \frac{l^2}{2} = -(63,52) \cdot \frac{2,08^2}{2} \implies M_0 = M_2 = -137,41 \text{ t.m}$
- $M_1 = \frac{1}{4.l} [(-P_{\text{ser}} \times \frac{l^3}{4} \times 2) + (2 \times l_1 \times M_0)]$
 $= \frac{1}{4(5,6)} [(-63,52 \times \frac{5,6^3}{4} \times 2) + (2 \times 5,6 \times 137,41)] \implies M_1 = -180,30 \text{ t.m}$

b/ Moment en travée : M_t

Dans une position x de la travée, le moment est donné par la formule suivante :

$$M(x) = P.l \cdot \frac{x}{2} - P \cdot \frac{x^2}{2} - M_0 \left(1 - \frac{x}{l}\right) - M_1 \frac{x}{l}$$

On cherche à quelle position x le moment $M(x)$ est maximum, donc :

$$M'(x) = P \cdot \frac{l}{2} - P \cdot x + \frac{M_0}{l} - \frac{M_1}{l} = 0 \implies x = \frac{l}{2} + \frac{(M_0 - M_1)}{l.P} = \frac{5,6}{2} + \frac{(137,41 - 180,30)}{5,6(63,52)}$$

$x = 2,68 \text{ m.}$

D'ou:

$$M(2,68m) = (63,52)(5,6)(2,68)/2 - (63,52)(2,68^2)/2 - 137,41 \left(1 - \frac{2,68}{5,6}\right) - 180,30 \frac{2,68}{5,6}$$

$$M_t = 90,61t.m.$$

c/ Effort tranchant :

- $T_{0G} = P (l) = 63,52(2,08) = 132,12 \text{ t}$
- $T_{0D} = P \cdot \frac{1}{2} + \frac{(M_0 - M_1)}{l} = 63,52 \cdot \frac{5,6}{2} + \frac{(117,41 - 180,30)}{5,6} = 170,20 \text{ t.}$
- $T_{1D} = P \cdot \frac{1}{2} + \frac{(M_0 - M_1)}{l} = 63,52 \cdot \frac{5,6}{2} - \frac{(117,41 - 180,30)}{5,6} = 185,51t.$

II.8.1.2.2 Moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU

a / Moment Sur appui : M_0, M_1 et M_2

$$P_u = 1,35(63,52) \text{ t/ml} = 85,75 \text{ t/ml.}$$

- $M_0 = M_2 = -P \cdot \frac{l^2}{2} = -(85,75) \cdot \frac{2,08^2}{2} \implies M_0 = M_2 = -185,50 \text{ t.m}$
- $M_1 = \frac{1}{4.l} [(-P_u \times \frac{l^3}{4} \times 2) + (2x l_1 \times M_0)]$

$$= \frac{1}{4(5,6)} [(-85,75 \times \frac{5,6^3}{4} \times 2) + (2x 5,6 \times 185,50)] \implies M_1 = -243,40 \text{ t.m}$$

b/ Moment en travée : M_t

$$M(x) = P_u \cdot l \cdot \frac{x}{2} - P_u \frac{x^2}{2} - M_0 \left(1 - \frac{x}{l}\right) - M_1 \frac{x}{l}$$

$$M'(x) = P_u \cdot \frac{l}{2} - P_u \cdot x + \frac{M_0}{l} - \frac{M_1}{l} \implies x = \frac{1}{2} + \frac{(M_0 - M_1)}{l \cdot P_u} = \frac{5,6}{2} + \frac{(185,50 - 243,40)}{5,6(85,75)} = 2,68m.$$

D'ou:

$$M(2,68) = (85,75)(5,6)(2,68)/2 - (85,75)(2,68^2)/2 - 185,50 \left(1 - \frac{2,68}{5,6}\right) - 243,40 \frac{2,68}{5,6}$$

$$M_t = 122,31t.m.$$

c/ Effort tranchant :

- $T_{0G} = P_u (l) = 85,75 (2,08) = 178,36 \text{ t}$
- $T_{0D} = P_u \cdot \frac{1}{2} + \frac{(M_0 - M_1)}{l} = 85,75 \cdot \frac{5,6}{2} + \frac{(185,50 - 243,40)}{5,6} = 229,77 \text{ t.}$
- $T_{1D} = P_u \cdot \frac{1}{2} + \frac{(M_0 - M_1)}{l} = 85,75 \cdot \frac{5,6}{2} - \frac{(185,50 - 243,40)}{5,6} = 250,44t.$

Les diagrammes des moments fléchissant sous différents états sont illustrés dans les figures II.13 et II.14.

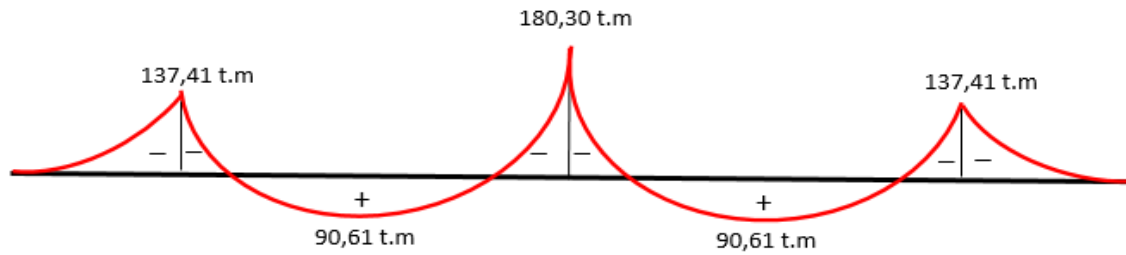


Figure II. 13 : Diagrammes du moment fléchissant à l'ELS.

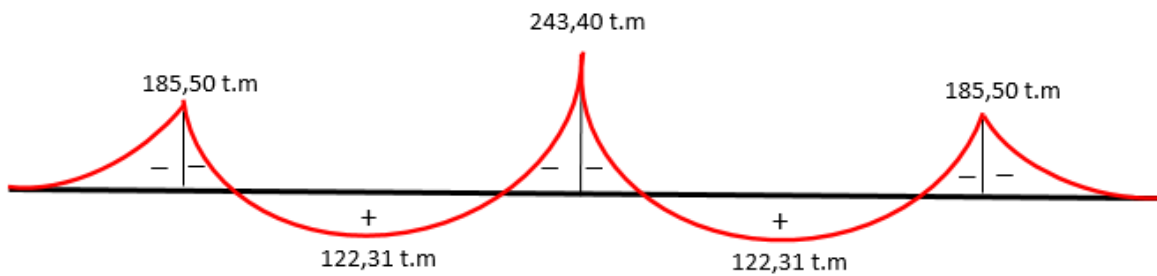


Figure II. 14 : Diagrammes du moment fléchissant à l'ELU

Les diagrammes des efforts tranchants sous différents états sont illustrés dans les figures II.15 et II.16.

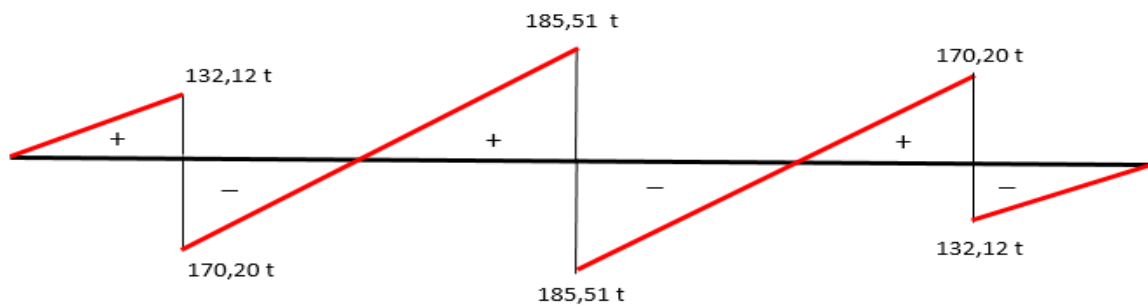


Figure II. 15 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS.

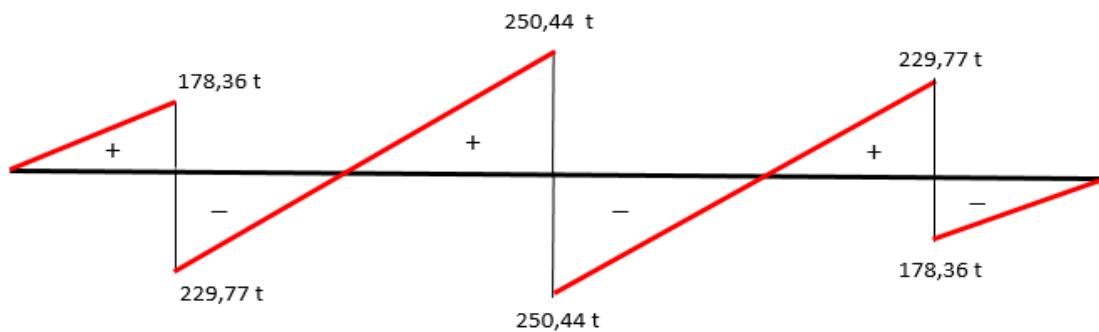


Figure II. 16 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU

II.8.1.3 Ferrailage du chevron à la flexion simple [selon le B.A.E.L 91 révisées 99].

• **Matériaux utilisés :**

- Béton : $f_{c28} = 27$ MPa.
- Acier : fe500

II.8.1.3.1 Armature longitudinale

➤ **Armature sur appui I et III :**

Le ferrailage se fait en flexion simple suivant le moment maximum ; $M_u = 1,8550$ MN.m

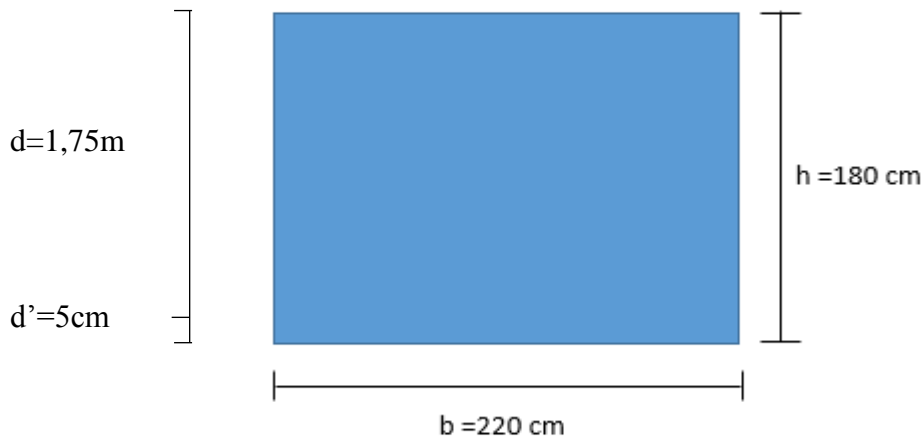


Figure II. 17 : Section transversale de chevron

$M_u = 1,8550$ MN.m.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \implies f_{bu} = \frac{0,85 \times 27}{1,5} = 15,3 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} \implies \mu = \frac{1,8550}{15,3 \times 2,2 \times 1,75^2} \implies \mu = 0,0180 < 0,187 \text{ pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0180)}) \implies \alpha = 0,0227.$$

$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_s = 10\text{‰} \\ \epsilon_b < 3,5\text{‰} \end{array} \right.$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \implies \sigma_s = \frac{500}{1,15} \implies \sigma_s = 435 \text{ MPa.}$$

$$A_{s \text{ lon}} = 0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu} / \sigma_s \implies A_{s \text{ inf}} = 0,8 \times 0,0149 \times 1,75 \times 2,2 \times 15,3 / 435 \implies A_{s \text{ inf}} = 24,59 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA25 = 29,45 cm².

Vérification à l'ELS :

Les vérifications porteront sur : un état limite de compression du béton et un état limite d'ouverture des fissures. Le moment fléchissant sur l'appui égal à **1,3741 MN.m**.

Le calcul des contraintes se fera en considérant une section homogène comprenant la section de béton comprimé et les sections d'acier comptées (n =15 fois) en gardant le même centre de gravité. Les relations utilisées sont les suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s = \frac{n \times M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s \end{cases} \quad \begin{aligned} &\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6(f_{c28}) \\ &\overline{\sigma}_s = \text{Min} (2/3.f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \end{aligned}$$

Sachant que : $b \cdot y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0 \dots (1)$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 \dots (2)$$

De (1) on tire y:

$$(2,2)y^2 + 30 \cdot (29,454 \times 10^{-4}) \cdot (1,75 - y) = 0$$

Donc : $y = 0,246 \text{ m}$

Et de (2) on tire I :

$$I = \frac{(2,2)0,246^3}{3} + 15 \cdot (29,454 \times 10^{-4}) \cdot (1,75 - 0,246)^2 = 0,1109 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{1,3741 \times 0,246}{0,1109} = 3,05 \text{ MPa} \leq 16,2 \text{ MPa} & \text{Vérfiée} \\ \sigma_s = \frac{15 \times 1,3741 \times (1,75 - 0,246)}{0,1109} = 279,68 \text{ MPa} \geq 241 \text{ MPa} & \text{Non vérifiée} \end{cases}$$

⇒ On redimensionne la section d'acier. Pour cela, on adopte un ferrailage de 7HA25 soit une section $A_s = 34,363 \text{ cm}^2$, et on revérifie à l'ELS :

$$(2,2)y^2 + 30 \cdot (34,363 \times 10^{-4}) \cdot (1,75 - y) = 0$$

Donc : $y = 0,264 \text{ m}$

Et de (2) on tire I :

$$I = \frac{(2,2)0,264^3}{3} + 15 \cdot (34,363 \times 10^{-4}) \cdot (1,75 - 0,264)^2 = 0,1273 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{1,3741 \times 0,264}{0,1273} = 2,85 \text{ MPa} \leq 16,2 \text{ MPa} & \text{Vérfiée} \\ \sigma_s = \frac{15 \times 1,3741 \times (1,75 - 0,264)}{0,1273} = 204,59 \text{ MPa} \leq 241 \text{ MPa} & \text{Vérfiée} \end{cases}$$

Conclusion :

On aura un ferrailage de **7 HA25** sur les appuis I et III.

➤ **Armature sur appui II :** $M_u = 2,4340 \text{ MN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} \implies \mu = \frac{2,4340}{15,3 \times 2,2 \times 1,75^2} \implies \mu = 0,0236 < 0,187 \text{ pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0236)}) \implies \alpha = 0,0299$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \implies \sigma_s = \frac{500}{1,15} \implies \sigma_s = 435 \text{ MPa.}$$

$$A_{s \text{ lon}} = 0,8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu} / \sigma_s \implies A_{s \text{ inf}} = 0,8 \times 0,0299 \times 1,75 \times 2,2 \times 15,3 / 435 \implies A_{s \text{ inf}} = 32,36 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA32 = 48,252 cm²**.

Vérification à l'ELS : $M_{ser} = 1,803 \text{ MN.m}$

Avec la même procédure de vérification effectuée à l'ELS pour les appuis I et II

On obtient ceci : $y = 0,308\text{m}$; $I = 0,1719 \text{ m}^4$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{1,803 \times 0,308}{0,1719} = 3,23 \text{ MPa} \leq 16,2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times 1,803 \times (1,75 - 0,308)}{0,1719} = 226,83 \text{ MPa} \leq 241 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Vérifiée} \\ \text{Vérifiée} \end{array}$$

Conclusion :

On aura un ferrailage de **6 HA32** sur l'appui II.

➤ **Armature sur la travée :**

$$M_u = 1,2231 \text{ MN.m}$$

$$\implies A_s = 19,636 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{4 \text{ HA25}} \quad ; \quad A_s = \mathbf{24,545 \text{ cm}^2}.$$

II.8.1.3.2 Armatures transversales

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

Avec : $\bar{\tau}_u$: contrainte tangentielle dans le béton.

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 \times 27}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,7 \text{ MPa}.$$

V_u : effort tranchant maximum égal à $V_u = 2,5044 \text{ MN}$.

D'où :

$$\tau_u = \frac{2,5044}{2,2 \times 1,75} = 0,65 \text{ MPa} \leq 2,7 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Selon [SETRA], faut prévoir des cadres de HA12 espacés de 10 cm sur appui et 15 cm en travée.

II.8.1.4 Etude de la torsion dans le chevetre

La torsion dans le chevetre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée.

Selon les Règles B.A.E.L 91 révisées 99 [Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites], pour calculer les contraintes tangentielles dues à la torsion dans une section pleine on remplace par une section équivalente creuse dont l'épaisseur de paroi est égale au 1/6 du diamètre du fût tel

$$\text{que : } e = \frac{E_{fut}}{6} = \frac{1,8}{6} = 0,3 \text{ m}.$$

II.8.1.4.1 Calcul de moment de torsion :

- **Moment de torsion à l'ELU :**

Il est donné par la formule suivante :

$$M_t = R_i \times d$$

Avec : R_i : réaction du chargement la plus défavorable

d : bras de levier de l'axe de chevêtre et l'axe de l'appareil d'appui égal a 0,5m.

a. Moment de torsion dû aux poids propre :

$$R = 519,66 \text{ t.}$$

$$D'où : M_t = 1,35 \times 519,36(0,5) = 350,7705 \text{ t.m.}$$

b. Moment de torsion dû à la surcharge D_{240} : (une travée chargée)

$$R = 177,83 \text{ t.}$$

$$D'où : M_{tD_{240}} = 1,35 \times 177,83 (0,5) = 120,0353 \text{ t.m}$$

$$M_t = \max (M_p ; M_{D_{240}}) = 350,7705 \text{ t.m.}$$

$$M_t/ml = \frac{M_t}{L} = 350,7705/15,36 \implies M_t/ml = 22,84 \text{ t.m/ml.}$$

- **Ferraillage de chevêtre à la torsion**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \tau_u (V) + \tau_u (M_t) \leq \tau_{adm}$$

Avec : $\tau_u (V)$: Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

$\tau_u (M_t)$: Contrainte de cisaillement due à la torsion.

τ_{adm} : Contrainte de cisaillement limite

$$\tau_{u adm} = \min (0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u (V) = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{2,5044}{(2,2)1,75} = 0,65 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u (M) = \frac{M_t}{2 \Omega e} \text{ Avec } \Omega : \text{ section de torsion (voir figure II.16)}$$

e : épaisseur de la section égal à $\phi_{fut}/3$

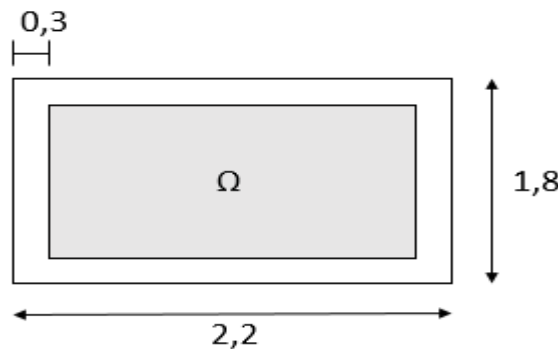


Figure II. 18 : Section de torsion

D'où : $\Omega = (2,2-0,3) (1,8-0,3) = 1,85 \text{ m}^2$

$$\tau_u(M_t) = \frac{M_t}{2 \Omega e} = \frac{0,2284}{2 (1,85)(0,3)} = 0,2058 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = \tau_u(V) + \tau_u(M) = 0,8558 \text{ MPa} \leq 2,7 \text{ MPa}$ condition vérifiée

• **Armatures longitudinales**

$$A_L \geq \frac{M_{tmax} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Avec : U : périmètre extérieur : $U=2 \times (2,2+1,8) = 8,00 \text{ m}$.

D'où :

$$A_L \geq \frac{0,2058 \times 8 \times 1,15}{2 \times 1,85 \times 500} = 10,23 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA}16.$$

• **Armatures transversales**

Selon [Setra] $A_t = A_{t1} + A_{t2}$

Avec: A_{t1} : section d'amateurs transversal minimale égal : $3,6 \text{ cm}^2$

$$A_{t2} \geq \frac{M_{tmax} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} ; \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}.$$

$$A_{t2} \geq \frac{0,2058 \times 0,2 \times 1,15}{2 \times 1,85 \times 500} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

Alors : $A_t = 3,6 + 0,26 = 3,86 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit **2 cadre HA14**. Avec $S_t = 10 \text{ cm}$ sur appui
 $S_t = 20 \text{ cm}$ en travée.

Le ferrailage de chevêtre est illustré dans la figure II.19.

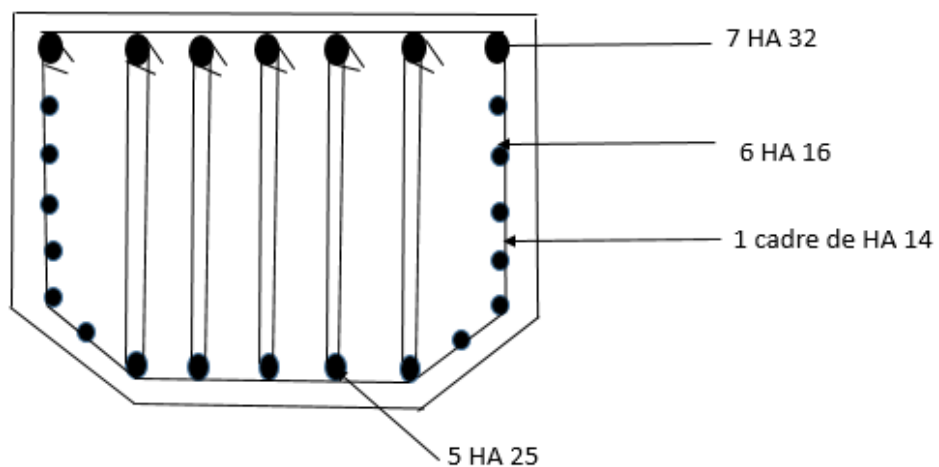


Figure II. 19 : Ferrailage de chevêtre

II.8.2 Étude de fût

II.8.2.1 Caractéristiques de fût

Les futs sont encastrés sur la semelle et le chevêtre, leurs caractéristiques géométriques sont :

- Hauteur: 10,2m.
- Diamètre: 1,8m.
- Nombre: 3.

II.8.2.2 Evaluation des charges et surcharges dans les conditions normales

On distingue :

II.8.2.2.1 charge verticale

a. charge permanent

Poids propre du tablier = 519,66 t.

Poids propre du chevêtre = 152,06 t.

Poids propres de fûts = $(0,9^2) (3,14) (10,2)2,5 \times 3 = 194,57t$.

Le poids propre des dés d'appuis = $0,35 t \times (2 \times 8) = 5,60 t$.

Donc : le poids total = **871,89 t**.

b. les surcharges

On prend le cas le plus défavorable

$$\left\{ \begin{array}{l} A(l) = 249,24 t. \\ S(t) = 4,06 t. \end{array} \right.$$

$$\implies S = 1,2 (A(l) + S(t)) = 1,2 (249,24 + 4,06) \\ S = \mathbf{303,96 t.}$$

$$\text{D'où : } N_v / \text{fût} = (871,89 + 303,96) / 3 = \mathbf{391,01 t / fût}$$

II.8.2.2.2 charge horizontale

a. L'effort de freinage

➤ dû à A(l) :

On a $A(l) = 10,2730 t/ml$ (pont 1^{er} classe, 4 voies chargé)

La longueur d'une travée égal 36,1 $\implies A(l) = 10,2730 \times 36,1 = 370,8553 t$.

$H_f = A(l) / (20 + 0,0035S)$; avec: $S = L_v \times L = 13,5 \times 36,1 = 487,3500$.

D'où: $H_f = \mathbf{17,0856t.} \implies H_f / \text{pile} = 17,0856 / 2 = \mathbf{8,5428 t.}$

$H_f / \text{fût} = 8,5428 / 3 = \mathbf{2,8476 t / fût}$

➤ dû à Bc :

$H_f = 24 t. \implies H_f / \text{pile} = 24 / 2 = \mathbf{12 t.}$

$H_f / \text{fût} = 12 / 3 = \mathbf{4 t / fût}$

N.B/ L'effort de freinage dû à la surcharge Bc est plus défavorable.

b. L'effort de vent

Le vent agit sur la face latérale du pont avec une intensité de $0,25 t/m^2$.

Fût + chevêtre : $H_{V1} = 0,25 (3 \times 1,8 \times 10,2 + 2,2 \times 1,80) = 14,76 \text{ t.}$

$H_{V2} (\text{tablier}) = 0,25(2 \times 36,1) = 18,05 \text{ t.}$

$H_V = H_{V1} + H_{V2} = 32,81 \text{ t.}$

D'où : $H_V/3 = 10,94 \text{ t/ fût.}$

c. L'effort sismique

L'effort sismique est donné par :

$$f_{hs} = \epsilon_s \times G$$

Avec :

- G : le poids total
- ϵ_s : l'accélération sismique horizontale. D'après le RPOA (Bejaia est en zone II.a, groupe 2 « pont important »). elle est égale à 0,2.
 - Tablier : $f_{hs} = 0,2 \times 519,66 = 103,93 \text{ t.}$
 - Chevêtre : $f_{hs} = 0,2 \times 152,06 = 30,41 \text{ t.}$
 - Fût : $f_{hs} = 0,2 \times 194,57 = 38,91 \text{ t.}$

Les sollicitations totales sont récapitulées dans le tableau II.4

Tableau II.4 : récapitulatif de sollicitations appliquées sur le fût.

Désignation	Effort horizontale (t)	Effort verticale (t)	Bras de levier (m)	Moment à la base (t.m)
Poids propres du tablier		519,66		
Poids propres du chevêtre		152,06		
Poids propres de fût		194,57		
A(l) + S(t)		253,30		
Freinage sous Bc	24		14	336
Force sismique sur le tablier	103,93		14	1455,02
Force sismique sur le chevêtre	34,41		12	364,92
Force sismique sur le fût	38,91		10,2	396,882

II.8.2.2.3 Combinaisons des efforts

A P'E.L.U

A P'E.L.S

L'ELA

$$1,35G+kQ : k = \begin{cases} 1,35 \text{ pour } D_{240} \\ 1,6 \text{ pour autres cas} \end{cases}$$

$$G+kQ \begin{cases} 1 \text{ pour } D_{240} \\ 1,2 \text{ pour autres cas} \end{cases}$$

$$G+ F_{\text{séisme}}$$

Les résultats de calcul des efforts avec les différentes combinaisons sont résumés dans le tableau II.5

Tableau II.5 : Valeurs des efforts

	$N_{(v)}$ (t)	$M_{(t)}$ (t.m)
ELU	1574,7359	536,6
ELS	1170,226	403,2
ELA	916,946	2216,822

Les efforts par fût sont présentés dans le tableau II.6

Tableau II.6 : Valeurs des efforts par fût

	$N_{(v)}$	$M_{(t)}$
ELU	524,913	179,2
ELS	390,075	134,4
ELA	305,649	738,94

II.8.2.3 Vérification de flambement du fût :

Il faut vérifier que : $\lambda < \bar{\lambda}$

Telle que :

λ : élancement de la pièce : $\lambda = \frac{L_c}{i}$

Avec l_c : Longueur de flambement = 0,5 L.

i : rayon de giration. = $\frac{D}{4}$

$l_c = 0,5 * 10,2 = 5,1$ m.

$i = \frac{D}{4} = \frac{1,8}{4} = 0,45$ m.

D'où :

$$\lambda = \frac{L_c}{i} = 11,33 \text{ m.}$$

Or : $\bar{\lambda} = 50$

Donc : $\lambda < \bar{\lambda}$ d'où : le fût ne risque pas de flamber.

II.8.2.4 Ferrailage du fût

Comme le fût est soumis à un moment fléchissant et un effort normal, il sera calculé en flexion composée. On détermine seulement le ferrailage du fût le plus sollicité à savoir le n°II avec sollicitation A(l) prise en compte.

En E.L.U :

$N_u = 5,25$ MN

$M_u = 1,9$ MN.m

En E.L.S :

$N_{ser} = 3,90$ MN

$M_{ser} = 1,34$ MN.m

Après modélisation et définition des différentes sollicitations à l'ELU et à l'ELS, le ferrailage se fait en flexion composée à l'aide du logiciel ROBOT 2014.

Armatures principales : 26 HA 16

Armatures transversales : Pour l'armature transversale, on prend des cerces de HA8 espacés de 20cm en zones courantes et de 15 cm en zones de jonction.

$$\text{Condition de non fragilité : } \frac{A_s}{\pi \cdot D^2} \geq 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \implies A_s \geq 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$\implies A_s \geq$$

Le schéma de ferrailage du fût est représenté dans la figure II.20.

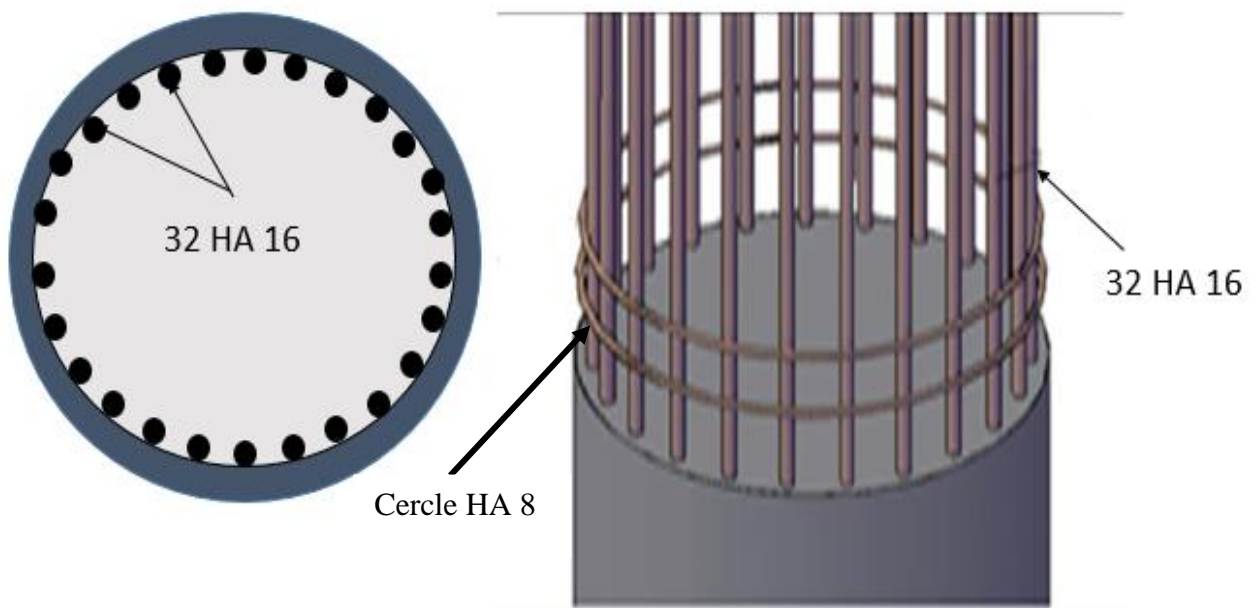


Figure II.20 : Ferrailage de fût.

II.8.3 Etude de la semelle

La fondation a pour rôle de transmettre au sol les sollicitations provenant de la structure de l’ouvrage sous l’effet des charges et surcharges les plus défavorables :

II.8.3.1 Caractéristiques de la semelle

Les caractéristiques de la semelle sont :

Longueur : $L = 14,10$ m

Largeur : $B = 6,00$ m

Epaisseur : $E = 1,80$ m

II.8.3.2 Evaluation des efforts à la base de la semelle

En plus des efforts calculés pour l’étude des fûts, on doit tenir compte des efforts dus au poids propre de la semelle et des terres.

➤ Poids de la semelle = 380,7 t. (voir page 12)

➤ Poids des terres = $\rho_t \times V_{\text{remblai}}$

Avec :
$$\begin{cases} \rho_t = 2 \text{ t/m}^3. \\ V_{\text{remblai}} = 305 \text{ m}^3. \end{cases}$$

$\implies P_{\text{terre}} = 305 \times 2 = 610 \text{ t.}$

Les efforts appliqués sur la semelle sont récapitulés dans tableau II.7.

Tableau II.7 : Récapitulatif de sollicitations appliquées sur la semelle.

Désignation	Effort horizontal (t)	Effort vertical (t)	Bras de levier (m)	Moment à la base (t.m)
Poids propres du tablier		519,66		
Poids propres du chevêtre		152,06		
Poids propres de fût		194,57		
Poids propres de la semelle		380,7		
Poids propres des terres		610		
A(l) + S(t)		253,30		
Freinage sous Bc	24		14,9	357,6
Force sismique sur le tablier	103,93		14,9	1548,557
Force sismique sur le chevêtre	34,41		12,9	392,289
Force sismique sur le fût	38,91		11,1	431,901
Force sismique sur la semelle	76,14		0,9	68,526

En utilisant les mêmes combinaisons de charges de la semelle, on obtient les résultats du tableau II.8.

Tableau II.8 : Valeurs des efforts appliqués sur la semelle.

	$N_{(v)}$ (t)	$M_{(t)}$ (t.m)
ELU	2912,1845	572,16
ELS	2160,926	429,12
ELA	1907,646	2441,273

II.8.3.3 Ferrailage de la semelle

VII.2.4. Effort revenant à chaque pieu

Les pieux présentent une symétrie par rapport à (XOY) :

Chaque fût ramène un moment et un effort normal

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

Tel que : n : nombre de pieux

M : moment de torsion

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge
- Semelle infiniment rigide
- Pieux identiques

• Condition normale

$$\text{ELU : } N_{\max} = \frac{N_t}{n} + \frac{M_t \cdot y_i}{\sum y_i^2} = \frac{29,12}{8} + \frac{5,72(1,8)}{8(1,8)^2} = \mathbf{4,04 \text{ t.}}$$

$$N_{\max} = \frac{N_t}{n} - \frac{M_t \cdot y_i}{\sum y_i^2} = \frac{29,12}{8} - \frac{5,72(1,8)}{8(1,8)^2} = \mathbf{3,24 \text{ t.}}$$

$$\text{ELS : } N_{\max} = \frac{N_t}{n} + \frac{M_t \cdot y_i}{\sum y_i^2} = \frac{21,61}{8} + \frac{(4,29)(1,8)}{8(1,8)^2} = \mathbf{3,01 \text{ t.}}$$

$$N_{\max} = \frac{N_t}{n} - \frac{M_t \cdot y_i}{\sum y_i^2} = \frac{21,61}{8} - \frac{(4,29)(1,8)}{8(1,8)^2} = \mathbf{2,40 \text{ t.}}$$

• Condition sismique

$$\text{ELA : } N_{\max} = \frac{N_t}{n} + \frac{M_t \cdot y_i}{\sum y_i^2} = \frac{19,07}{8} + \frac{(2,44)(1,8)}{8(1,8)^2} = \mathbf{4,08 \text{ t.}}$$

$$N_{\max} = \frac{N_t}{n} - \frac{M_t \cdot y_i}{\sum y_i^2} = \frac{19,07}{8} - \frac{(2,44)(1,8)}{8(1,8)^2} = \mathbf{0,69 \text{ t.}}$$

Les réactions d'efforts sur la semelle sont récapitulées dans le tableau II.9.

Tableau II.9 : Récapitulatif des efforts appliqués sur la semelle

	R_{\max} (t)	R_{\min} (t)
ELU	4,04	3,24
ELS	3,01	2,40
ELA	4,08	0,69

Ferrailage

1/ Armatures transversales inférieures

La Condition est :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$\rightarrow \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 1.07 \Rightarrow$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,8}{\frac{3,6}{2} - \frac{1,8}{4}} = 1.33$$

$\Rightarrow \alpha = 53.06^\circ > 45^\circ$ Condition vérifiée

$$\rightarrow \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3,6}{2} - \frac{1,8}{4} = 1,33 \text{ m.} \Rightarrow h = 1,8 \text{ m} > 1,33 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 333 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \left(\frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \right) = \frac{4.08}{333} \times \frac{1,33}{1.8} = 90,44 \text{ cm}^2.$$

Soit **8HA40 ; 100,528 cm².**

- L'espace est de $S_t = \frac{\phi + H - d}{n-1} = \frac{120 + 180 - 10}{7-1} \approx 40 \text{ cm.}$

Avec n : Nombre de barre

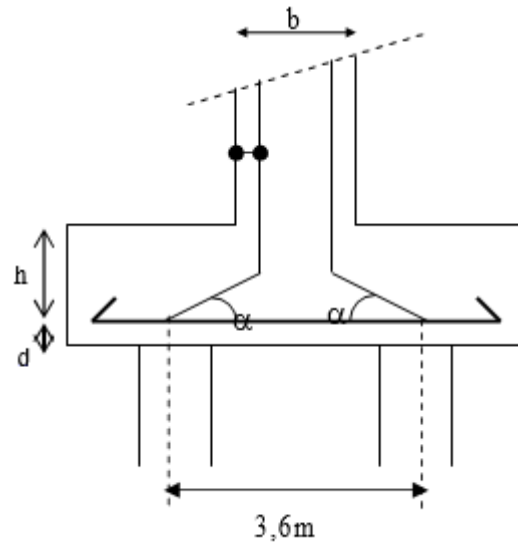
d : Enrobage 10cm

ϕ : Diamètre de pieu

Les armatures transversales sont placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieux}} = 3 \text{ m}$

- Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_t \geq \frac{A_s}{3} = \frac{100,528}{3} = 33,5 \text{ cm}^2; \text{ soit } \mathbf{8HA25, A_{inf1} = 39.27 \text{ cm}^2.}$$



2/. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{li} \geq \frac{A_s}{3} = \frac{100,528}{3} = 33,5 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 12\text{HA}20, A_{infl} = 37,68 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = \frac{\phi + H - d}{n - 1} = \frac{120 + 180 - 10}{13 - 1} \approx 25 \text{ cm}.$$

L'espace est de $S_t = 25 \text{ cm}$.

3/. Armatures transversales supérieures

$$A_{ts} = \frac{A_s}{10} = 10,6 \text{ cm}^2, \text{ soit } 8\text{HA}14, A_{ts} = 12,32 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = \frac{\phi + H - d}{n - 1} = \frac{120 + 180 - 10}{7 - 1} \approx 50 \text{ cm}.$$

4/. Armatures longitudinales supérieures

$$A_{ts} = \frac{A_s}{3} = 33,5 \text{ cm}^2, \text{ soit } 8\text{HA}25, A_{ts} = 39,27 \text{ cm}^2.$$

5/. Armatures latérales

$$A_{la} = \frac{A_s}{10} = 10,6 \text{ cm}^2, \text{ soit } 8\text{HA}14, A_{ts} = 12,32 \text{ cm}^2.$$

A la base des cadres verticaux, on placera des armatures transversales sous forme de Chaises en HA14 espacées de 1m.

Le schéma de ferrailage de la semelle est représenté dans les figures II.21 ET II.22.

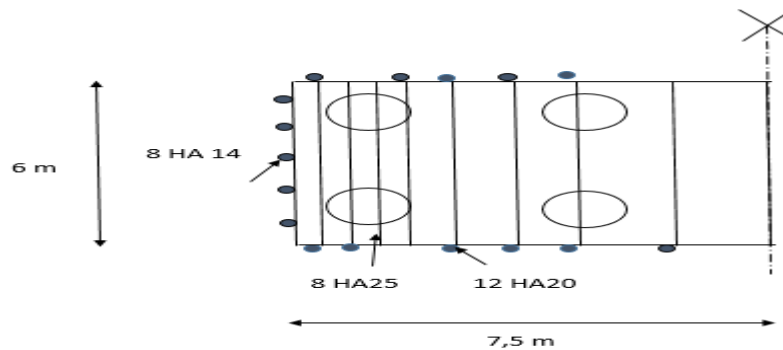


Figure II.21 : Ferrailage inférieur de la semelle

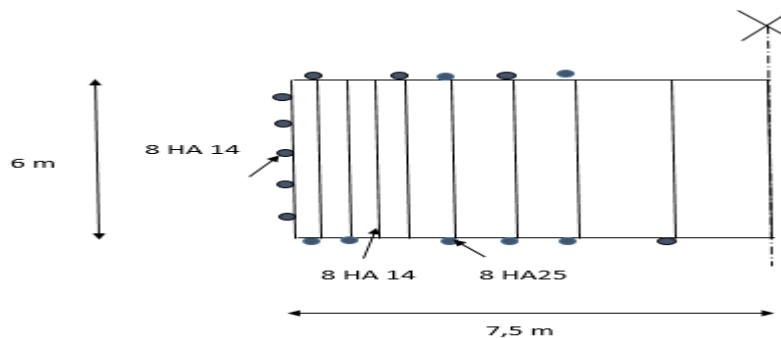


Figure II.22 : Ferrailage supérieur de la semelle

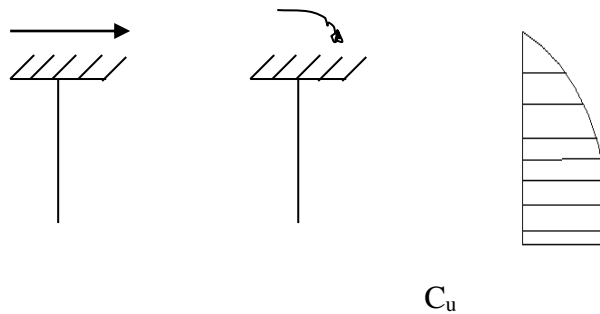
II.8.4 Etude et ferrailage des pieux

II.8.4.1 Action sur pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b_y = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b : \text{diamètre du pieu} \\ C_U : \text{module de réaction du sol} \\ y : \text{déplacement en tête du pieu} \end{array} \right.$$



Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$

α : Longueur élastique du pieu

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment déterminé par la méthode WERNER.

Le pieu étant encasté en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nul

Calcul de λ :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = \phi_{\text{pieu}} = 1.20m \\ C_U = 2140 \text{ t/m}^3 \\ E : \text{module d'élasticité du béton} = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{ MPa} \\ I : \text{moment d'inertie du pieu} I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (1.2)^4}{64} = 0.1017 m^4 \end{array} \right.$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{1,2(21,4)}{4(33000)(0,1017)}} = 0,2091$$

λ = Coefficient d'amortissement du module de WARNER

D'où : $\lambda L = 0.2091 \times 20 = 4,1827$ avec $L = 18 \text{ m}$

II.8.4.2 Effort tranchant en tête du pieu

- Condition normale :

Force de freinage = 24 t.

D'où : $\bar{H} = \frac{H}{8} = 3 \text{ t/pieux}$

• **Condition sismique**

Séisme = 0,2 (614,925) = 122,987 t. , D'où $\bar{H} = \frac{H}{8} = 15,37$ t/pieux.

II.8.4.3 Calcul des pieux par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissent auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$$

Notre pieu est encastéré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est Le déplacement avec rotation nulle

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

- \bar{M} : Moment en tête du pieu
- λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$
- $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$: Données par les abaques de WARNER en fonction de λL

H : effort tranchant en tête de pieu

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0$$

$$\Rightarrow M(z) = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

• Détermination des coefficients $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$

- $\lambda L = 3 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.16 \quad \chi_{\theta M} = 1.43$
- $\lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.26 \quad \chi_{\theta M} = 1.54$
- $\lambda L = 4,1827 / \text{pieu} \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,278 \quad \chi_{\theta M} = 1,541$

a. Condition normale :

$$\bar{H} = 3 \text{ t/pieux} \quad \Longrightarrow \quad \bar{M} = 111,21 \text{ t.m.}$$

b. Condition sismique :

$$\bar{H} = 15,27 \text{ t/pieux} \quad \Longrightarrow \quad \bar{M} = 145,32 \text{ t.m.}$$

D'après les résultats, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = 1,4532 \text{ MN.m}$

II.8.4.4 Ferrailage du pieu

a. Ferrailage longitudinal

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walther. Le pieu est Considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$\begin{cases} M_{\max} = 1,4531 \text{ MN.m.} \\ N_{\max} = 3,9655 \text{ MN (poids totale verticale/8 + pds propres)} \end{cases}$$

$h = 5 \text{ cm (enrobage) ; } D = 120 \text{ cm (diamètre du pieu). D'où : } \frac{h}{D} = \frac{0,05}{1,2} = 0,04.$

$$\frac{N_r}{R^2 \beta_w \pi} \quad ; \quad \frac{M_r}{R^2 \beta_w \cdot D \cdot \pi}$$

Tel que :

$$\begin{cases} N_r = N_{\max} : \text{effort normal égal a } 3,96 \text{ MN.} \\ M_r = M_{\max} \text{ égal a } 14,531 \text{ MN.m.} \\ \beta_w : \text{Résistance de béton égal } 27 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$\implies \frac{N_r}{R^2 \beta_w \pi} = \frac{3,9655}{0,6^2 (27) (3,14)} = 0,1$$

$$\implies \frac{M_r}{R^2 \beta_w \cdot D \cdot \pi} = \frac{1,4531}{0,6^2 (27) \cdot (1,2) (3,14)} = 0,04$$

D'après l'abaque de WALTHER, on tire la valeur de w .

Tel que w : degré mécanique des armatures.

$$\implies w = 0,1.$$

La section d'armature est donnée par la relation suivante : $A = \frac{\pi \cdot R^2 \cdot w \cdot \beta_w}{\sigma_e}$

$$A_1 = \frac{(3,14)(0,6)^2(0,1)27}{500} = 61,04 \text{ cm}^2. \quad ; \text{ soit } 16 \text{ HA25} : 78,56 \text{ cm}^2.$$

b. Armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \quad \implies \quad \phi_t \geq \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm.}$$

Donc on prend des cercles de ϕ_{12} avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de jonction avec la semelle.

La figure II.23 représente le schéma de ferrailage d'un pieu

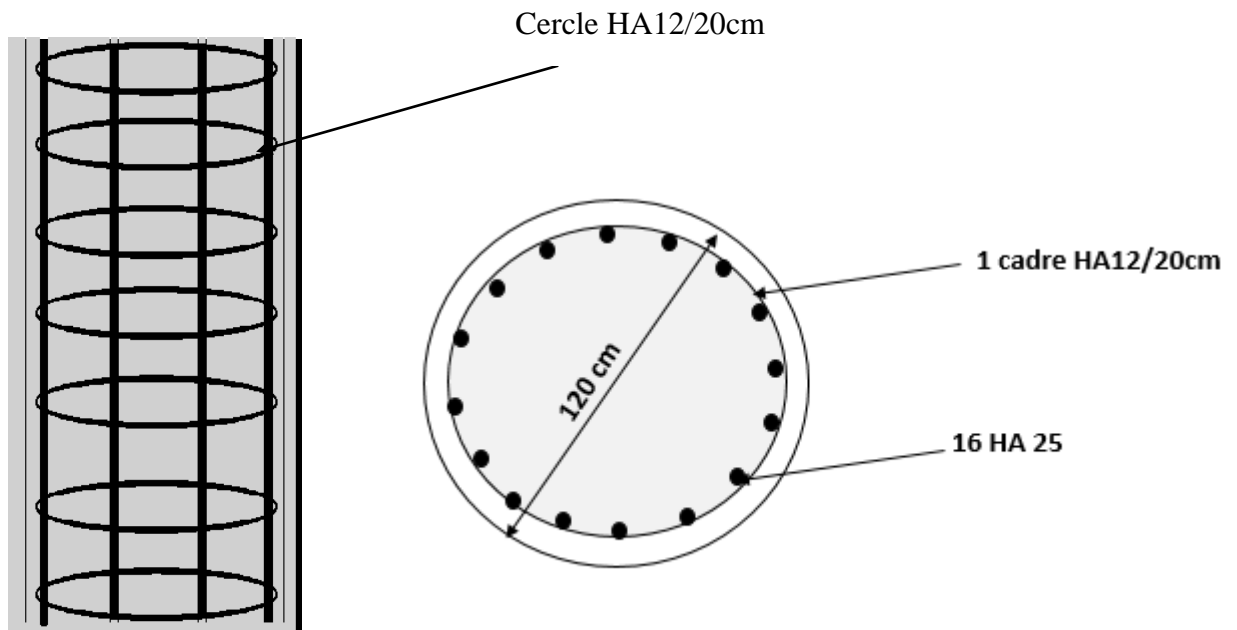


Figure II.23 : Ferrailage de pieu.

II.9 Conclusion

Le ferrailage des différents éléments de la pile est conçu de manière à résister aux différentes sollicitations qu'elle subit.

CONCLUSION GENERALE

Pendant la réalisation de mon mémoire de master, j'ai touché aux principales phases d'étude d'une pile d'un pont qui est une synthèse de différentes disciplines des sciences de l'ingénieur.

Ce fut une première étude pour moi en tant qu'élève ingénieur que j'ai fait dans un temps très limité. C'est la meilleure occasion pour l'étudiant de mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Ça m'a permis d'acquérir une certaine expérience que je souhaite mettre en œuvre dans le monde professionnel.

Référence bibliographie



Ouvrages :

- ❖ **Jean -Armand CALGARO, Michel virolgeux,** Projet et construction des ponts, « Analyse structurale des tabliers de ponts ».Ecole Nationale des ponts chaussées, 1994, 349p.
- ❖ **Jean-Armand CALGARO, Anne BERNARD-GELY**« Conception des ponts », technique d'ingénieur .C 4500-12.



Règlements :

- ❖ **B.A.E.L 91 révisées 99,** Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et Constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ **Fascicule n° 61 titre II,** conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art (programmes de charges et épreuves des ponts routes).
- ❖ **R.C.P.R,** règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- ❖ **R.P.O.A 2008,** règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- ❖ **S.E.T.R.A 1996.** Guide de conception, Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP).



Cours :

- ❖ **Béton Armé,** 4ème année Génie Civil.**Mr.BOUTEMEUR.**
- ❖ **Cour de charpente métallique ENP. Mr HAMMOUTENE.2014.**

Logiciel :

ROBOT 2014 pour le calcul des sections de ferrailage.

