

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



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique



**Laboratoire Génie Sismique et
Dynamique des Structures**

Département de Génie Civil
Laboratoire Génie Sismique et Dynamique des Structures
Mémoire de Master en Génie Civil

**Etude sismique d'un pont rail à poutres multiples et
dimensionnement de son infrastructure**

Auteur : BOUSEDRA Khadidja

Sous la direction de : M. S. LAKEHAL MAA

Présenté et soutenu publiquement le : (09/10/2017)

Composition du Jury :

Président :	M. A. LARIBI	Dr	Ecole Nationale Polytechnique
Promoteur :	M. S. LAKEHAL	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur :	M. R. BOUTEMEUR	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur :	M. B.K. BENZAOUZ	MCB	Ecole Nationale Polytechnique

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



Département de Génie Civil
Laboratoire Génie Sismique et Dynamique des Structures
Mémoire de Master en Génie Civil

**Etude sismique d'un pont rail à poutres multiples et
dimensionnement de son infrastructure**

Auteur : BOUSEDRA Khadidja

Sous la direction de : M. S. LAKEHAL MAA

Présenté et soutenu publiquement le : (09/10/2017)

Composition du Jury :

Présidente :	M. A. LARIBI	Dr	Ecole Nationale Polytechnique
Promoteur :	M. S. LAKEHAL	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur :	M. R. BOUTEMEUR	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur :	M. B.K. BENZAOUZ	MCB	Ecole Nationale Polytechnique

ملخص :

الغرض من هذا العمل هو دراسة الحساب الزلزالي لجسر سكة حديدية متعدد الروافد من الخرسانة مسبقة الإجهاد ، والبنية التحتية الخاصة به يقع ببلدية الحمدانية ولاية المدية. هذا الجسر يجتاز واد ، بطول إجمالي يبلغ 99.40 متر (خمس امتدادات)، مع سطح بلاطة مكون من 11 رافدة، متكأ على دعامتين. قمنا بالحساب الزلزالي باستخدام سند (RPOA) . كما قمنا بحساب تسليح العمود باستعمال برنامج (Autodesk Robot Structural 2014)

الكلمات المفتاحية: جسر سكة حديدية، الحساب الزلزالي، عمود،الاعمدة التحتية.

Abstract:

The aim of this work is to study the seismic part of a multiple post-tension prestressed concrete rail bridge and the infrastructure, the bridge is located at the commune of Hamdania, wilaya of Médéa. He crosses a wadi, over a total length of 99.40 m (five spans), with an apron of 11 beams, supported on both sides.

The seismic calculation was carried out by means of regulation RPOA. The modeling and calculation of the stack were carried out using the software Autodesk Robot Structural 2014.

Keywords: bridge rail, seismic calculation, stack, piles.

Résumé :

Le but de ce travail est l'étude sismique d'un pont rail à poutre multiples et dimensionnement de son infrastructure, le pont est situé à la commune de Hamdania, wilaya de Médéa. Il traverse d'un oued, sur une longueur totale de 99.40 m (cinq travées), avec un tablier de 11 poutres, et appuyé sur les deux côtés.

Le calcul sismique a été effectué suivant le règlement RPOA. La modélisation et le calcul de la pile ont été réalisés à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural 2014.

Mots clés : pont rail, calcul sismique, pile, pieux.

DEDICACES

Je rends grâce à Dieu,

Et je dédie ce mémoire à :

Mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.

Mes chères sœurs Mouna et Ibtissem, à qui je souhaite un avenir plein de joie, de bonheur, de réussite et de sérénité.

Toute la famille Bousedra et Bounaghla pour leurs soutiens tout au long de mon parcours universitaire.

Ma cousine Fatima.

Mes copines : feriel, Hiba, Khadidja, Soumia, Nacera, Imane, Rima, Sabrina.

Mes camarades de classe.

Tous ceux qui me sont chers.

Khadidja Bousedra.

Remerciements

Nous remercions tout d'abord Allah le tout puissant d'avoir guidé nos chemins, de nous avoir donné la santé, la patience et la volonté tout au long de notre formation.

Nos remerciements s'adressent ensuite à nos chers parents et à nos familles qui nous ont soutenu pendant toute ses années.

*Nous souhaitons exprimer, tout particulièrement, nos vifs remerciements à notre promoteur Monsieur **S. Lakehal** de nous avoir fait confiance et accepté de diriger ce mémoire, nous le remercions pour son aide et ses conseils.*

*Nous exprimons aussi notre gratitude et notre profonde reconnaissance pour notre encadreur au sein de l'entreprise Monsieur **Mohamed SEDED**, ingénieur en travaux publics à l'**ENGOA**, de nous avoir encadré, orienté, aidé et conseillé et pour sa constante disponibilité*

*Nous remercions les membres de jury qui nous ont fait l'honneur
D'examiner notre travail.*

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants et corps administratif de l'Ecole Nationale Polytechnique qui nous ont accompagné durant notre cursus ainsi que tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de notre projet de fin d'étude.

Table des matières

Liste des tableaux	
Listes des figures	
Introduction générale.....	10
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1. Introduction :.....	13
I.2. Présentation du projet :	13
I.3. Données fonctionnelles :.....	13
I.3.1. Tracé en plan :	13
I.3.2. Profil en long :	14
I.3.3. Profil en travers :	14
I.4. Les données naturelles :	15
Chapitre II : Calcul sismique de l'ouvrage	
II.1. Introduction :	17
II.2. Règles de conception :	17
II.3. Classification :	18
II.3.1. Classification des ponts :	18
II.3.2. Classification des zones sismiques :	18
II.3.3. Coefficient d'accélération de zone :	18
II.3.4. Classification du site :	19
II.4. Détermination des action sismiques :	19
II.4.1. Spectre de réponse élastique :	20
II.4.1.1. Composante horizontale :	20
II.4.1.2. Composante verticale	20
II.5. Analyse sismique :	21
II.5.1. Hypothèses de base :	21
II.5.2. Modélisation :	21
II.5.2.1. Masse :	21
II.5.2.2. Amortissement :	22
II.5.3. Analyse :	22
II.5.3.1. Analyse spectrale monomodale :	22
II.5.3.1.a. Principe de la méthode :	22
II.5.3.1.b. Evaluation des efforts sismiques par la méthode monomodale :	23
II.5.3.2. Méthodes d'analyse :	23
II.5.3.2.a. Séisme longitudinal :	23

Chapitre III : Etude de la pile

III.1. Introduction :	27
III.2. Pré dimensionnement de la pile :	27
III.2.1. Chevêtre :	27
III.2.2. Le fût :	27
III.2.3. Semelle :	27
III.2.4. Pieux :	27
III.3. Calcul du chevêtre :	28
III.3.1. Calcul des sollicitations dans chaque élément :	28
III.3.2. Moment fléchissant :	28
III.3.3. Calcul à l'ELU :	30
III.3.4. Calcul à l'ELS :	31
III.3.5. Armatures transversales :	31
III.4. Calcul du fût :	32
III.4.1. Évaluation des charges et surcharges	32
III.4.1.1. Charges verticales :	32
III.4.1.2. Charges horizontales :	32
III.4.2. Détermination de l'effort sollicitant sur chaque fut :	32
III.4.2.1. Charges verticales :	32
III.4.2.2. Charges horizontales :	32
III.4.2.3. Combinaison des efforts	32
III.4.2.4. Vérification de flambement du fut :	33
III.4.2.5. Le ferrailage du fut :	33
III.4.2.6. Armatures transversales :	33
III.4.2.7. Condition de non fragilité :	33
III.5. Étude de La semelle :	34
III.5.1. Évaluation des charges et surcharges	34
III.5.1.1. Charges verticales	34
III.5.1.2. Charges horizontales :	34
III.5.1.3. Combinaison des efforts :	34
III.5.2. Effort revenant à chaque pieu :	34
III.5.2.1. Condition normale :	34
III.5.2.2. Condition sismique :	35
III.5.3. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :	35
III.5.3.1. Armatures transversales inférieures :	35

III.5.3.2. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :	36
III.5.3.3. Armatures de construction :	36
III.5.3.4. Armatures latérales :	36
III.6. Calcul des pieux :	37
III.6.1. Action sur les pieux :	37
III.6.2. Effort tranchant en tête du pieu	38
III.6.3. Calcul des moments par la formule de WARNER :	38
III.6.4. Ferrailage de pieu :	39
III.6.5. Armatures transversales :	39
Conclusion générale	41
Références bibliographiques	43

Liste des tableaux

Tableau I. 1.différentes couches du sol sous les culées.....	15
Tableau I. 2.différentes couches du sol sous les piles	15
Tableau II. 1.Classification des ponts	18
Tableau II. 2.Coefficient d'accélération sismique.....	19
Tableau II. 3.Caractéristiques géotechniques des sites.	19
Tableau II. 4.valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.....	20
Tableau II. 5.Valeurs de T1, T2 pour la composante verticale	21
Tableau III. 1.Sollicitations maximales des combinaisons.	30
Tableau III. 2.Ferraillage longitudinal du chevêtre.....	31
Tableau III. 3. Les valeurs des efforts après la combinaison	33
Tableau III. 4.Les valeurs des efforts après la combinaison	34

Listes des figures

Figure I. 1.Présentation de l'ouvrage	13
Figure I. 2.Tracé en plan	14
Figure I. 3. Profil en long	14
Figure I. 4.Profil en travers	15
Figure II. 1.Carte de zonage de l'Algérie	18
Figure III. 1.Coupe transversale de la pile.	28
Figure III. 2.Moment fléchissant à ELU	29
Figure III. 3.L'effort tranchant à l'ELU	29
Figure III. 4.Moment fléchissant à ELS	30
Figure III. 5.L'effort tranchant à l'ELS	30
Figure III. 6.Schéma de ferrailage du chevêtre.	32
Figure III. 7.Schéma de ferrailage du fut	33
Figure III. 8. Les dimensions de la semelle.....	34
Figure III. 9. Méthode des bielles.....	35
Figure III. 10.Ferrailage de la nappe inférieure de la semelle.....	37
Figure III. 11.Ferrailage de la nappe supérieure de la semelle.	37
Figure III. 12.Ferrailage longitudinale du pieux	40
Figure III. 13.Ferrailage transversale du pieux.	40

Introduction générale

Les ponts sont des ouvrages d'art d'une grande importance dans le système routier d'un pays. Leur bon fonctionnement doit être assuré, ce qui impose la nécessité d'améliorer leur comportement sismique.

Dès lors, le secteur des travaux publics en Algérie a pris en charge l'élaboration d'un référentiel pour la conception sismique de ces ouvrages désigné sous le nom de : « Règles Parasismiques Applicables au domaine des ouvrages d'art » RPOA 2008.

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse sismique vis-à-vis d'un mouvement spécifique sollicitant ses fondations. Sous séisme, les structures sont soumises à des oscillations forcées. On revient à un problème en force imposée en se plaçant dans le repère lié aux fondations. L'ouvrage subit alors une force d'inertie due à l'accélération d'entraînement de l'action sismique.

Sur l'étude de la pile, on s'intéressera essentiellement à la réponse maximale de la structure en termes d'efforts.

Autrement dit, il s'agit de déterminer le déplacement maximal d'un oscillateur par rapport à sa base.

Nous aborderons notre ce travail par une présentation de l'ouvrage, ses données naturelles et ainsi ses données fonctionnelles.

Ensuite, nous poursuivrons par l'étude sismique de l'ouvrage et après cela. Nous procéderons aussi au dimensionnement des éléments de la pile.

Enfin, nous terminerons notre projet par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

Un pont est un ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime.

Un pont ferroviaire, ou pont-rail, est un pont construit pour supporter une ligne de chemin de fer et permettre le passage de trains.

Parmi les types de ponts, on distingue les ponts à poutres. Ce type de ponts est le plus simple, il se compose d'une seule travée appelée poutre, qui est en bois, en acier ou en béton. Lorsque la distance de franchissement augmente, les extrémités des poutres reposent sur des piles.

I.2. Présentation du projet :

L'ouvrage de notre étude, est un pont-rail entrant dans le cadre de la réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire, section TISSEMSILTE/BOUGUEZOUL (130 km) du Pk 107+660,77 au Pk 107+760,17. Situé à la commune de Hamdania, wilaya de Médéa. Cet ouvrage traverse un oued, sur une longueur totale de 99.40 m



Figure I. 1. Présentation de l'ouvrage

I.3. Données fonctionnelles :

Ce sont les données relatives à la voie portée tels que le profil en long, le profil en travers et le tracé en plan.

I.3.1. Tracé en plan :

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

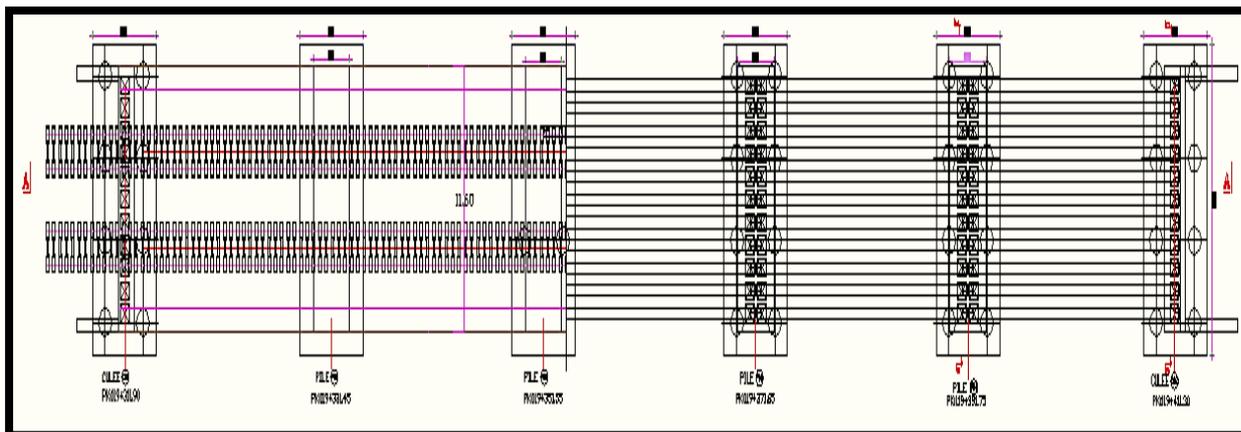


Figure I. 2. Tracé en plan

I.3.2. Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

Le profil en long de notre ouvrage présente une longueur d'environ 99.40 m.

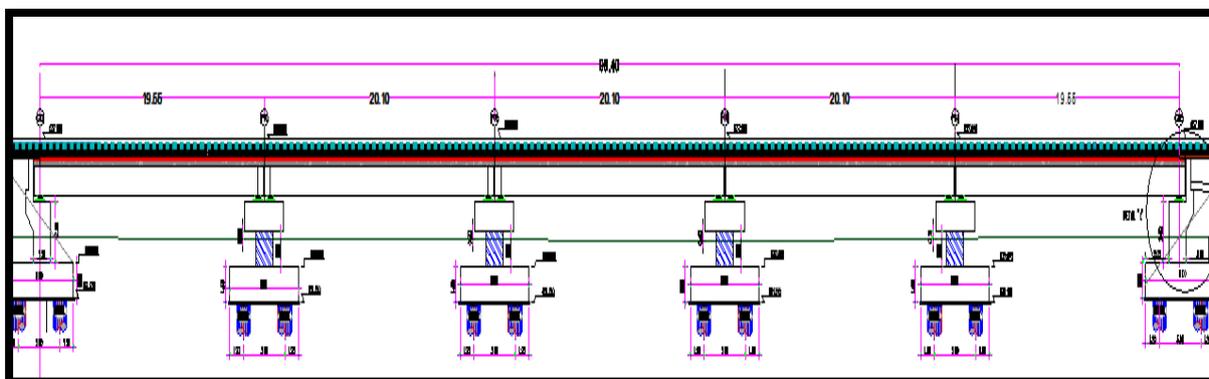


Figure I. 3. Profil en long

I.3.3. Profil en travers :

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

Il présente les caractéristiques suivantes

- Largeur totale : 11,30 m.
- Nombre de voies : 2 voies de rail.
- Écartement des rails : 1,50 m.
- Entraxe des deux voies : 4.20 m.
- Pente transversale en toit : 1%.

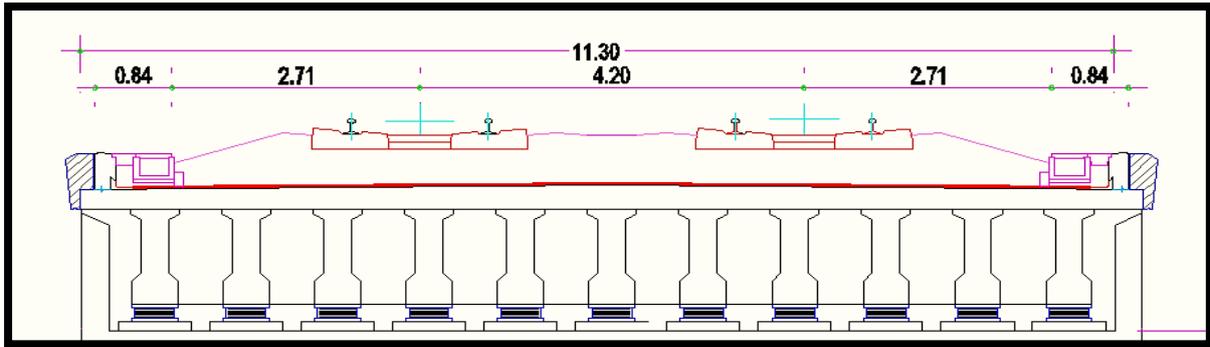


Figure I. 4. Profil en travers

I.4. Les données naturelles :

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type de l'ouvrage correspondant. Ainsi que la proposition des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dans le but d'avoir un bon comportement mécanique 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 circulaire.

Les couches constituantes de notre sol de fondation sont présentées dans les tableaux suivants :

Après examen des carottes obtenues à partir de quatre forages et des résultats des essais sur le site et en laboratoire, il a été possible de reconstruire les stratigraphies à adopter pour le calcul et pour les vérifications des pieux.

Tableau I. 1. différentes couches du sol sous les culées

Profondeur(m)	Type de sol
0.0÷1.0	SL, sable fin limoneux et cailloutis
1.0÷2.0	T-AL, tuf brunâtre argileux avec cailloutis
2.0÷3.6	SG, galets et cailloux calcaire
3.6÷25.0	SG-GS, sables fin brunâtres, cailloutis et galets

Tableau I. 2. différentes couches du sol sous les piles

Profondeur(m)	Type de sol
0.0 ÷ 3.0	T-AL, tuf argilo- calcaire
3.0 ÷ 12.0	AL, argiles jaunâtres, trace de gypse et d'oxydation
12 ÷ 25.0	ALm, argiles marneuse jaunâtres trace de gypse et d'oxydation

Chapitre II

Calcul sismique de l'ouvrage

II.1. Introduction :

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à faible sismicité.

II.2. Règles de conception [1] :

La conception parasismique de l'ouvrage porte essentiellement sur les appuis (piles et culées) et notamment, l'interface entre les appuis et le tablier. Elle doit faire l'objet d'une étude spécifique pour éviter toute rupture fragile des futs des piles. Les ouvrages monolithiques (ponts cadres ou portiques) ont généralement un bon comportement sous séisme.

Les efforts horizontaux mis en jeu dépendent principalement de la souplesse des piles et type de liaison retenue entre le tablier et les piles et culées. Le choix du système de liaison tablier/appuis a pour objectifs de limiter les déplacements du tablier ainsi que les efforts dans les appuis.

Deux approches pour la conception des appuis :

- Concevoir des appuis élastiques (piles et culées) sous réserve d'un choix judicieux d'appareils d'appui au niveau de l'interface tablier/appuis.
- Concevoir des appuis ductiles (piles) sous réserve d'une conception détaillée des rotules plastiques dont la formation doit être confirmée par calcul.

Le comportement sous séisme des tabliers de ponts courants demeure généralement, dans le domaine élastique.

Un équilibre doit en général être maintenu entre prescriptions de résistance et de déformabilité pour les supports horizontaux. Une grande déformabilité réduit le niveau de l'action sismique de calcul, mais augmente le mouvement aux joints et aux appuis mobiles et peut conduire à des effets du second ordre importants.

Pour la maîtrise des déplacements, deux systèmes de butées existent :

- Les butées de sécurité, destinées à empêcher le tablier de quitter ses appuis sous séisme ultime.
- Les butées de blocage, destinées à limiter fortement le déplacement relatif du tablier par rapport à ses appuis sous séisme sont utilisées en complément à des appareils d'appui en élastomère fretté ou à des appareils d'appui spéciaux glissants

II.3. Classification [1] :

Cette partie expose un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser.

II.3.1. Classification des ponts :

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes.

Tableau II. 1. Classification des ponts

Groupe de pont	L'importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

II.3.2. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

- Zone 0 : négligeable
- Zone I : faible
- Zone IIa : moyenne
- Zone IIb : élevée
- Zone III : très élevée

La figure II.1 représente la carte des zones sismiques de l'Algérie.

Tout pont qui a des fondations dans deux zones de sismicité différentes est considéré comme étant situé tout entier dans la zone de sismicité supérieure.

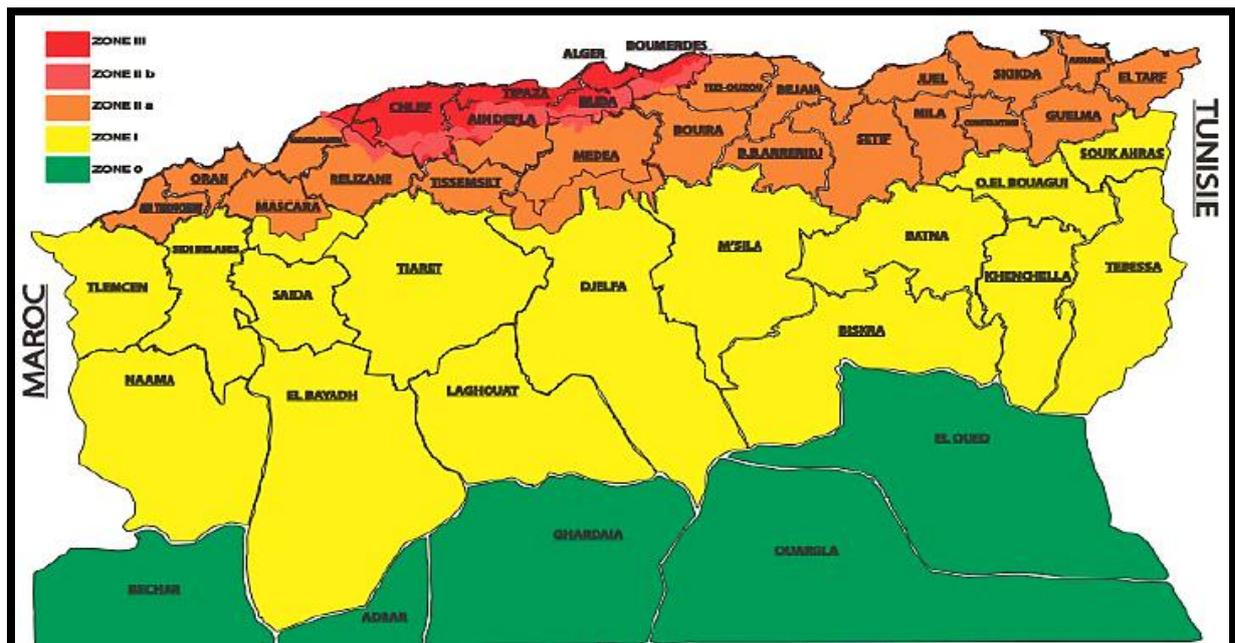


Figure II. 1. Carte de zonage de l'Algérie [1].

II.3.3. Coefficient d'accélération de zone :

Tableau II. 2.Coefficient d'accélération sismique

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

II.3.4. Classification du site :

Quatre types de sites sont définis par RPOA selon la nature et l'épaisseur des couches de sol sous-jacentes. Ils sont dénommés :

Tableau II. 3.Caractéristiques géotechniques des sites.

Catégorie	Description	Vitesse d'onde de cisaillement (VS m/s)
S1	Site rocheux	$VS \geq 800$ m/s
S2	Sire ferme sable/gravier-argile	$VS \geq 400$ m/s à partir de 10m de profondeur
S3	Site meuble sable/ gravier-argile	$VS \geq 200$ m/s à partir de 20m de profondeur
S4	Site très meuble sable/ gravier-argile	$VS \geq 200$ m/s dans les 20m de profondeur

- Conformément au Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/ version 2003), publié par le Centre de Génie Parasismique C.G.S, le site de notre projet est situé dans une zone sismique de classe IIb.
- Le pont est classé de groupe 2 : pont important.
- Selon la nature géologique et les propriétés mécaniques des sols de la région, la classification du site est de S2.
- D'après le RPOA 2008, le coefficient d'accélération (A) de cet ouvrage est de l'ordre de 0.25 (tableau II.2).

II.4. Détermination des actions sismiques [1] :

L'action sismique sera prise en compte aussi bien pour le calcul des appareils d'appui, que pour la justification des joints de dilatation, elle résulte des mouvements du sol qui sont pris en compte sous deux aspects :

- Une translation d'ensemble (tous les points du sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions d'espace
- Un déplacement différentiel entre points du sol dans chacune des trois directions de l'espace, ce déplacement différentiel dépend de la distance entre les points et des caractéristiques géotechniques et topographiques du site.

Pour le mouvement sismique de calcul, la translation d'ensemble est définie par le coefficient d'accélération de zone (A), un spectre de réponse horizontal valable pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre de réponse vertical valable pour la composante verticale du mouvement.

Les spectres de réponses, élastique ou de dimensionnement, qui dépendent de la catégorie du site de l'ouvrage, du coefficient d'accélération de zone (A) et du taux d'amortissement critique (ξ) par le biais du facteur de correction d'amortissement $\eta = (\sqrt{7/(2 + \xi)})$.

II.4.1. Spectre de réponse élastique :

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique.

II.4.1.1. Composante horizontale :

Le spectre de réponse élastique (S_a) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par.

$$S_{ae}^h (m/s^2) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

g : l'accélération de la pesanteur (= 9.81m/s²)

A : le coefficient d'accélération (= 0.25)

T_1 T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données dans le tableau ci-après.

S : coefficient de site.

η : facteur de correction de l'amortissement

Les valeurs T_1 , T_2 , et S seront définies en fonction de la classification des sites, suivant le tableau ci-après :

Tableau II. 4.valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0.15	0.15	0.2	0.2
T_2	0.3	0.4	0.5	0.7
S	1	1.1	1.2	1.3

II.4.1.2. Composante verticale

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}^v \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} \alpha A g \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \alpha g A & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \alpha g A \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \alpha g A \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur (= 9,81m/s²)

A : le coefficient d'accélération (= 0.25)

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité : $\alpha=0,7$ pour les zones sismiques I, IIa et IIb et 1,0 pour la zone sismique III.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données dans le tableau ci-après.

Tableau II. 5. Valeurs de T_1, T_2 pour la composante verticale

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0.15	0.15	0.2	0.2
T_2	0.3	0.4	0.4	0.4

II.5. Analyse sismique [1] :

II.5.1. Hypothèses de base :

On distingue les trois directions du séisme, longitudinal, transversal et vertical que l'on traite de façon indépendante.

La composante horizontale du mouvement sismique est appliquée selon la direction longitudinale et la direction transversale du pont.

Pour les ponts courbes, on définit l'axe longitudinal par la corde joignant les appuis extrêmes intervenant dans la reprise des efforts horizontaux.

II.5.2. Modélisation :

Pour analyser le comportement dynamique de l'ouvrage, il faut définir sa masse, sa raideur, éventuellement la raideur du système de fondation (ou les conditions d'encastrement de la structure dans le sol) et l'amortissement provenant du comportement viscoélastique des matériaux et de la structure.

Pour schématiser, on pourra considérer que la masse de l'ouvrage est concentrée dans le tablier, et la raideur dans le système d'appui (fondations, appuis et appareils d'appui).

II.5.2.1. Masse :

Pour le calcul des masses, on doit prendre en compte les valeurs moyennes des charges permanentes de la structure.

Pour les ponts supportant un trafic intense, on peut considérer une part des charges d'exploitation :

- 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains,
- 30% des charges d'exploitations ferroviaires,
- 0% pour les autres cas.

Lorsque les piles sont immergées dans l'eau, faute d'une approche rigoureuse de l'interaction hydrodynamique, cet effet peut être estimé en prenant en compte une masse additionnelle d'eau entraînée par unité de longueur des piles immergées.

II.5.2.2. Amortissement :

L'amortissement dans un matériau est conventionnellement introduit par un modèle visqueux. La valeur du taux d'amortissement critique ξ (en %) pour les matériaux courants est:

- Acier soudé : 2
- Acier boulonné : 4
- Béton précontraint : 2
- Béton non armé : 3
- Béton armé : 5
- Elastomère fretté : 7

II.5.3. Analyse :

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

L'utilisation d'autres méthodes (spectre de puissance, analyse temporelle linéaire ou non linéaire) doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées.

II.5.3.1. Analyse spectrale monomodale :

La très grande majorité des ouvrages (pont à poutres, à voussoir, ponts dalle) s'analysent en dynamiques grâce à cette méthode. Dans cette méthode simplifiée, on fait l'hypothèse que la charge sismique peut être considérée comme une force statique équivalente horizontale ou verticale appliquée au tablier dans une des trois directions (longitudinale, transversale ou verticale).

II.5.3.1.a. Principe de la méthode :

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer.

II.5.3.1.b. Evaluation des efforts sismiques par la méthode monomodale :

Nous devons vérifier la validité de cette méthode suivant les critères du guide RPOA :

1. Masse modale : la masse modale doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fut et chevêtre).
2. Angle de biais : l'ouvrage étudié ne présente aucun angle biais, le tablier de notre ouvrage est bien droit.
3. Angle de courbure : l'ouvrage étudié ne présente aucune courbure.
4. La symétrie transversale : c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

II.5.3.2. Méthodes d'analyse :

Le calcul est monomodal dans chaque direction et s'exécute selon les trois directions.

II.5.3.2.a. Séisme longitudinal :

➤ Détermination de la masse de la structure :

La masse du système égale à $M_{sys} = G + \alpha Q$

G : poids propre

Q : charge d'exploitation

$\alpha = 30\%$ (pont ferroviaire)

$$M_{sys} = 24604.80 \text{ KN}$$

➤ Détermination de la raideur longitudinale du système :

La raideur du système comprend la raideur de la pile et la raideur du culée.

a. Raideur de la pile K_{pile} :

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui qui sont montés en série, le chevêtre lui est supposé infiniment rigide.

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fût}} + \frac{1}{K_{aa}}}$$

La raideur des appareils d'appui est calculée par la formule suivante :

$$K_{aa} = n \frac{G_{ab}}{e}$$

Avec :

- $G = 1.2 \text{ Mpa}$: module de cisaillement de l'appareil
- $a = b = 0.45\text{m}$: les dimensions en plan de l'appareil.
- $e = 0.084 \text{ m}$: l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil.
- $n = 22$: le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur.

$$\text{Donc : } K_{aa} = 63642.86 \text{ KN/m}$$

La raideur d'un fût encastré en bas et articulé en tête est calculée selon le guide d'application du RPOA par la formule suivante :

$$K_{fût} = n \frac{3EI}{h^3}$$

Avec :

- $n = 4$: nombre de fût
- $E = 33000 \text{ MPa}$
- $I = 0.249 \text{ m}^4$ moment d'inertie
- $h = 1.5 \text{ m}$ hauteur du fût

$$\text{Donc : } K_{fût} = 29216 \cdot 10^3 \text{ KN/m}$$

Donc la raideur de la pile est :

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{29216 \cdot 10^3} + \frac{1}{63642.86}} = 63504.52 \text{ KN/m}$$

b. Raideur de la culée :

La raideur à prendre en compte est celle des appareils d'appui puisque la culée est considérée comme étant infiniment rigide :

$$K_{culée} = n K_{aa} = 11 \times 2892.85 = 31821.43 \text{ KN/m.}$$

c. Raideur de système K_{sys} :

La raideur totale du système est un assemblage en parallèle des 6 rigidités (2 culées et 4 piles).

La raideur totale est la somme des raideurs des appuis :

$$K_{sys} = 4K_{pile} + 2K_{culée} = 190582.055 \text{ KN/m}$$

➤ Période propre longitudinale de l'ouvrage :

La période propre de l'ouvrage est égale à : $T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{sys}}{K_{sys}}} \rightarrow T = 0.71\text{s}$

➤ Spectre de réponse élastique horizontale Sae^h :

On utilise le spectre de réponse élastique de la composante horizontale du règlement RPOA :

- Site S2: $\{T_1 = 0.15\text{s}; T_2 = 0.4\text{s}; S = 1.1\}$

- Groupe et zone IIb : { $A = 0.25$ }
- Le taux d'amortissement est de 5% : { $\eta = 1$ }
- Accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

On a : $T_2 = 0.4 < T < 3\text{s}$

Donc Sae^h est donnée par la formule : $Sae^h = 2.5 A \eta S g (T_2/T)$

$$Sae^h = 3.79 \text{ m/s}^2$$

➤ **Effort longitudinale :**

a. **Effort totale :**

$$F_{\text{long tot}} = M \times Sae^h = 9348.95 \text{ KN}$$

b. **Effort sur pile :**

$$F_{\text{long pile}} = \frac{K_{\text{pile}}}{K_{\text{sys}}} F_{\text{long tot}} = 3115.19 \text{ KN}$$

c. **Effort sur culée :**

$$F_{\text{long culée}} = \frac{K_{\text{culée}}}{K_{\text{sys}}} F_{\text{long tot}} = 1560.99 \text{ KN}$$

➤ **Déplacements :**

a. **Déplacement du tablier**

$$d_{\text{tablier}} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 Sae^h = \left(\frac{0.71}{2\pi}\right)^2 \times 3.79 = 4.84 \text{ cm}$$

b. **Déplacement de la tete de la pile**

$$d_{\text{tablier}} = \frac{F_{\text{long pile}}}{K_{\text{fut}}} = 1.06 \text{ cm}$$

Conclusion :

Le déplacement de la tete de la pile est inférieur au déplacement du tablier, puisque ce dernier ne transmet pas son déplacement aux piles, il repose sur des appareils d'appuis qui encaissent ce déplacement. Donc c'est vérifié.

Chapitre III

Etude de la pile

III.1. Introduction :

La pile a un rôle principal de support et de transmission des efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, 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. Notre ouvrage franchit un oued pour cela nous avons le choix de plusieurs types de piles, on va proposer une pile contenant des fûts à section circulaire liées par un chevêtre.

III.2. Pré dimensionnement de la pile [1] :

III.2.1. Chevêtre :

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

- Longueur : $L = 11.60$ m
- Largeur : $E = 3.4$ m
- Hauteur : $1\text{m} \leq H \leq 1,6\text{m}$.
- D'où $H = 1,2$ m

III.2.2. Le fût :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique

- Hauteur du fût : 1.6 m
- Diamètre de fût $\varphi = 1.5$ m
- Nombre du fût $n = 4$ fûts

III.2.3. Semelle :

Nous avons choisi une semelle rectangulaire reposant sur des pieux, elle sera donc une semelle de liaison qui solidarise les pieux en tête afin d'avoir une bonne transmission des charges.

- Longueur : $L = 13.6$ m
- Largeur : $B = 6.00$ m
- Epaisseur : $E = 1.5$ m

III.2.4. Pieux :

- Nombre de pieux : $n = 8$
- Diamètre du pieux $= 1.2$ m
- Entraxe entre les pieux $3\Phi = 3.6$ m.

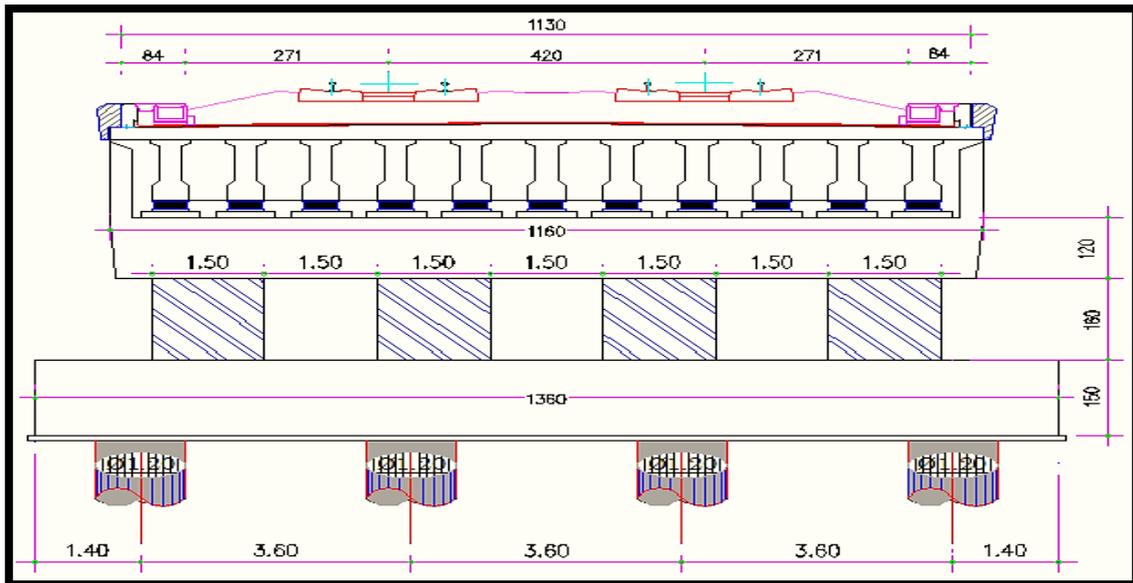


Figure III. 1. Coupe transversale de la pile.

III.3. Calcul du chevêtre :

Le rôle du chevêtre est de transmettre les efforts provenant du tablier aux autres éléments de la pile, à savoir les futs et la semelle. Il est conçu de manière à résister à son poids propre ainsi qu'aux surcharges provenant du tablier.

III.3.1. Calcul des sollicitations dans chaque élément :

$$P_{\text{tablier}} = 84.18 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{surchage}} (\text{SW/0} + \text{UIC71}) = 34.61 \text{ t/ml}$$

$$\text{Poids propre du chevêtre : } P_{\text{chevêtre}} = 2,5 \times 1,2 \times 3,4 = 10,2 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{TOT}} = 128,99 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{SER}} = 128,99 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{ELU}} = 1,35 G + 1,45 Q = 177,59 \text{ t/ml}$$

III.3.2. Moment fléchissant :

L'étude de chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide de logiciel **robot structural analysis 2014** :

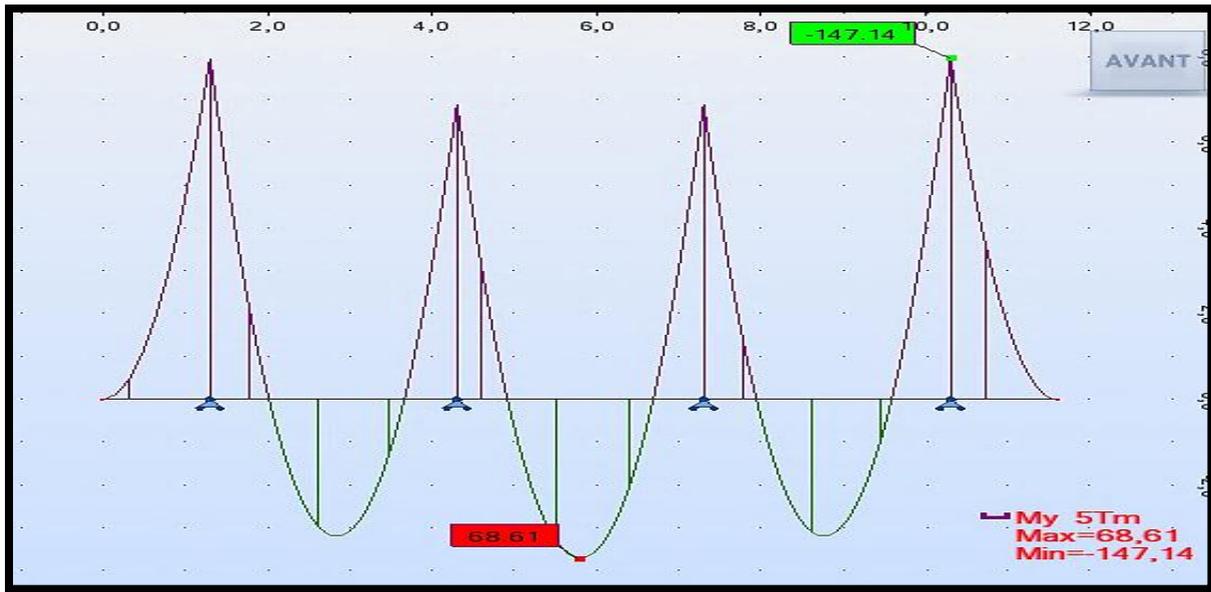


Figure III. 2.Moment fléchissant à ELU

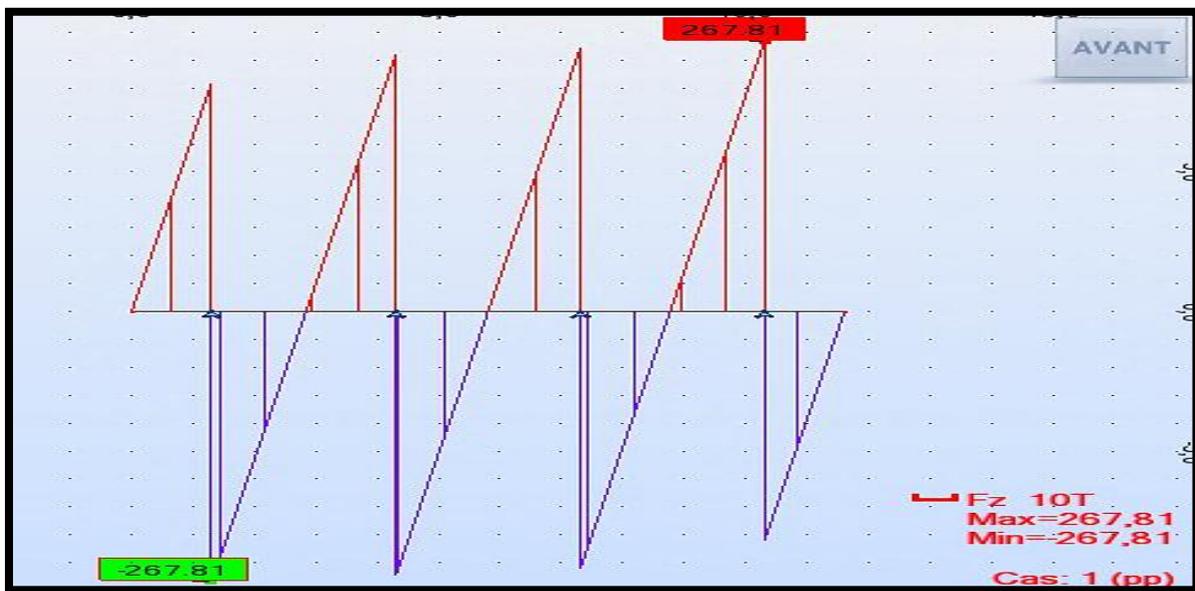


Figure III. 3.L'effort tranchant à l'ELU

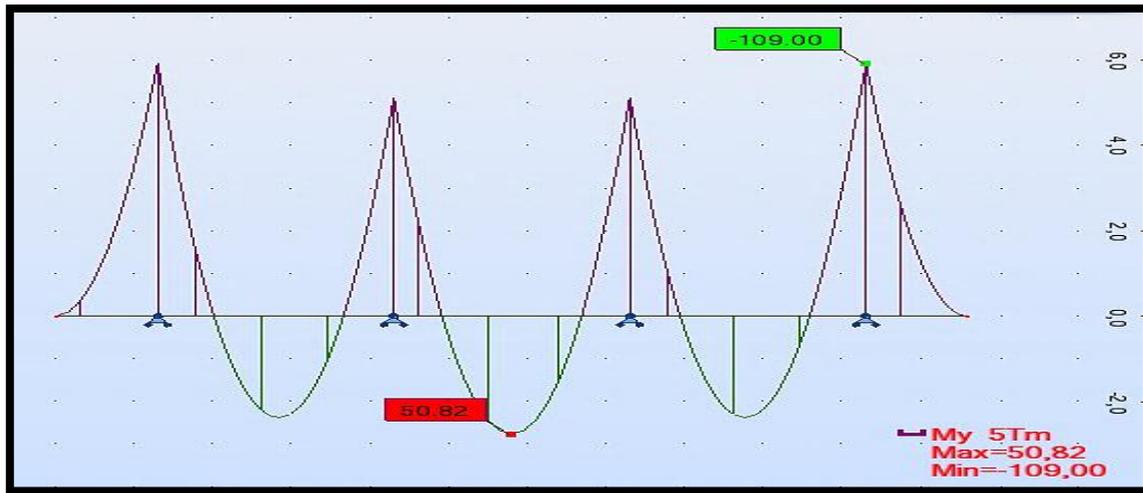


Figure III. 4.Moment fléchissant à ELS

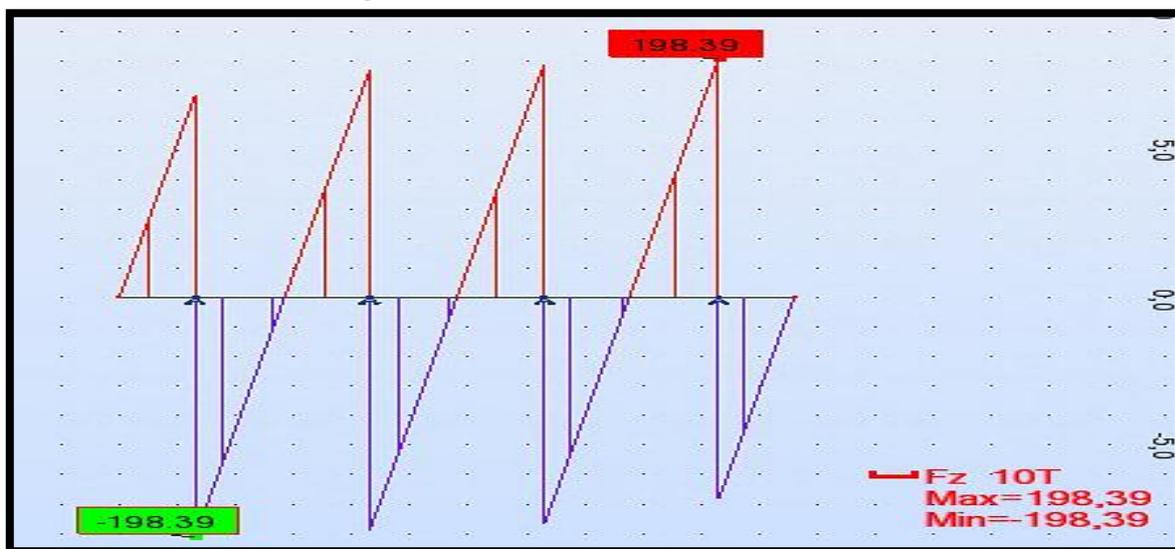


Figure III. 5.L'effort tranchant à l'ELS

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 1.Sollicitations maximales des combinaisons.

Combinaison	ELU		ELS	
	Mi travée	Appui	Mi travée	Appui
Moment (t.m)	68.61	147.14	109.00	50.82
Effort tranchant (t)	267.81		198.39	
Réaction (t)	696.29		515.97	

III.3.3. Calcul à l'ELU :

➤ A mi- travée :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m linéaire

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $b_0 = 1.00\text{m}$; $h = 1.20\text{m}$; $d = 1.05 \text{ m}$. $M = 68.2 \text{ t.m}$

Le ferrailage se fait à l'aide du Logiciel EXPERT BA qui donne : $A_s = 15.2 \text{ cm}^2$

➤ Sur appuis :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m linéaire

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; b_0 = 1.00\text{m} ; h=1.20\text{m} ; d = 1.05 \text{ m. } M = 147.14 \text{ t.m}$$

Le ferrailage se fait à l'aide du Logiciel EXPERT BA qui donne : $A_s = 32.2 \text{ cm}^2$

III.3.4. Calcul à l'ELS :

➤ A mi- travée :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m linéaire

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; b_0 = 1.00\text{m} ; h=1.20\text{m} ; d = 1.05 \text{ m. } M = 50.82 \text{ t.m}$$

Le ferrailage se fait à l'aide du Logiciel EXPERT BA qui donne : $A_s = 13.3 \text{ cm}^2$

➤ Sur appuis :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m linéaire

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; b_0 = 1.00\text{m} ; h=1.20\text{m} ; d = 1.05 \text{ m. } M = 109.00 \text{ t.m}$$

Le ferrailage se fait à l'aide du Logiciel EXPERT BA qui donne : $A_s = 23.9 \text{ cm}^2$

Pour le ferrailage longitudinal on prend la section maximale entre ELU et ELS. Donc $A_s = \max (A_{s \text{ ELU}}, A_{s \text{ ELS}})$

Tableau III. 2.Ferrailage longitudinal du chevêtre.

À mi travée		Sur appui	
As	Nombre des barres	As	Nombre des barres
15.2 cm ²	5 HA25	32.2 cm ²	7 HA25

III.3.5. Armatures transversales :

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \min [0,1.f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = V_u / b d$$

Avec :

$$b = 3.4\text{m}, d = 1.05\text{m}$$

τ_u : contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : Effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

$$\tau_u = 2.67 / (3.4 \times 1.05) = 0.74 \text{ Mpa} \leq 3\text{Mpa} : \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc des cadres droits de HA12 espacés de St inférieur à **20 cm** d'après « BAEL99 » :

On prend $St = 10 \text{ cm}$ sur appui et $St = 15 \text{ cm}$ à mi travée.

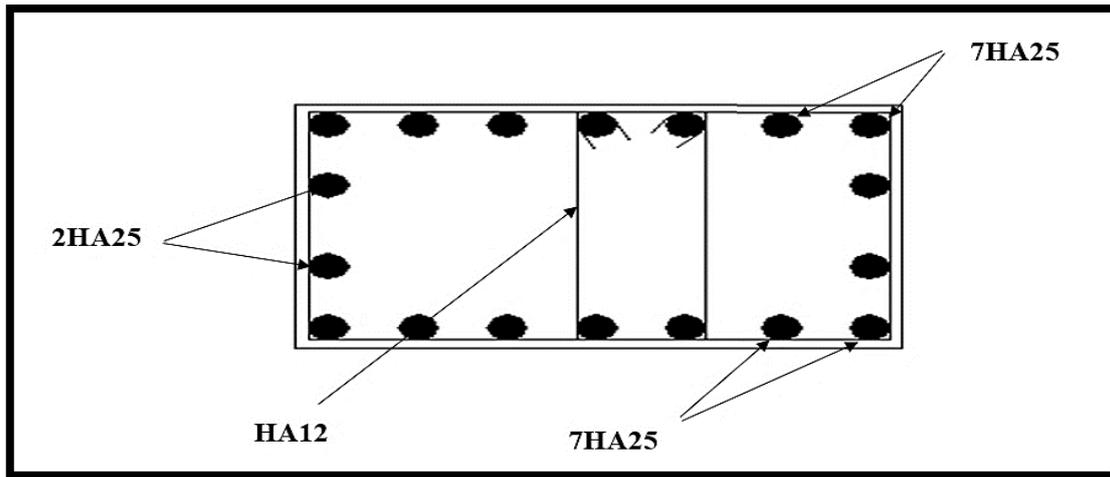


Figure III. 6. Schéma de ferrailage du chevêtre.

III.4. Calcul du fût :

III.4.1. Évaluation des charges et surcharges

III.4.1.1. Charges verticales :

- a. Charge permanente :

Poids propre du tablier : = 976.53 t

Poids propre du chevêtre : = 118.32 t

Poids propre des futs : = $28.26 \times 4 = 113.04$ t

Donc le poids total : = 1207.89 t

- b. $P_{\text{surchage}} (\text{SW}/0 + \text{UIC71}) = 401.47$ t

III.4.1.2. Charges horizontales :

- a. Effort du vent : $H_V = 2.5$ t

- b. Effort du freinage : $H_f = 76.3$ t

- c. Effort de lacet : $N_1 = 10$ t

III.4.2. Détermination de l'effort sollicitant sur chaque fut :

III.4.2.1. Charges verticales :

- a. Charge permanente : $P = 1207.89 / 4 = 301.97$ t

- b. La surcharge $(\text{SW}/0 + \text{UIC71}) = 401.476 / 4 = 100.369$ t

III.4.2.2. Charges horizontales :

- a. Effort du vent : $H_V = 2.5$ t

- b. Effort du freinage : $H_f = 19.075$ t

- c. Effort de lacet : $N_1 = 2.5$ t

III.4.2.3. Combinaison des efforts

Les sollicitations suivantes sont calculées pour une seul fut :

Tableau III. 3. Les valeurs des efforts après la combinaison

Condition	Effort	N (t)	M (t.m)
Normale	ELU	524.57	196.35
	ELS	486.23	135.25
Sismique	ELA	258.32	1420.12

III.4.2.4. Vérification de flambement du fut [7] :

Il faut vérifier que $\lambda < \bar{\lambda}$ (élancement de la pièce)

Telle que : $L_c = 0.5 \times 1.6 = 0.8$ m (L_c : longueur de flambement)

$\lambda = \frac{L_c}{i}$ avec : $i = \frac{D}{4} = \frac{1.5}{4} = 0.375$ donc $\lambda = 2.13$ (i : rayon de giration)

Or $\bar{\lambda} = 50$

Donc : $\lambda < \bar{\lambda}$ la vérification de flambement est vérifiée

III.4.2.5. Le ferrailage du fut :

Le fut est soumis à un moment fléchissant et à un effort normal donc il sera calculé en flexion composée. On fera seulement le ferrailage du fut le plus sollicité.

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'aide du logiciel EXPERT BA.

$F_{c28} = 30$ MPa ; $D = 1.5$ m ; $d = 0.15$ m

$A_s = 270.93$ cm². Soit 34HA32

III.4.2.6. Armatures transversales :

Pour l'armature transversale, on prend des cadres de HA14 espacés de 20 cm en zones courantes et de 15 cm en zones de jonction.

III.4.2.7. Condition de non fragilité :

$$\frac{A_s}{\pi D^2} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}, \text{D'où : } A_s \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \pi D^2 = 77.99 \text{ cm}^2 \text{ est vérifiée}$$

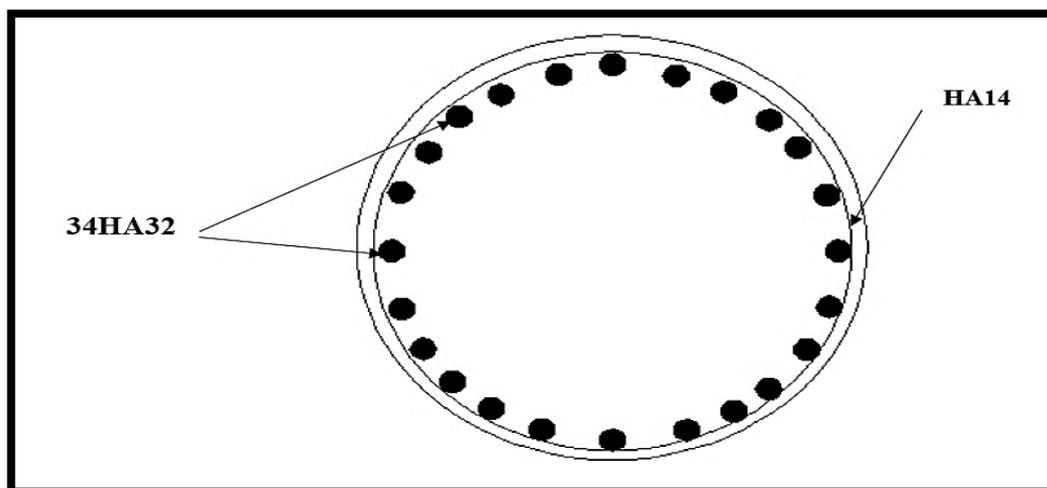


Figure III. 7.Schéma de ferrailage du fut

III.5. Étude de La semelle :

III.5.1. Évaluation des charges et surcharges

III.5.1.1. Charges verticales

- P (Tablier + 4Fûts + Chevêtre) = 1207.89 t
- P_{surchage} (SW/0 + UIC71) = 401.47 t
- Poids de la semelle = 306 t

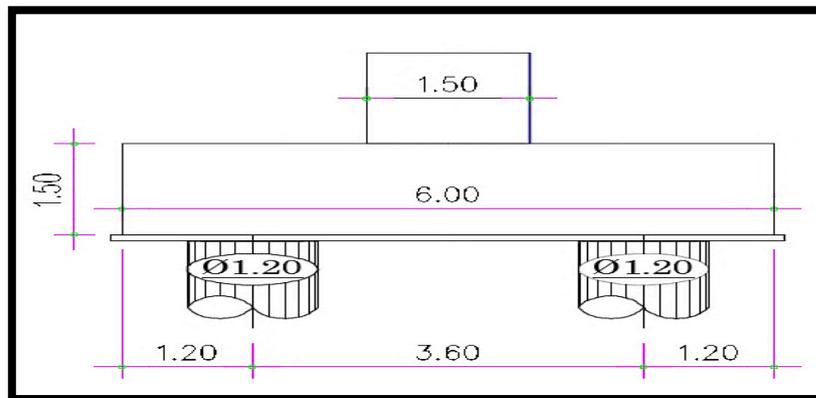


Figure III. 8. Les dimensions de la semelle

III.5.1.2. Charges horizontales :

Freinage : $F = 76.3$ t

Moments dû au freinage à la base du fût

$$M = 76.3 (0.3 + 1.2 + 1.6 + 1.5 + 0.35) = 377.68 \text{ t.m}$$

III.5.1.3. Combinaison des efforts :

Tableau III. 4. Les valeurs des efforts après la combinaison

Condition	Effort	N (t)	M (t.m)
Normale	ELU	2665.883	547.636
	ELS	1915.36	377.68
Sismique	ELA	1458.32	2568.25

III.5.2. Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :

Chaque fût ramène un moment est un effort normal.

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

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y X}{\sum X^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

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

III.5.2.1. Condition normale :

ELU :

$$N_1 = \frac{2665.883}{8} + \frac{547.636 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 371.26 \text{ t et } N_2 = \frac{2665.883}{8} - \frac{547.636 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 333.23 \text{ t}$$

ELS :

$$N_1 = \frac{1915.36}{8} + \frac{377.68 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 265.64 \text{ t et } N_2 = \frac{1915.36}{8} - \frac{377.68 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 239.42 \text{ t}$$

III.5.2.2. Condition sismique :

ELA :

$$N_1 = \frac{1458.32}{8} + \frac{2568.25 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 360.62 \text{ t et } N_2 = \frac{1458.32}{8} - \frac{2568.25 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 182.29 \text{ t}$$

On vérifie la rigidité de la semelle pour cela on utilise la formule suivante :

$$h \geq \frac{\text{le plus grand entre axe des pieux}}{2.5} \rightarrow h \geq \frac{3.6}{2.5} = 1.44 \text{ vérifiée}$$

Pour le ferrailage de la semelle on appliquera la méthode des bielles, il faut pour cela que l'angle θ d'inclinaison de la bielle avec l'horizontal soit supérieur ou égale à 45° , sinon on utilisera la méthode dite des consoles.

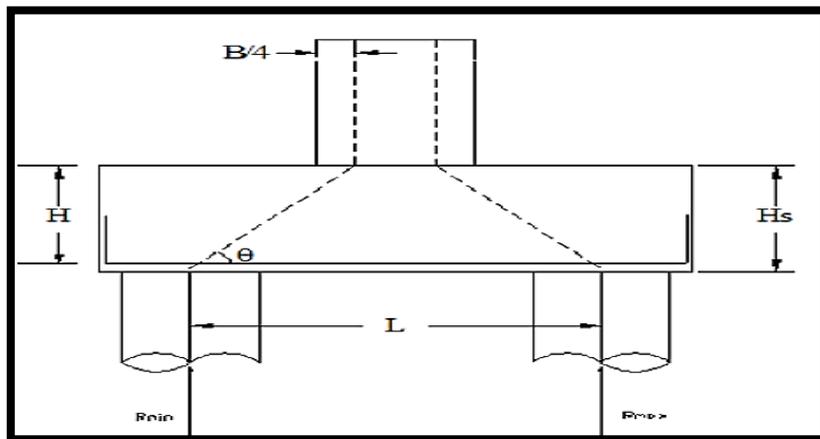


Figure III. 9. Méthode des bielles

$$\text{tg } \theta = \frac{H}{\frac{L-B}{2} + \frac{B}{4}} \text{ avec : } L = 3.6 \text{ m ; } H = 1.45 \text{ m ; } H_s = 1.5 \text{ m ; } B = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{tg } \theta = 1.02 \rightarrow \phi = 45.5^\circ \geq 45^\circ \text{ Donc on applique la méthode des bielles}$$

Le ferrailage se fera en flexion simple.

III.5.3. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

III.5.3.1. Armatures transversales inférieures :

a. Condition normale :

$$\sigma_a = \frac{2}{3} f_e = 333.33 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{inf}} = \frac{N_1}{\sigma} \times \frac{\frac{L-B}{2} + \frac{B}{4}}{h} = \frac{3.71}{333.33} \times \frac{1.425}{1.45} = 109.83 \text{ cm}^2 \text{ Donc on utilise 24HA25}$$

b. Condition sismique :

$$\sigma_a = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{inf}} = \frac{N_1}{\sigma} \times \frac{L-B}{h} = \frac{3.6}{500} \times \frac{1.425}{1.45} = 70.75 \text{ cm}^2$$

La condition normale est la plus défavorable $A_{\text{inf}} = 109.83 \text{ cm}^2$ on prend 24HA25.

n : Nombre de barre = 24 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

L'espacement est de $S_t = \frac{\phi+H-d}{n-1} = \frac{1.2+1.5-0.05}{24-1} = 0.115 \text{ m} \approx 12 \text{ cm}$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur

(L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1.5 + 1,2 = 2,7 \text{ m}$.

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

$$A_1 = \frac{1}{3} A = 36.33 \text{ cm}^2 \text{ on prend 8HA25.}$$

III.5.3.2. 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.

$$A_1 = \frac{1}{3} A = 36.61 \text{ cm}^2 \text{ on prend 8HA25. } S_t = \frac{\phi+H-d}{n-1} = \frac{1.2+1.5-0.05}{8-1} = 38 \text{ cm}$$

III.5.3.3. Armatures de construction :

a. Armatures transversales supérieures :

$$A_{ts} = 0.1 \times A = 0.1 \times 109.83 = 10.98 \text{ cm}^2 \text{ soit 10HA12. } S_t = \frac{\phi+H-d}{n-1} = \frac{1.2+1.5-0.05}{10-1} = 30 \text{ cm}$$

b. Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{ls} = \frac{1}{3} A = 36.61 \text{ cm}^2 \text{ on prend 8HA25. avec } S_t = \frac{\phi+H-d}{n-1} = 38 \text{ cm}$$

III.5.3.4. Armatures latérales :

$$A_{tl} = 0.1 \times A = 0.1 \times 109.83 = 10.98 \text{ cm}^2 \text{ soit 10HA12}$$

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

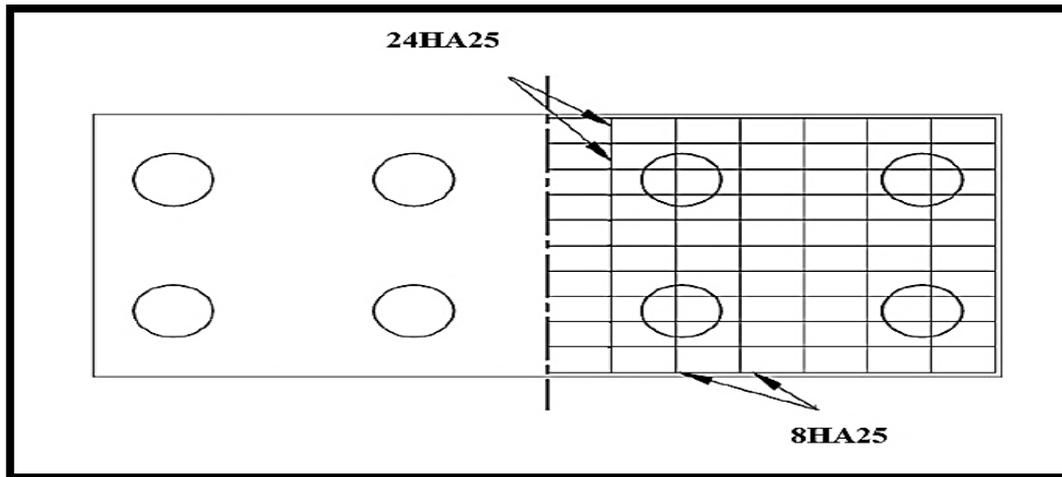


Figure III. 10. Ferrailage de la nappe inférieure de la semelle.

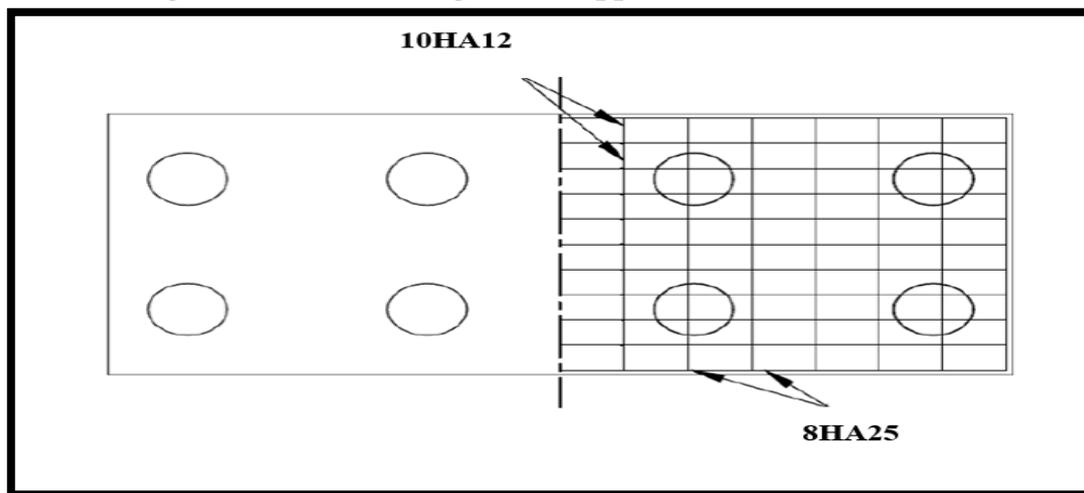


Figure III. 11. Ferrailage de la nappe supérieure de la semelle.

III.6. Calcul des pieux :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce que nous oblige à descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

III.6.1. Action sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4^{ème} ordre.

$$EI \frac{D^4 y}{Dx^4} + C_u b y = 0$$

Avec ; b : Diamètre du pieu.

C_u : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.

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

α : longueur élastique du pieu.

Calcul de λ :

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

$b = \Phi_{\text{pieu}} = 1.2 \text{ m}$.

$C_U = 2500 \text{ t/m}^3$

E_{cm} : module d'élasticité du béton = 34179.55 MPa

I : moment d'inertie du pieu = $\frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi 1.2^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{25 \cdot 1.2}{4 \cdot 34179.55 \cdot 0.1017}} = 0.215 \text{ m}^{-1}$$

D'où : $\lambda L = 0.215 \times 20 = 4.3$, avec $L = 20 \text{ m}$.

III.6.2. Effort tranchant en tête du pieu

➤ Condition normale :

Freinage = 76.3t.

$$\bar{P} = \frac{76.3}{8} = 9.53 \text{ t/pieux}$$

➤ Condition sismique

Séisme = $0.15 \times 1915.36 + 0.3 \times 76.3 = 301.194 \text{ t}$

$$\bar{P} = \frac{301.194}{8} = 38.774 \text{ t/pieux}$$

III.6.3. Calcul des moments par la formule de WARNER :

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

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

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

$$M(Z) = X_{\theta M} \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} X_{\theta P}$$

\bar{M} : moment en tête du pieu

λ : coefficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$

$X_{\theta M}$, $X_{\theta P}$: Données par les abaques de WARNER en fonction de λL

$$M(Z) = EI\theta_0 = X_{\theta M} \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} X_{\theta P} = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

- Détermination des coefficients $X_{\theta M}$; $X_{\theta P}$

$$\lambda L = 4.3 \rightarrow X_{\theta P} = 1.26 ; X_{\theta M} = 1.54$$

- Condition normale : $\bar{M} = -\frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} = -36.26 \text{ t.m}$
- Condition sismique : $\bar{M} = -\frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} = -147.55 \text{ t.m}$

D'après les résultats, on constate que les sollicitations des conditions sont sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = 147.55 \text{ t.m}$

III.6.4. Ferrailage de pieu :

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

$$N = 182.29 \text{ t} ; M = 147.55 \text{ t.m}$$

Selon l'abaque de Walther on a :

$$\frac{h}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

h : l'enrobage.

D : diamètre de pile.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_\omega} = \frac{1.82}{\pi 0.6^2 \times 30} = 0.05 \\ \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_\omega} = \frac{1.47}{\pi 0.6^2 \times 1.2 \times 30} = 0.036 \end{array} \right.$$

$$N_r = N_{\max}$$

$$M_r = M_{\max}$$

β_ω : Résistance de béton.

D'après l'abaque de WALTHER, on tire la valeur de ω : $\omega = 0.19$

Avec :

$$\omega : \text{degré mécanique des armatures. } \omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_\omega}$$

F_a : Aire totale de l'armature passive. $\sigma_f = 500 \text{ N/mm}^2 = 500 \text{ MPa}$

D'où :

$$F_a = \frac{\beta_\omega \omega \pi R^2}{\sigma_f} = \frac{30 \times 0.19 \times 3.14 \times 0.6^2}{500} = 128.86 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **28HA25** (137.44 cm^2)

III.6.5. Armatures transversales :

On prend des cerces de **HA12** et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de jonction.

NB : A la base des pieux, on fait souder des plaques métalliques aux armatures longitudinales pour :

- Améliorer la résistance de pointe.
- Protéger l'about du pieu.

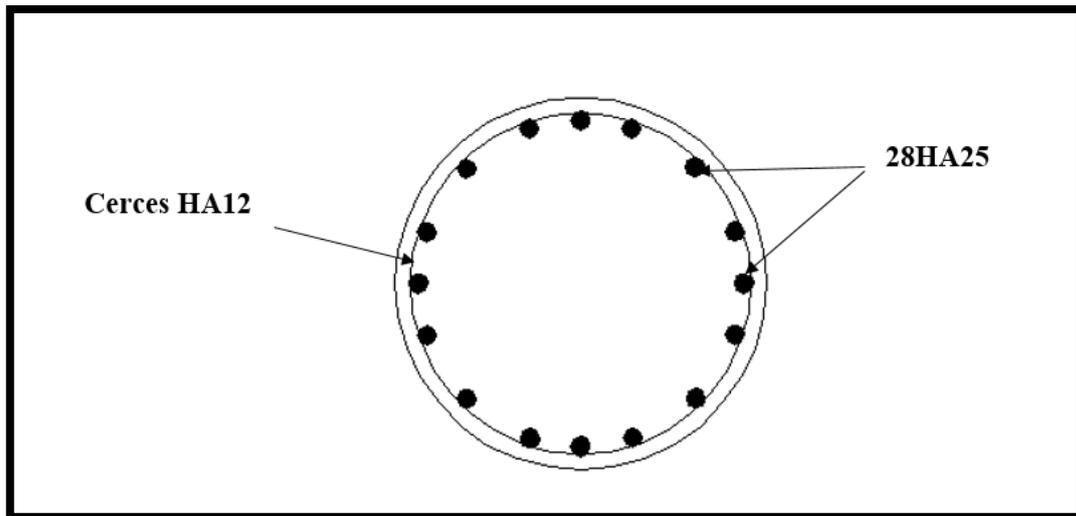


Figure III. 12. Ferrailage longitudinale du pieux

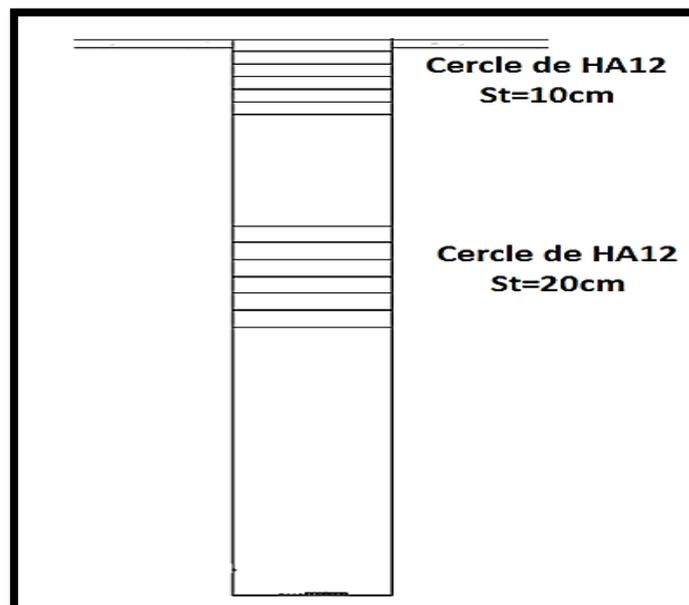


Figure III.13. Ferrailage transversale du pieux.

Conclusion générale

L'élaboration du mémoire de master est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises durant le cursus vécu à l'Ecole Nationale Polytechnique et nous a donné l'occasion d'acquérir différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques et le passage vers des logiciels tridimensionnels en éléments finis à partir de modélisations appropriées des ouvrages de génie civil.

À l'issue de ce projet, on peut conclure certains points essentiels dans l'étude d'un projet de pont à poutres multiples, tout d'abord le pont est situé dans une zone sismique élevée et le calcul sismique est exécuté suivant la direction longitudinale. Les résultats qu'on a trouvés est suffisant.

Pour finir nous avons calculé le ferrailage des éléments de la pile et les vérifications appropriées dans chaque élément pour assurer une bonne résistance de pont.

Enfin, ce mémoire, nous a donné l'opportunité de côtoyer les ingénieurs et les spécialistes expérimentés dans le domaine des ouvrages d'art. Ce fut une première étude pour nous, parmi tant d'autres (nous l'espérons), en tant qu'élèves ingénieurs, car elle nous a permis d'acquérir une certaine expérience que nous comptons mettre en œuvre dans le monde professionnel.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] DTR (Document Technique Règlementaire), Juin 2009. Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art RPOA 2008.
- [2] LIVRET 2.01, SNCF (1995). Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes. Paris.271 p
- [3] SETRA (Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Février 1996. Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP) - Guide de conception
- [4] Note de Cours Béton Armé, ENP, dirigé par Mr R. BOUTEMEUR.
- [5] Cours de pont de l'Ecole Nationale Polytechnique, Mme. CHERID.
- [6] Cours de techniques de recherche et communication de l'Ecole Nationale Polytechnique, Pr. KETTAB.
- [7] Cours de mécanique des sols ENP, Mr BELKASMI.