

République Algérienne Démocratique et Populaire
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme
D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

Thème

ÉTUDE D'UN VIADUC À POUTRES
MULTIPLES EN BÉTON PRÉCONTRAIT
SUR 600 ML À BÉJAIA

Proposé par :

DTP Béjaia

Encadré par :

Mr. RILI M

Présenté par :

Mr. ATOUI Amar

Mr. BENBAAZIZ Sofiane

Promotion 2012

École Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

REMERCIEMENTS

Avant tout, on remercie le bon DIEU qui nous a donné le courage et la volonté d'aller jusqu'ou bout dans ce modeste travail.

Un Grand Merci S'adresse Particulièrement A Nos Familles Qui Nous Ont Soutenus Pour Réaliser Nos Etudes Et Qui Nous Ont Toujours Encouragés dans chaque pas vers l'avant.

*Nous Souhaitons Exprimer, Tout Particulièrement, Nos Vifs Remerciements Et Notre Profonde Reconnaissance A Notre Encadreur **Mr : RILI M** De Nous Avoir Fait Confiance Et Accepte De Diriger Ce Mémoire.*

*Nous exprimons notre grande reconnaissance à **Mr : OUAZENE Akli** pour sa générosité, ses orientations et son encouragement.*

Nous tenons à remercier tous Les Enseignants Et Les Travailleurs De L'ENSTP Sans Exception, Et un fort remerciement ou bibliothécaires de l'école.

A Tous Ceux Qui Ont Contribué Dans Notre Formation De Prés Et De Loin, Depuis, Les Premières Lettres Alphabétiques.

DÉDICACE



*Avant tout, je remercie 'Dieu' Q
de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser
ce modeste travail ; que je dédie :*

- *À la mémoire de CHAFI SALIM, prient le Tout-Puissant de
le accueillir en son vaste paradis ;*

- *À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :
Ma mère et mon père ; sans eux je n'aurai pas abouti à ce stade
d'étude, que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.*

- *À ceux que j'aime et que j'adore :
Mes sœurs Zahia et Wahiba d'où je m'inspire le courage ;
Mes frères HadoucheAziz
Mes belle sœurs Fadila et Naima
Mes cousins et mes cousines*
- *Les poussins Sara 'sousou ' et Zakaria 'Zaki '.*

- *À mon binôme Sofiane et toute sa famille ;*
- *À mon encadreur M. RILI Moussa ;*

- *À mon cher ami H. Yassine pour son aide précieuse ;*

- *À tous mes amis(es), en particulier Abdeslam, Chabane , Mohand, Djamal,
Nabil, Bilal, Mounir –mouchouchou-, Douadi , Foudil, Hamou , Rafik
, Hakim, Hamza , Abderezak, Sofiane, Cherif*
- *À tous les membres de C2.*
- *À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la
réalisation de ce mémoire.*
- *Enfin, à tous ceux qui m'aiment.*
- *À vous...*

Merci

OMAR



FLORON



g

*Avant tout, je remercie 'Dieu' q
de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser
ce modeste travail ; que je dédie :*

■ *À la mémoire de mon père à qui je penserai jusqu'à la fin des temps, et
ma chère sœur MALIKA, prient le Tout-Puissant
de les accueillir en son vaste paradis ;*

■ *À ceux que j'aime :*
*Ma mère ; sans elle je n'aurai pas abouti à ce stade d'étude, que Dieu m'aide
à la honorer, la servir et la combler.*

■ *À ceux que j'aime et que j'adore :*
Mes sœurs et mes frères d'où je m'inspire le courage.

■ *À mes neveux, et mes nièces.*
■ *Les poussins A el Rahman, Chayma et Mohamed Amine.*

■ *À mon binôme Omar.*

■ *À ma deuxième famille de L'ENSTP.*

■ *À tous mes amis(es), en particulier, Yacine, Mohand , Nabil, Djamal,
Douadi (bazga), Bilale, Hammou, Cherif, Mourad, Foudhil, Rafik,
A Ghani Et mon voisin Mounir, et sans oublier les membres de C2,
tous Les 4^{ème} année....*

■ *À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la
réalisation de ce mémoire.*

■ *À tous les enseignants, et à tous la promotion 2012.*

■ *Enfin, à tous ceux qui m'aiment.*

■ *À vous...*

Merci

***Sofiane
Kouba 2012***

SOMMAIRE

CHAPITRE I INTRODUCTION GÉNÉRALE

I.1.INTRODUCTION.....	01
I.2. Présentation du projet.....	02
a) Données naturelles.....	02
b) Données géotechnique.....	02
c) Données sismologique	03
d) Données fonctionnelles.....	03

CHAPITRE II CONCEPTION DU PROJET

II.1.Choix et type d'ouvrage.....	05
II.2. Analyse multicritère.....	12
II.3. Conception des culées.....	13
II.4. Conception des piles.....	15
II.5. Fondation	16
1. Type de fondation.....	16
2. Choix des pieux.....	17
3. La semelle	17

CHAPITRE III CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIEUX

III.1. Béton.....	18
III.2. Aciers.....	19

CHAPITRE IV CARACTÉRISTIQUES DES ÉLÉMENTS DU TABLIER

pré dimensionnement du tablier.....	22
a. Pré dimensionnement de la poutre.....	22
b. Définition de la dalle.....	23
c. Caractéristique de la poutre.....	27

d. Calcul des charge.....	32
e. Calcul des surcharges.....	34

CHAPITRE V CALCUL DES ÉLÉMENTS DE RÉDUCTION

V.1. Calcul des éléments de réduction dus aux charges.....	42
V.2. Calcul des éléments de réduction dus aux surcharges.....	43
I. Moment fléchissant.....	43
II. Effort tranchant.....	48
III. Moment fléchissant et effort tranchant dus aux surcharges à $x=0.25L$	51

CHAPITRE VI La répartition transversale des selon GUYON MOSSONNET

A. La répartition transversale des moments fléchissant.....	58
1. Introduction.....	58
2. Principe de la méthode.....	58
3. Calcul le coefficient K.....	60
4. Calcul des paramètres α et θ	61
B. La répartition transversale des efforts tranchant.....	71
C. Vérification Automatique.....	77

CHAPITRE VII LA PRÉCONTRAINTÉ

1) Introduction.....	81
2) Procédés de la précontrainte.....	81
3) Calcul de la précontrainte.....	81
4) Calcul le nombre des cables.....	83
i. Cas de section sous critique et critique.....	84
ii. Cas de section sur critique	84
iii. Application numérique.....	85
iv. Aciers de précontrainte.....	85
v. Détermination du nombre de cables à l'about.....	86
vi. Vérification des contraintes normales.....	87

vii.	Tracé des câbles.....	90
viii.	Les caractéristiques géométriques des sections.....	94
ix.	Calcul des pertes de tension.....	96
x.	Vérification des contrainte tangentielle.....	104
xi.	Vérification à la rupture.....	105
xii.	Ferraillage de la poutre.....	109

CHAPITRE VIII Calcul de l'hourdis

I.	Introduction.....	115
II.	Étude de la flexion transversale.....	115
III.	Détermination des valeurs de $\mu\alpha = \text{fct}(\mu_0 ; \mu_1)$	116
IV.	Calcul de M_y	119
V.	Étude de la flexion localisée.....	122
VI.	Moment de continuité.....	128
VII.	Effort tranchant.....	130
VIII.	Ferraillage du hourdis.....	132

CHAPITRE IX Calcul des déformation

1.	Introduction	137
2.	Flèches et contres flèches.....	137
3.	Calcul des rotation.....	141
4.	Calcul des déplacements d'appuis.....	142

CHAPITRE X calcul des équipements du tablier

I.	Les appareils d'appuis.....	144
1.	Introduction.....	144
2.	Dimensionnement des appareils d'appui	145
3.	Vérification des contraintes.....	148
4.	Dimensionnent des frettes.....	151
II.	Les dés d'appuis.....	152
1.	Dimensionnent des dés d'appuis.....	152
2.	Ferraillage du dé d'appui.....	153

III. Calcul du joint de chaussée.....	155
1. Introduction.....	155
2. Calcul du joint de chaussée.....	155

CHAPITRE XI ETUDE DE LA PILE

1. Choix de la morphologie.....	157
2. Dimensionnement des piles.....	157
3. Répartition des charges et surcharges sur la pile.....	158
4. La stabilité.....	162
5. Calcul des sollicitation dans chaque élément.....	164
a. chevêtre.....	164
b. calcul de fut.....	171
c. étude de la semelle sous pile	175
d. étude et ferrailage des pieux	180

CHAPITRE XII ÉTUDE DE LA CULÉE

I. Introduction.....	185
a. La fonction mécanique.....	185
b. La fonction technique.....	185
II. Choix de la morphologie.....	185
III. Pré dimensionnement de la culée.....	186
IV. Stabilité de la culée.....	190
1. Tiers central.....	196
2. Le renversement.....	196
3. Le glissement	197
4. Contraintes admissibles de sol.....	197
V. Étude et ferrailage de la culée.....	197
a. Mur garde grève	197
b. Dalle de transition.....	200
c. Corbeau.....	203

d.	Étude du mur frontal.....	205
e.	Mur en retour.....	208
f.	La semelle.....	212
g.	Calcul des pieux.....	216
h.	Plots parasismiques.....	219

CONCLUSION

ANNEXES

I.1 : INTRODUCTION GENERALE

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

Proposant un évitement de la ville de Kherrata.

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

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

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

I. 2 :Présentation du projet

L'étude du plan de développement routier a montré, après avoir effectué une démarche systématique visant la connaissance de trafic, l'importance du réseau routier de la daïra de KHERRATA signale la nécessité de l'aménagement avec des capacités nettement supérieures à celles de l'actuel réseau routier.

Ce projet a pour but de redistribuer l'existant trafic et d'éviter l'encombrement, assurant un transit direct du trafic afin d'améliorer le niveau de service de la route et donner aux usagers les meilleures conditions de circulation .

Il est donc recommandé de réaliser un ouvrage (viaduc) à une grande courbure d'une pente de 4% et d'une longueur environ de 600 ml ,en 2 voies, traversant une rivière (Oued Agrioun) , et une patrie de barrage abord , à dix-sept travées multiples en sept poutres précontraintes préfabriquées pour chacune.



Figure N°1 : vue aérienne de projet

a) Données naturelles :

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type d'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 en question.

b) Données géotechnique :

Comme tout projet, d'ouvrage d'arts l'étude géotechnique nous donnent les résultats de reconnaissance qui doivent donner les informations les plus complètes possibles sur le terrain naturel afin d'aboutir au bon choix du système d'ouvrage.

Les travaux de reconnaissance géologiques et géotechniques sont fondamentaux, ils conditionnent l'implantation des fondations et leurs fonctionnements mécaniques qui ont permis de mettre en évidence les formations suivantes sur l'un des sondages.

- 0.00 -1.00 m : une couche de remblai ;
- 1.00 – 3.50 m : éboulis schisteux avec passages de blocs calcaires ;
- 3.50 -5.70 m : marnes schisteuses humide , friables et altérées ;
- 5.70 – 9.80 m : marnes schisteuses grises altérées ;
- 9.80 -25.00 m : marnes schisteuses moyennement compactes à filon nets de calcite.

D'après le rapport géotechnique élaboré par le laboratoire, les caractéristiques mécaniques du sol sont :

- Contrainte admissible du sol = 305.8 t/m² ;
- L'angle de frottement $\phi = 35^{\circ}$;
- Cohésion $C_u = 0,33$;
- Densité du sol $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$.

c) Données sismologique

La région de KHERRTA est située dans la zone IIa , zone de moyenne sismicité. La conception et la réalisation des ouvrages projetés devront tenir compte de la sismicité de la région et de classe de pont , selon le règlement parasismique algérien en vigueur.

d) Données fonctionnelles :

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

- Données géométriques relatives à la voie portée qui sont :
Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.
- Données relatives à l'obstacle franchi qui sont :
Les gabarits et les ouvertures.

Données relatives à la voie portée :

✓ Tracé en plan :

En plan, l'ouvrage est un pont à une grande courbure constitué de dix-sept (17) travées identiques de 33,4 m.



Figure N°2 : vue en plan

✓ Profil en long :

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, c'est en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles que l'on définit le profil en long, il présente dix-sept travées identiques de 33,4 m ce qui nous donne une longueur totale de 600 ml muni de deux culées remblayées et 16 piles.

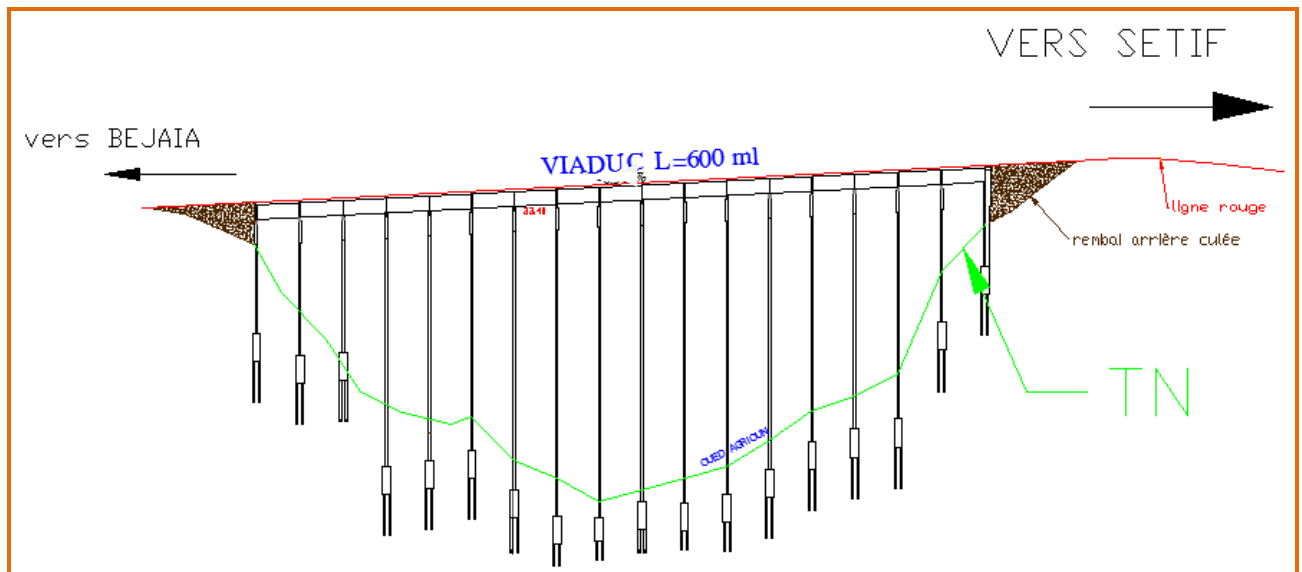


Figure N°3 : profil en long

✓ Profil en travers :

Ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Le tablier est constitué de deux chaussées de 4 m chacune donc une largeur de tablier de 10 m avec un dévers de 2,5%, et deux trottoirs de 1 m.

C'est un pont de 1^{ère} classe selon le fascicule 61 titre II .

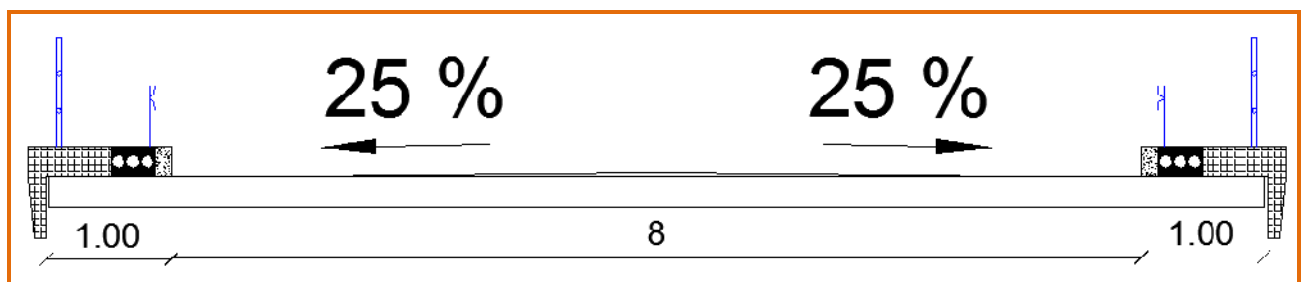


Figure N°4 : profil en travers

PROMO 2012

II. 1 : Choix et type d'ouvrage

L'objectif est de trouver des solutions de franchissement qui satisfassent à l'ensemble des données et contraintes relatives au projet.

Pour cela il est important d'examiner la marge disponible sur ces données, ce qui permet de mettre en évidence les contraintes principales qui ressortent de cette analyse.

La définition de la solution résulte de critères plus ou moins techniques intégrant les possibilités d'implantation des appuis et d'adaptation des structures de tablier à la brèche, le mode de construction, la partie architecturale ou des dispositions facilitant la gestion ou la maintenance de l'ouvrage.

L'estimation du coût des ouvrages est nécessaire pour permettre en plus d'autres critères d'arrêter un choix pour la solution qui respecte au mieux les différentes contraintes du projet.

Variante N°1 : Pont à Poutres en ossature mixte.

Une variante mixte acier-béton permet de profiter des avantages de chacun des 2 matériaux utilisés : Le béton avec sa grande résistance à la compression et sa facilité de mise en place, l'acier qui résiste bien en traction (problème de flambage écarté) et est plus léger que le béton. De plus en combinant ces deux matériaux on a deux couleurs et textures différentes. On peut en tirer avantage pour l'esthétique. Il y a aussi des inconvénients : On doit faire l'entretien plus régulièrement à cause de la corrosion de l'acier. La liaison acier-béton est à étudier avec soin et les phénomènes propres aux profilés soudés (voilement, flambage dans l'âme,...) sont à prendre en considération. Un pont plus léger aura aussi plus de problèmes dynamiques

Les ponts mixtes. Le tablier en béton est lié de façon rigide à la structure porteuse en acier. Il participe à la flexion générale du pont, d'où le nom de pont mixte. La structure porteuse principale est composée de poutres en acier et de la dalle en béton. Ce type de pont connaît un essor important.

La solution qui semble la plus adéquate étant donné le tracé en plan courbe, et la portée dominante de l'ordre de 50-60m, est un pont à poutres en forme de caissons.

Cette section fermée de poutres permet une meilleure résistance à la torsion, c'est là la justification du choix de la forme de la poutre, étant donnée la forme courbe de l'ouvrage.

La dalle n'est pas participante, elle seulement posées sur ces poutres.

Section de la poutre caisson :

Comme cité précédemment, les poutres sont métalliques, et ont une forme de caisson. Les figures suivantes représentent cette poutre.

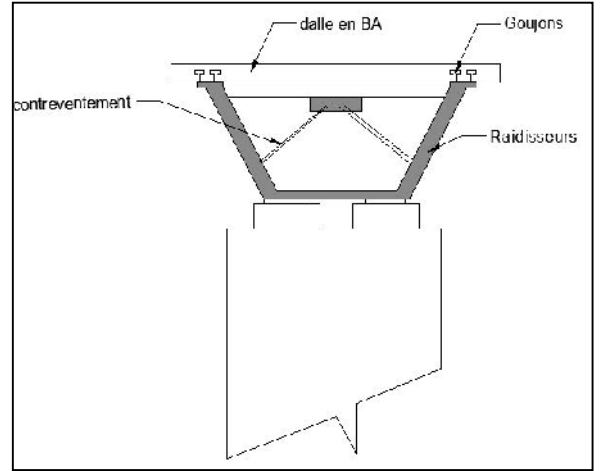


Figure N°1 : pont à poutres en ossature mixte

Dimensionnement de la section :

L'élancement d'une poutre est en fonction de type d'appuis (simple ou continue)

Simple $1/28 \leq h/L \leq 1/27$.

Continue $1/30 \leq h/L \leq 1/29$.

L'on retiendra de manière générale, un élancement pour une poutre continue, de $L/30$

Le nombre des poutres N tel que : $N = l / 6.5$

l : largeur de tablier

Épaisseur de l'âme (approx.)

$L < 45 \text{ m}, \quad t(\text{mm}) = L(\text{m}) / 2.5, \quad t_{\text{min}} = 12\text{mm}$

$L < 60 \text{ m}, \quad t(\text{mm}) = L(\text{m}) / 3.8, \quad t_{\text{min}} = 12 \text{ mm}$

$60 \text{ m} < L < 100 \text{ m}, \quad t_{\text{min}} = 16 \text{ mm}$

Dimensions de la semelle :

$18\text{mm} < t < 75\text{mm}$

Données :

Pour le pré-dimensionnement des pièces et sections, on aura besoins de définir certains paramètres, à savoir :

Largeur totale de chaussée : 8 m

Trottoirs +Dispositif de retenue : 1.20 m

A partir de ces données, la largeur totale du hourdis supérieur du caisson noté B. On prendra $B = 10.40 \text{ m}$; $L = 60 \text{ m}$ c'est la portée dominante.

AN :

Auteur h du caisson : 2m

Nombre de poutres : 2

Epaisseur de l'âme : 25mm

Epaisseur de la semelle : 20mm

Largeur de la semelle : 4 m

Les âmes des caissons étant inclinées généralement, l'on aura une largeur inférieure et une largeur supérieure des âmes, retenons un espacement supérieur de 3.7 m.

Variante N°2 : PONT MIXTE « Cas isostatique »

Introduction

Les ponts mixtes alliant l'acier et le béton sont constitués d'une ossature métallique porteuse et d'une dalle en béton armé de telle sorte que l'ensemble se comporte comme un ouvrage monolithe.

En effet les poutres métalliques ne peuvent pas assurer toutes seules la résistance de l'ouvrage à la flexion générale, et

comme le béton présente une bonne résistance à la compression, il est nécessaire de l'associer à la table de compression des poutres.

Dans cette variante, on a deux cas : pont mixte isostatique de quatre travées et un pont mixte hyperstatique à trois travées.



Figure N°2 : pont mixte

Les avantages et les inconvénients

➤ Les avantages

- La possibilité de franchir les grandes portées ;
- La rapidité d'exécution globale ;

La précision dimensionnelle des structures.

➤ **Les inconvénients**

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages ;
- Demande une main d'œuvre qualifiée ;
- Les poutres en **I** sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces du pont ;
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flambé latéralement lorsqu'elles sont comprimées ;
- Surveillance exigée avec des visites périodiques.

Implantation des appuis

Pour ce cas de variante, on propose quatorze (14) travées de même longueur

de : **L = 42 m.**

Pré dimensionnement de la poutre : d'après le guide SETRA

↪ **Nombre des poutres (N) :**

Le nombre des poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espace.

$$N = \frac{L_a}{d} \quad , L_a : \text{est la largeur du tablier égale à } 10.00 \text{ m.}$$

On fixe l'espace : $d = 3.2 \text{ m}$

$$N = \frac{10}{3,5} = 2,85 \quad , \text{ On a : } N = 3 \text{ poutres}$$

↪ **La hauteur des poutres (h) :**

La hauteur de la poutre est déterminée par le rapport : $L/25$

$$h = \frac{42}{25} = 1.70\text{m} \quad , \text{ Donc : } h = 1.70 \text{ m.}$$

↪ **Epaisseur de l'âme des poutres (e):**

Pour déterminer l'épaisseur de l'âme, il faut respecter les quatre conditions suivantes :

- ✓ Résistance à la corrosion.
- ✓ Résistance au cisaillement.
- ✓ Flambage vertical.
- ✓ Fatigue.

L'épaisseur de l'âme : $e = 20 \text{ mm}$.

↳ **Largeur et épaisseur de la Semelle : (L_s, e_s)**

Semelle supérieure en travée :

$$200\text{mm} \leq L_s \leq 500\text{mm}$$

$$20\text{mm} \leq e_s \leq 50\text{mm}$$

Donc on prend : $L_s = 400 \text{ mm}$

$$e_s = 40 \text{ mm}$$

Semelle inférieure en travée :

$$300 \text{ mm} \leq L_s \leq 600 \text{ mm}$$

$$20\text{mm} \leq e_s \leq 50\text{mm}$$

Donc on prend: $L_s = 500 \text{ mm}$

$$e_s = 50 \text{ mm}$$

Semelle supérieure sur appui :

$$400\text{mm} \leq L_s \leq 900\text{mm}$$

$$20\text{mm} \leq e_s \leq 40\text{mm}$$

Donc on prend : $L_s = 400 \text{ mm}$

$$e_s = 40 \text{ mm}$$

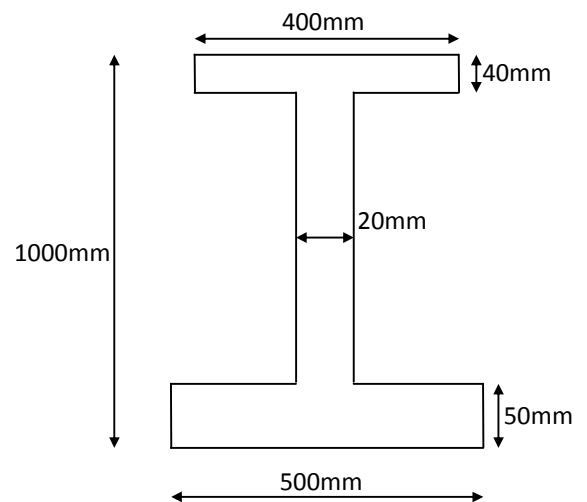
Semelle inférieure sur appui :

$$400\text{mm} \leq L_s \leq 900\text{mm}$$

$$30\text{mm} \leq e_s \leq 60\text{mm} ,$$

Donc on prend : $L_s = 500\text{mm}$

$$e_s = 50\text{mm}$$



Coupe transversale de la poutre métallique

Variante N°3 : PONT À POUTRES EN BÉTON PRÉCONTRAIT

Introduction

Les ponts à poutres en béton précontraint (Poutres Préfabriquées Précontraintes par Post tension ou pré tension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisiées entre elles par des entretoises et un hourdi de faible épaisseur supportant la chaussée. Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure de bien se placer dans la gamme de portées moyennes.

Deux cas peuvent se présenter : post tension et pré tension.

Les avantages et les inconvénients

Les avantages

- Le principal avantage de ce type de structure est lié à son mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol ;
- La préfabrication apporte un intérêt évident, tant sur le plan technique que sur le plan économique ;
- Meilleure utilisation de la matière ;
- Le recours à la préfabrication a également une incidence sur le délai d'exécution de l'ouvrage puisqu'il est possible de rendre indépendante la fabrication des poutres du reste du chantier ;
- Le fonctionnement isostatique de la structure la rend pratiquement insensible aux déformations imposées en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.

Les inconvénients

- Les différentes travées étaient reliées par des joints de chaussée assurant la continuité de roulement, le coût de ces joints (coût initial et coût d'entretien), ainsi que l'inconfort ressenti par l'utilisateur au passage de chaque joint.
- L'épaisseur relativement importante du tablier en comparaison avec d'autres structures précontraintes (ponts-dalles) peut poser des problèmes de gabarit et entraîner un surcoût des remblais d'accès à l'ouvrage.



Figure N°3: pont à poutre en béton précontraint

- La structure à poutres est plus sensible que les structures massives aux chocs transversaux de véhicules hors gabarits.
- les amorces d'entretoises extérieures aux poutres de rive constituaient souvent des points faibles sur le plan de l'esthétique.

Le pont à poutres en béton précontraint par post tension :

Implantation des appuis

Pour cette variante, il y a dix-sept travées de même longueur de **L= 33,4 m**.

Pré dimensionnement

Poutres

Elancement de poutres

$$1/22 \leq h/L \leq 1/18$$

$$L = 33,4 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{h = 1,50 \text{ m}}$$

Nombre de poutre (N)

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et L'espace : **N = 7**

Largeur de la table de compression (b) :

$$0,6 h \leq b \leq 0.7 h$$

On prend : **b = 1.03 m**

Epaisseur de table de compression (e) :

$$12 \leq e_c \leq 15\text{cm}$$

Donc : **e_c = 12cm.**

Largeur de talon (L_t):

$$50 \leq L_t \leq 80\text{cm}$$

Pour la valeur L_t on prend 47 cm, cette valeur peut être modifiée après l'étude de la précontrainte. **L_t = 47 cm**

Epaisseur du talon e_t :

On prend **e_t = 15cm.**

Epaisseur de l'âme en travée (b₀):

$$b_0 \text{ est donné par : } 18 \leq b_0 \leq 25$$

On fixe : **b₀ = 21 cm**

Epaisseur de l'âme à l'about (b₀) :

$$25 \leq b_0 \leq 35\text{cm}$$

On fixe : **b₀ = 35cm**

Goussets :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints.

Cet angle est fixé entre

$$45^\circ < \alpha < 60^\circ$$

Hourdis (la dalle):

L'épaisseur de la dalle

En général $30 \leq e_h \leq 20$

On fixe $e_h=25$ cm

II. 2 : Analyse multicritères

	Pont mixte (isostatique)	Pont à poutre en ossature	P.P.B.P par post tension
Economie	-	-	+
Entretien	-	-	+
Esthétique	-	+	+
Exécution	+	+	+

- : Peu favorable.

Tableau n°1 (analyse multicritère)

+ : Favorable.

Conclusion :

Après l'analyse multicritères des différentes variantes on exclut la deuxième variante (pont mixte)

En deuxième phase on compare pont à ossature mixte avec le cas du pont a outre en béton précontraint ; sachant que la rapidité d'exécution et la maitrise technique , ainsi le facture d'économie favorisent le cas de pont a poutre précontraint sur celle de ossature mixte .

Le type d'ouvrage qui sera retenu est donc le pont à poutres précontraintes par post tension.



Figure N°4 : pont courbe en béton précontraint

II. 3 : Conception des culées :

Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage ; elles assurent la liaison entre le pont et le remblai (ou le terrain naturel), elles sont particulièrement sensible à une mauvaise conception ; car elles reprennent les réactions du tablier.

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose à une fonction mécanique et une fonction technique.

La fonction mécanique est caractérisée par une bonne transmission des efforts au sol de fondation ; la limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appuis et aussi la limitation des déplacements verticaux (tassement).

La fonction mécanique, la culée doit permettre un accès au tablier, et également permettre la visite des appareils d'appuis.

On distingue plusieurs types de culées :

- ✓ Les culées enterrées ;
- ✓ Les culées remblayées ;
- ✓ Les culées creuses ;
- ✓ Les culées en terre armée.

1. Les culées enterrées :

Ce sont des culées dont leur structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, elles assurent essentiellement une fonction porteuse puisqu'elles

sont relativement peu sollicitées par des efforts horizontaux de poussée des terres.

2. Les culées remblayées :

Une culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front; les autres sont les murs latéraux appelés mur en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté.

Elles jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier s'appuie sur un sommier solidaire de mur de front massif qui soutient les terres du remblai. Compte tenu des efforts horizontaux importants, on pourra l'envisager que si la hauteur du soutènement reste inférieure à une dizaine de mètres.

3. Les culées creuses :

Une culée creuse est une culée comportant un mur de front, des murs en retour et un platelage supérieur, formant une boîte renversée, dans laquelle le remblai est taluté de façon à ne pas pousser sur le mur de front.

4. Les culées en terre armée :

Le premier type correspond au cas où le tablier repose directement sur le remblai d'accès en terre armé par l'intermédiaire d'une tête de culée. Le deuxième type correspond au cas d'ouvrages dont le tablier repose sur une pile culée indépendante du massif en terre armé, géométriquement reliée au remblai situé à l'arrière.

Choix du type de culée :

Dans notre cas on est en présence de remblai sur les deux implantations des culées donc on opte pour des culées remblayées, qui jouent le double rôle de soutenir le remblai et reprendre les efforts du tablier.

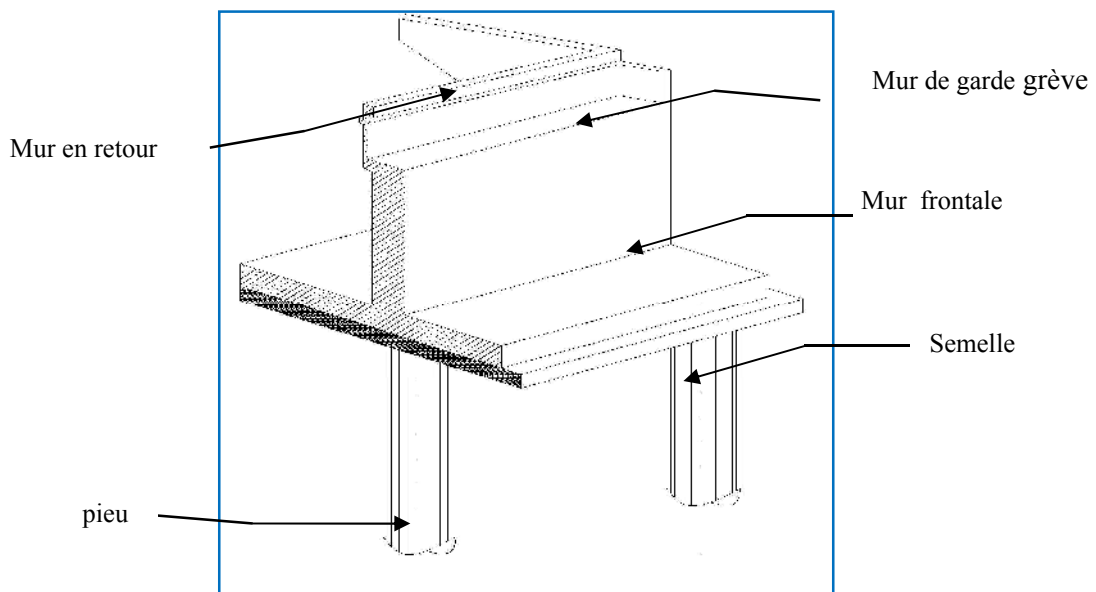


Figure N°5 : culée remblayée

Pré dimensionnement de la culée :

Le pré dimensionnement de la culée est bien détaillé dans le chapitre suivant.

II. 4 : Conception des piles :

Les piles peuvent jouer un rôle plus au moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré, elles transmettent les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondation.

Il existe plusieurs types de piles des ouvrages :

Piles types voiles, poteaux et spéciales

1. Piles types voiles :

C'est le model le plus simple qui est un voile dont l'épaisseur doit être assez nettement supérieur à ce qui est exigé par les seules conditions de résistances mécaniques.

2. Piles types poteaux :

Les éléments porteurs sont de types poteaux (ou colonnes) peuvent être libre en tête s'ils ont placé au droit des descente des charges par l'appareil d'appui, ou lié par le chevêtre dans le cas contraire leur seul problème est le choc des véhicules .

3. Piles spéciales :

Pour le cas des ouvrages urbains, les architectes dessine des piles très esthétiques mais souvent elles présentent de nombreux problèmes d'exécutions (coffrages et ferrailages).

Choix de la pile :

Le dimensionnement d'une pile fait appel à trois critère qui sont :

- La Résistance mécanique ;
- Robustesse ;
- Esthétiques.

Pour notre cas on opte pour un model simple qui est une pile à deux futs surmonté par un chevêtre de largeur variable

Pré dimensionnement de la pile :

Hauteur de la pile :

D'après le terrain naturel et la ligne rouge la pile la plus haute a une hauteur de $H_v=18.3\text{m}$

Diamètre de fut :

On prend $D=2.00\text{ m}$

Dimension du chevêtre :

Largeur $d_i=2.70\text{ m}$

Longueur $L=10.60\text{m}$

Hauteur du chevêtre $h=1,30\text{m}$

Remarque :

On note l'ajout sur la pile et la culée de deux plots parasismiques entre la poutre de rive et celle qui la précède pour éviter le déplacement des poutres vers l'extérieur en cas de séisme.

II. 5 : FONDATION

Le choix d'implantation des appuis est un facteur déterminant pour le sol de fondation (type) donc on doit prendre en compte dans ce choix non seulement les conclusions de l'étude de sol, mais également toutes les contraintes de réalisations des fondations.

La différence entre les fondations repose sur un phénomène physique, et non géométrique.

Pour un ingénieur expérimenté, le choix global entre une fondation superficielle et une fondation profonde est assez facile à faire mais on observe une tendance un peu trop systématique à recourir aux fondations profondes, dès qu'un niveau rocheux n'existe pas au voisinage de la surface de crainte de voir se développer des tassements dont on ne sait évaluer l'amplitude avec une grande précision.

1. Type de fondation

✓ Fondation superficielle :

Elles sont mises en exécution lorsque le bon sol se trouve à des faibles profondeurs, généralement leurs hauteurs ne dépassent pas 4 fois la largeur B de la semelle.

✓ Fondation profondes :

Lorsque le bon sol est à des grandes profondeurs, on fait appel à des fondations profondes sur pieux ou semi-profondes par puits.

Dans notre cas, la mauvaise qualité du sol, nous oblige à utiliser des pieux profonds attend jusqu'à 30 m de profondeur .

2. Choix des pieux :

Les pieux forés sont les plus couramment employés dans les ouvrages neufs, lorsque la descente des charges, les caractéristiques du sol sous-jacent et la configuration du terrain sont modérées.

✓ Diamètre des pieux :

Pour ce type des pieux, il convient de ne pas descendre au-dessous d'un diamètre minimal de 0,80m car la qualité du béton de périphérie est faible à celle de béton central. Le choix de diamètre a un autre facteur qui est la longueur des pieux pour présenter une certaine rigidité, on prend $\varphi=1,20\text{m}$.

✓ Entraxe des pieux :

Il est communément admet qu'un entraxe de trois diamètres est une base de départ pour le dimensionnement de la fondation. L'effet du groupe est quasiment inexistant pour de faibles sollicitations horizontales. $L'entraxe \geq 3 \varphi$

Donc l'entraxe est égal à 3,60m

✓ Nombre de pieux :

Le nombre de pieux est déterminé d'après le rapport du sol (la portance des pieux) et les descentes de la charges ramenées par l'ouvrage.

3. La semelle

✓ La longueur de la semelle :

La longueur de la semelle dépend de l'appui, au niveau de la culée $L_s = 10,60\text{m}$, par contre au niveau de la pile $L_s = 13,00\text{m}$.

✓ L'épaisseur de la semelle :

Elle est généralement égale à $1,20 \varphi$

$$h_s = 1,20 \varphi = 1,44\text{m}$$

$$\text{Donc } h_s = 1,5\text{m}$$

III. Caractéristiques des matériaux

La conception et le calcul d'un pont sont généralement conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction, donc notre travail dans ce chapitre consiste à donner les caractéristiques du béton, les aciers actifs et passifs de construction en relation direct avec le calcul à venir.

III. 1 : Béton

Le béton est un mélange, dans des proportions convenables du ciment, du sable, du gravier et de l'eau, le matériau ainsi résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction.

Le béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées, et le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 kg/m³. Ainsi les liants les plus utilisés pour la mise en œuvre de béton sont les ciments HTS (haute teneur en silice).

La résistance à la compression et à la traction

La résistance à la compression varie avec l'âge j du béton, dans les calculs, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours d'âge, dite valeur caractéristique requise ; celle-ci est notée « f_{c28} », elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

La résistance caractéristique à la traction à j jours se déduit conventionnellement par la relation : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ (MPa) (B.A.E.L 91-REV99).

Contraintes admissibles

Contraintes ultimes de compression ELU .

C'est une valeur fixée à l'avance et ne peut pas être dépassée en aucuns points de l'ouvrage

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b$$

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

γ_b : coefficient de sécurité $\gamma_b = 1.5$ situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1.15$ situation accidentelle

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

Contrainte de service ELS.

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{28}$$

Déformation longitudinale du béton

Le module de déformation longitudinale pour le béton est « E_{ij} », il est défini par les règles B.A.E. L comme suite :

- Module de déformation instantané du béton

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad (\text{pour une durée d'application inférieure à 24 heures})$$

- Module de déformation sous chargement de longue durée

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

Déformation transversale du béton

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Coefficient de poisson

Pour les calculs du béton précontraint, le coefficient de poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{pour un béton non fissuré à l'ELS} \\ 0 & \text{pour un béton fissuré à l'ELU} \end{cases}$$

III. 2 :Aciers :

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes, aciers actifs et passifs.

Aciers actifs :

Les armatures actives sont les aciers de haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré-tension ou post-tension.

Les armatures de précontraintes sont sous tension même sans aucunes sollicitations extérieures, ils sont classés par catégories : barre, fil torons.

Limite élastique :

Comme ces aciers n'ont pas de paliers de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0.1 %. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

Module de YONG :

Le module d'élasticité longitudinal « E_p » des aciers de précontrainte est pris égale à :
200000 MPa. Pour les barres et fils.

190000 MPa pour les torons.

Module d'élasticité longitudinale de l'acier : $E_S = 2 \times 10^5$ MPa

Aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celles du béton armé (les armatures passives ne sont tendues que sous les sollicitations extérieures).

Limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe Fe E40 type 1, sa limite élastique est égale 400 MPa.

Dans les calculs relatifs à l'ELU, on introduit un coefficient γ_s :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

Contraintes limites à la traction :

Fissurations peu nuisibles $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$

Fissurations préjudiciable : $\sigma_s = \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{n} f_{tj})$ MPa

Fissurations très préjudiciable : $\sigma_s = \max (0,4 f_e ; 88 \sqrt{n} f_{tj})$ MPa

$\left\{ \begin{array}{l} n=1 \\ n=1.6 \end{array} \right.$
treillis soudés et nœuds lisses
aciers à haute adhérence

Diagramme contraintes déformations :

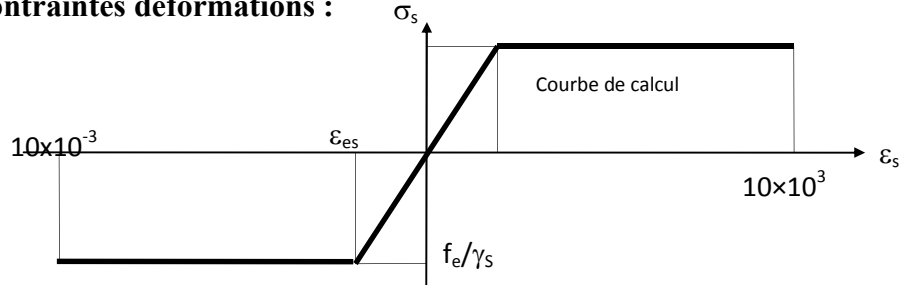


Diagramme contraintes déformations

Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = (0,8 f_{prg} \text{ OU } 0,9 f_{peg}) = 1440 \text{ MPa.}$$

f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte = 1800 MPa.

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1600 MPa.

Ses limites sont garanties par ALGA.

La limite élastique :

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DU TABLIER

Tout pré dimensionnement des éléments constituant l'ouvrage se fait à l'aide du document (S.E.T.R.A)

PREDIMENSIONNEMENT DU TABLIER :

Les éléments constituant le tablier sont :

- Les poutres ;
- La dalle ;
- La superstructure.

a. Pré dimensionnement de la poutre :

Une poutre est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième , ou d'une autre façon, la poutre est une Pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton armé, en béton précontraint servant de supporter un plancher (dalle de pont) avec les charges d'exploitations.

La hauteur de la poutre :

La hauteur des poutres est un paramètre très important, car si la hauteur des poutres préfabriquée est trop grande, risque de présenter une trop grande prise au vent, dans le cas contraire où la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton. C'est pourquoi, on considère généralement que l'élanement optimal L/h , égal au rapport de la portée d'une travée à la hauteur des poutres, se situe entre 18 et 22

Elanement de la poutre : $L/22 \leq ht < L/18$.On fixe : $ht=1.5 \text{ m}$

La largeur de la table de compression : $0.5 ht \leq b \leq 0.7 h t$.

On prend : $b= 1.03\text{m}$

Epaisseur de la table de compression : $10 \leq e \leq 15 \text{ cm}$.On fixe : $e= 11 \text{ cm}$

Largeur de talon : $40 \leq Lt \leq 60 \text{ cm}$.On fixe : $Lt = 47 \text{ cm}$.

Epaisseur du talon et : On fixe $et = 15 \text{ cm}$

Epaisseur de l'âme :

-à l'about $b_0= 47 \text{ cm}$

-à mi- travée: $b_0 = 21 \text{ cm}$

-à l'intermédiaire : $b_0= 35 \text{ cm}$

Goussets :

C' est l' angle disposé pour permettre d' améliorer la section et de placer les armatures d' acier et les câbles précontraints.

Cet angle est fixé entre : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$.

- Gousset du talon :

- à mi- travée : $\alpha_3 = 57^\circ$, $e_3 = 20\text{cm}$

-à l'intermédiaire : $e_3 = 9\text{cm}$

- Gousset de la table de compression :

-à mi- travée: $\alpha_1 = 11^\circ$, $e_1 = 6\text{cm}$, $\alpha_2 = 45^\circ$, $e_2 = 10\text{ cm}$

-à l'intermédiaire: $\alpha_1 = 11^\circ$, $e_1 = 6\text{cm}$, $\alpha_2 = 45^\circ$, $e_2 = 3\text{ cm}$

b. · Définition de la dalle : (l'hourdis)

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civil et militaires, exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres.

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous forme de dalles en mortier de fibres ou en béton armé.

Epaisseur du l'hourdis (la dalle) h_0 : $20 \leq h_0 \leq 30$.On fixe : $h_0 = 25\text{ cm}$

Nombre et espacement des poutres

Le nombre de poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rive.

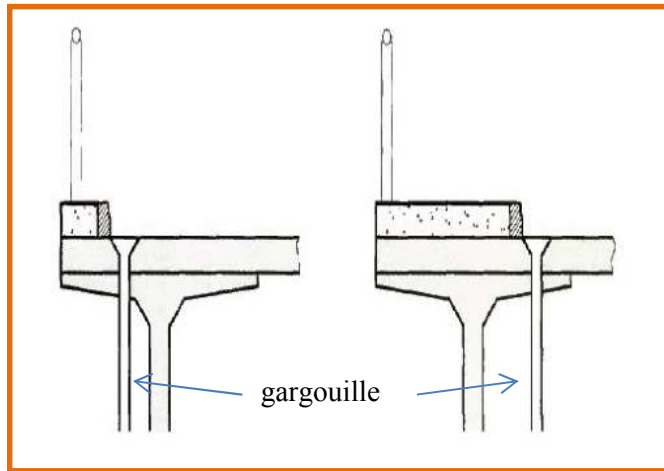
Positionnement des poutres de rive.

Dans la mesure du possible, on cherchera à positionner ces poutres de rive le plus près des bords libres du tablier, de manière à supprimer la partie de hourdis à couler en encorbellement de ces poutres de rive, difficile à coffrer. Cette facilité ne peut être obtenue dans le cas d'un ouvrage courbe, puisque dans un tel cas, (notre projet) la courbure est rattrapée par le hourdis en débord des poutres de rive. La position des poutres de rive est également conditionnée par la position du fil d'eau, et il convient de veiller à ce que les descentes d'eau soient suffisamment éloignées de l'axe des poutres, ou sont ancrés des câbles de précontrainte. Les dispositifs d'évacuation des eaux seront donc situés soit à l'extérieur, soit à l'intérieur de la poutre de rive.

Lorsque le trottoir est étroit, les gargouilles sont situées à l'extérieur de la poutre de rive. Dans ce cas, à moins de prévoir le recueil des eaux, ce qui est souhaitable pour le respect

de l'environnement, des coulures risquent de souiller le parement vu du flanc des poutres et ainsi de nuire à l'esthétique de l'ouvrage.

Au contraire, quand le trottoir est relativement large, les gargouilles sont situées à l'intérieur de la poutre de rive.



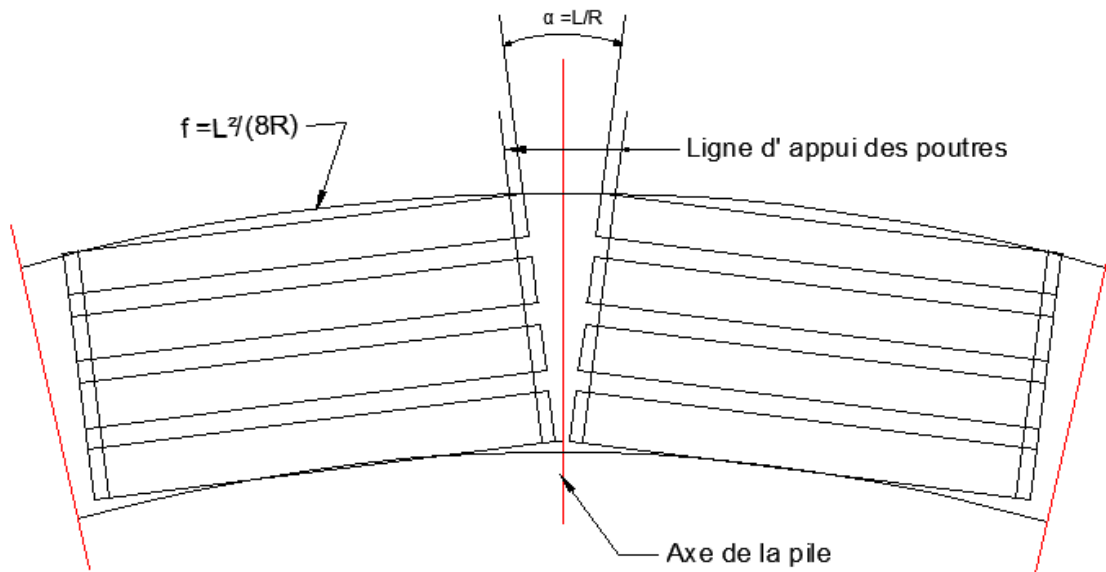
Dans le cas où l'axe de la poutre de rive coïnciderait avec la position du fil d'eau, il paraît judicieux d'augmenter ou de diminuer la largeur de la table de compression des poutres, plutôt que de prévoir la réalisation d'une zone de hourdis en encorbellement des poutres de rive. et comme dans notre cas a prévu un trottoir de largeur de 1 m (étroit)

Adaptation à la courbure en plan

Lorsque le tracé en plan est courbe, les poutres sont placées suivant une ligne polygonale dont chaque travée forme un côté. La courbure du tablier est obtenue en faisant varier le débord du hourdis en encorbellement des poutres de rive. Remarquons qu'en principe, cette disposition est en opposition avec le parti habituel qui consiste à arrêter le hourdis au nu extérieur des poutres, dans un souci de simplicité d'exécution.

Le rayon de courbure est limité inférieurement par la flèche maximale admissible du débord variable, et dans la pratique, il ne peut guère descendre en dessous de 15 fois la portée, ce qui conduit à des flèches de 25 et 33 cm pour des portées de 30 et 40 mètres ($f=L^2/8R$).

Pour que les différentes poutres d'une même travée conservent la même longueur, les lignes d'appuis de deux travées adjacentes ne sont pas parallèles et font entre elles un angle L/R , les deux lignes d'appui d'une même travée demeurant parallèles. La jonction entre les deux travées est effectuée par le hourdis où la dalle de continuité est de longueur variable. De telles dispositions sont illustrées par la figure ci-dessous, pour laquelle les proportions des dimensions n'ont pas été respectées pour une meilleure compréhension.



Disposition des travées d'un ouvrage courbe

Cette solution oblige à prévoir des dispositions particulières au niveau des têtes de piles (élargissement des chevêtres ou chevêtres dédoublés et lignes d'appuis non parallèles). Elle demeure néanmoins préférable à celle consistant à rallonger les poutres au-delà de l'about.

La zone de jonction entre poutres présente un vide important du côté convexe, qu'il paraît opportun de masquer par un traitement approprié de l'extrémité du chevêtre.

L'espace entre axe des poutres :

L'espace des poutres en section transversale résulte d'une optimisation entre les poutres plutôt légères et rapprochées; nécessitant de nombreuses manutentions, et des poutres plus lourdes mais plus espacées. Alors il y a une forte relation entre le nombre des poutres et leur espacement λ .

λ : est l'entraxe des poutres, telle que $0.9 \leq \lambda \leq 1.5 \text{ m}$

Donc on prend: $\lambda = 1,5 \text{ m}$

L_a : est l'entraxe entre les poutres des rives égale à 9.00 m .

Nombre de poutres est déterminée par le rapport entre la largeur L_a et l'espacement λ

$$N = (L_a / \lambda) + 1$$

Donc : $N = 7$ poutres .

Les trottoirs :

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolant, en générale par simple surélévation, de la circulation automobile, le site du pont et son importance impose, un simple passage de service, dont la largeur ne dépasse pas **1,25m** qui longe les bords du tablier encadré par une glissière de sécurité et un garde-corps. Donc : **Lt = 1m**

Les corniches :

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique; situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent donc la ligne de l'ouvrage, en plus de ce rôle esthétique intrinsèque, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse, en Algérie on utilise souvent les corniches en béton armé préfabriqué.

Les gardes corps :

Les gardes corps sont des dispositifs de retenue ,ils sont constitués par un matériau non fragile généralement avec certains métaux .

La hauteur de gardes corps pour piétons au-dessus des trottoirs ou accotement adjacents doit être comprise entre les limites résultant de l'expression :

$$0.95+0.005h \pm 0.05 \text{ m}$$

Avec maximum de 1.2 m

H : exprimé en (m) représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche , h=20.40 m. donc $H_{GC}=1.10 \text{ m}$.

Les glissières de sécurité :

Le rôle des glissières est de sécuriser les piétons sur les trottoirs en les protégeant des véhicules qui roulent sur les voies du pont; généralement c'est les glissières souples qui sont employés dont leurs dimensions sont normalisées.

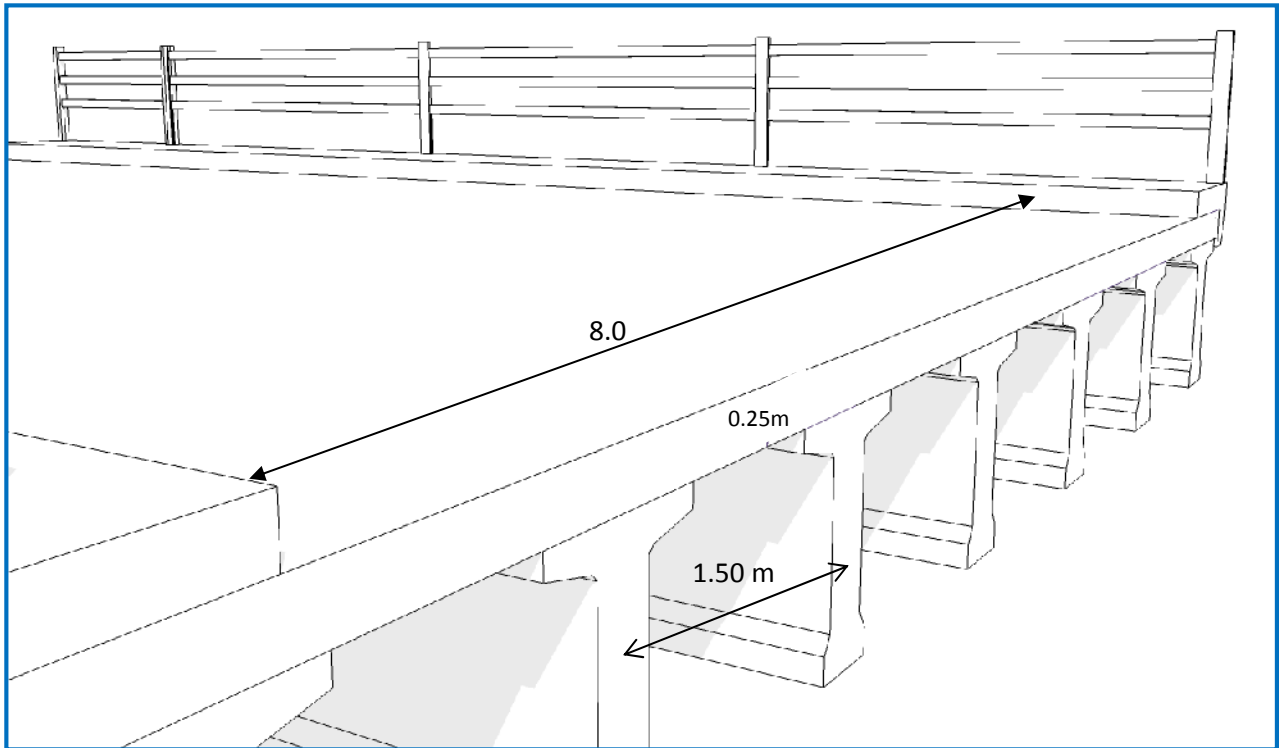


Figure N°1 : la glissière de sécurité

c. Caractéristiques de la poutre :

Δ : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

Z : position du c.d.g. de la section (i) par rapport à l'axe Δ

I/Δ : Moment d'inertie par rapport à Δ

I/Δ (nette) = I/Δ (brute) – 10% I/Δ (brute)

IG : moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravité

I_0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité

Pour une section triangulaire : $I_0 = bh^3/36$.

Pour une section rectangulaire : $I_0 = bh^3/12$.

B : c'est aire de la section (i) de la poutre telle que :

$(B \text{ nette}) = B \text{ (brute)} - 5\% B \text{ (brute)}$

S/Δ : Moment statique telle que

S/Δ (nette) = S/Δ (brute) - 5% S/Δ (brute)

$V = S/\Delta / B$: distance du centre de gravité à la fibre inférieure

$V' = S/\Delta / B$: distance du centre de gravité à fibre supérieure

i : rayon de giration : $i = \sqrt{IG/B}$

ρ : coefficient de rendement géométrique $\rho = i/v$.

1. La section d'about :

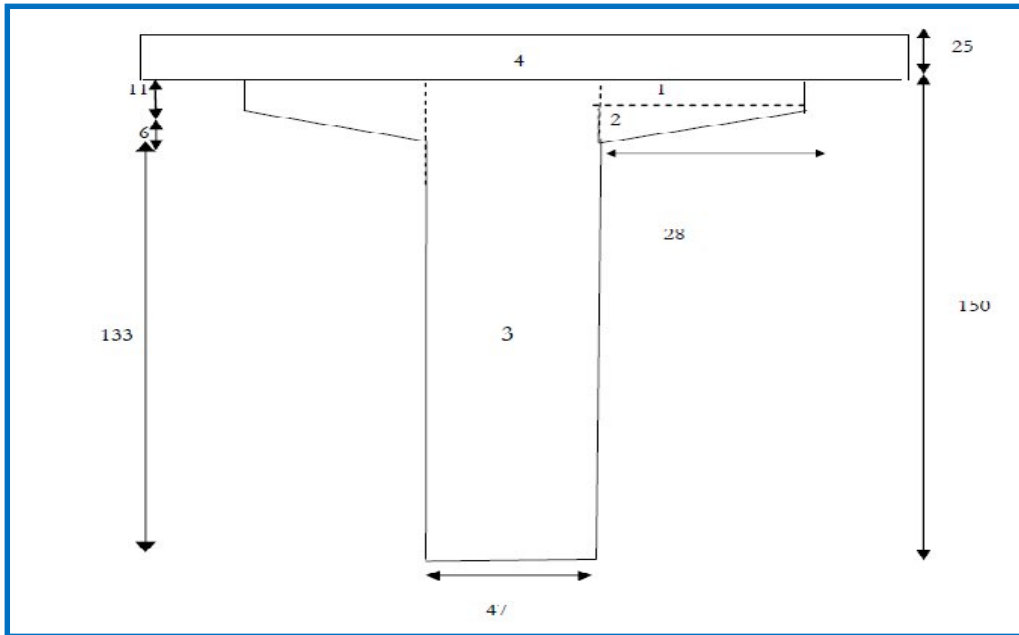


Figure N°2 : section de la poutre à l'about +la dalle

Désignation	dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=B x z	I0(cm ⁴)	IΔ =I0+BxZ ²
	b x h					
1	(28x11)x2	616	144.5	89012	6211.33	12868445.33
2	28x(6/2)x2	168	137	23016	336	3153528
3	47x150	7050	75	528750	13218750	528775000
Poutre préfabriquée		7834		640778		68896973.33
B brute		7834				
B nette		7442.3				
S/Δ brute				640778		
S/Δ nette				608739.1		
IΔ brute						68896973.33
IΔ nette						62007275.997
4	25x150	3750	162.5	609375	195312.5	99218750
Section complète		11584		1250153		168115723.33
B brute		11584				
B nette		11004.8				
S/Δbrute				1250153		
S/Δnette				1187645.35		

IΔ brute					168115723.33
IΔ nette					151304150.997

	unités	Poutre préfabriquée	Section complète
Section B	Cm ²	7442.3	11004.8
C-D-G=S/Δ/B-V	cm	81.79	107.92
V [∞] =h-V	cm	68.21	67.08
IG =IΔ -BV ²	Cm ⁴	12221235,40	23134256,310
IG /V	Cm ³	149422.12	214364.866
IG /V [∞]	Cm ³	179170.73	344875.616
$\rho =i2/(VxV^{\infty})=(IG/B)/(VxV^{\infty})$		2,94 x 10-1	2,90 x 10-1

Tableau n°1 : Les caractéristiques de la section d'about

ρ=29.4 % correspond à une section massive.

Les caractéristiques géométriques de la section d'about

2. La section intermédiaire

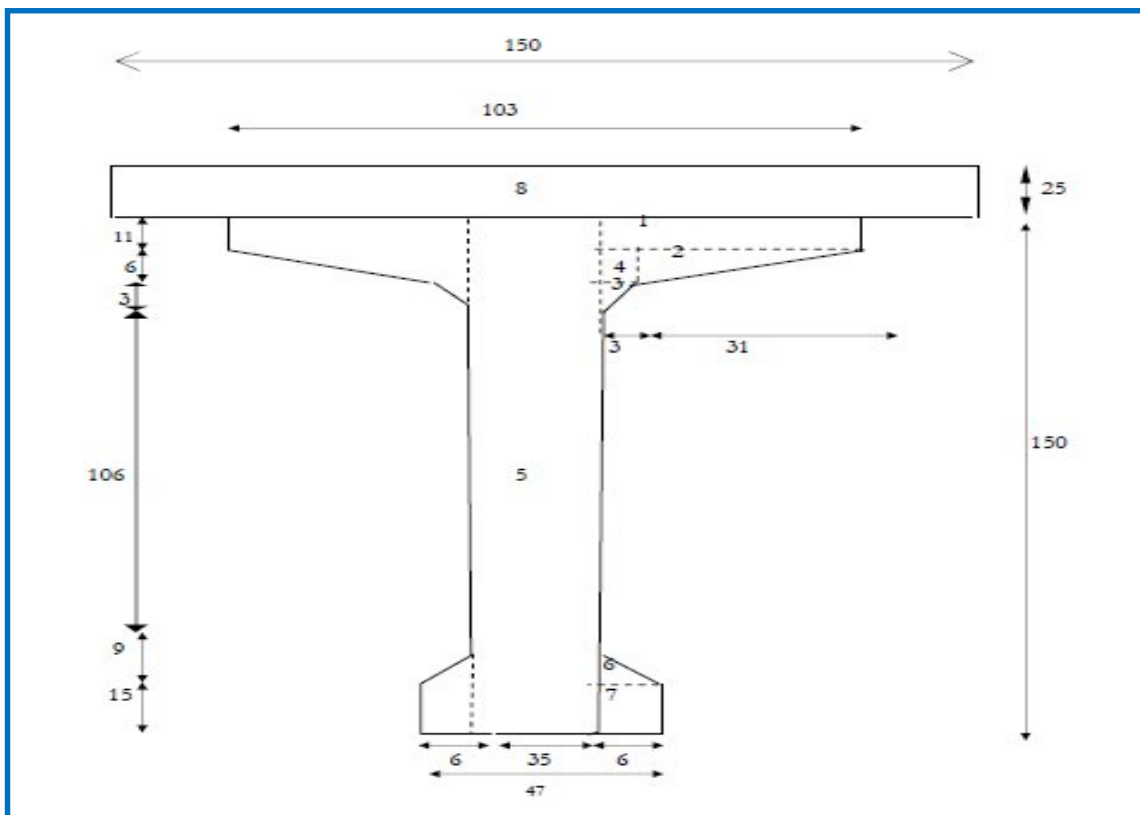


Figure N°3 : section intermédiaire de la poutre +la dalle

Désignation	dimension bxh	B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=Bxz (cm ³)	I0(cm ⁴)	IΔ=I0+BxZ ²
1	34x11x2	748	144.5	108086	7542.33	15625969.33
2	6/2x31x2	186	137	25482	372	3491406
3	3/2x3x2	9	132	1188	4.5	156820.5
4	6x3x2	36	136	4896	108	665964
5	35x150	5250	75	393750	9843750	39375000
6	9/2x6x2	54	18	972	243	17739
7	15x6x2	180	7.5	1350	3375	135000
Poutre préfabriquée		6463		535724		59346398.83
B brute		6463				
B nette		6139.85				
S/Δ brute				535724		
S/Δ nette				508937.8		
IΔ brute						59346398.83
IΔ nette						53411758.95
8	25x150	3750	162.5	609375	195312.5	99218750
Section complète		10213				
B brute		10213				
B nette		9702.35				
S/Δbrute				1145099		
S/Δnette				1087844.05		
IΔ brute						158565148.83
IΔ nette						142708633.95

	unités	Poutre préfabriquée	Section complète
Section B	Cm ²	6139.85	9702.35
C-D-G=S/Δ/B-V	cm	82.89	112.12
V=h-V	cm	67.11	62.88
IG =IΔ -BV ²	Cm ⁴	11226371.67	20741416.67
IG /V	Cm ³	135436.1	184993.01
IG /V ³	Cm ³	167283.14	329857.14
r=i2/(VxV)=(IG/B)/(VxV)		3.03x10 ⁻¹	3.03x10 ⁻¹

Tableau n°2 : Les caractéristiques de la section intermédiaire

ρ=30.3 % correspond à une section massive.

les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire de la poutre

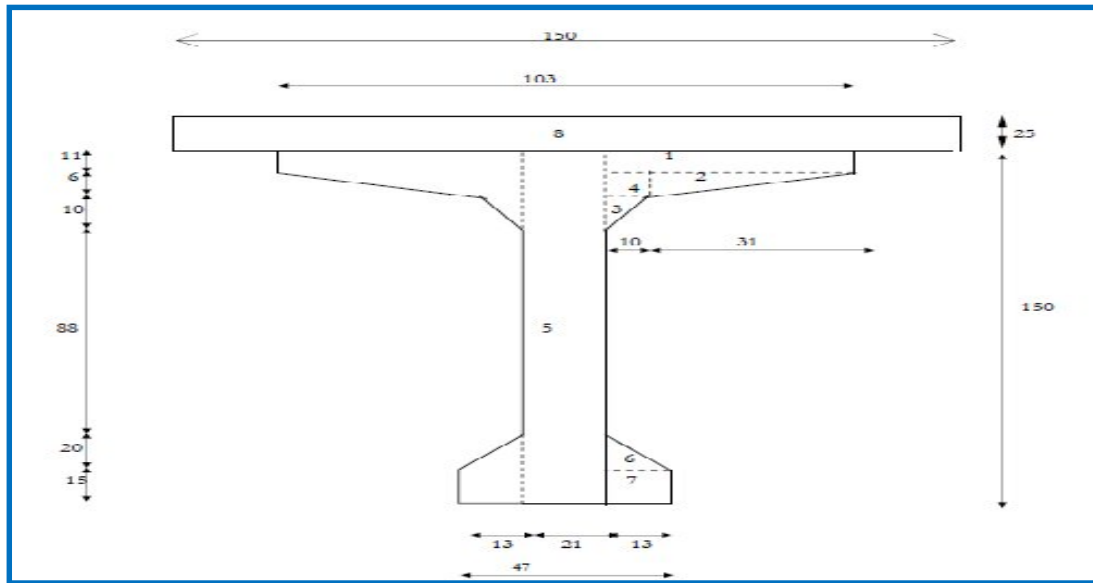


Figure N°4 : section médiane de la poutre +la dalle

Désignation	dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=BxZ (cm ⁴)	I0(cm ⁴)	IΔ=I0+BxZ ²
	bxh					
1	41x11x2	902	144.5	130339	9095.17	18843080.67
2	31/2x6x2	186	137	25482	372	3491406
3	10/2x10x2	100	129.67	12967	555.56	1681986.45
4	6x10x2	120	136	16320	360	2219880
5	21x150	3150	75	236250	5906250	23625000
6	13/2x20x2	260	21.67	5634.2	5777.78	127870.894
7	13x15x2	390	7.5	2925	7312.5	29250
Poutre préfabriquée		5108		429917.2		50018474.01
B brute		5108				
B nette		4852.6				
S/Δ brute				429917.2		
S/Δ nette				408421.34		
IΔ brute						50018474.01
IΔ nette						45016626.61
8	25x150	3750	162.5	609375	195312.5	99218750
Section complète		8858		1039292.2		149237224.01
B brute		8858				
B nette		8415.1				
S/Δbrute				1039292.2		
S/Δnette				987327.59		
IΔ brute						149237224.01
IΔ nette						134313501.61

	unités	Poutre	Section complète
Section B	Cm ²	4852.6	8415.1
C-D-G=S/Δ/B-V	cm	84.17	117.33
V'=h-V	cm	65.83	57.67
IG =IΔ -BV²	Cm ⁴	10637950.51	18468466.67
IG /V	Cm ³	126382.92	157406.18
IG /V'	Cm ³	161597.3	320243.92
r=i2/(VxV')=(IG/B)/(VxV')		3.96x10 ⁻¹	3.24x10 ⁻¹

Tableau n°3 : Les caractéristiques de la section médiane de la poutre

$\rho = 39.6 \%$ correspond à une section massive.

les caractéristiques géométriques de la section médiane

d. Calcul des charges :

Charges permanentes «CP» :

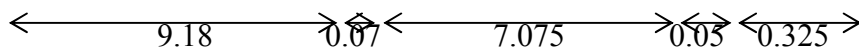
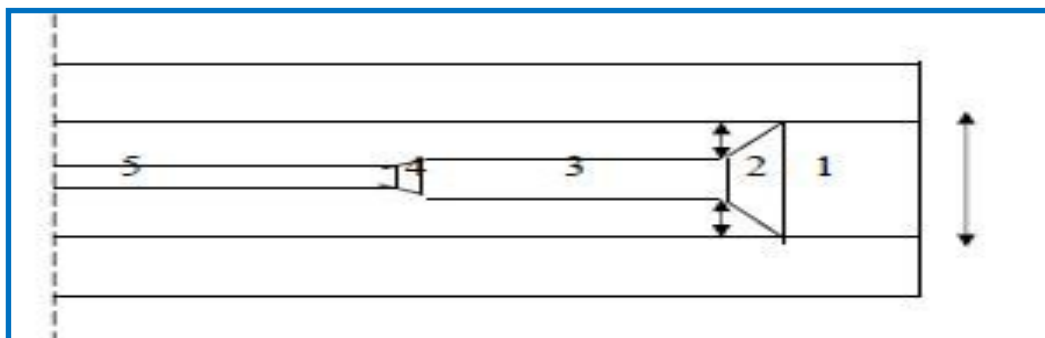
Le poids de la dalle qui revient à chaque la poutre:

Poutre intermédiaire $P_i = 0,25 \times 1.5 \times 2,5 = 0.9375$ t/ml/poutre.

Poutre de rive $P_r = 0.25 \times 1.25 \times 2.5 = 0.78125$ t/ml/poutre

	Pi (t/ml)	Pr (t/ml)
Dalle coulée	0.9375	0.78125

Figure N°5 : vue en plan de la poutre



Coffrage de la poutre

Le poids de la poutre :

$P_1 = 0.74423 \times 0.325 \times 2.5 = 0.6047$ t.

$P_2 = [(0.74423 + 0.6463) / 2] \times 0.05 \times 2.5 = 0.0869$ t.

$$P3 = 0.6463 \times 7.075 \times 2.5 = 11.4314 \text{ t}$$

$$P4 = [(0.6463 + 0.5108) / 2] \times 0.07 \times 2.5 = 0.1012 \text{ t}$$

$$P5 = 0.5108 \times 9.18 \times 2.5 = 11.72286 \text{ t}$$

$$P = 2 \times (P1 + P2 + P3 + P4 + P5) = 47.894124 \text{ t}$$

Le volume de la poutre égal à : $V_p = 19.15765 \text{ m}^3$

$$P = 47.8941 / 33.4 = 1.434 \text{ t/ml}$$

CP = (Le poids de la dalle qui revient à la poutre + Le poids de la poutre)

$$CP_i = 0.9375 + 1.434 = 2.38 \text{ t/ml}$$

$$CP_r = 0.78125 + 1.434 = 2.21 \text{ t/ml}$$

Complément des charges permanentes «CCP» :

Poids (Revêtement + étanchéité) = $(0.06 + 0.005) \times 8 \times 1 \times 2.2 = 1.144 \text{ t/ml}$

Coupe transversale de la corniche

Le poids de la corniche :

$$-P1 = 0.25 \times 0.40 \times 1 \times 2.5 = 0.25 \text{ t/ml}$$

$$-P2 = 0.10 \times 0.65 \times 1 \times 2.5 = 0.1626 \text{ t/ml}$$

$$-P3 = 0.5 \times 0.05 \times 1 \times 2.5 = 0.0625 \text{ t/ml}$$

$$-P4 = 0.15 \times 0.05 \times 1 \times 2.5 = 0.01875 \text{ t/ml}$$

$$-P_c = P1 + P2 + P3 + P4 = 0.494 \text{ t/ml}$$

Le poids du trottoir :

$$P_t = 1 \times 0.25 \times 1 \times 2.5 = 0.625 \text{ t/ml}$$

Le poids de la glissière de sécurité :

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

Le poids du garde-corps :

$$P_{gs} = 0.10 \text{ t/ml}$$

Donc le complément des charges permanentes CCP aura la valeur de :

CCP = poids de revêtement + 2 x (corniche + poids de trottoir + Glissière de sécurité + Garde-corps).

$$CCP = 1.144 + 2 \times (0.494 + 0.625 + 0.06 + 0.10) = 3.702 \text{ t/ml}$$

$$CCP = 3.702 \text{ t/ml}$$

$$CCP/poutre = 3.702 / 7 = 0.5288 \text{ t/ml/poutre}$$

Charge	Poutre de rive	Poutre intermédiaire
Poutre seule	1.434	1.434
Hourdis	0.78125	0.9375
Superstructure	0.5288	0.5288
Σ	2.74405	2.9030

Tableau n°4 : tableau de CCP (pour poutres de rive et intermédiaire)

$$G = 5 P_i + 2 P_r$$

$$G = 5 \times 2.9030 + 2 \times 2.74405 = 20.0031 \text{ t/ml.}$$

$$G_g = 20.0031 \times 33.4 = 668.10354 \text{ t.}$$

e. CALCULS DES SUR CHARGES :

Classe de pont route :

Les ponts route sont rangés en trois classes en fonction de la largeur rouable, et leur utilisation.

Tous les ponts supportant des chaussés de largeur roulable supérieure ou égale à 7m, donc notre cas le pont est de 1ère classe.

D’après le fascicule 61 titre II. Les chaussées comportent un nombre De voies de circulation égale à la partie entier du quotient par 3 de leur largeur chargeable exprimée en mètres..

$$N = (LC/3) = 8/3 = 2.66$$

Donc : $N = 2$

Les voies de circulation d’une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par les nombres de voie.

$$V = LC/N = 8/2$$

$$V = 4 \text{ m}$$

Surcharges à étudier :

a-Surcharge de type A(L).

b-Système B :

Bc : Camion types (30T)

Bt : Tandem (2x 16T)

c-Surcharge Militaire MC 120

d-Surcharge sur trottoirs

e-Convoi exceptionnel

a. **Système A(L) :**

D'après le fascicule 61 titres II

$$A(L) = 230 + (36000 / (L+12))(Kg/m^2)$$

L : la portée du pont

$$A(L) = 230 + 36000 / (32.4 + 12) = 1040,81 Kg/m^2 = 1,040 t/m^2$$

A(l) Une voie chargée :

$$A1(L) = A(L) \times a1 \times a2 \times V$$

a1 :est le coefficient de dégressivité transversale , il est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées

Tableau donne le coefficient de dégressivité transversale de la charge A(L).

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
I	1	1	0.9	0.75	0.70

Tableau n°5 : tableau des coefficients de dégressivité transversale de A(L)

Danc : a1 = 1

$$a2 = V0 / V$$

V : La largeur d'une voie = 4 m

V0 : dépend de la classe → 1ère classe V0 = 3,5 m

$$a2 = 3,50 / 4 = 0.875 \quad \rightarrow a2 = 0.875$$

$$A1(L) = 1,040 \times 1 \times 0.875 \times 4 = 3.64 t/ml$$

$$A2(L) = (1,040 \times 1 \times 0.875 \times 4) \times 2 = 7.28 t/ml$$

Nbr des voies chargées	A (L) t/ml
1	3.64
2	7.28

b. Système B :

Il comprend :

Sous -Système BC :

Le sous-système BC se compose de camions de poids individuel égale à 30 t.
On dispose autant de files de deux camions au maximum que de voies de circulation. Il est affecté d' un coefficient de pondération bc (dégressivité transversale) ,se dernier est donnée en fonction de la classe du pont et le nombres de voies chargées.le sous-système Bc est représenté schématiquement sur la figure si dessous .

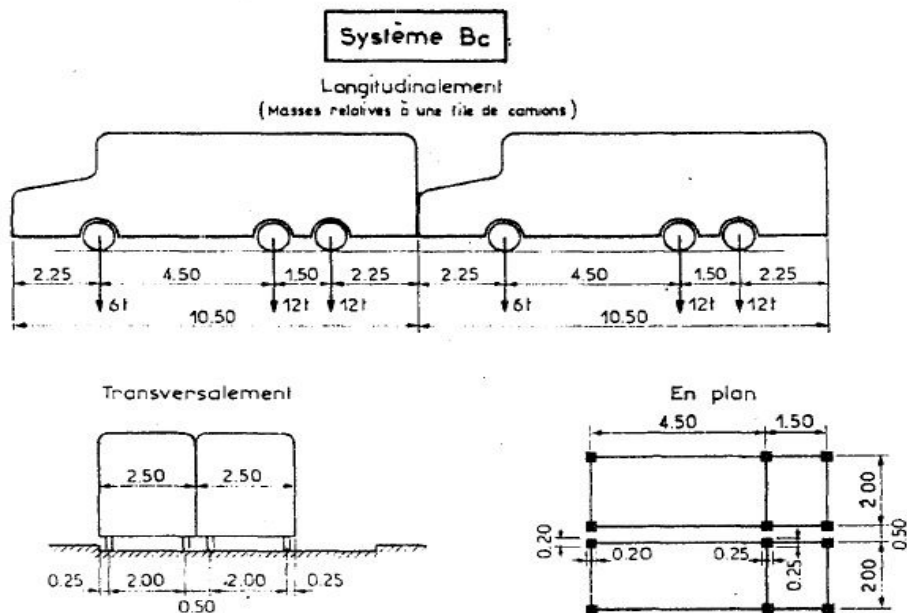


Figure N°6 : système Bc longitudinalement, transversalement et en plan

Les charges du système B_C sont frappées d'un coefficient de majoration Dynamique δ_{bc}

$$\delta_{bc} = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 (G/S))$$

L : portée du pont = 32.40 m

G : charge permanente = 668.10354 t

s: surcharges max = (2x30x2) = 120 t

$b_c = 1,10$ pour deux voies chargées

$S = s \times b_c = 120 \times 1,10 = 132$ t

$$\delta_{bc} = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 32,4)) + 0,6 / (1 + 4(668,10354 / 132)) = 1,1524$$

$$\delta_{bc} = 1,1524$$

le sous-système Bt

le sous-système Bt se compose de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun, le poids de chaque essieu étant de 160 KN :

- Il ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe ;
- Le nombre de camions est limité à deux dans le sens transversal ;
- Il est affecté d'un coefficient de pondération bt égal à :
 - 1 pour les ponts de première classe ;
 - 0.9 pour ceux de deuxième classe ;

Qu' il s'agisse du sous-système Bc ou du sous-système Bt, la charge sera multipliée par δ_{bt} ou δ_{bc} .

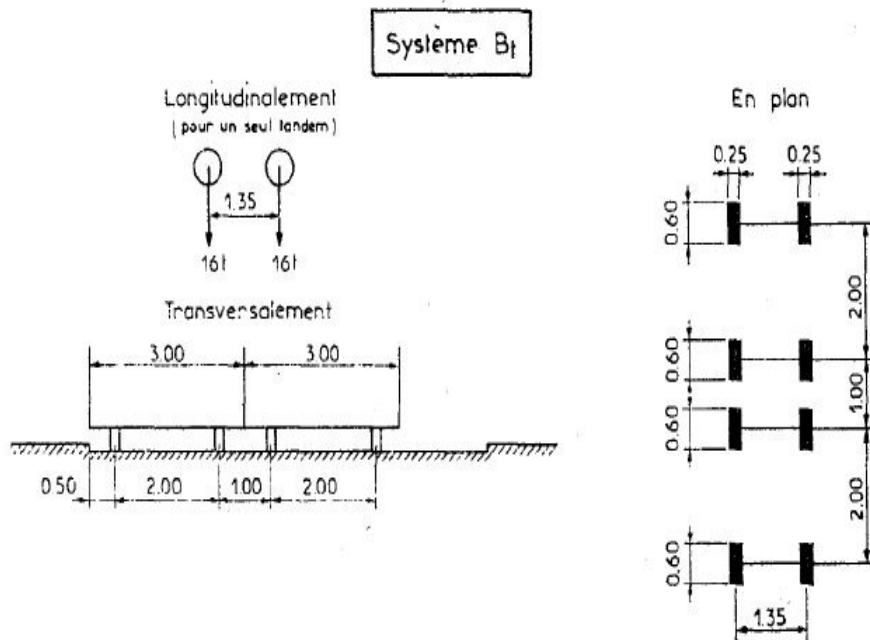


Figure N°7 : système Bt longitudinalement, transversalement et en plan

Calcul de coefficient du majoration dynamique δ_{bt}

Le pont du 1ère classe \rightarrow $bt = 1$

S : surcharge maximale \rightarrow $S = s \cdot bt = 32 \times 4 \times 1 = 128$

$\delta_{bt} = 1.15$

le sous- système Br

le système Br se compose d' une roue isolé 10 t, qui peut être placé n' importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable, s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe.

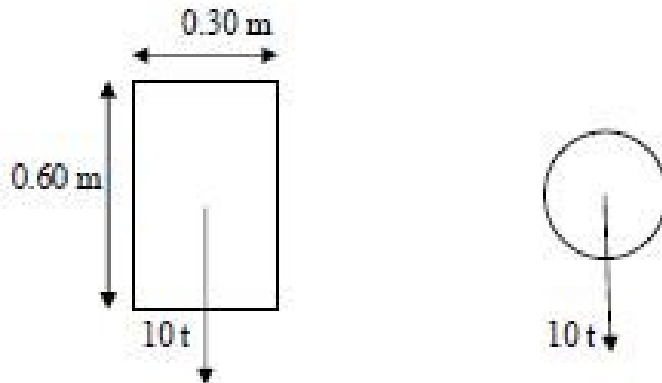


Figure N°8 : système Br

Calcul de coefficient de majoration dynamique δ_{br}

Pas de coefficient de pondération br

$$\delta_{br} = 1.055$$

Surcharge militaires Mc 120 :

Les ponts doivent être calculés de manière à supporter les véhicules du type Mc 120 susceptibles dans certains cas d' être défavorables sur les charges A et B.

Aucune force de freinage et centrifuge n'est développée par cette charge.

Les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convois :

Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi n'est pas limité.

Poids total : 110 t ;

D'une Longueur chenille : 6.10 m ;

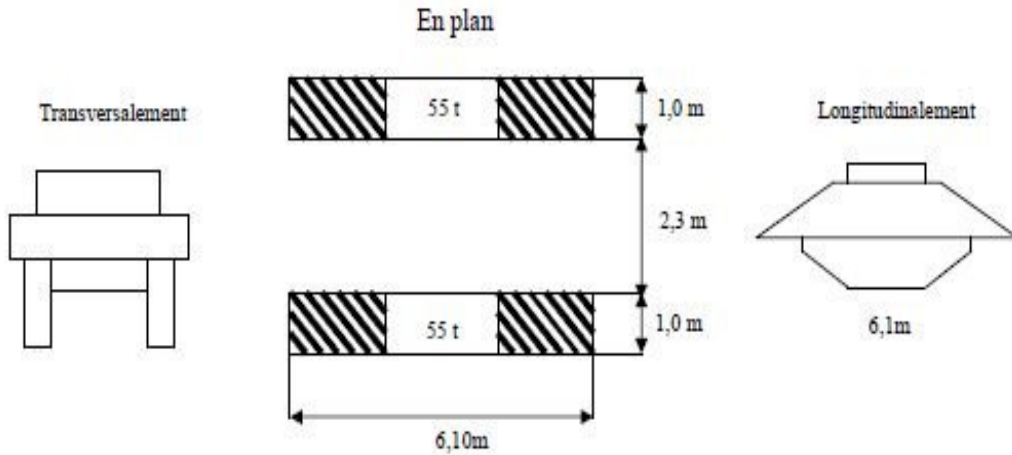
Largeur d' une chenille 1.00 m ;

Distance entre-axes des chenilles : 3.30 m.

La distance entre axes des impacts sur la chaussée de deux véhicules successifs doit être au moins égale à 36.60 m.

Les majorations dynamiques sont aussi applicables aux charges militaires, le coefficient de majoration δ étant calculé par la même formule que celle qui est donnée pour le système B.

Donc : $\delta=1.1383$



Charge exceptionnelle D240 .

Comporte une remorque de trois éléments de quatre (4) lignes à 2 essieux de 240 t de poids total , ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.2 m de large ,sur 18.6 m de long ; le poids par mètre linéaire égale à 12.9 t/ml. Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de tout autre charge).

Cette surcharge n' est pas majorée par un coefficient dynamique δ .

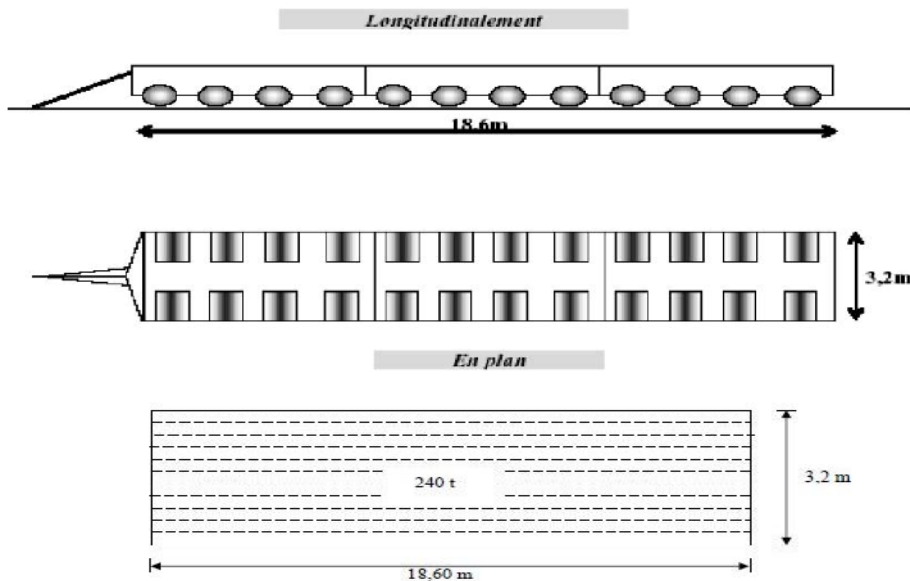


Figure N°10 : systèmeD240 longitudinalement

Surcharges sur trottoirs.

On applique sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m^2 de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Un seul trottoir chargé : $P1 = 0.15 \times 1.00 \times 1.00 = 0.15 \text{ t/ml}$.

Deux trottoirs chargés : $P2 = 2 \times (0.15 \times 1.00 \times 1.00) = 0.30 \text{ t/ml}$.

L'effet du vent.

Dans la circonstances courantes, on peut admettre, pour évaluer l'action du vent sur les ponts en service, les hypothèses simplificatrices suivantes :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute la surface frappée normalement une pression de 2 KN/m^2 , bien que la pression admise pour le vent soit plus faible à la constriction qu'en service, les appuis de certains ponts telle que le VIPP peuvent être avant ou pendant la construction du tablier, soumise à des sollicitation plus défavorables qu'en service, en raison de l'absence de l'action stabilisatrice du tablier.

Température :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatérale de courte durée de la structure porteuse.

Force de freinage :

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation. Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée .

L'effort de freinage correspondant à la charge A(l) est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière : $1/(20+0.0035 S)$, tend vers zéro alors il est négligeable.

L'effort de freinage correspondant à la charge B (Bc) au poids de 30 t , il est en fonction de la rigidité des appuis (corps appui + appareil d'appui). Comme notre cas le ponts se compose de plusieurs tabliers successifs séparés par des joints, le camion qui freine doit être mis successivement sur chacun de ces tabliers, mais il n'y a pas lieu de supposer que plusieurs camions freinent en même temps sur les divers tabliers.

Forces centrifuges .

Les ponts où la chaussée est en courbe, les camions du système Bc disposés sur la chaussée sont susceptibles de développer des efforts centrifuges, horizontaux, normaux à l'axe de la chaussée et appliqués à sa surface.

la force centrifuge développée par un essieu égale à :

$$FC = (R+50/6R+350) \times bc\delta bc BC \quad \longrightarrow \quad \text{pour } R \leq 400 \text{ m.}$$

$$FC = (80/R) \times bc\delta bc BC \quad \longrightarrow \quad \text{pour } R > 400 \text{ m.}$$

Alors dans notre projet $R = 600 \text{ m}$ d'où : $FC = 5.07 \text{ t}$.

Les charges sismiques :

La force sismique est étudiée par le RPOA (règlement parasismique des ouvrages d'art), contient quelques dispositions visant la résistance des ouvrages aux séismes . dont l'amplitude dépendait de la sismicité au site, du type de sol de fondation , de l'importance du pont et finalement du poids de l'ouvrage.

V. 1 : Calcul des éléments de réduction dus aux charges

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

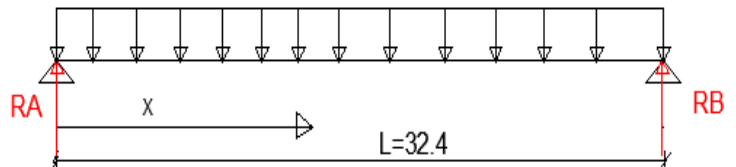
Calcul des éléments de réduction dus aux poids propre.

- poutre seule :

$P=1.434 \text{ t/ml.}$

$RA =RB . M(x) = Rax-Px^2/2.$

$T(x) = Ra-Px.$



Sections (x)	M (t. m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	23.9478	23.9478
0.25L	146.9348	12.3324	
0.50L	188.17	0	

Tableau n°1: les éléments de déduction de la poutre seule

- Dalle :

$P_D=0.9375 \text{ t/ml , (le cas le plus défavorable).}$

Sections (x)	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	15.66	15.66
0.25L	92.2640	7.5937	
0.50L	123.02	0	

Tableau n°2 : les éléments de déduction de la dalle

- Superstructure :

$PS = 0.5288 \text{ t/ml.}$

Sections (x)	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	8.56	8.56
0.25L	51.98	4.27	
0.50L	69.39	0	

Tableau n°3 : les éléments de déduction de la superstructure

Tableau récapitulatif des M ,T,R :

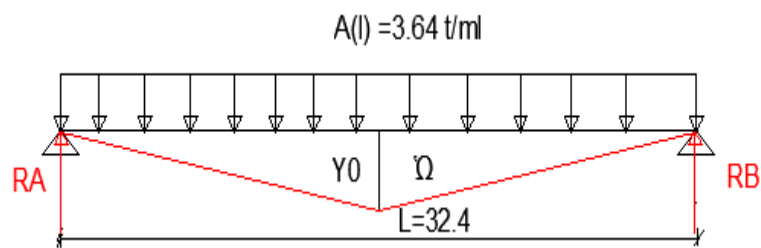
Sections (x)	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	48.1678	48.1678
0.25L	291.1788	24.1961	
0.50L	380.58	0	

Tableau n°4 : tableau récapitulatif de poids propre

V. 2 : Calcul des élément de réduction dus aux surcharges.

I. Moment fléchissant

Pour déterminer le moment, on multiplie les ordonnées des lignes d'influence par la force P dans le cas où cette force est concentrée, si elle est répartie uniformément c'est par l'aire de cette ligne d'influence.



Surcharge A (L).

1 : moment fléchissant sera nul aux extrémités.

2 : moment fléchissant à $x=0.5 L$:

$$Y_0 = ab/L = (16.2)^2/32.4 = 8.1 \text{ m}$$

$$\Omega = \Sigma Y_i = 2((16.2 \times 8.1)/2) = 131.22 \text{ m}^2$$

Le moment sera maximal à mi- travée

sa valeur vaut : $M_{\max} = q \times \Omega$

Moment de A(L)

désignation	Surcharges	Ω (m ²)	M(t.m)	M0=M/7 (t/ml)
1 voie	3.64	131.22	477.6408	68.2344
2 voies	7.28	131.22	955.2816	136.4688

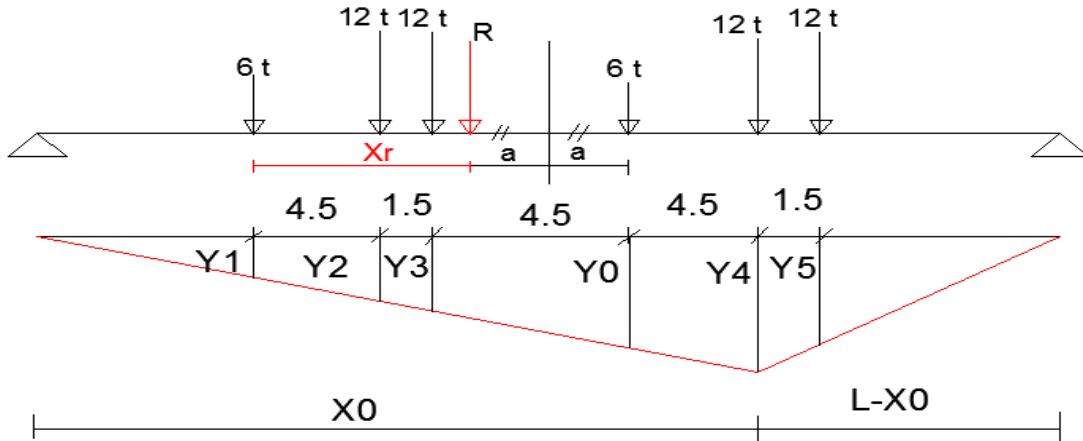
Tableau n°5 : moment de la charge A(L) pour $X=L/2$

Système B_C :

Théorème de barrée :

Le moment fléchissant est maximal dans une poutre au passage d'un convoi, se produit au droit d'un essieu. Tel que cet essieu soit symétrique à la résultante des forces engagées sur la poutre par rapport au milieu.

1^{ere} cas : la résultante R se trouve à gauche de l'axe médian ; le moment maximal est obtenu au droit de l'essieu de 6 t qui est symétrique à R par rapport à l'axe de la poutre.



Disposition du convoi Bc donnant le moment maximum

Détermination de la position de la résultante R du convoi :

$$\Sigma (P_i \times d_i) = X_r \times \Sigma P_i = X_r \times R$$

$$\Rightarrow 12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5 = X_r \times R$$

$$\Rightarrow R \times X_r = 567 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow R = \Sigma P_i = 60 \text{ t} \Rightarrow X_r = 9.45 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 2a = 10.5 - X_r = 1.05 \text{ m} \Rightarrow a = 0.525 \text{ m.}$$

$$Y_0 = (x_0 (L - x_0)) / L = (16.725(32.4 - 16.725)) / 32.4 = 8.09 \text{ m.}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (Y1, Y2, Y3, Y4, Y5), On applique théorème de Thalès.

Y1	Y2	Y3	Y0	Y4	Y5
3.011	5.1877	5.9133	8.09	5.767	4.993

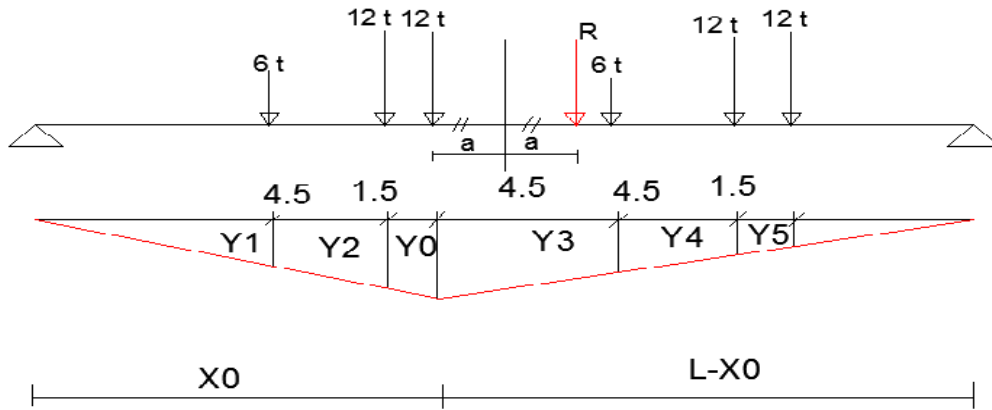
$$M = P_0 Y_0 + P_1 Y_1 + P_2 Y_2 + P_3 Y_3 + P_4 Y_4 + P_5 Y_5 = 328.938 \text{ t.m}$$

$$M_{bc1F} = 328.938 \times b_{cx} \times \delta_{bc} = 328.938 \times 1.1 \times 1.1524 = 416.97 \text{ t.m}$$

$$M_{bc2F} = 328.938 \times b_{cx} \times \delta_{bc} \times x_2 = 328.938 \times 1.2 \times 1.1524 \times 2 = 909.76 \text{ t.m}$$

2^{ème} cas : la résultante R se trouve à droite de l'axe médian , le moment maximal est obtenu au droit de l'essieu de 12 t qui est symétrique à R par rapport à l'axe de la poutre.

Détermination de la position de la résultante R du convoi :



Disposition du convoi Bc donnant le moment maximum

$$\Sigma (P_i \times d_i) = X_r \times \Sigma P_i = X_r \times R$$

$$\Rightarrow 12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5 = X_r \times R$$

$$\Rightarrow R \times X_r = 567 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow R = \Sigma P_i = 60 \text{ t}$$

$$\Rightarrow X_r = 9.45 \text{ m}$$

$$2a = X_r - 6 = 3.45 \text{ m} \Rightarrow a = 1.725 \text{ m}$$

$$Y_0 = (x_0 (L - x_0)) / L = (14.475(32.4 - 14.475)) / 32.4 \Rightarrow Y_0 = 8.008$$

Pour déterminer les autres ordonnées (Y1, Y2, Y3, Y4, Y5), On applique théorème de Thalès.

Y1	Y2	Y0	Y3	Y4	Y5
4.688	7.178	8.008	5.997	3.987	3.317

$$M = P_0 Y_0 + P_1 Y_1 + P_2 Y_2 + P_3 Y_3 + P_4 Y_4 + P_5 Y_5 = 333.99 \text{ t.m}$$

$$M_{bc1F} = 333.99 \times b_c \times \delta_{bc} = 333.99 \times 1.2 \times 1.1524 = 423.38 \text{ t.m}$$

$$M_{bc2F} = 333.99 \times b_c \times \delta_{bc} \times 2 = 333.99 \times 1.1 \times 1.1524 \times 2 = 923.74 \text{ t.m}$$

Donc le cas le plus défavorable c'est le 2^{ème} cas.

Nbr de files	M (t.m)	M0(t.m)=M/7
1	423.38	60.48
2	923.74	131.96

Tableau n°6 : moment du au système BC pour X=L/2

Système Br.

1 : Moment fléchissant sera nul aux extrémités.

2 : moment fléchissant à $x=0,5L$:

$$Y=(L/2)(L/2) / L=(32.4/2) \times 2 / 32.4$$

$$Y=8.1 \text{ m}$$

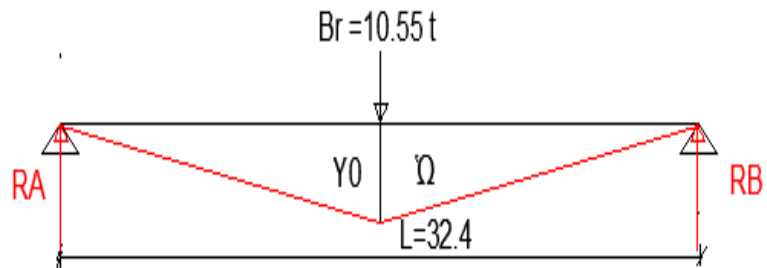
Le moment sera maximal à mi- travée

Sa valeur vaut :

$$M \text{ max}= P \times Y=10.55 \times 8.1 = 85.51 \text{ t.m}$$

$$M0 = M \text{ max} / 7= 85.51/5$$

$$\Rightarrow M0= 12.216 \text{ t.m}$$



Système de charge Bt :

Un seul cas se présente pour la position R par rapport à l'axe médiane.

Par l'application du théorème de Barré :

$$\Sigma M/A = 0 \implies R \cdot 2a = 18.4 \times 1,35$$

$$a = 0,3375\text{m}$$

Y0 (m)	Y1 (m)
8.09	7.435

- Un seul tandem : $P = 18.4 \text{ t} \implies M = (8.09 + 7.43) \times 18.4 = 285.67 \text{ t.m}$
- \implies Deux tandems : $P = 36.8 \text{ t}$
 $M = 571.34 \text{ t.m} .$

$$M0 = M / 7 = 81.62 \text{ t.m}$$

Système militaire MC120.

1 : Moment fléchissant sera nul aux extrémités.

2 : Moment fléchissant à $x=0.5L$

$$Y1 = ab / L = (L/2) (L/2) / L$$

$$= (32.4/2) \times 2 / 32.4$$

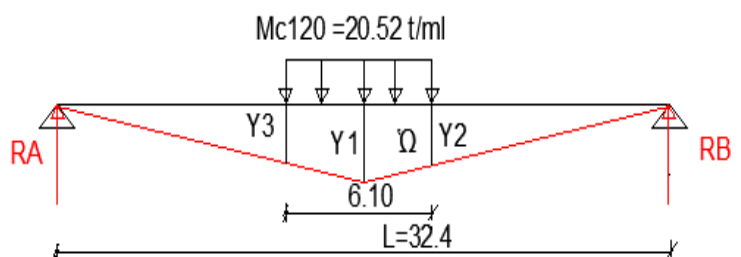
$$Y1 = 8.1 \text{ m}$$

Pour déterminer Y2. On applique théorème de Thales.

$$Y1 / 16.2 = Y2 / (16.2 - 3.05) \Rightarrow$$

$$Y2 = 6.575 \text{ m}$$

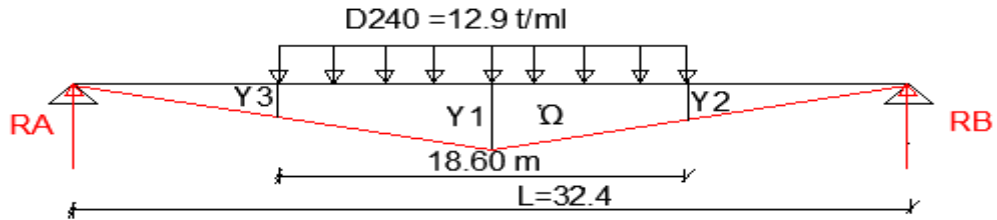
$$S= 2 \times (Y1+Y2) \times 3.05/2= 44.758 \text{ m}^2 .$$



La charge	Surface (S)	M(t.m)	M0 =M/7 (t.m)
20.52	44.758	918.45	131.2070

Tableau n°7 : moment du au système militaire Mc120 pour X=L/2

Charge exceptionnelle D240 :



C'est une charge repartie longitudinalement sur une longueur de 18.6m et transversalement sur une largeur de 3.2 m.

$$P0 = 240 / 18,6 = 12,9 \text{ t}$$

$$Y0 = (16.2)^2 / 32.4 = 8.1 .$$

$$Y1 = (8.1 \times 6.9) / 16.4 = 3.40$$

Y0 (m)	Y1 (m)	Y2 (m)
8.1	3.40	3.40

$$M = 2 \times (8.1 + 3.4) / 2 \times 12,9 \times 9,3 = 1379.655 \text{ t. m}$$

Moment revenant à chaque poutre :

$$M0 = M / N = 1379.655 / 7 = 197.09 \text{ t m (pas de pondération) .}$$

Surcharge sur trottoirs :

1 : Moment fléchissant sera nul aux extrémités.

2: Moment fléchissant à $x=0,5L$:

$$Y0 = (a \times b) / L = (L/2) \times 2 / L$$

$$= (32.4/2) \times 2 / 32.4 = 8.1 \text{ m}$$

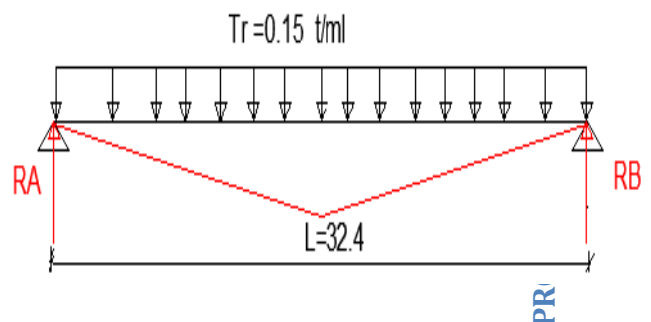
$$\Omega = (Y0 \times L/2) = 8.1 \times (32.4/2) = 131.22 \text{ m}^2 .$$

✚ un trottoir chargé : $Q = 0,15\text{t/ml}$

$$M1 = 0,15 \times 131.22 = 19.683 \text{ t.m}$$

- Moment revenant à chaque poutre :

$$M0 = M1 / 7 = 2.81 \text{ t.m.}$$



☛ deux trottoirs chargés :

$$Q = 0,30 \text{ t/ml}$$

$$M_2 = 0.30 \times 131.22 = 39.366 \text{ t.m}$$

-Moment revenant à chaque poutre : $M_0 = 39.366/7 = 5.623 \text{ t.m}$.

Moments de surcharge du trottoir à 0.5 L

désignation	Surcharges (t/ml)	M (t.m)	M0 =M / 7 (t.m)
1 trottoir chargé	0.15	19.683	2.81
S trottoirs chargés	0.3	39.366	5.623

Tableau n°8 : moment du aux surcharges sur trottoirs pour X=L/2

II. Effort tranchant:

a) Effort tranchant dû au poids propre :

Effort tranchant pour x = 0,00L :

$$T_{\max} = R_a = R_b = L \cdot q / 2.$$

Désignation		Surcharge	Mmax (t.m)	M0= M/7
Poids propre	G	2.945	380.58	54.368
trottoirs	1 trottoir	0.15	19.683	2.81
	2 trottoirs	0.3	39.366	5.623
A (L)	1 Voie	3.64	477.6408	68.2344
	2 Voies	7.28	955.2816	136.4688
Bc	1 File	2.3048	423.38	60.48
	2 files	4.6096	923.74	131.96
Bt		36.8	571.34	81.62
Br		10.55	85.51	12.215
MC120		44.758	918.45	131.2070
D240		12.903	1379.655	197.09

Tableau n°9 : moment dus aux surcharges pour X=L/2

$$T_{\max} = 32.4 \times 20.0031 / 2 = 324.05 \text{ t}$$

$$T_{\max/poutre} = 324.05/7 = 46.29 \text{ t}$$

b) Efforts tranchants dus aux surcharges:

Surcharge A(L) :

$$T_{max} = R_a = R_b = Lq / 2.$$

☛ Une voie chargée : A (1L) = 3,64 t/ml.

$$T_{max} = R_a = R_b = 32.4 \times 3.64 / 2 = 58.968 t.$$

$$D'o\grave{u} : T_{max} / poutre = 58.968 / 7 = 8.424 t.$$

☛ Deux voies chargées : A (2L) = 7,28 t/ml.

$$T_{max} = R_a = R_b = 7.28 \times 32.4 / 2 = 117.936 t.$$

$$D'o\grave{u} : T_{max} / poutre = 117.936 / 7 = 16.848 t.$$

Surcharge sur trottoirs :

$$T_{max} = R_a = R_b = Lq / 2.$$

☛ Un trottoir chargé : P1 = 0,15 t/ml.

$$T_{max} = 0.15 \times 32.4 / 2 = 2.43 t.$$

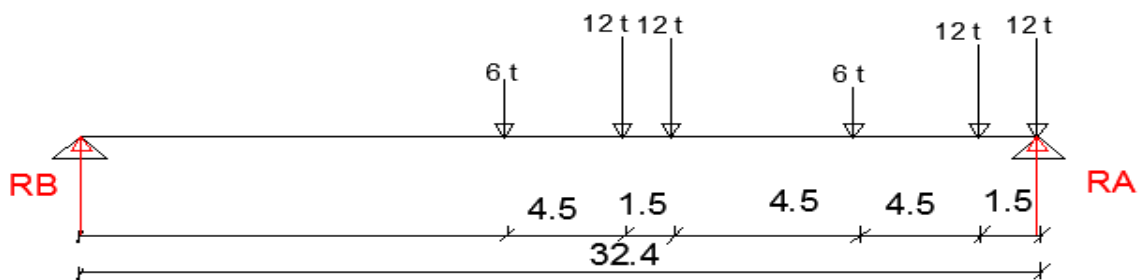
$$D'o\grave{u} : T_{max} / poutre = 2.43 / 7 = 0,347 t$$

☛ Deux trottoirs chargés : P2 = 0.30 t/ml.

$$T_{max} = 0.30 \times 32.4 / 2 = 4.86 t$$

$$D'o\grave{u} : T_{max} / poutre = 4.86 / 7 = 0.694 t.$$

Surcharge du type Bc:



$$R_A = (1 / 32.4) [6 \times 15.9 + 12 \times 20.4 + 12 \times 21.9 + 6 \times 26.4 + 12 \times 30.9 + 12 \times 32.4]$$

$$R_A = 46.94 t \implies R_B = 60 - R_A \implies R_B = 13.06 t$$

L'effort tranchant à x=0 :

$$T_A = R_A - 12 = 34.94 t$$

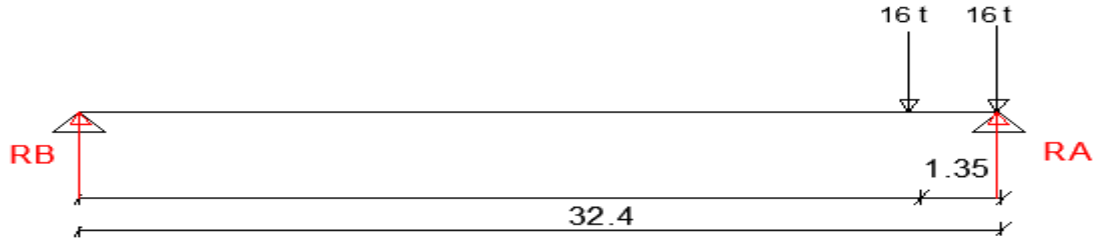
✚ Un file:

$$T_{\max} = 34.94 \times 1.1 \times 1.1524 = 44.29 \text{ t. D'où : } T_0 = 44.29 / 7 = 6.327 \text{ t.}$$

✚ Deux files:

$$T_{\max} = 2 \times 34.94 \times 1.2 \times 1.1524 = 96.635 \text{ t. D'où : } T_0 = 96.635 / 7 = 13.80 \text{ t.}$$

Système de charge B_t :



$$R_A = (1/32.4)[16 \times 32.4 + 16 \times 31.05] = 31.333 \text{ t}$$

$$R_A = 31.333 \text{ t} \implies R_B = 32 - R_A \implies R_B = 0.667 \text{ t}$$

L'effort tranchant à $x=0$:

$$T_A = R_A - 16 = 15.33 \text{ t}$$

✚ Un tandem :

$$T_{\max} = 15.33 \times 1 \times 1.15 = 17.63 \text{ t}$$

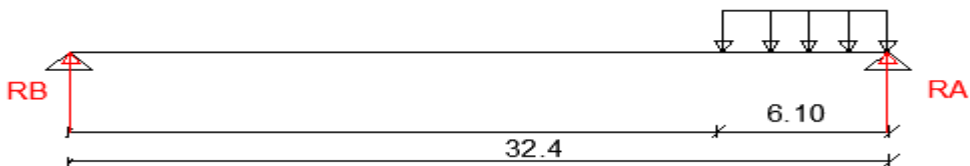
$$\text{D'où } T_{\max} / \text{poutre} = 17.63 / 7 = 2.52 \text{ t}$$

✚ Deux tandems :

$$T_{\max} = 2 \times 15.33 \times 2 \times 1.15 = 70.518 \text{ t}$$

$$T_{\max} / \text{poutre} = 70.518 / 7 = 10.074 \text{ t}$$

Charge militaire M_c120 :



$$R_A = (1/32.4)[110 \times (32.4 - 3.05)] = 99.645 \text{ t}$$

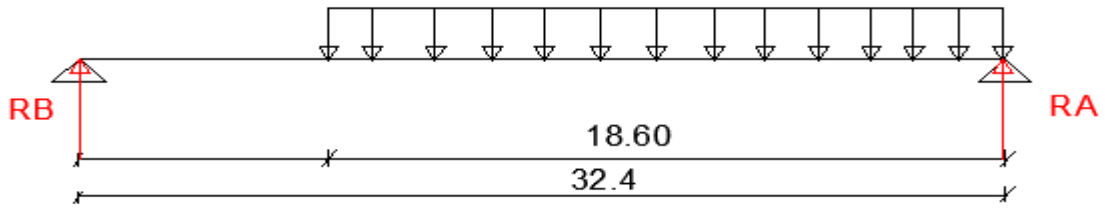
$$R_B = 110 - R_A \implies R_B = 10.355 \text{ t}$$

L'effort tranchant à $x=0$:

$$T_{\max} = R_A \times \delta_{M_c120} = 99.645 \times 1.1383 = 113.426 \text{ t}$$

$$\text{D'où } T_{\max} / \text{poutre} = 16.204 \text{ t}$$

Convoi exceptionnel D240 :



$$RA = 1 / 32.4 (240 \times (32.4 - 9.3)) = 171.111 \text{ t}$$

$$RB = 240 - RA \implies RB = 68.889 \text{ t}$$

$$T_{\max} = RA = 171.111 \text{ t} \quad \text{d'où } T_{\max} / \text{poutre} = 24.444 \text{ t}$$

Désignation		Surcharges (t/ml) ou (t)	Pour x = 0,00l	
			T _{max} (t)	T _{max/poutre}
Poids propre		20.0031	324.05	46.293
Surcharge A(l)	1 voie	3,64	58.968	8.424
	2 voies	7.28	117.936	16.848
Trottoirs	1 trottoir	0.15	2.43	0,347
	2 trottoirs	0.30	4.86	0.694
Surcharge B _c	1 file	60	44.29	6.327
	2 files	120	96.635	13.80
Surcharge B _t	1 tandems	32	17.63	2.52
	2 tandems	64	70.518t	10.074
Convois M _{c120}		110	113.426	16.204
Convois D240		240	171.111	24.444

Tableau récapitulatif des efforts tranchant : pour x = 0.00L

III. moment fléchissant et effort tranchant dus aux surcharges à x=0.25 L :

a) système A(l)

1^{ère} cas : une voie chargée

$$A_{(1L)} = 3.64 \text{ t/ml}$$

✚ L'effort tranchant:

$$RA = RB = A_{(1L)} \times \frac{L}{2} = 3.64 \times \frac{32.4}{2} = 58.968 \text{ t}$$

$$T(L/4) = RB - A_{(1L)} \times \frac{L}{4} = 58.968 \text{ t} - 3.64 \times \frac{32.4}{4} = 29.484 \text{ t}$$

$$T(L/4) = 29.484 \text{ t}$$

✚ Moment fléchissant:

$$M (L/4) = RA \times (L/4) - A_{(1L)} \times 8.12 = 238.82 \text{ t.m}$$

2^{ème} cas : deux voies chargées

$$A_{(2L)} = 7.28 \text{ t/ml}$$

✚ L'effort tranchant:

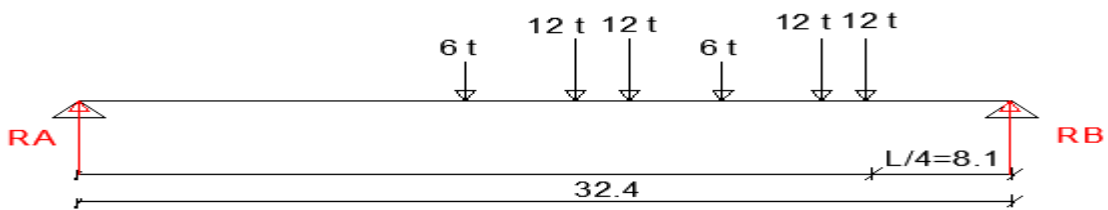
$$T (L/4) = 58.968 \text{ t}$$

✚ Moment fléchissant:

$$M (L/4) = 477.64 \text{ t.m}$$

b) Système Bc

✚ L'effort tranchant :(x = L/4)



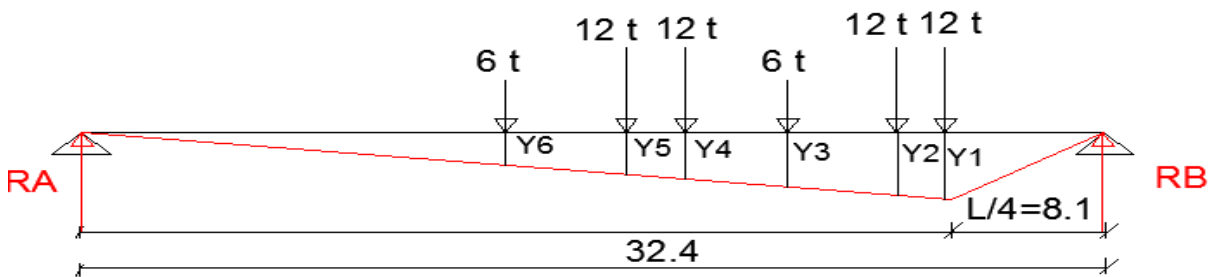
1^{ère} cas : une file de B_c

$$T(L/4) = RB \times b_c \times \delta_1 = 31.94 \times 1.2 \times 1.1524 = 44.175 \text{ t.}$$

2^{ème} cas : deux files de Bc

$$T(L/4) = RB \times b_c \times n \text{ voies} \times \delta_2 = 31.94 \times 1.1 \times 2 \times 1.1524 = 80.988 \text{ t.}$$

✚ Moment fléchissant :(x=L/4).



$$x = 0,25 L = 8.1 \text{ m}$$

1^{ère} Cas :

$$Y1 = a \times b/L$$

$$Y1 = (8.1 \times 24.3) / 32.4 = 6.075$$

$$Y2 = (6.075 \times 22.8) / 24.3 = 5.7$$

$$Y3 = (5.7 \times 18.3) / 22.8 = 4.575$$

$$Y4 = (4.575 \times 13.8) / 18.3 = 3.45$$

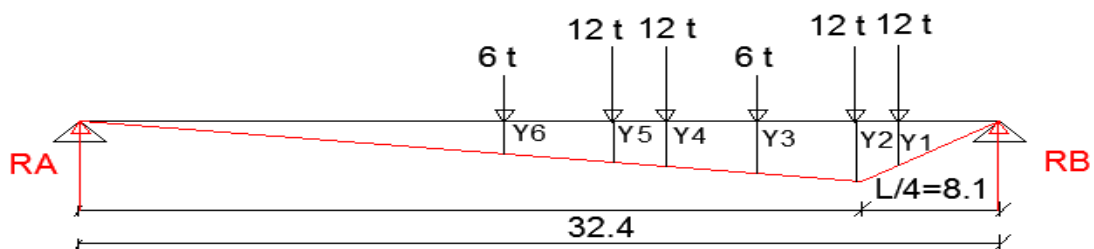
$$Y5 = (3.45 \times 12.3) / 13.8 = 3.075$$

$$Y6 = (3.075 \times 7.8) / 12.3 = 1.95$$

Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6
6.075	5.7	4.575	3.45	3.075	1.95

$$M = 6.075 \times 12 + 5.7 \times 12 + 4.575 \times 6 + 3.45 \times 12 + 3.075 \times 12 + 1.95 \times 6 = 258.75 \text{ t.m}$$

- 2^{ème} Cas :



$$Y2 = a \times b/L$$

$$Y2 = (8.1 \times 24.3) / 32.4 = 6.075$$

$$Y1 = (6.075 \times 6.6) / 8.1 = 4.95$$

$$Y3 = (19.8 \times 6.075) / 24.3 = 4.95$$

$$Y4 = (15.3 \times 4.95) / 19.8 = 3.825$$

$$Y5 = (13.8 \times 3.825) / 15.3 = 3.45$$

$$Y6 = (9.3 \times 3.45) / 13.8 = 2.325$$

Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6
4.95	6.075	4.95	3.825	3.45	2.325

$$M = 4.95 \times 12 + 6.075 \times 12 + 4.95 \times 6 + 3.825 \times 12 + 3.45 \times 12 + 2.325 \times 6 = 263.25 \text{ t.m}$$

Donc le cas le plus défavorable c'est le 2^{ème} cas.

$$M_{bc1F} = 333.99 \times b_C \times \delta_{bc} = 263.25 \times 1.1 \times 1.1524 = 333.7062 \text{ t.m}$$

$$M_{bc2F} = 333.99 \times b_C \times \delta_{bc} \times 2 = 263.25 \times 1.2 \times 1.1524 \times 2 = 728.08 \text{ t.m}$$

Nbr de files chargées	M (t.m)	M0(t.m)=M/7
1	333.7062	47.67
2	728.08	104.012

Tableau n°11 : moment du au système BC pour X=L/4

c) Système Bt :

L'effort tranchant: à (x=L/4) :

1^{ere} cas : un tandem de Bt

$\sum M/B=0$ donc on a :

$$RA \times 32.4 = 16 \times 8.1 + 16 \times 9.45$$

$$\text{Donc } RA = 8.66 \text{ t}$$

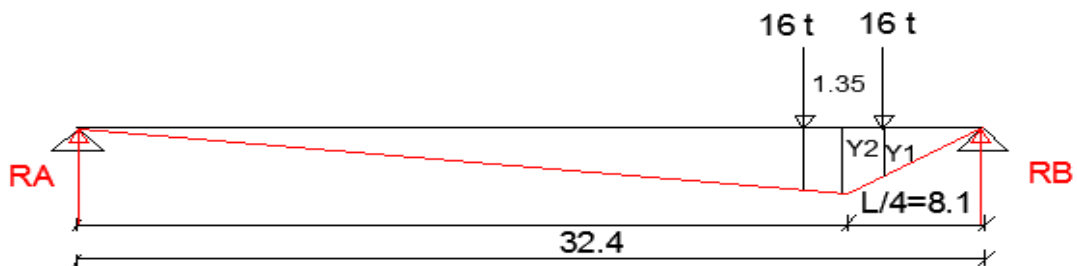
$$RB = 32 - 8.66 = 23.73 \text{ t}$$

$$T(1Bt) P = RB \times bt \times \delta_1 = 23.73 \times 1.00 \times 1.15 = 27.293 \text{ t}$$

2^{eme} cas : deux tandems de Bt

$$T(2Bt) P = RB \times bt \times nb \text{ voies} \times \delta_2 = 23.73 \times 1.00 \times 2 \times 1.15 = 54.586 \text{ t}$$

Moment fléchissant : " théorème de MR BARRES " (x=L/4)



$$a = 8.1 \text{ m} ; \quad b = 24.3 \text{ m}$$

$$Y = (axb)/L = 6.075$$

$$Y1 = (6.075 \times 7.425) / 8.1 = 5.5687.$$

$$Y2 = (23.625 \times 6.075) / 24.3 = 5.90.$$

$$\Sigma Y1 = 11.475.$$

Un tandem :

$$M1=16 \times 1,15 \times 11.475= 211.14 \text{ t.m}$$

Deux tandems :

$$M2=2 \times 16 \times 1,15 \times 11.475=422.28 \text{ t.m}$$

Moment revenant à chaque poutre :

Nombre tandems	M	M0=M/7
1	211.14	30.162
2	422.28	60.325

Tableau n°12 : moment du au système Bt pour X=L/2

d) Système Br :

l'effort tranchant: à (x=L/4)

$$T(\text{Br}) = RB \times \delta_1=7.50 \times 1.055 = 7.9125 \text{ t}$$

Moment fléchissant:

$$M\left(\frac{L}{4}\right)=RB \times 7.5 = 60.75 \text{ t.m}$$

$$M \text{ max}=MBt1 \times \delta_1=60.75 \times 1.055= 64.09 \text{ t.m}$$

e) Système M_{c120} .

L'effort tranchant:(x=L/4)

$\sum M/B=0$ donc on a :

$$RA \times 32.4=110 \times 11.15$$

$$\text{Donc } RA =37.855 \text{ t}$$

$$RB= 110-37.855=72.145 \text{ t.}$$

$$T (L/4) =RB \times \delta_1=72.145 \times 1.1383 = 82.122 \text{ t}$$

Moment fléchissant: (x=L/4)

$$M (L/4) = (RB \times 11.15-18.03 \times 3.05) \times \delta_1 = 749.41 \text{ t.m}$$

f) système D 240.

L'effort tranchant: ($x=L/4$).

$\sum M/B=0$ donc on a :

$$RA \times 32.4 = 240 \times 17.4 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } RA = \frac{240 \times 17.4}{32.4} = 128.88 \text{ t}$$

$$RB = T (L/4) = 111.11 \text{ t.}$$

Moment fléchissant: à ($L/4$)

$$RA = 171.11 \text{ t}$$

$$M \left(\frac{L}{4} \right) = RA \times \frac{32.4}{4} - 12.903 \times 8.1 \times 8.1/2 = 962.70 \text{ t.m}$$

g) surcharge de trottoir:

1^{ere} cas : un trottoir chargé :

$$\text{Trottoir de } 1.00 \text{ m et charge de } 0.150 \text{ t / m}^2 \text{ donc : } Tr (1\text{t}) = 1.00\text{m} \times 0.150\text{t} = 0.15 \text{ t/ml}$$

L'effort tranchant: à ($x=L/4$).

$$RA = 2.505 \text{ t}$$

$$T = RA - 0.15 \times 8.1 = 1.29 \text{ t.}$$

Moment fléchissant: à ($x=L/4$) .

$$M \left(\frac{L}{4} \right) = RA \times 8.1 - 0.15 \times 8.12/2$$

$$= 2.505 \times 8.1 - 0.15 \times 8.12/2 = 15.37 \text{ t.m.}$$

2^{eme} cas : deux trottoirs chargés

L'effort tranchant: à ($x=L/4$).

$$T = 1.29 \times 2 = 2.58 \text{ t.}$$

Moment fléchissant: à ($x=L/4$)

$$M \left(\frac{L}{4} \right) = 15.37 \times 2 = 30.74 \text{ t.m.}$$

Tableau des sollicitations au point $x = L/4$ dus aux charges est surcharges

Les charges et Les surcharges		L'effort tranchant T(t) à (L/4)	L'effort Tranchant T0(t) à (L/4) par poutre	Moments (t.m)	Moment par poutre M0 (t.m)	
Charge Permanente	G	47.6953	6.8136	291.1788	41.60	
Surcharge A(L)	1 voie	29.484	4.212	238.82	34.117	
	2 voies	58.968	8.424	477.64	68.234	
Surcharge B	Bc	1 file	44.175	6.31	333.7065	47.67
		2 files	80.988	11.57	728.08	104.012
	Bt	1 tandem	27.293	3.899	211.14	30.162
		2 tandems	54.586	7.798	422.28	60.325
	Br	7.9125	1.13	64.09	9.155	
Convoi	Mc120	82.122	11.73	749.41	107.06	
	D240	111.11	15.872	962.70	137.53	
Surcharge de trottoir	1 trottoir	1.29	0.184	15.37	2.195	
	2 trottoir	2.58	0.368	30.74	4.39	

Tableau n°10 : tableau récapitulatif des efforts tranchants et moments pour $X=0.25L$

A. LA REPARTITION TRANSVERSALE DES MOMENT FLECHISSANTS

1. INTRODUCTION :

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement ,il reste à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicités) transversalement et longitudinalement.

a) Longitudinalement .

La section dangereuse sera déterminée en appliquant le théorème de barré.

b) Transversalement :

Il existe plusieurs méthodes de calcul elles sont en fonction de la rigidité transversale du tablier, et on peut distinguer [la méthode de Guyon Massonnet](#) .

La méthode de Guyon –Massonnet est une méthode de calcul des dalles ou de réseaux de poutres. Largement employée pour le calcul des tabliers de ponts. initialement développée pour les dalles isotropes. elle fut ensuite étendue au cas des dalles orthotropes. Cependant, elle nécessite un certain nombre d'adaptation pour le calcul des ouvrages réels. Adaptations dans le détail desquelles nous n'entrerons guère dans la mesure où une documentation technique abondante existe sur ce sujet.

2.PRINCIPE DE LA METHODE :

On considère une travée indépendante, de portée L , de largeur $2b$, dont l'ossature est constituée par une poutraison croisée de m poutres longitudinales (portée L l'espacement L_1) et de n entretoise (portée $2b$, espacement b_1) intermédiaire, disposés transversalement. toutes la poutre sont identiques et caractérisées par leur rigidité de flexion $B_p = EI_p$ et leur de rigidité torsion $C_p = GK_p$. de même, toutes les entretoises sont identiques et également caractérisés par leur rigidité de flexion $B_E = EIE$ et leur rigidité de torsion $C_E = GK_E$. la structure est rapportée au repère Oxy .

Ce réseau de poutres est assimilé à une dalle droite orthotrope formant travée indépendante, possédant donc deux bords libres (selon Ox) et deux bords simplement appuyés (selon Oy). L'hypothèse de base de la méthode consiste à admettre que le coefficient de poisson du matériau constitutif, supposé homogène, est nul. Cette hypothèse est plus ou moins contestable, mais, dans la mesure ou le but de la méthode est de déterminer la partition des efforts dans les différents parties de la structure et ou les variations de ces efforts ne sont pas très importants, l'erreur qui en résulte peut être considérée comme négligeable.

L'équation différentielle des dalles orthotropes, dans le cas du problème considéré, peut se mettre sous la forme :

$$\rho_p \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (\gamma_p + \gamma_E) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q(x,y).$$

Dans cette expression, $w(x, y)$ représente la déformée de la dalle, comptée positivement suivant l'axe Oz, $q(x, y)$ est la densité de charge par unité de surface, également comptée positivement suivant Oz.

$$\rho_p = \frac{B_p}{b_1} \quad \cdot \quad \rho_E = \frac{B_E}{L_1}$$

L'hypothèse de nullité du coefficient de poisson simplifie beaucoup l'expression des sollicitations puisque : $M_x = -\rho_p \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$; $M_y = -\rho_E \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$; $M_{xy} = \nu_p \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$
 $M_{yx} = -\nu_E \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$.

Ainsi, on remplace la structure réelle discontinue par une structure fictive continue ayant pour rigidités les valeurs moyennes que possèdent ces rigidités dans la structure réelles .les précédentes notations (M_x , M_y , M_{xy} , M_{yx}) sont les notations habituelles de la théorie des plaques.

Si le tablier est formé de poutres dont la résistance à la torsion est négligeable, le coefficient ($\nu_p + \nu_E$) est pratiquement nul . Au contraire, si le pont est une dalle isotrope, on a :

$$\rho_p + \rho_E = \rho \quad \text{et} \quad \nu_p + \nu_E = 2 \nu$$

Les structures réelles ayant un comportement intermédiaire entre ces deux comportements particuliers, l'équation différentielle de la dalle orthotrope est mise sous la forme :

$$\rho_p \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\alpha \sqrt{\rho_p \rho_E} \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q(x,y)$$

Avec : $\alpha = \frac{\nu_p + \nu_E}{2\sqrt{\rho_p \rho_E}}$ (Paramètre de torsion)

par ailleurs, on peut montrer que le fonctionnement du tablier est complètement défini par ce paramètre α et le paramètre d'entretoisement θ défini par :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\rho_p / \rho_E} .$$

Pour analyser de manière approchée l'effet de la répartition transversale des charges, on admet qu'elle est la même que si ces charges se réduisaient au premier terme de leur développement en série de fourrier suivant l'axe de la dalle : $q(x, y) = q_1(y) \sin \pi x / L$ et il a été démontré que cette approximation était suffisante pour les objectifs recherchés.

Lors de chargement, elle consiste pour chaque efforts à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges ($e=b$; $e=3/4 b$; $e= 1/2 b$; $e=1/4 b$; $e=0$).

Et pour les neufs section de la largeur de la dalle ($y = \pm b$; $y = \pm 3/4 b$; $y = \pm 1/2 b$; $y = \pm 1/4 b$; $y = 0$).

On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts ; l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

Ainsi on pourra déterminer les facteurs de répartition transversales ($\kappa_\alpha, \varepsilon_\alpha, \mu_\alpha$) et les sollicitations (moments fleurissants, efforts tranchants) avec exactitude dans n'importe quelle partie du tablier.

3.CALCUL LE COEFFICIENT K :

Le coefficient de répartition transversale K est défini comme étant le rapport :

$$K(y, e) = \frac{W(y, e)}{W_n}$$

$W'(y, e)$: la déformée de la dalle dus à une charge "unitaire " en lame de couteau $q'(x, y) = 1 \sin \frac{\pi x}{L}$

W_n : la déformée de la dalle du à une même charge répartie sur la largeur $2b$ de la dalle avec la densité $1/2b$ le long de Oy.

Le coefficient K dépend de la valeur du paramètre d'entretoisement, de la valeur du paramètre de torsion α et, bien évidemment, de y et de e. l'étude numérique de nombreux cas a permis de montrer que, si l'on fait seulement varier α , le coefficient K obéit avec une très bonne approximation à la loi d'interpolation suivante :

$$K_\alpha = K_\alpha + (K_1 - K_0) \alpha$$

Ou K_1 et K_0 représentent les valeurs de K pour $\alpha=1$ et 0 respectivement. Ces valeurs peuvent être directement lues dans les tables de valeurs numériques, en fonction de différents valeurs de paramètre d'entretoisement, pour les valeurs de e/b et y/b.

Les valeurs de K pour $\alpha = 0$; $\alpha = 1$ et $1 \leq \theta \leq 2$ sont données dans les tableaux de Guyon-Massonnet. Pour une valeur intermédiaire il y'a lieu d'interpoler
 Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où $0 < \alpha < 1$ on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler.

$$\text{Si } 0 \leq \theta \leq 0.1 \quad K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.05}$$

$$\text{Si } 1 \leq \theta \leq 2 \quad K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.5}$$

$$\text{Si } 0.1 \leq \theta \leq 1 \quad K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^\beta$$

$$\text{Où } \beta = 1 - e^{(0.065 - \theta)/0.665}$$

Dans le cas où θ calculée ne figure pas dans le tableau on doit faire une interpolation, et si la poutre en question se trouve entre deux sections dont les lignes d'influence sont connues on peut aussi faire une interpolation.

- * Pour une charge répartie uniformément sur tout le pont « poids propre » $K=1$.
- * Pour les surcharges concentrées : la valeur $K\alpha$ est l'ordonnée de ligne d'influence dans le point d'application de la charge, $K\alpha$ moy sera la moyenne entre les $K\alpha$ de chaque force :

$$K\alpha \text{ moy} = (\sum P_i K_i / \sum P_i) = \sum K_i / n$$

K_i : l'ordonnée de K au droit de la charge P_i .

n : nombre de roues chargées.

- * Pour les surcharges réparties :

$$K\alpha \text{ moy} = (\text{surface de la ligne d'influence surchargée} / \text{largeur surchargée})$$

La surface est calculée par la méthode d Simpson ou des trapèzes .

4. Calcul des paramètres α et θ :

a) Moment d'inertie équivalente à prendre pour les calculs :

Comme la poutre est à inertie variable, l'inertie à prendre en compte pour le calcul est donné par la formule suivante :

$$I_p = I_0 + 8 (I_m - I_0) / 3\pi$$

I_0 : moment d'inertie de la section d' about = 23 134 256.31 cm⁴.

I_m : moment d'inertie de la section médiane. = 18 468 466.67 cm⁴

Donc : $I_p = 19 173 811.06$ cm⁴.

b) Rigidité flexionnelle de la poutre :

$\rho_p = E I_p / b_0$; avec $b_0 = 1.50$ m.

$\rho_p = E \times 19 173 811.06 / 150 = 12 7825.40 E$.

c) Rigidité flexionnelle de la dalle :

$$I_G = (b d^3 / 12) = 100 \times (25)^3 / 12.$$

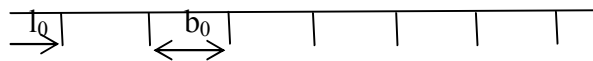
$$I_G = 130\,208.33 \text{ cm}^4.$$

$$\rho E = \rho D = E \times I_D / b = 1302.0833 E$$

d) Paramètre d'entretoisement :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\rho D / \rho E}.$$

avec : $2b = (n-1) b_0 + 2 l_0 \rightarrow b = 1/2(6 \times 1.50 + 2 \times 0.5) = 5 \text{ m}.$



$$\theta = \frac{5}{33.4} \sqrt[4]{127825.4 E / 1302.0833 E}$$

$$\theta = 0.47$$

e) Paramètre de torsion :

Calcul de la section simplifiée :

* Table de compression à mi- travée :

S1 : la surface de la table

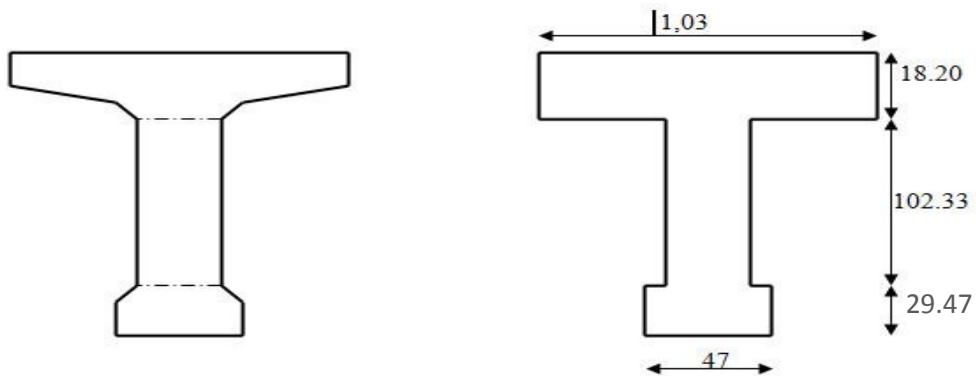
$$S1 = 27 \times 21 + 2 \times 6 \times 10 + 2 \times 11 \times 41 + 2(10 \times 10) / 2 + 2(6 \times 31) / 2 = 1874.6 \text{ cm}^2$$

$$h_1 = S1 / 103 = 18.20 \text{ cm} \quad \text{largeur de la table : } 103 \text{ cm}$$

* le talon :

$$S2 = 21 \times 35 + 2 \times 13 \times 15 + 2(13 \times 20) / 2 = 1385 \text{ cm}^2.$$

$$h_2 = S2 / 47 = 29.47 \text{ cm}.$$



f) La rigidité de torsion de la poutre :

Calcul de la rigidité torsionnelle de la poutre et la dalle part unité de largeur

$$\gamma_p = C_p / b_0$$

$$C_p = (G/3) \times (\sum b_i h_i^3 + b_0 h_0^3 / 2).$$

h_0 : hauteur de l' hourdis.

b_0 : entraxe

$$C_p = (G/3) \times (47 \times (29.47)^3 + 103 \times (18.20)^3 + 102.33 \times (21)^3 + 150 \times (25)^3 / 2).$$

$$C_p = 1314473.28G .$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson dépend de la nature des matériaux ; pour le béton précontraint il est recommandée de prendre $\nu = 0.20$.

$$G = 0.4166 E , C_p = 547609.569 E$$

$$\gamma_p = 547609.569E / 150 = 3650.73E .$$

g) Rigidité torsionnelle de la dalle.

$$\gamma_E = C_E / I_0$$

$$C_E = C_D = 2GI_E$$

Avec :

I_E : inertie de la dalle

$$I_E = I_D = (b d^3 / 12) = 100 \times (25)^3 / 12.$$

$$I_G = 130 208.33 \text{ cm}^4.$$

$$G = [E / 2 (1 + \nu)] ; G = 0.4166 E.$$

$$C_E = 2 \times 0.4166 E \times 130 208.33 = 108489.58 E.$$

$$\gamma_E = 108489.58E / 100 = 1084.89E$$

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}} = \frac{3650.73 + 1084.89}{2\sqrt{127825.40 \times 1302.08}}$$

$$\alpha = 0.183$$

Conclusion :

$\theta = 0.47$ et $\alpha = 0.183$

$0.1 < \theta \leq 1 \implies K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^\beta$

$\beta = 1 - e^{(0.065 - \theta)/0.665}$

$K\alpha = K_0 + 0.397 (K_1 - K_0)$.



P I : $y = 0.00$ m

P II : $y = 1.50$ m

P III : $y = 3.00$ m

P IV : $y = 4.50$ m

$K_0 \quad \theta = 0.45$.

$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	+0.735	+0.881	+1.019	+1.130	+1.178	+1.130	+1.019	+0.881	+0.735
b/4	+0.073	+0.349	+0.624	+0.890	+1.130	+1.314	+1.414	+1.467	+1.506
b/2	-	-0.1402	+0.238	+0.624	+1.109	+1.414	+1.785	+2.106	+2.406
3b/4	-	-0.6060	-0.1402	+0.349	+0.881	+1.467	+2.106	+2.774	+3.434
b	-	-1.0640	-0.5152	+0.073	+0.735	+1.505	+2.406	+3.434	+4.549

Tableau n°1 : tableau des valeurs de coefficient K_0 pour $\theta = 0.45$ et $\alpha = 0$

$K_0 \quad \theta = 0.50$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	+0.620	+0.828	+1.027	+1.187	+1.257	+1.187	+1.027	+0.828	+0.620
b/4	-0.0021	+0.311	+0.622	+0.922	+1.187	+1.372	+1.433	+1.425	+1.396
b/2	-0.5198	-0.1466	+0.231	+0.622	+1.027	+1.433	+1.803	+2.098	+2.361
3b/4	-0.9828	-0.5703	-0.1466	+0.311	+0.828	+1.425	+2.098	+2.812	+3.514
b	-1.4286	-0.9828	-0.5198	-0.0021	+0.620	+1.396	+2.361	+3.514	+4.798

Tableau n°2 : tableau des valeurs de coefficient K0 pour $\theta = 0.50$ et $\alpha = 0$

$K_0(0.47) \quad \theta = 0.47$

$$K_0(0.47) = K_0(0.45) + [K_0(0.50) - K_0(0.45)] \times \frac{0.47 - 0.45}{0.50 - 0.45}$$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	0,689	0,8601	1,022	1,153	1,209	1,153	1,022	0,860	0,689
b/4	0,0429	0,3341	0,6235	0,9031	1,1533	1,3374	1,4223	1,4503	1,4623
b/2	-0,517	-0,1427	0,2354	0,6235	1,0765	1,4223	1,792	2,1030	2,388
3b/4	-1,031	-0,5917	-0,1427	0,3341	0,8601	1,4503	2,1030	2,7894	3,466
b	-1,531	-1,0315	-0,5170	0,0429	0,6894	1,4622	2,3881	3,466	4,649

Tableau n°3 : tableau des valeurs de coefficient K0 pour $\theta = 0.47$ et $\alpha = 0$

$\theta = 0.45 \quad (\alpha = 1) \quad k_1$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	0.8933	0.9458	1.0032	1.0577	1.0850	1.0577	1.0032	0.9458	0.8933
b/4	0.7355	0.8029	0.8804	0.9688	1.0577	1.1214	1.1318	1.1152	1.0938
b/2	0.6142	0.6881	0.7748	0.8804	1.0032	1.1318	1.2405	1.3013	1.3400
3b/4	0.5202	0.5969	0.6881	0.8029	0.9458	1.1152	1.3013	1.4809	1.6291
b	0.4418	0.5202	0.6142	0.7355	0.8933	1.0938	1.3400	1.6291	1.9476

Tableau n°4 : tableau des valeurs de coefficient K1 pour $\theta = 0.45$ et $\alpha = 1$

PROMO 2012

$\theta = 0.50 \quad (\alpha=1) \quad k1$

$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	0.8609	0.9276	1.0028	1.0767	1.1146	1.0767	1.0028	0.9276	0.8609
b/4	0.6834	0.7617	0.8547	0.9642	1.0767	1.1557	1.1603	1.1293	1.0937
b/2	0.5516	0.6326	0.7308	+0.8547	+1.0028	+1.1603	+1.2911	+1.3544	+1.3876
3b/4	+0.4538	+0.5340	+0.6326	+0.7617	+0.9276	+1.1293	+1.3544	+1.5704	+1.7409
b	+0.3751	+0.4538	+0.5516	+0.6834	+0.8609	+1.0937	+1.3876	+1.7409	+2.1362

Tableau n°5 : tableau des valeurs de coefficient K1 pour $\theta = 0.50$ et $\alpha=1$

$\theta = 0.47 \quad K1(0.47).$

$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	0,88034	0,93852	1,00304	1,0653	1,09684	1,0653	1,00304	0,93852	0,88034
b/4	0,71466	0,78642	0,87012	0,96696	1,0653	1,13512	1,1432	1,12084	1,09376
b/2	0,58916	0,6659	0,7572	0,87012	1,00304	1,1432	1,26074	1,32254	1,35904
3b/4	0,49364	0,57174	0,6659	0,78642	0,93852	1,1208	1,32254	1,5167	1,67382
b	0,41512	0,49364	0,58916	0,71466	0,88034	1,0937	1,3590	1,67382	2,02304

Tableau n°6 : tableau des valeurs de coefficient K1 pour $\theta = 0.47$ et $\alpha=1$

$K1(0.47) = K1(0.45) + [K1(0.50) - K1(0.45)] \times \frac{0.47 - 0.45}{0.50 - 0.45}$

$\theta = 0.47 \quad K\alpha = K0 + 0.397 (K1 - K0).$

$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	0,7652	0,8913	1,0148	1,1184	1,1651	1,1184	1,0148	0,8913	0,7652
b/4	0,3096	0,5137	0,7214	0,9285	1,1184	1,2571	1,3115	1,3195	1,3160
b/2	-0,0779	0,1783	0,4426	0,7214	1,0474	1,3115	1,5817	1,7932	1,9796
3b/4	-0,4260	-0,129	0,1783	0,5137	0,8913	1,3195	1,7932	2,2842	2,7545
b	-0,7588	-0,426	-0,077	0,3096	0,7652	1,3160	1,9796	2,7545	3,6065

Tableau n°7 : tableau des valeurs de coefficient $K\alpha$ pour $\theta = 0.47$ et $(K1, K0)$

Calcul du coefficient K pour chaque poutre.

(Par interpolation arithmétique)

$\frac{y}{e}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
P I	0,7652	0,8913	1,0148	1,1184	1,1651	1,1184	1,0148	0,8913	0,7652
P II	0,2321	0,44662	0,66564	0,88708	1,1042	1,26798	1,36554	1,41424	1,44872
P III	-0,2171	0,05506	0,33688	0,63832	0,98496	1,3147	1,6663	1,9896	2,28956
P IV	-0,6256	-0,3075	0,02458	0,39124	0,81564	1,3174	1,90504	2,56638	3,2657

Tableau n°8 : tableau des valeurs de coefficient $K\alpha$ pour chaque poutre

désignation		M0t.m	Poutre I		Poutre II		Poutre III		Poutre IV		
			Ka moy	M(t) moment réel	Ka moy	M(t) moment réel	Ka moy	M(t) moment réel	Ka moy	M(t) moment réel	
Surcharge A(L)	1V	68.2344	1.0418	71.0866	1.3046	89.0186	1.5170	103.511	1.697	115.793	
	2V	136.4688	1.0418	142.1732	1.0315	140.7675	1.7537	239.325	1.3289	181.353	
Surcharge B	BC	1V	60.48	1.0299	62.288	1.331	80.4988	1.5862	95.933	1.7484	105.743
		2V	131.96	1.0788	142.3584	1.1877	156.7288	1.248	164.686	1.2361	163.115
	BT	1V	40.81	1.0469	42.724	1.3097	53.4488	1.52	62.0312	1.6321	66.606
		2V	81.62	1.0786	88.0353	1.1192	91.349	1.1211	91.504	1.1047	90.165
	BR	12.216	1.1651	14.2328	1.2659	15.4642	1.7956	21.935	2.9581	36.136	
	Convoi	Mc120	131.207	1.0850	142.36	1.0572	138.712	0.9852	129.265	0.8593	112.746
D240		197.09	1.1332	223.3423	1.0856	213.96	0.9796	193.07	0.8012	157.908	
Surcharge de trottoir	1T	2.81	0.826	2.3210	1.4486	4.07	2.1919	6.16	3.0152	8.472	
	2T	5.623	0.826	4.6446	0.8832	4.9662	1.1501	6.467	1.7568	9.878	

Tableau n°9 : tableau du moment fléchissant réel à $x=L/2$ pour les différentes poutres

désignation		M0t.m	Poutre I		Poutre II		Poutre III		Poutre IV		
			Kα moy	M(t) moment réel	Kα moy	M(t) moment réel	Kα moy	M(t) moment réel	Kα moy	M(t) moment réel	
Surcharge A(L)	1V	34.117	1.0418	35.543	1.3046	44.509	1.5170	51.755	1.697	57.896	
	2V	68.234	1.0418	71.086	1.0315	70.383	1.7537	119.662	1.3289	90.676	
Surcharge B	BC	1V	47.67	1.0299	49.095	1.331	63.448	1.5862	75.614	1.7484	83.346
		2V	104.012	1.0788	112.208	1.1877	123.535	1.248	129.807	1.2361	128.569
	BT	1V	30.162	1.0469	31.576	1.3097	39.503	1.52	45.846	1.6321	49.227
		2V	60.325	1.0786	65.066	1.1192	67.515	1.1211	67.63	1.1047	66.641
	BR	9.155	1.1651	10.666	1.2659	11.59	1.7956	16.438	2.9581	27.081	
Convoi	Mc120	107.06	1.0850	116.16	1.0572	113.183	0.9852	105.475	0.8593	91.996	
	D240	137.53	1.1332	155.849	1.0856	149.302	0.9796	134.724	0.8012	110.189	
Surcharge de trottoir	1T	2.195	0.826	1.813	1.4486	3.179	2.1919	4.811	3.0152	6.618	
	2T	4.39	0.826	3.626	0.8832	3.877	1.1501	5.049	1.7568	7.712	

Tableau n°10 : tableau du moment fléchissant réel à $x=L/4$ pour les différentes poutres

Détermination de la poutre la plus sollicitée.

COMBINAISON DE CHARGE					
		P1	P2	P3	P4
ELS	G+1,2(A +Tr)	556.771	555.470	675.540	610.068
	G+1,2(Bc +Tr)	556.993	574.624	585.973	588.183
	G+1.2Mc120	551.422	547.044	535.708	515.885
	G+D240	603.932	594.550	573.659	538.498
ELU	1,35G+1,6(A +Tr)	748.705	746.970	907.064	819.767
	1,35G+1,6(Bc +Tr)	749.002	772.508	787.641	790.587
	1,35G+1,35Mc120	705.982	701.057	688.304	666.003
	1,35G+1,35D240	815.308	802.643	774.440	726.973

Tableau n°11 : tableau des combinaisons de charge

Après avoir déterminer le moment fléchissant dus aux charges et surcharges, on détermine le moment maximum qui est donné à ELS par la combinaison suivante :

$$M \max = G+1.2(A(l)+Tr)$$

$$M \max = 675.540 \text{ t.m}$$

B. LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS TRANCHANT :

les coefficients du répartition ε_{α} ε'_{α} :

L'effort tranchant sera calculé de la même méthode que celle utilisé pour le moment fléchissant.

Les coefficients ε_{α} et ε'_{α} dépendent de θ et α , dans les tableaux de Guyon –Massonnet sont données les valeurs de ε_0 , ε_1 , ε'_1 qui correspondent à $\alpha= 0$ et $\alpha=1$.pour θ ne figurant pas dans les tableaux on doit faire une interpolation.

La détermination des coefficients ε_{α} se fait comme celle des $K\theta$,mais avec quelques spécifications.

a) En section sur appui : on utilisera ε'_1 obtenue par interpolation entre $\varepsilon'_0=\varepsilon_0$ et $\varepsilon'_1 \neq \varepsilon_1$.

b) En section courantes : on utilisera ε_{α} obtenu par interpolation entre ε_0 et ε_1 interpolation se fera comme suit :

$$\varepsilon_{\alpha} = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0)\alpha \quad \text{si} \quad |y|+|e| \leq 3/4b .$$

$$\varepsilon_{\alpha} = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0)\sqrt{\alpha} \quad \text{si} \quad |y|+|e| > 3/4b .$$

Sur appui il suffira de remplacer ε_{α} par ε'_1 .

$$\begin{aligned} \theta = 0.47 \quad \varepsilon_0 = \varepsilon_0 \quad \varepsilon_0(0.47) \\ = \varepsilon_0(0.40) + [\varepsilon_0(0.50) - \varepsilon_0(0.40)] \frac{0.47-0.40}{0.50-0.40} \end{aligned}$$

e \ y	-b	-3/4b	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	0,1086	0,13637	0,16281	0,18413	0,19337	0,18413	0,16281	0,13637	0,10861
b/4	0,00615	0,0528	0,09917	0,14402	0,18413	0,21348	0,22658	0,23039	0,23160
b/2	-0,0822	-0,0227	0,03739	0,09917	0,16281	0,22658	0,2855	0,33462	0,37956
3b/4	-0,1633	-0,0945	-0,0227	0,0528	0,13637	0,23039	0,33462	0,44434	0,55239
b	-0,2421	-0,1633	-0,0822	0,00615	0,10861	0,23160	0,37956	0,55240	0,74253

Tableau n°12 : tableau des valeurs de coefficient $\varepsilon_0 = \varepsilon_0$ pour $\theta = 0.47$

$$\theta = 0.47 \quad \varepsilon_1(0.47) = \varepsilon_1(0.40) + [\varepsilon_1(0.50) - \varepsilon_1(0.40)] \frac{0.47-0.40}{0.50-0.40}$$

e \ y	-b	-3/4b	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	0,08444	0,11342	0,14954	0,19994	0,27291	0,19994	0,14954	0,11342	0,08444
b/4	0,06713	0,08817	0,11431	0,15053	0,20246	0,27731	0,20553	0,15431	0,11332
b/2	0,05894	0,07498	0,09482	0,12199	0,16030	0,21450	0,2902	0,21666	0,15785
3b/4	0,05869	0,07198	0,08830	0,11026	0,14041	0,18148	0,22117	0,30938	0,22438
b	0,06636	0,07873	0,09381	0,11367	0,13993	0,17386	0,21615	0,26646	0,32240

Tableau n°13 : tableau des valeurs de coefficient ε_1 pour $\theta = 0.47$

$$\theta=0.47 \quad \varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times 0.183 \quad \text{si} \quad |y|+|e| \leq 3/4b .$$

$$\varepsilon_\alpha = \varepsilon_\alpha + (\varepsilon_\alpha - \varepsilon_\alpha) \times 0.4278 \quad \text{si} \quad |y|+|e| > 3/4b$$

e \ Y	-b	-3/4b	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	0,104188	0,126557	0,15713	0,19089	0,22740	0,19089	0,15713	0,12655	0,1041
b/4	0,017314	0,059274	0,105653	0,14680	0,19197	0,24078	0,21757	0,21647	0,2099
b/2	-0,05644	-0,00488	0,047901	0,10893	0,16174	0,22141	0,28644	0,31303	0,3389
3b/4	-0,12273	-0,06405	-0,00245	0,06331	0,13810	0,22144	0,31386	0,41964	0,4923
b	-0,18569	-0,11907	-0,05006	0,02583	0,11434	0,22103	0,34966	0,50007	0,6656

Tableau n°14 : tableau des valeurs de coefficient ε_α pour $\theta = 0.47$

$\theta=0.47$ Calcul du coefficient ε_α pour chaque poutre.

(Par interpolation arithmétique)

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
PI	0,104188	0,126557	0,15713	0,190898	0,227403	0,190898	0,157138	0,126557	0,104188
PII	0,002561	0,046442	0,09410	0,139233	0,185927	0,236914	0,236	0,235784	0,235766
PIII	-0,08296	-0,02855	0,027761	0,090690	0,152286	0,221428	0,297413	0,355682	0,400344
PIV	-0,16051	-0,09706	-0,03101	0,040825	0,123847	0,221200	0,335344	0,467906	0,596338

Tableau n°15 : tableau des valeurs de coefficient ε_α pour chaque poutre

$$\theta = 0.47 \quad \epsilon_1(0.47) = \epsilon_1(0.40) + [\epsilon_1(0.50) - \epsilon_1(0.40)] \frac{0.47-0.40}{0.50-0.40}$$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	0,028959	0,077601	0,139484	0,230221	0,37103	0,230221	0,139484	0,077601	0,028959
b/4	0,020601	0,051283	0,090233	0,147168	0,235252	0,373760	0,229034	0,130320	0,052783
b/2	0,024064	0,044023	0,069214	0,105590	0,161008	0,24676	0,379758	0,222803	0,099556
3b/4	0,038657	0,05290	0,070653	0,095463	0,131584	0,184677	0,262722	0,377260	0,182299
b	0,066363	0,078739	0,093818	0,113673	0,139934	0,173860	0,216152	0,266463	0,322409

Tableau n°16 : tableau des valeurs de coefficient ϵ_1 pour $\theta = 0.47$

$\theta = 0.47 \quad \epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \times 0.183 \quad \text{si} \quad |y| + |e| \leq 3/4b$

$\epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \times 0.4278 \quad \text{si} \quad |y| + |e| > 3/4b$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	0,0333	0,0756	0,1267	0,2010	0,3150	0,2193	0,1652	0,1381	0,0541
b/4	0,0311	0,0586	0,0945	0,1417	0,2135	0,3246	0,2231	0,1494	0,0920
b/2	0,0199	0,0364	0,0573	0,0797	0,1215	0,1862	0,3145	0,1845	0,0824
3b/4	0,0358	0,0561	0,0819	0,1192	0,1950	0,1931	0,2410	0,3248	0,1548
b	0,0573	0,0728	0,0921	0,1188	0,1569	0,2115	0,2191	0,2426	0,2750

Tableau n°17 : tableau des valeurs de coefficient ϵ_α pour $\theta = 0.47$

$\theta=0.47$ Calcul du coefficient ϵ_α pour chaque poutre. (Par interpolation arithmétique)

e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
PI	0,0262	0,0674	0,1124	0,1777	0,2780	0,2107	0,1836	0,1413	0,0607
PII	0,0288	0,0541	0,0871	0,1293	0,1951	0,2969	0,2414	0,1564	0,0901
PIII	0,0262	0,0443	0,0671	0,0955	0,1509	0,1890	0,2851	0,2406	0,1114
PIV	0,0487	0,0661	0,0880	0,1190	0,1722	0,2042	0,2279	0,2755	0,2269

Tableau n°18 : tableau des valeurs de coefficient ϵ_α pour chaque poutre

désignation		T0t.m	poutre 1		poutre 2		poutre 3		poutre 4		
			ϵ_α moy	T(t) réel	ϵ_α moy	T(t) réel	ϵ_α moy	T(t) réel	ϵ_α moy	T(t) réel	
Surcharge A(L)	1V	29.484	0.1719	5.0683	0.2257	6.6545	0.2640	7.7837	0.2964	8.739	
	2V	58.968	0.1719	10.1365	0.1757	10.3606	0.1639	9.6648	0.1707	10.0658	
Surcharge B	BC	1 file	44.175	0.1653	7.3021	0.2354	10.3988	0.277	12.2364	0.30685	13.555
		2 files	80.988	0.182	14.739	0.2064	16.716	0.2096	16.9750	0.2064	16.716
	BT	1 tandem	27.293	0.1725	4.7080	0.2295	6.2637	0.2642	7.2108	0.28385	7.7471
		2 tandems	54.586	0.1426	7.784	0.1891	10.3222	0.1834	10.0110	0.1701	9.2850
	BR	7.9125	0.2274	1.7993	0.2369	1.8744	0.3208	2.5383	0.5852	4.630	
Convoi	Mc120	82.122	0.1813	14.8887	0.1788	14.6834	0.2292	18.8223	0.23635	19.4095	
	D240	111.11	0.2022	22.4664	0.1873	20.8109	0.1562	17.3553	0.1199	13.3220	
Surcharge de trottoir	1T	1.29	0.1126	0.1452	0.2357	0.3040	0.3826	0.4935	0.545	0.7030	
	2T	2.58	0.1126	0.2905	0.1272	0.3281	0.2219	0.5725	0.3400	0.8772	

Tableau n°19 : tableaux du l'effort tranchant réel à $x=0.25L$ pour les différentes poutres

PROM 2011

désignation		To t.m	poutre 1		poutre 2		poutre 3		poutre 4		
			éa moy	T(t) moment réel	éa moy	T(t) moment réel	éa moy	T(t) moment réel	éa moy	T(t) moment réel	
Surcharge	1V	8.424	0.197	1.659	0.2325	1.958	0.2233	1.881	0.2186	1.8419	
	2V	16.848	0.172	2.911	0.2272	3.827	0.1495	2.518	0.137	2.3174	
Surcharge B	BC	1 file	6.327	0.184	1.166	0.2935	1.857	0.221	1.398	0.1854	1.173
		2 files	13.8	0.196	2.7054	0.1944	2.683	0.1749	2.414	0.157	2.166
	BT	1 tandem	2.52	0.195	0.4925	0.2916	0.734	0.2188	0.551	0.1785	0.4498
		2tandem	10.074	0.201	2.033	0.245	2.471	0.329	3.318	0.146	1.473
	BR	10.55	0.278	2.933	0.335	3.539	0.261	2.762	0.203	2.15	
Convoi	Mc120	16.204	0.208	3.385	0.243	3.943	0.196	3.175	0.165	2.674	
	D240	24.444	0.225	5.512	0.254	6.208	0.141	3.446	0.133	3.257	
Surcharge de trottoir	1T	0.347	0.092	0.0322	0.116	0.040	0.163	0.056	0.244	0.0847	
	2T	1.389	0.067	0.0941	0.077	0.108	0.098	0.1366	0.149	0.208	

Tableau n°20 : tableau du l'effort tranchant réel à (x=0.00L) pour les différentes poutres

Détermination de la poutre la plus sollicitée.

COMBINAISON DE CHARGE					
		P1	P2	P3	P4
ELS	G+1,2(A +Tr)	51.328	52.444	50.907	50.752
	G+1,2(Bc +Tr)	51.080	51.071	50.782	50.570
	G+1.2Mc120	51.783	52.452	51.531	50.930
	G+D240	53.233	53.929	51.167	50.978
ELU	1,35G+1,6(A +Tr)	69.232	70.720	68.672	68.464
	1,35G+1,6(Bc +Tr)	68.902	68.890	68.504	68.223
	1,35G+1,35Mc120	68.994	69.746	68.709	68.033
	1,35G+1,35D240	71.864	72.805	69.076	68.820

Tableau n°21 : tableau des combinaisons de charge

Après avoir déterminé l'effort tranchant dus aux charges et surcharges, on a déterminé l'effort tranchant qui est donné à ELS par la combinaison suivante :

$$T_{\max} = T(G)+T(D240)$$

$$T_{\max} = 53.929 \text{ t.}$$

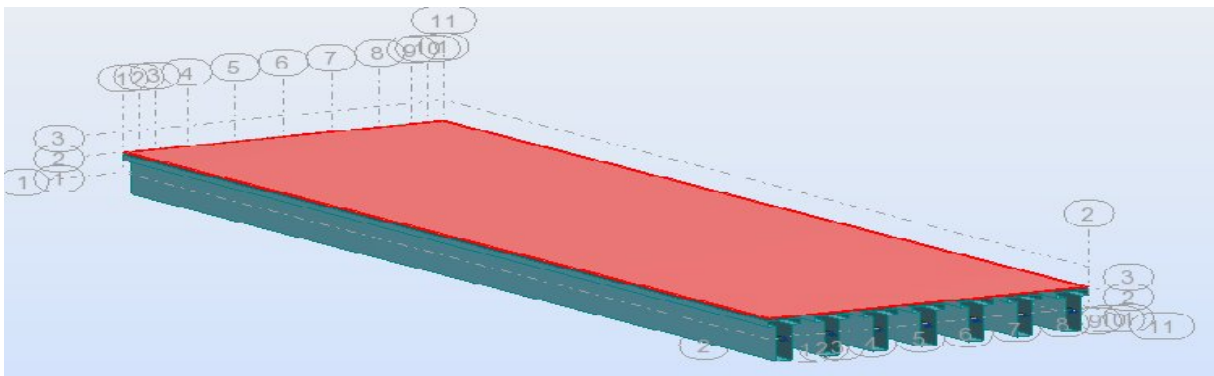
C. Vérification Automatique

Après le calcul des sollicitation manuellement et les répartirent transversalement sur toute la largeur de tablier avec la méthode de GUYON MASSONNET , on vient pour vérifier les valeurs à l' aide d' un logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2011.

Le calcul des sollicitation avec le robot est basé sur une méthode purement numérique (la méthode des élément finis) sur laquelle on discrétise le corps a des petites élément ont des dimensions bien définis .

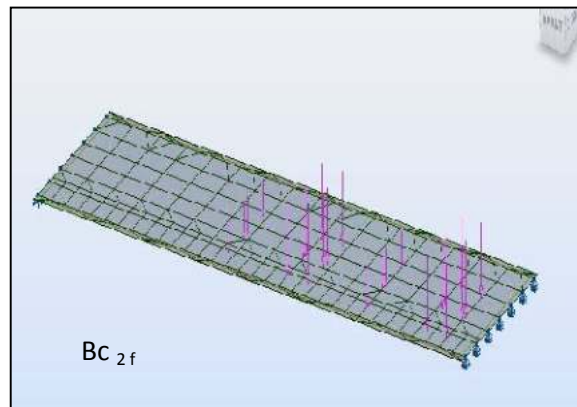
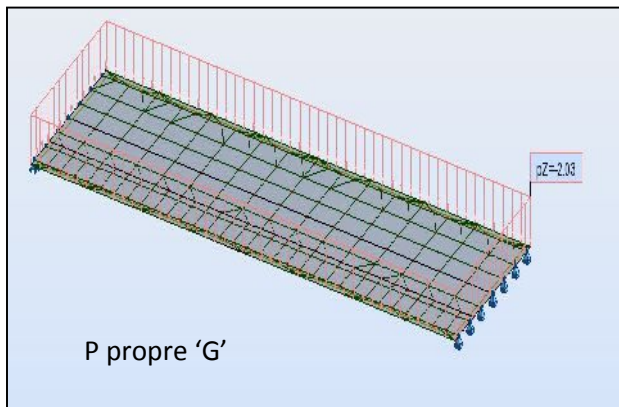
Le calcul selon le logiciel ROBOT se fait en plusieurs étapes .

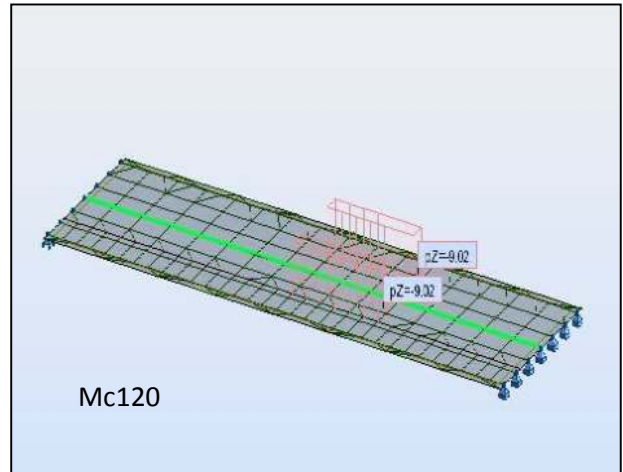
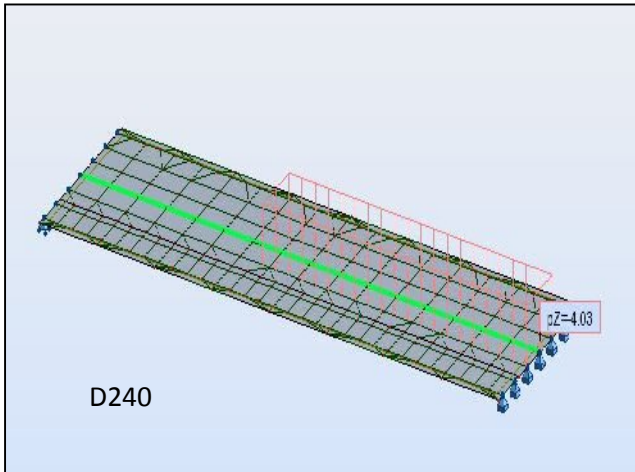
1^{ère} étape : la modélisation de tablier et les appuis :



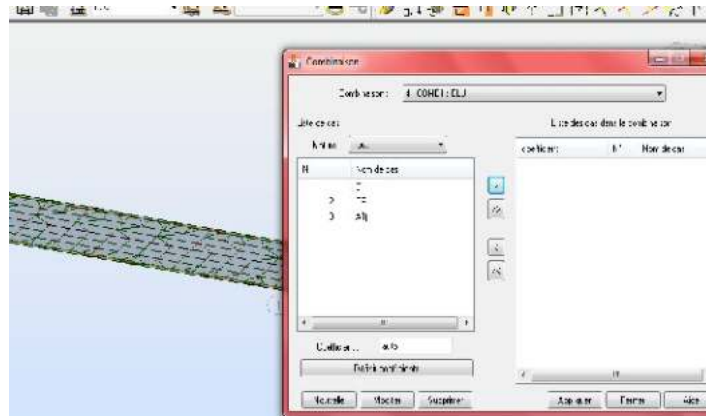
le tablier a été modalisé comme étant un grillage de sept (7) poutres ‘barres ‘ espacés de $e = 1.5$ m dans le sens (OY) d’une portée de 32.40 m suivent (OX) la forme de la section n’ a pas vraiment un sens cas le pont est isostatique ; les poutres sont surmontées par une dalle minces de poids négligeable .

2^{ème} étape : Définir les charges et le chargement :





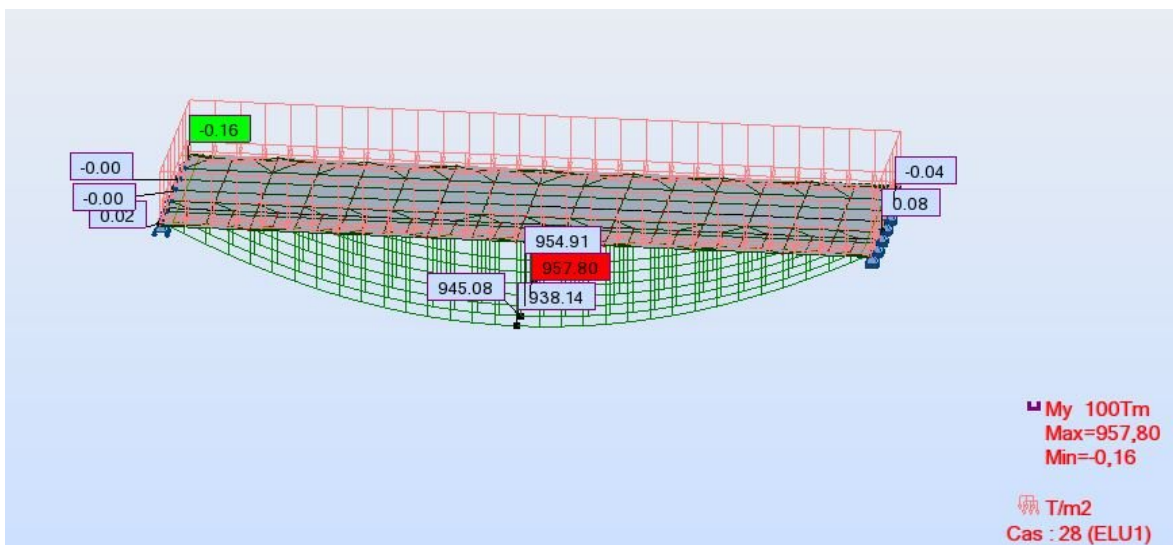
3^{ème} étape : combinaison et pondération des charge et surcharge .



4^{ème} étape : l'analyse et calcul .

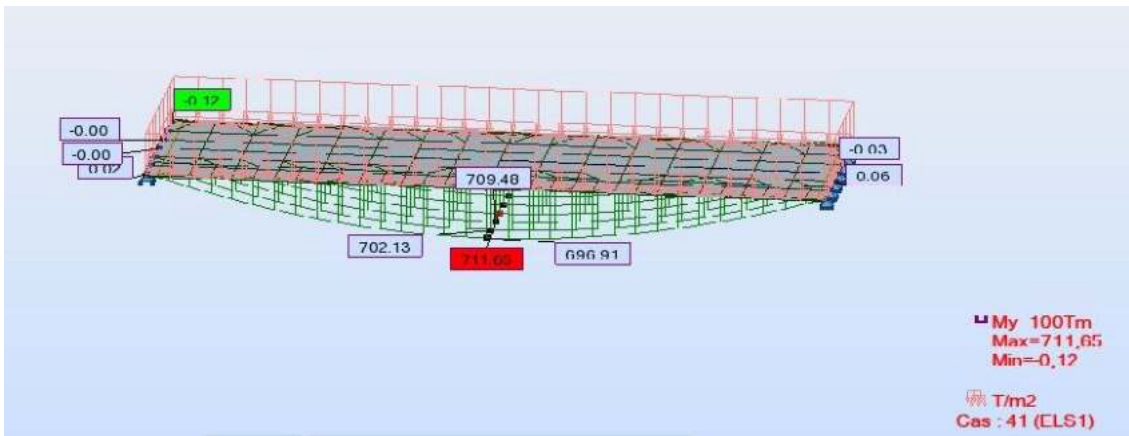
5^{ème} étape : les résultats

Diagramme des moment fléchissant max à L'ELU



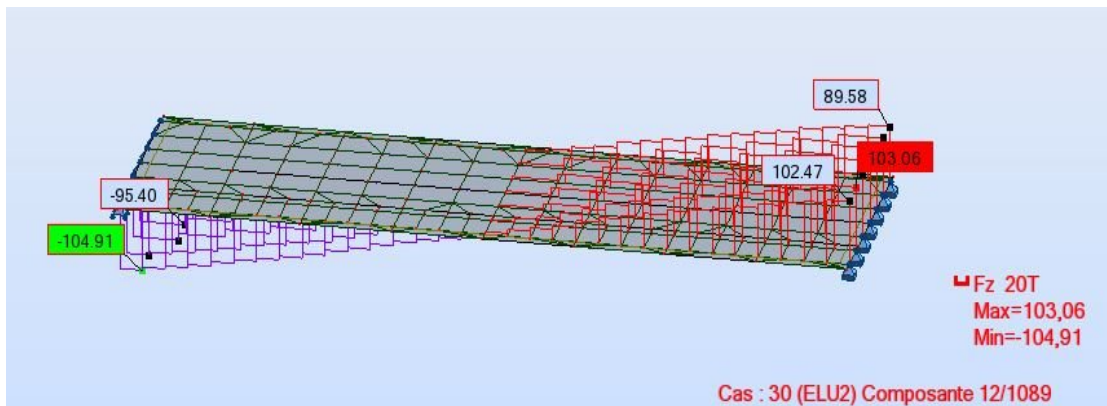
Le moment fléchissant $M_{max} = 957.80 \text{ t.m}$

Diagramme des moment fléchissant max à l'ELS

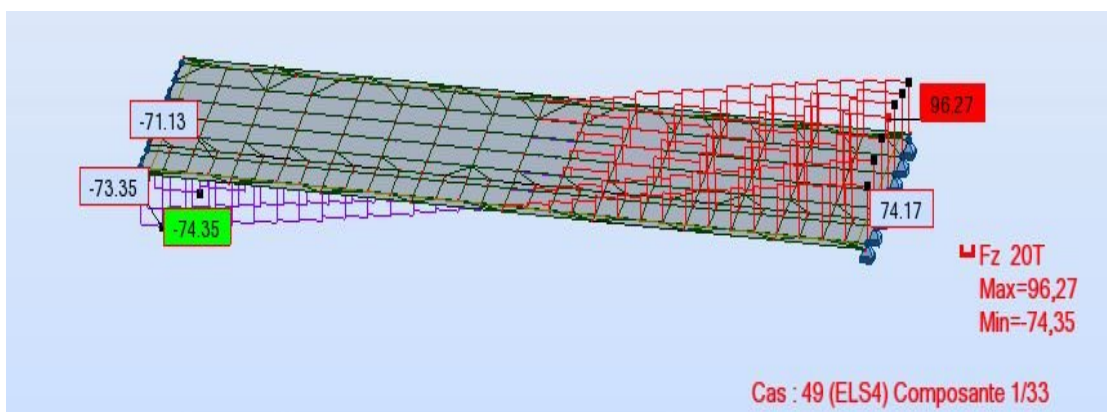


Le moment fléchissant $M_{max} = 711.65 \text{ t.m}$

Diagramme des efforts tranchants max à l'ELU



$T_{max} = 103.06 \text{ t.}$



$T_{max} = 96.27 \text{ t.}$

Après avoir déterminé les éléments de réduction (moment fléchissant et effort tranchant max), on a bien remarqué que les résultats en deux méthodes de calculs sont approchés avec un petit écart, et cela du principalement ou différence dans les hypothèses de calcul.

1) INTRODUCTION :

Comme le béton armé, le béton précontraint associe béton et armatures, mais il s'en différencie de façon fondamentale dans son principe. En 1928, Eugène Freyssinet eut l'idée géniale qui révolutionna le monde de la construction en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le **béton précontraint**.

Il définissait ainsi la précontrainte : « Pré contraindre une construction, c'est la soumettre avant application des charges à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération. »

La précontrainte, en effet, a pour but de soumettre le béton lors de sa fabrication à des contraintes préalables permanentes de compression. Une fois l'ouvrage en service, ce gain en compression va s'opposer aux contraintes de traction créées par les charges appliquées à l'ouvrage (poids propre, charge d'exploitation, charge climatique, etc.). Le béton, matériau qui présente une faible résistance à la traction, se trouve ainsi utilisé au mieux de ses possibilités en ne travaillant qu'en compression.

La précontrainte est appliquée au béton grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte. Lorsque l'on tend les câbles, ils vont par réaction appliquer un effort de compression au béton.

L'intensité de la précontrainte à mettre en œuvre dépend évidemment des tractions auxquelles il faudra s'opposer et des raccourcissements instantanés et différés du béton.

2) Procédés de la précontrainte :

Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la « post-tension ». Ce type de précontrainte consiste en la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton, une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre le câble et le béton.

3) Calcul de la précontrainte

La détermination de la force de précontrainte exercée en permanence par un câble doit tenir compte de deux phases successives :

- **Phase de mise en tension**

Le calcul de la contrainte de traction de l'acier du câble sur toute sa longueur permet de déterminer la valeur à obtenir pour les allongements à la mise en tension ; complété par la prise en compte des rentrées de clavettes aux ancrages et le raccourcissement instantané du béton, il fournit la valeur initiale de la force de précontrainte le long du câble.

- **Variation dans le temps de la tension dans le câble**

Le calcul de la valeur finale de cette tension doit tenir compte des raccourcissements différés du béton dus au retrait et au fluage ainsi que de la relaxation d'acier. Cette valeur est à introduire dans le calcul de l'ouvrage.

- **Mise en œuvre des câbles et ancrages**

Les cloches d'ancrage et les trompettes avec le frettage sont fixés au coffrage au moyen de deux vis de la plaque d'about préfabriquée, l'utilisation des plaques d'ancrages préfabriquées a pour rôle d'assurer la diffusion de la précontrainte. Les pièces sont exécutées avec un béton de haute qualité.



La zone d'ancrage des câbles

Figure N°1 : Mise en œuvre des câbles et ancrages

de précontrainte doit être spécialement conçue pour que les forces de précontrainte soient transmises à l'ouvrage en toute sécurité, et pour que les mises en tension puissent se faire facilement. Les fiches sur les ancrages et celles sur les dispositions constructives contiennent les informations et recommandations valables pour chaque type et notamment : la distance minimale admissible entre axes des ancrages et entre ces axes et le parement le plus proche, ainsi que les dégagements à prévoir derrière l'ancrage pour la mise en place du vérin de mise en tension. Le tracé du câble doit répondre aux indications du calcul et aux exigences d'une bonne exécution. Il faut éviter des variations brusques de courbures. Pour le respect de ses limites, on procède à la fixation de la gaine car il est important de la maintenir sur des supports à intervalles suffisamment rapprochés pour que le tracé reste régulier malgré les sollicitations exercées sur la gaine par le bétonnage.

- **Programme de mise en tension des câbles :**

Un câble de précontrainte est mis en tension en exerçant, à l'aide d'un vérin une force donnée, à chaque extrémité (deux ancrages actifs) ou à une seule extrémité seulement (un ancrage actif et un autre passif). Cette force est généralement choisie égale au maximum admissible en fonction des prescriptions du fournisseur et de la section d'acier. L'ordre de mise en tension des câbles fait partie de l'étude. Il doit être mis au point après vérification des phases provisoires de construction. Une attention particulière sera portée aux résistances du béton nécessaires, en fonction des sections les plus sollicitées de l'ouvrage et des zones d'ancrage des câbles. Lors de la mise en tension à 100%, le béton sous les plaques d'ancrage doit avoir une résistance min à 28 jours de $0.9 f_{c28}$.

- Montage de la précontrainte

En général, les câbles sont mis en place par tirage.

Les différentes phases d'exécution sont les suivantes :

- * Pose de gaines ;
- * Montage des ancrages ;
- * Mise en place des torons. (Par tirage, par enfilage) ;
- * Pré blocage des ancrages fixés ;
- * Bétonnage ;
- * Mise en tension des câbles ;
- * Coupe des sur longueurs ;
- * Injection ;
- * Cachetage des ancrages.

Les torons sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe, le vérin prend appui sur ' plaque d'about '. Les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte, pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble. Après l'opération de précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être injecté au coulis de ciment dans

le but de réaliser aussi l'adhérence entre l'acier et le béton de même que la protection de l'acier contre la corrosion, l'injection est effectuée au moyen des coiffes d'injection fixées aux ancrages ou de raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement (trompette) après réalisation du cachetage définitif.

- Injection des câbles :

Pour assurer une meilleure adhérence (acier - béton) et par conséquent une bonne transmission de contraintes ; Ainsi une protection du câble de précontrainte, ce dernier est injecté par un coulis de ciment. Cette injection se fait à partir des tubes ou événements dont la position est choisie en fonction de la géométrie et de la longueur du câble. Dans le cas courant, il y a un événement à chaque ancrage et à chaque point haut du câble, ces derniers ayant aussi pour fonction de permettre l'évacuation de l'air repoussée par le coulis d'injection. La recette d'un coulis de ciment est bien préparée pour assurer une bonne adhérence entre câble et béton.

4) Calcul le nombre des câbles:

NB : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre avec hourdis à mi-travée .

A. Evaluation de la précontrainte :

i. Cas de section sous critique et critique :

Le segment de passage est limité à un point $-C_i - \frac{M_m}{PI} = e_0 = C_s - \frac{MM}{PI}$

d'où on tire :

$$PI = \frac{MM - M_m}{C_s + C_i}$$

et comme :

$$C_s = \frac{\rho V_s [1 - B \sigma_{i2}]}{PI}$$

$$C_i = \rho V_i [1 - \frac{B \sigma_{s1}}{PI}]$$

$$C_i = \rho V_i [1 - \frac{B \sigma_{s1}}{PI}]$$

$$B = \frac{I}{\rho V_s V_i}$$

On obtient :

$$PI = \frac{(MM - M_m) + \frac{I}{V_i} \sigma_{i2} + \frac{I}{V_s} \sigma_{s1}}{\rho h}$$

ii. Cas de section sur critique :

Dans notre cas les moments sont positifs.

$$e_0 = C_s - \frac{MM}{PI} = - (V_i - d_i)$$

d'où on tire

$$PII = \frac{MM + \frac{I}{V_i} \sigma_{i2}}{V_i + \rho V_s - d_i}$$

La valeur minimale de précontrainte :

$$P_{MIN} = \sup (PI, PII)$$

Tell que :

σ_{s1} : contrainte limite à la fibre supérieure sous chargement 1 (P et Mm)

σ_{s2} : contrainte limite à la fibre supérieure sous chargement 2 (P et MM)

σ_{i1} : contrainte limite à la fibre inférieure sous chargement 1 (P et Mm)

σ_{i2} : contrainte limite à la fibre inférieure sous chargement 2 (P et MM)

MM : moment maximum dus aux poids propre plus la charge extérieur la plus grande.

Mm : moment maximum dus au poids propre.

I: l'inertie nette de la section.

B nette: Section nette

$B_{nette} = 0,84151 \text{ m}^2$.

d' : 10 % de la hauteur

$d' = 175 - 0.9 \times 175 = 17.5 \text{ cm}$

p : Rendement mécanique de la section est de 39.6 %.

$V' = S/\Delta / B_{nette} = 117.33 \text{ cm}$

$V = h - V' = 57.67 \text{ cm}$

$h = 1.75 \text{ m}$

$\sigma_{bt} = -0.6 - 0.06 \times f_{c28} = -0.06 - 0.06 \times 35 = -2.7 \text{ MP a}$

$M_{max} = M_g + M_Q = 675.54 \text{ t} \cdot \text{m} = 6.7554 \text{ MN} \cdot \text{m}$

$M_{min} = M_g = 380.59 \text{ t} \cdot \text{m} = 3.8059 \text{ MN} \cdot \text{m}$

$I_{nette} = 18468466.67 \text{ cm}^4 = 0.1846846667 \text{ m}^4$

$C' = 2 \times d' = 0.3 \text{ m}$

iii. Application numérique :

Si on suppose que : $\sigma_{s1} = \sigma_{i2} = 0$

alors on a:

$P_I = \frac{6.7554 - 3.8059}{0.396 \times 1.75} = 4.256 \text{ MN}$

$P_{II} = \frac{6.7554}{0.396 \times 0.5767 + 1.1733 - 0.17} = 5.48 \text{ MN}$

Donc: $P_{MIN} = \text{SUP} (P_I, P_{II}) = 5.48 \text{ MN}$

iv. Aciers de précontrainte :

$P_{II} > P_I$: notre section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontière qui coupe la zone d'enrobage, donc on peut constater les économies obtenues sur l'effort de précontrainte lorsqu'on tolère des contraintes de traction dans le béton

($\sigma_{s1} = \sigma_{i2} < 0$).

* Acier classe 1770 : d'après les tableaux de BPEL :

Contrainte de la rupture assurée $f_{prg} = 1770 \text{ MP a}$

Contrainte minimale de l'élasticité $f_{peg} = 1570 \text{ MP a}$

* La section minimale d'un câble :

$A_p = \frac{1.35 \times g^2}{8 \times Z_p \times f_{yp}} = \frac{1.35 \times 20.003 \times 33.4^2}{8 \times 1.35 \times 1770} = 1575.886 \text{ mm}^2$

1575.886/139 "section d'un toron" = 11.33 torons. Donc un câble de 11 T 15

Pour des obligations de fabrication; il est recommander d'utiliser les câbles « 12 T 15 »

De section 12 x 139 = 1668 mm² .

12T15 :câble de 12 torons de diamètre 15.2 mm.

Nature de l'armature	Diamètre nominale (mm)	Section nominale (mm ²)	Poids nominal (kg/m)	Caractères garantis	classe		
					Classe	Classe	Classe
Torons 7 fils « standard »	15.2	139	1.091	F _{peg} (MPa)= F _{prg} (MPa)=	14	1583	1660
	(0.6 pouce) T15				89		
					16		
					70		

Tableau n°1 : les caractéristiques des câbles 12T15

L'évaluation de la force exercée sur le câble est comme suit :

$$P_0 = \min \{ (0.8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0.9 \times f_{peg} \times A_p) \} = \min \{ (2.36) ; (2.35) \}$$

$$P_0 = 2.35 \text{ MN}$$

Si on a estimé les pertes de précontrainte à 20% de P₀

On aura :

$$P_{\min} \leq 0.80 \times N \times P_0 = 2.91, \text{ donc } N = 3 \text{ câbles de 12T15.}$$

v. Détermination du nombre de câbles à l'about :

a) Les Caractéristiques de la poutre seule à mi travée:

$$d' = 0.15\text{m. } h = 1.5\text{m. } e_0 = -(v' - d') = -69.17 \text{ cm.}$$

$$\text{Section nette : } B = 4852.6 \text{ cm}^2$$

$$V' = S/\Delta / B = 84.17 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 65.83 \text{ cm.}$$

$$I_{GN} = I/\Delta - B \times V^2 = 10637950.51 \text{ cm}^4$$

$$\rho = I_{GN} / (V \times V' \times B) = 0.396$$

$$\rho = 39.6 \%$$

b) La vérification des contraintes concentrées au niveau d'about:

On a:

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 2.7 \text{ MPa}$$

Pour la fibre supérieure

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{MIN}} V}{I_{GN}} + P \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{I_{GN}} \right) \geq -1.5 \times f_{t28}$$

Pour la fibre inférieure

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_{\text{MIN}} (-V)}{I_{GN}} + P \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_0 (-V)}{I_{GN}} \right) \leq 0.6 \times f_{c28}$$

AN :

$$\sigma_{\text{sup}} = 23.55 + P (-2.22) \geq -4.05$$

$$\sigma_{\text{inf}} = -30.11 + P (7.283) \leq 21$$

Alors : $P = 6.917 \text{ MN}$.

$$P_0 = 2.35 \text{ MN}.$$

$$N = P / P_0 = 2.94 \approx 3 \text{ câbles de } 12T15.$$

vi. Vérification des contraintes normales :

On utilisant la formule suivante:

$$\sigma = M_p.V / I_{GN} + N/B_n + M_g.V / I_{GN} \leq \sigma_{\text{max}}.$$

Telles que :

σ : contrainte supérieure (σ_{sup}) ou contrainte inférieure (σ_{inf}) selon V et V' ;

F : force de précontrainte ($F = P_0 \times \text{pertes en } \% \times \text{mise en tension } \%$) ;

MP : moment dû à la précontrainte ($M = F \times \text{le nombre de câbles considérés} \times e$) ;

N : effort de la précontrainte ($N = \text{nombres de câbles} \times F$) ;

Mg : moment dû au poids propre ;

σ_{max} : contraintes maximale ;

NB : Les caractéristiques géométriques à prendre sont la section à mi travée de la poutre seule.

Les contraintes normales exercées sur l'ancrage peuvent pas être constantes à cause de la poutre qui subit des charges variables avec le temps de durée de vie de l'ouvrage «mise en tension ; mise en place ; mise en service », que nous oblige de faire la vérification sur plusieurs étapes.

1. La vérification se fait selon les cinq étapes suivantes :

Première étape :

Après le septième jour (7 jours), la mise en tension est 50 %.

Les pertes considérées estimées à 10 %.

$$f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log(j+1) = 21.65 \text{ Mpa} = 216.5 \text{ bars}.$$

$$\sigma_{\text{max}} = 129.90 \text{ bars} (\sigma_{\text{max}} = 0,6 f_{cj}) \text{ en construction}.$$

Deuxième étape :

La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours.

Les pertes considérées sont de 20 %.

$$f_{cj} = 35 \text{ MPa} = 350 \text{ bars}.$$

$\sigma_{\max} = 210$ bars.

Troisième étape :

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés dans cette phase :

- * Efforts dus à la deuxième phase.
- * Poids propre de l'hourdis coulé sur place.

Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule.

Quatrième étape :

Tablier à vide (poutres + superstructures).

- * La mise en tension du troisième câble est faite à 100 %.
- * Les pertes considérées sont de 25 %.
- * $f_{cj} = 350$ bars.
- * $\sigma_{\max} = 175$ bars. ($\sigma_{\max} = 0,5 f_{cj}$) en exploitation la combinaison quasi permanente.

Cinquième étape :

L'ouvrage est en service.

- * Mise en tension est déjà faite à 100 %.
- * Les pertes considérées sont de 25 %.
- * $f_{cj} = 350$ bars.
- * $\sigma_{\max} = 210$ bars. ($\sigma_{\max} = 0,6 f_{cj}$) en exploitation la combinaison est rare

2. Vérification :

L'objectif principal sur le chantier est de mettre tous les câbles à l'about.

Première étape : (Mise en tension à 50 %).

Contraintes dues au moment de la précontrainte :

$$F1 = 235 \times 0,5 \times 0,9 = 105.75 \text{ t.}$$

$$M = N \times F \times e0 = 3 \times 105.75 \times -0,6917 = -219.44 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{sup}} = -M \times V / I_n = -146.29 \times 0,6583 / 0,1063 = -1358.97 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M \times V' / I_n = 146.29 \times 0,8417 / 0,1063 = 1737.26 \text{ t/m}^2$$

Contraintes dues à la précontrainte :

$$N = 3 \times 105.75 = 318.25 \text{ t.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = N / B_n = 318.25 / 0,48526 = 655.83 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{inf}} = N / B_n = 318.25 / 0,48526 = 655.83 \text{ t/m}^2.$$

Contraintes dues au poids propre de la poutre :

Moment dû au poids propre de la poutre $M_g = 188.17 \text{ t.m}$

$$\sigma_{\text{sup}} = MV / I_n = 188.17 \times 0,6583 / 0,1063 = 1164.43 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = MV' / I_n = -188.17 \times 0,8417 / 0,1063 = -1488.84 \text{ t/m}^2$$

Contrainte totale :

$$\sigma_{\text{sup}} = (-1358.97 + 655.83 + 1164.43) \cdot 10^{-1} = 46.12 < 139.068 \text{ bars. V\u00e9rifi\u00e9e.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (1737.26 + 655.83 - 1488.84) \cdot 10^{-1} = 90.42 < 139.068 \text{ bars. V\u00e9rifi\u00e9e.}$$

Deuxi\u00e8me \u00e9tape : (Mise en tension \u00e0 75%).

Contraintes dues au moment de la pr\u00e9contrainte :

$$F_1 = F_2 = 235 \times 0.75 \times 0,8 = 141 \text{ t.}$$

$$M = N \times F \times e_0 = 3 \times 188 \times -0,6917 = -292.58 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M \times V / I_n = -390.11 \times 0,6583 / 0,1063 = -1811.96 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M \times V' / I_n = 390.11 \times 0,8417 / 0,1063 = 2316.69 \text{ t/m}^2$$

Contraintes dues \u00e0 la pr\u00e9contrainte :

$$N = 3 \times 141 = 423 \text{ t.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = N / B_n = 564 / 0,48526 = 871.69 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = N / B_n = 564 / 0,48526 = 871.69 \text{ t/m}^2$$

Contraintes dues au poids propre de la poutre :

Moment dû au poids propre de la poutre $M_g = 188.17 \text{ t.m}$

$$\sigma_{\text{sup}} = MV / I_n = 188.17 \times 0,6583 / 0,1063 = 1164.43 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{inf}} = MV' / I_n = -188.17 \times 0,8417 / 0,1063 = -1488.84 \text{ t/m}^2$$

Contrainte totale :

$$\sigma_{\text{sup}} = (-1811.96 + 871.69 + 1164.43) \cdot 10^{-1} = 22.41 > -40.5 \text{ bars. V\u00e9rifi\u00e9e.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = (2316.69 + 871.69 - 1488.84) \cdot 10^{-1} = 169.95 < 210 \text{ bars. V\u00e9rifi\u00e9e.}$$

NB : de la même manière pour les étapes qui restent on remplit le tableau suivant :

désignation	Etape 1	Etape 2	Etape 3	Etape 4	Etape 5
F (MN)	105.75	1.88	1.88	1.7625	1.7625
Mp (MN.m)	-146.29	-2.6008	-2.6008	-5.2785	-5.2785
N (MN)	211.5	3.76	3.76	5.2875	5.2875
Mg (MN.m)	1.8817	1.8817	3.1119	3.8058	5.1588
V (m)	0.6583	0.6583	0.6583	0.5767	0.5767
V' (m)	-0.8417	-0.8417	-0.8417	-1.1733	-1.1733
e0 (m)	-0.6917	-0.6917	-0.6917	-0.9983	-0.9983
In (m4)	0.1063	0.1063	0.1063	0.1846	0.1846
Bn (m2)	0.4852	0.4852	0.4852	0.8415	0.8415
σ_{sup} (MPa)	6.9432	2.24	10.9136	15.64	5.909
σ_{inf} (MPa)	1.0534	16.99	3.7013	1.6825	6.90
σ_{min} (MPa)	2.98	-4.05	-4.05	-4.05	-2.7
σ_{max} (MPa)	13.9	21	21	17.5	21
vérification	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée	vérifiée

Tableau n°2 : vérification des contraintes

vii. Tracé des câbles:

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane, suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, voire nuisible, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi, l'angle de relevage de ces câbles varient de quelques degrés (1 à 2 degrés) pour le câble le plus bas, à une

vingtaine de degrés pour le câble le plus haut, ce qui correspond à une inclinaison moyenne de 10 à 12 degrés, apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Il-y-a plusieurs théories pour déterminer le tracé en long de câble; en prends la théorie simplifiée qui nous exige deux conditions principales :

- * La précontrainte $P(x)$ est admise constante sur le tronçon considéré
« $P(x) = P_0 = \text{constante}$ ».
- * L'inclinaison $\alpha(x)$ des câbles de précontrainte par rapport à l'axe X (parallèle à l'axe longitudinal) est faible.

Le tracé d'un câble de précontrainte est de la forme rectiligne au niveau de l'extrémité puis il prend la forme de parabole puis il suit la parallèle avec la fibre extrême inférieure.

Le tracé d'un câble de précontrainte non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

$$Y = A X^2 + B X + C.$$

$$Y' = 2 A X + B.$$

$$Y'' = 2 A.$$

a) position des câbles 1° ; 2° et 3° sortant de l'about:

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about.

b) Détermination de A_1 ; A_2 ; B :

$$\sum M/\text{fibre inf} = 0 \longrightarrow 3V'P = P_1x_1A_1 + P_2x_2(A_1+B) + P_3x_3(A_1+2B)$$

Et on fixe $B=0.50$ m "entre axe des câbles"

$$A_1 = 34 \text{ cm} .$$

$$A_2 = 17 \text{ cm} .$$

c) Tracé du câble N°:1

$$Y = Ax^2 + Bx + C$$

$$x=0 \longrightarrow C=0.15$$

$$x = 16.7 \longrightarrow 0.34 = A(16.7)^2 + B16.7 + 0.15$$

$$2Ax + B = 0 \longrightarrow \text{en } x=0 \text{ d'où } B=0$$

$$\text{Donc : } A = (0.34 - 0.15) / 16.7^2 = 6.8 \cdot 10^{-4}$$

$$Y = 6.8 \cdot 10^{-4} x^2 + 0.15.$$

$$\text{tg} \alpha_1 = 2Ax \longrightarrow \text{tg} \alpha_1(x=16.7) = 2 \times 16.7 \times 6.8 \cdot 10^{-4} = 0.0227$$

$$\alpha_1 = 1.3010^\circ$$

les abscisses et les angles pour les différents points du câble sont regroupées dans le tableau ci dessous.

tableau : positions et angles du câble (01)

câble n°:1			
Xi (m)	Yi (m)	α (°)	α (rad)
0	0,15	0	0
2	0,1527	0,1559	0,0027
4	0,1609	0,3118	0,0054
6	0,1745	0,4678	0,0082
8	0,1935	0,6237	0,0109
9	0,2051	0,7016	0,0122
10	0,2180	0,7796	0,0136
12	0,2479	0,9355	0,0163
14	0,2833	1,0913	0,0190
15	0,3030	1,1693	0,0204
15,7	0,3176	1,2238	0,0213
16,7	0,3396	1,3017	0,0227

Tableau n°3 : les positions et les angles du câble N° 1

d) Tracé du câble N°:2

$$Y = Ax^2 + Bx + C$$

$$x=0 \longrightarrow C=0.15$$

$$x = 16.7 \longrightarrow 0.84 = A(16.7)^2 + B16.7 + 0.15$$

$$2Ax + B = 0 \longrightarrow \text{en } x=0 \text{ d'où } B=0$$

$$\text{Donc : } A = (0.84 - 0.15) / 16.7^2 = 24.74 \cdot 10^{-4}$$

$$Y = 24.74 \cdot 10^{-4} x^2 + 0.15.$$

$$\text{tg}\alpha_2 = 2Ax$$

$$\text{tg}\alpha(x=16.7) = 2 \times 16.7 \times 24.74 \cdot 10^{-4} = 0.0826$$

$$\alpha_2 = 4.723^\circ$$

les abscisses et les angles pour les différents points du câble sont regroupées dans le tableau si dessous.

tableau : positions et angles du câble (02)

câble n°:2			
Xi (m)	Yi (m)	α (°)	α (rad)
0	0,15	0	0
2	0,159896	0,5673	0,0099
4	0,189584	1,1344	0,0198
6	0,239064	1,7014	0,0297
8	0,308336	2,2680	0,0396
9	0,350394	2,5511	0,0445
10	0,3974	2,8341	0,0494
12	0,506256	3,3997	0,0593
14	0,634904	3,9647	0,0692
15	0,70665	4,2469	0,0741
15,7	0,75981626	4,4443	0,0775
16,7	0,83997386	4,7261	0,0824

Tableau n°4 : les positions et les angles du câble N° 2

e) Tracé du câble N°:3

$$Y = Ax^2 + Bx + C$$

$$x=0 \longrightarrow C=0.15$$

$$x = 16.7 \longrightarrow 1.34 = A(16.7)^2 + B16.7 + 0.15$$

$$2Ax + B = 0 \longrightarrow \text{en } x=0 \text{ d'où } B=0$$

$$\text{Donc : } A = (1.34 - 0.15) / (16.7)^2 = 42.67 \cdot 10^{-4}$$

$$Y = 42.67 \cdot 10^{-4} x^2 + 0.15.$$

$$\text{tg}\alpha_3 = 2Ax$$

$$\text{tg}\alpha(x=16.7) = 2 \times 16.7 \times 42.67 \cdot 10^{-4} = 0.1425$$

$$\alpha_3 = 8.11^\circ$$

les abscisses et les angles pour les différents points du câble sont regroupées dans le tableau si dessous.

tableau : positions et angles du câble (03)

câble n°:3			
Xi (m)	Yi (m)	α (°)	α (rad)
0	0,15	0	0
2	0,167068	0,9783	0,0171
4	0,218272	1,9561	0,0341
6	0,303612	2,9327	0,0512
8	0,423088	3,9076	0,0682
9	0,495627	4,3943	0,0767
10	0,5767	4,8803	0,0851
12	0,764448	5,8501	0,1021
14	0,986332	6,8166	0,1189
15	1,110075	7,2985	0,1273
15,7	1,20177283	7,6351	0,1332
16,7	1,34002363	8,1152	0,1416

Tableau n°5 : les positions et les angles du câble N° 3

viii. Les caractéristiques géométriques des sections :

Avec l'assistance des câbles dans la poutre les caractéristiques géométriques des sections changent :

Pour l'abscisse $X = 0,00 L$:

Section sans hourdis :

Position du C.D.G : $y = \sum y_j / j = 0.84 \text{ m}$

BGAIN= $3.141 \times 0.042 = 50.25 \text{ cm}^2 \cdot \Phi 4c$

$I_g = (\Pi \Phi 4c / 64) \times 3$

Φ : diamètre extérieur d'une gaine = 8.8 cm.

$I_{\Delta} = I_g + B \times Y^2$ Tableau n°6 : les caractéristiques de section sans hourdis pour $X = 0.00L$

désignation	B(cm2)	Y (cm)	S/ Δ (cm3)	I0(cm4)	I/ Δ (cm4)
Section brute	7834		640778		68896973.33
Gaines	150.75	84	12663	882.63	1064574.63
Section nette	7683.25		628115		67832398.70

$V' = S/\Delta/B = 81.75 \text{ cm.}$

$V = h - V' = 68.25 \text{ cm.}$

$IGN = I/\Delta - B \times V'^2 = 16484758.75 \text{ cm}^4.$

$\rho = IG / (V \times V' \times B) = 0.3845 = 38.45\%$

Section avec hourdis :

désignation	B(cm2)	Y (cm)	S/Δ(cm3)	I0(cm4)	I/Δ(cm4)
Section brute	11584		1250153		168115723.33
Gaines	150.75	84	12663	882.63	1064574.63
Section nette	11433.25		1237490		167051148.70

Tableau n°7 : les caractéristiques de la section avec hourdis pour X= 0.00L

$V' = S/\Delta/B = 108.236 \text{ cm.}$

$V = h - V' = 66.76 \text{ cm.}$

$IGN = I/\Delta - B \times V'^2 = 33110262.56 \text{ cm}^4.$

$\rho = IG / (V \times V' \times B) = 0.40 = 40\%.$

Pour l'abscisse X = 0,25 L:

Section sans hourdis :

désignation	B(cm2)	Y (cm)	S/Δ(cm3)	I0(cm4)	I/Δ(cm4)
Section brute	5108		429917.2		50018474.01
Gaines	150.75	30.83	4647.74	882.63	144168.83
Section nette	4957.25		425269.46		49874305.18

Tableau n°8 : les caractéristiques de la section sans hourdis pour X= 0.25L

$V' = S/\Delta/B = 85.78 \text{ cm.}$

$V = h - V' = 64.21 \text{ cm.}$

$IGN = I/\Delta - B \times V'^2 = 13397826.59 \text{ cm}^4.$

$\rho = IG / (V \times V' \times B) = 0.4906 = 49.06\%.$

Section avec hourdis :

désignation	B(cm2)	Y (cm)	S/Δ(cm3)	I0(cm4)	I/Δ(cm4)
Section	8858		1039292.2		149237224.01
Gaines	150.75	30.83	12663	882.63	1064574.63
Section nette	8707.25		1026629.2		148172649.4

Tableau n°9 : les caractéristiques de la section avec hourdis pour X= 0.25L

$V' = S/\Delta/B = 117.09 \text{ cm.}$

$V = h - V' = 57.09 \text{ cm.}$

$IGN = I/\Delta - B \times V'^2 = 27127828.79 \text{ cm}^4.$

$\rho = IG / (V \times V' \times B) = 0.4660 = 46.60\%.$

ix. Calcul des pertes de tension :

a) DEFINITION

D'une façon générale, on désigne sous le nom «perte de tension» ou «perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

En post tension: l'effort de précontrainte varie à la fois:

- * dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de frottement;
- * dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

En pré tension : l'effort de précontrainte varie principalement dans le temps du fait de l'application successive des actions.

b) TYPES DE PERTES

Les pertes de tension se divisent en deux groupes :

- * **Les pertes de tension instantanées** : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- * **Pertes de tension différées** : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

c) PERTES DE TENSION (EN POST-TENSION)

c) 1. Pertes de tension instantanées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- * les pertes de tension par frottement ;
- * les pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- * les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée $\Delta\sigma_i(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{po} - \Delta\sigma_i(x)$.

c) 1.1 . Perte de tension par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

La tension appliquée p_0 à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » (Figure1) ,sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$p(x) = p_0 e^{-(f\alpha + \phi x)}$$

p_0 : la tension à l'origine ;

$$\sigma_{p0} = \min \left\{ 0.8 f_{prg}, 0.9 f_{peg} = 1413 \text{ MPa} ; \right\}$$

e : la base des logarithmes népériens ;

f : coefficient de frottement en courbe (rd-1), tel que $f = 0.18 \text{ rd-1}$;

α : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x(rd) ;

ϕ : coefficient de frottement en ligne (m-1), tel que $\phi = 0.002 \text{ m-1}$;

x : la distance de la section considérée.

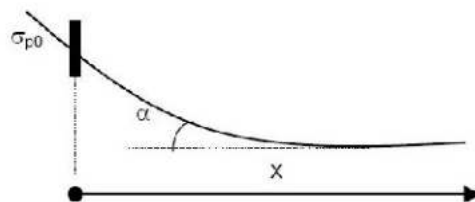


Figure (1)

La perte de tension par frottement est estimée par la formule:

$$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x) = \sigma_{p0} - \sigma_p(x) = \sigma_{p0} (1 - e^{-(f\alpha + \phi x)}) .$$

On utilise les DL en trouve :

$$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x) \approx \sigma_{p0} (f\alpha + \phi x) .$$

Les valeurs de $\Delta\sigma_{\text{frott}}$ sont données dans le tableau ci-dessous.

Xi	N°: câbles	α	$\Delta \sigma$ frot	$\Delta \sigma$ frot
0.00L	1	0,0227	5,773	20.915
	2	0,0824	20,957	
	3	0,1416	36,014	
0,25 L=8.35	1	0,0109	26,369	32.017
	2	0,0396	33,668	
	3	0,0682	40,943	
0,5L=16.7	1	0	47,194	47.194
	2	0	47,194	
	3	0	47,194	

Tableau n°10 : tableau des valeurs de $\Delta \sigma_{frott}$

c) 1.2. Perte de tension par recul de l'ancrage :

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage ,à cause du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance «d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

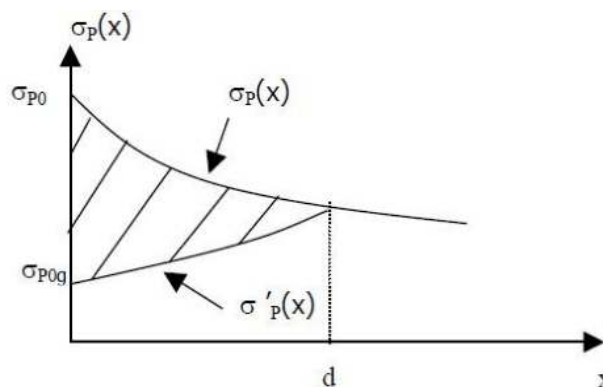


Figure (2)

Le glissement à l'ancrage «g » dépend du type d'ancrage, est donnée par

la relation : $g = \frac{1}{E_p} \int_0^d [\sigma_p(x) - \sigma'_p(x)] dx$

En pratique, en assimilant les branches d'exponentielle à des droites , la perte par recul d'ancrage peut être évaluée à partir de l'aire d'un triangle comme il est indiqué dans la figure (3).

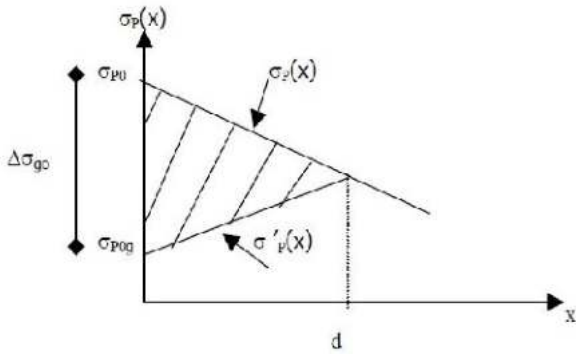


Figure (3)

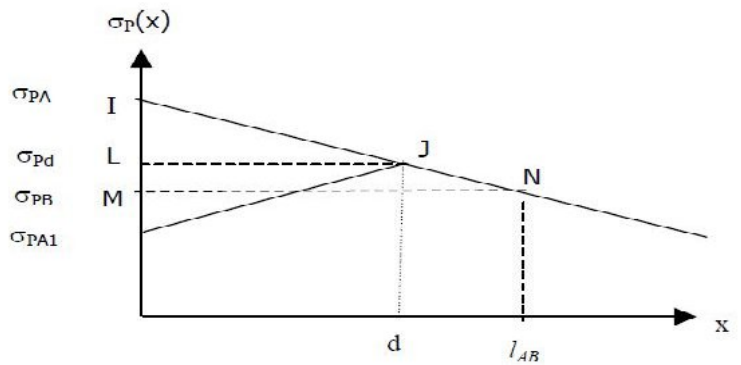


Figure (4)

D'après la loi des triangles semblables IJL et INM on a:

$$\frac{\sigma_{pA} - \sigma_{pA1}}{2d} = \frac{\sigma_{pA} - \sigma_{pB}}{LAB}$$

La longueur du glissement du bloc d'ancrage est donnée par:

$$d = \sqrt{\frac{g E LAB}{\sigma_{pA} - \sigma_{pB}}}$$

g : le glissement à l'ancrage = 6 mm ;

E_p : module d'élasticité = 2 105 MPa ;

LAB : $L/2 = 16.7$ m (par exemple) ;

Donc : $d = 20.60$ m .

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} (1 - f \alpha - \phi x)$$

$$\sigma_p(d) = 1347.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_p(x) = \sigma_p(d) e^{-f \alpha (d-x)} - \phi (d-x)$$

$$\sigma'_p(x) = \sigma_p(d) (1 - f \alpha (d-x) - \phi (d-x))$$

$\Delta \sigma_{\text{gliss}}(x) = \sigma_p(x) - \sigma'_p(x)$; en calcul les pertes pour les abscisses $x < d$, qui sont donnée dans le tableau ci-Après.

Xi	N°: cable	α	σp(x)	σ'p(x)	Δσ gliss(x)	Δσ gliss(x) moy
0	1	0,0280	1407,22	1285,34	121,88	124,49
	2	0,1016	1392,04	1267,49	124,54	
	3	0,1740	1376,98	1249,93	127,05	
8,35	1	0,0167	1386,63	1309,94	76,68	80,00
	2	0,0605	1379,33	1299,32	80,00	
	3	0,1042	1372,05	1288,73	83,32	
16,7	1	0,0053	1365,80	1335,86	29,94	33,33
	2	0,0193	1365,80	1332,46	33,33	
	3	0,0333	1365,80	1329,07	36,73	

Tableau n°11 : les pertes de tension par recul d'ancrage

c) 1.3. Perte de tension par déformations instantanées du béton :

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée :

$$\Delta\sigma_{racc}(x) = \frac{n-1}{2n} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_b(x)$$

avec :

n : nombre de gaines ; n= 3 .

E_p: module d'élasticité des armatures; E_p = 2 105 MPa.

E_{ij} : module instantané du béton au jour « j » ; E_{ij} = 11000 $\sqrt[3]{f_{cj}}$.

$$f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log(j+1)$$

σ_b(x) : contrainte normale du béton :

$$\sigma_b(x) = \frac{p}{Bn} + \frac{Pe^2(x)}{In} + \frac{M(x)e(x)}{In}$$

e(x): excentricité du câble de précontrainte.

$$p = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{frott}(x) - \Delta\sigma_{gliss}(x)) A_p$$

Tous les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

Xi désignation	0,00L	0.25L=8,35	0.5L=16,7
I	0,16484	0,13397	0,13397
B	0,768325	0,495725	0,495725
e	0	-0,5495	-0,7078
Mp	0	1,4693	1,8817
P	2,1143	2,17	2,2225
$\sigma_b(x)$	2,7518	3,2417	2,8528
$\Delta\sigma_7$	5,9837	7,0490	6,2034
$\Delta\sigma_{28}$	5,4922	6,4700	5,6938

Tableau n°12: les pertes de tension due au raccourcissement de béton

désignation	0,00L	0,25L	0,50L
pertes dues frottement au retrait	20.915	20.915	47.194
pertes dues recul d' ancrage	124,49	80.00	33.33
pertes dues au raccourcissement	5,9837	7,0490	6,2034
$\Delta\sigma$ total	151.38	107.96	86.72

Tableau n°13 : tableau récapitulatif des pertes instantanées

c) .2. Pertes de tension différées :

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- * Perte de tension due au retrait du béton.
- * Perte de tension due au fluage du béton.
- * Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

La valeur totale de ces pertes de tension différées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée : $\Delta\sigma_{pd}(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension finale , est notée : $\sigma_{pf}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pd}(x)$.

c) 2.1. Perte de tension due au retrait du béton :

La perte finale de tension due au retrait du béton est égale à :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r [r(t) - r(t_1)]$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 r_m}$$

$r(t)$: la loi d'évolution du retrait, qui varie de 0 à 1 lorsque le temps, t , compté à partir de la fabrication du béton varie de zéro à l'infini ;

r_m : le rayon moyen

$r_m = (\text{aire de la section} / \text{le périmètre extérieure})$ (cm) ;

ε_r : retrait total du béton ;

t_1 : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte (jours) ;

$r(t)$: une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps ;

$r_m = 12.72$ cm .

$\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$ (climat nord d'Algérie)

$$r(t_1=7 \text{ jours}) = \frac{7}{7 + 9 \times 12.72} = 0.057.$$

$$r(3 \text{ jours}) = \frac{3}{3 + 9 \times 12.72} = 0.025.$$

$$r(60 \text{ jours}) = \frac{60}{60 + 9 \times 12.72} = 0.3438.$$

$r(\infty) = \frac{\infty}{\infty + 9 \times 12.72} = 1$, à l'infini on a une dissipation de 100 % du retrait .

retrait max $\Delta\sigma_r = 3 \cdot 10^{-4} \times 2 \cdot 10^5 [1 - 0.057] = 56.58$ MPa.

c) 2.2. Perte de tension due au fluage du béton :

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_{Mb} + \sigma_{bF}) E_p / E_{ij}$$

σ_{Mb} : contrainte maximale dans le béton ; après les pertes instantanées.

σ_{bF} : contrainte finale dans le béton ; après les pertes différées.

J : l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{F_{c7}}.$$

$$E_{i7} = 11000 \sqrt[3]{F_{c7}} = 30658.85 \text{ MPa}.$$

Désignation	0,00L	0,25L	0,50L
Pertes dues au fluage (MPa)	35.825	66.319	77.806

Tableau n°14 : les pertes de tension dues au fluage

c) 2.3. Perte de tension due à la relaxation de l'acier :

La perte finale de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par :

$$\Delta \sigma_{relax} = \frac{\rho_{1000}}{100} \left[\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \sigma_{pi}(x)$$

$\sigma_{pi}(x)$: contrainte dans les armatures de précontrainte ;après les pertes instantanées .

ρ_{1000} : coefficient de relaxation à 1000 h ;

On prend : $\rho_{1000} = 2.5\%$.

f_{prg} : contrainte limite garantie à la rupture ;

$f_{prg} = 1770$ MPa.

μ_0 :étant un coefficient pris égal à :

0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).

0,30 pour les armatures à relaxation normale (RN).

0,35 pour les autres armatures.

désignation	0,00L	0,25L	0,5L
σ_{p0}	1413	1413	1413
$\Delta \sigma_{inst}$	150,8972	118,487	86,2178
$\sigma_{pi}(x)$	1262,1028	1294,513	1326,7822
$\Delta \sigma_{relax}$	53,5861895	58,5178019	63,6048368

Tableau n°15 : les pertes de tension dues à la relaxation des aciers

$$\Delta \sigma_d = \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl} + 5/6 \Delta \sigma_p$$

désignation	0,00L	0,25L	0,50L
pertes dues au retrait	56,58	56,58	56,58
pertes dues au fluage	35,8252205	66,3190984	77,8063951
pertes dues au à la relaxation	53,5861895	58,5178019	63,6048368
$\Delta \sigma_{total}$	137.06	171.663	187.390

Tableau n°16 : tableau récapitulatif des pertes différées

Calcul du pourcentage des pertes totales (instantanées + différées) :

$$\% \text{ pertes} = \Delta\sigma \text{ totale} / 1413 \text{ (MPa)}.$$

désignation	0,00L	0,25L	0,5L
pertes instantanées	151,389	107,964	86,727
pertes différées	137,060	171,664	187,390
pertes totales	288,449	279,628	274,118
% pertes	20.414	19.790	19.40

Tableau n°17 : tableau des pourcentages des pertes totales (instantanées + différées)

L'estimation des pertes à 25% est vérifiée après le calcul, donc le nombre de câbles est bel et bien vérifié et égale à 3 câbles de 12T15.

x. Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue phase par phase (les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales). La contrainte tangente au niveau d'une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{\text{red}} = \frac{V_{\text{red}} S}{b_n I}$$

V_{red} : Effort tranchant réduit ;

S : Moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour les étapes 1, 2, 3 on prend le moment statique de la poutre seule, et pour les étapes 4 et 5 on prend celle de la poutre + hourdis) ;

b_n : Épaisseur nette de l'âme (m) ;

I : Moment d'inertie de la section considérée (m⁴) ;

Pour la vérification, il convient de calculer la contrainte de résistance du béton :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + 2 \sigma_t / 3)$$

f_{tj} : la résistance de la traction du béton à l'âge j

σ_t : la contrainte de la précontrainte appliquée

$$\sigma_t = P / B = (\sum P_i \cos \alpha_i) / B.$$

$$V_{\text{red}} = T_G + T_P = V_{\text{ser}} - \sum P_i \sin \alpha_i .$$

T_G = effort tranchant

$$TP = \% \text{ de la mise en tension} \times A_p \times \sigma_i (\sin\alpha_1 + \sin\alpha_2 + \sin\alpha_3)$$

$$\alpha_1=1.3017^\circ, \alpha_2=4.7261^\circ, \alpha_3=8.1152^\circ.$$

$$\sigma_i = \sigma_{po} - \Delta\sigma \quad (\sigma_{po} = 1413 \text{ MPa})$$

$\Delta\sigma$ pertes pour chaque étape :

Étape 1 : $\Delta\sigma_i$ pertes instantanées à l'about

Étape 2 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + 30\% \Delta\sigma_d$ avec : $\Delta\sigma_d$ pertes différées à l'about

Étape 3 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

Étape 4 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

Étape 5 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

Vérification :

➤ A l'about X = 0,00 L :

$$b_n = 0,47 - 0,08 = 0,35 \text{ m}$$

Désignation	TG	TP	Vred	τ_{reduit}	ftj	σ_t	τ
étape 1	0,2394	0,2592	-0,0198	-0,0231	1,8990	8,1786	2,3631
étape 2	0,2394	0,5014	-0,2620	-0,3068	2,7000	7,9129	2,9348
étape 3	0,3960	0,4620	-0,0660	-0,0773	2,7000	7,2908	2,8575
étape 4	0,4816	0,4620	0,0196	0,0186	2,7000	4,8995	2,5384
étape 5	0,4886	0,4620	0,0266	0,0253	2,7000	4,8995	2,5384

Tableau n°18 : tableau des vérifications des contraintes tangentielles

Donc les contraintes tangentielles sont largement respectées en toutes phases d'exécutions.

xi. Vérification à la rupture :

Sécurité à la rupture en flexion :

$$\begin{cases} 1,35 \text{ MG} + 1,5 \text{ MQ} \leq 0.9 \text{ MRA.} \\ 1,35 \text{ MG} + 1,5 \text{ MQ} \leq 0.7 \text{ MRB.} \end{cases}$$

MRA, MRB sont les moments résistants à la rupture des armatures de précontrainte et du béton.

a) Calcul de MRA

en admettant un bras de levier $Z=0.9h$ (h : étant la hauteur utile de la poutre $-d'$).

le moment de rupture des armatures de précontrainte de section « ω » sera égale à :

$$M_{RA} = 0,9 h \times F$$

$$h = 175 - 12 = 163 \text{ cm}$$

$$F = \omega f_{prg} \Rightarrow F = 3 \times 1668 \times 10^{-6} \times 180000 = 900.72 \text{ t} = 9.00 \text{ MN.}$$

$$M_{RA} = 900.72 \times 0,9 \times 1,63 = 1321.35 \text{ t.m}$$

b) Calcul de MRB

➤ Pour l'âme :

$$M_{RB \text{ âme}} = 0,35 b_0 \times h^2 \times f_{c28}$$

$$L' \text{ épaisseur de l'âme } b_0 = 0,21 \text{ m}$$

$$\text{La hauteur utile } h = 1,63 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

$$M_{RB \text{ âme}} = 0,35 \times 0,21 \times 1,63^2 \times 3500 = 683.48 \text{ t.m}$$

➤ Pour l'hourdis:

On ajoutera au moment de rupture de l'âme, le moment de l'hourdis de largeur totale « b » et d'épaisseur « h_0 », ($h_0 = 11 + 25 = 36 \text{ cm}$) constituent la table de compression. Le moment de rupture de l'hourdis sera évalué en adoptant la valeur minimale des deux résultats suivants :

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \begin{cases} 0,8(b-b_0)(h-h_0/2)h_0 f_{c28} \\ 0,35(b-b_0)h^2 f_{c28} \end{cases}$$

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \begin{cases} 0,8(1,03-0,21)(1,63-0,36/2)0,36 \times 3500 \\ 0,35(1,03-0,21)1,63^2 \times 3500 \end{cases}$$

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \begin{cases} 1173.71 \text{ t.m.} \\ 2571.52 \text{ t.m.} \end{cases}$$

$$M_{RB \text{ hourdis}} = 1173.71 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } M_{RB} = M_{RB \text{ hourdis}} + M_{RB \text{ âme}} = 1857.19 \text{ t.m}$$

c) Moment de fissuration :

Le moment de fissuration est le moment qui provoquerait sur la fibre inférieure une contrainte résultante égale à $2\sigma_x$.

La contrainte de compression due à la précontrainte étant de 21.57 MPa ; le moment de fissuration M_f est donnée par la formule suivante :

$$M_f = (\sigma_p + 2\sigma_{28})I/v^3$$

$$M_f = (21.57 + 2 \times 2.7) \times 0.2712 / 1.17^3$$

$$M_f = 6.25 \text{ MN.M} = 625.15 \text{ t.m}$$

On a : $M_f < M_{RA}$.

Sécurité :

• Par rapport au béton :

$$1,35 M_G + 1,5 M_Q = 1,35 M_G + 1,5 D_{240} = 1,35 \times 380.58 + 1,5 \times 197.09 = 809.42 \text{ t.m}$$

$$0,7 M_{RB} = 0,7 \times 1857.19 = 1300.03 \text{ t.m} > 809.42 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } 1,35 M_G + 1,5 M_Q < 0,7 M_{RB} \quad \text{Vérfiée}$$

• Par rapport aux aciers :

On a : $M_f < M_{RA}$

$$1,35 M_G + 1,5 M_Q = 809.42 \text{ t.m}$$

$$0,9 M_{RA} = 1189.215 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } 1,35 M_G + 1,5 M_Q < 0,9 M_{RA} \quad \text{Vérfiée}$$

Donc la sécurité par rapport à la flexion est bien assurée.

• Sécurité à la rupture par l'effort tranchant :

τ_{red} : contrainte de cisaillement

σ : contrainte de compression

$$\tau_{red,u} = 1.35 T_G + 1.35 T_Q - 1.35 \sum P \sin \alpha$$

$$\tau_{red,u} = 1.35 \times (46.293 + 24.44 - 50.14) = 27.80 \text{ t}$$

$$\tau_{\text{red}} = \frac{T_R S}{b_0 I} = \frac{0.2780 \times 0,11}{0,35 \times 0,3311} = 0.2638 \text{ MPa}$$

L'effort de cisaillement produit par les fissurations suivant une direction perpendiculaire à la direction de la contrainte principale de compression d'après (La croix – Fuentes)

$$Tg(2\gamma) = 2 \tau_{\text{red}} / \sigma' b = 2 \times 0.2638 / 4.8995 = 0,1079.$$

$$2\gamma = \text{Arctg}(0,1079) = 6.158^\circ \Rightarrow \gamma = 3.079^\circ, \text{ limité à } 30^\circ.$$

$$Tg(30^\circ) = 0.577.$$

- Résistance du béton :

$$\sigma_b = \frac{2\tau_{\text{red}}}{\sin 2\gamma} = \frac{2 \times 0.2638}{\sin 6.158^\circ} = 4.918 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b < 2/3 \times 0,85 f_{c28} / \gamma_b = 2/3 \times 0,85 \times 35 / 1,5 = 13.22 \text{ Mpa} = 1322,2 \text{ t/m}^2$$

Donc : La condition $\sigma_b < 2/3 \times 0,85 f_{c28} / \gamma_b$ est vérifiée.

- Résistance des armatures transversales :

Pour l'angle α (qui fait l'étrier à l'axe neutre), on le prend $\alpha = \pi/2$

Selon : Article 7.3.22 BPEL 91

$$\frac{A_s x f_e}{b_n x S_t x \gamma_s} \geq \left(\tau_{\text{red}} - \frac{f_{ij}}{3} \right) tg(\gamma_g)$$

$b_n = 23 \text{ cm}$ (3 câbles de diamètre extérieur de gaines de 80 mm :

$$b_n = b_0 - \frac{n \phi}{2} = 35 - \frac{3 \times 0,08}{2} = 0.23 \text{ cm}$$

la poutre étant coulée sans reprise de bétonnage,

$$\frac{A_t}{0.23 S_t} \cdot \frac{400}{1.15} \geq (0.2638 - 2.1/3) \times 0.577$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq -1.6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}.$$

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation.

$$\frac{A_t}{S_t} \leq 0.4 \frac{b_n \gamma_s}{f_e}, \text{ soit } \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}} = 2.64 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

Nous retiendrons donc un cadre HA 12 avec un écartement de 0.15 m à l'appui et sur une longueur $h/2 = 1$ m et un espacement $St = 30$ cm ,pour les armatures passives on vérifiera que St est limitée par $St \leq \text{Min} (0.8 h ; 3b_0 ; 1 \text{ m}) = \text{Min} (1.2 ; 0.75 ; 1)$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ cm}^2 ; b_n = 23 \text{ cm} ; \tau_{red} = 26.38 \text{ t/m}^2. ; f_{t28} = 270 \text{ t/m}^2 \quad \gamma = 3.079^\circ$$

$$\frac{A_s f_c}{b_n S_t \gamma_s} = 50.91 \text{ t/m}^2$$

$$\left(\tau_{red} - \frac{f_{ij}}{3} \right) \text{xtg}(\gamma) = -36.70 \text{ t/m}^2$$

Donc : $50.91 > -36.70 \text{ t/m}^2$ **Vérifiée .**

xii. Ferrailage de la poutre :

Les sections d'aciers passifs à mettre en œuvre résultent des prescriptions des **règles BPEL 91**. Il peut s'agir soit de sections forfaitaires de ferrailage minimal, soit de sections relevant de conditions mécaniques.

A. Calcul des armatures passives longitudinales :

La section théorique à prendre en compte est donnée par :

$$A_s = \frac{Bt}{1000} + \frac{N_{BT}}{f_c} \times \frac{f_{ij}}{\sigma_{bt}}$$

Avec :

Bt : désigne l'aire de la partie tendue du béton.

σ_{bt} : contrainte maximale de traction du béton.

N_{BT} : Effort résultant équivalent aux contraintes de traction exercées sur l'aire du béton tendu.

f_e : limite élastique des armatures utilisées $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

L'ouvrage en service les contraintes dans la section à mi- travée sont :

$$\sigma_{inf} = 0.2173 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{sup} = 9.51 \text{ MPa}$$

Dans toutes les phases de calcul, de mise en tension des câbles ; la fibre inférieure et la fibre supérieure sont toutes les deux comprimées.

Le ferrailage passif longitudinal théoriquement n'est pas nécessaire, on disposera comme même un ferrailage pour pallier aux problèmes de limitation des fissures du béton, répartition des efforts de variation de température, et la résistance surtout dans le cas où le béton présente des insuffisances.

On disposera $4\phi 20$ en nappe inférieure dans le talon et $4\phi 20$ sur les deux périmètres latéraux du talon.

B. Armatures longitudinales de peau :

Le ferrailage de peau est nécessaire afin de répartir les efforts de retrait et des variations de température (dilatation thermique) .

Un ferrailage de peau doit être disposé sur toute la périphérie de la poutre préfabriquée à l'enrobage minimum. On dispose des armatures de faible diamètre de façon à bien répartir le ferrailage.

La section à prendre en compte est donnée par :

$$A_{\min} \geq \max \{ 3 \text{ cm}^2/\text{m} ; 0.1\% \text{ de la section de la poutre homogène } \}$$

$$A = 0,1\% \times 8707.25 = 8,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\min} \geq 8,70 \text{ cm}^2$$

On va choisir une armature HA10 espacée de 25cm.

C. Etude de La zone d'encrage à l'about :

C. 1.INTRODUCTION

Lorsque des armatures de précontrainte sont ancrées dans une section S_A d'une pièce prismatique, la distribution des contraintes au voisinage de l'ancrage s'écarte sensiblement de celle obtenue par les règles de la Résistance des Matériaux. Les contraintes équilibrant les sollicitations isostatiques de précontrainte

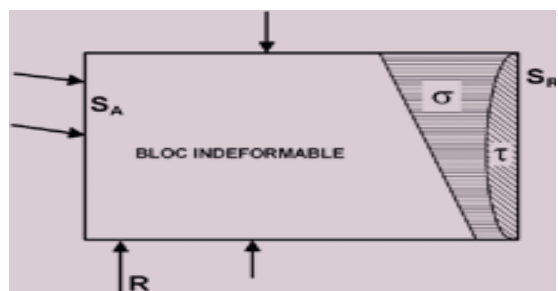


Figure N°2 : la zone d'encrage à l'about

correspondantes ne sont réparties selon le principe de NAVIER qu'à partir d'une section S_R à la distance LR en aval de S_A . Cette zone est soumise à des contraintes de traction qui dépassent la plupart des limites fixées par les règlements et pourrait être le siège d'une

fissuration importante en l'absence de disposition particulière. Il y a donc lieu de procéder dans cette zone:

- * A' des vérifications des contraintes de cisaillement dans le béton permettant de réduire à un niveau convenable la probabilité d'apparition de fissures ;
- * A' la détermination d'armatures passives destinées à limiter l'ouverture des fissures éventuelles.

C. 2. Longueur de régularisation :

La longueur de régularisation est la distance , comptée à partir de la section SA, où l'on trouve une section SR dans laquelle les contraintes équilibrant les sollicitations isostatiques de précontrainte sont réparties sur toute la section selon le principe de NAVIER. Cette longueur dépend de la forme de la section de la poutre et de la position des différents ancrages de précontrainte dans la section d'about. La diffusion des contraintes à partir de SA présente un caractère tridimensionnel. Toutefois par commodité, on peut se contenter de procéder à deux justifications bidimensionnelles, en étudiant successivement l'étalement des forces de précontrainte dans le plan contenant axe principale d'inertie de la section. On peut définir ainsi la longueur de régularisation conventionnelle, Dans la majorité des cas, cette longueur de régularisation d_i peut être prise égale à la valeur suivante :

$$d_i = \text{Max} (H-d ; H/2)$$

- * H est le dimension principale de la pièce dans le plan considéré ;
- * d est la distance entre les bords extérieurs des rectangles d'impact des deux ancrages extrêmes, dans la direction considérée .

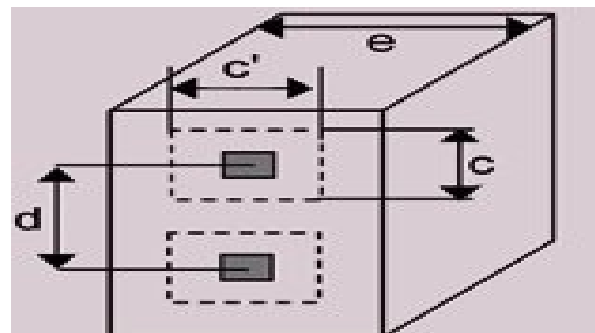


Figure N°3 : zones de régularisation

C. 3. Etude de la zone d'about:

La zone d'about est une pièce très sollicitée où un grand nombre d'armatures passives sont concentrées.

À l'arrière de l'about sont placées les armatures participant à la reprise des efforts de diffusion des forces de précontrainte.

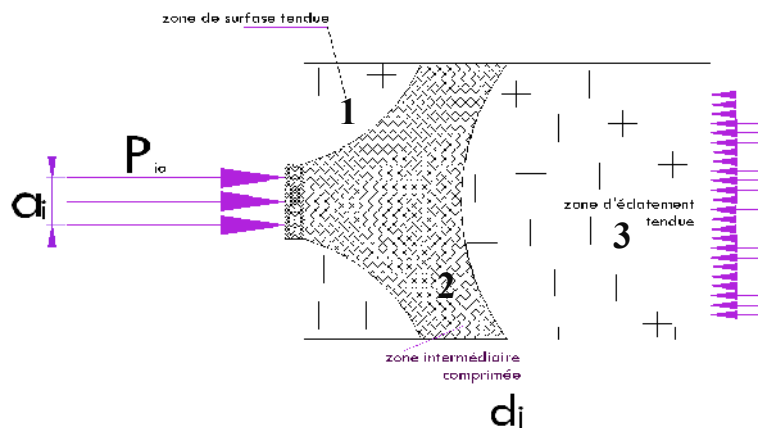


Figure N°4 : zone d'about

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la 1ère zone de régularisation.

- 1 => Une zone de surface : tendue.
- 2 => Une zone intermédiaire : comprimée.
- 3 => Une zone d'éclatement : tendue.

ht = 150 cm .

b = 47 cm.

di = 75 cm.

Zones de régularisation

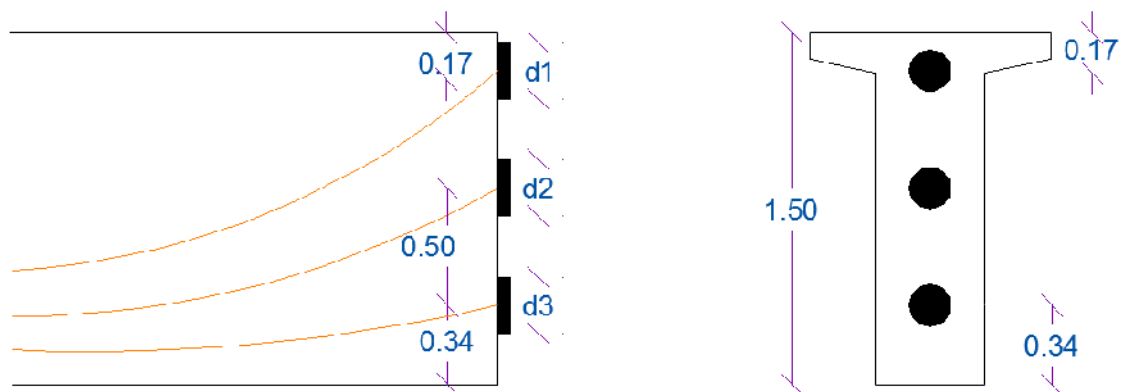


Figure Zone d'about

$$d1=d2=d3 = \min (2C_1 ; C_2 ; 2C_3) = 34 \text{ cm .}$$

1. Zone de surface :

On doit disposer un ferrailage de surface donne par la formule expérimentale suivante :

$$A_s = 0,04 \max \frac{P_{j_0}}{\sigma_{s \text{ lim}}} ; \text{ (annexe 1.2.1 BPEL 91)}$$

Avec : $P_{j_0} = P_0 = \sigma_{p_0} . A_p = 2.35 \text{ MN}$

$$\sigma_{s \text{ lim}} = \frac{2}{3} f_e = 266,66 \text{ MPa}$$

$$A_s = 0,04 \frac{2.35}{266.66} = 3.52 \text{ cm}^2$$

Soit deux (02) cadre HA16 (4.02 cm²)

2. Zone d'éclatement :

Vérification des contraintes d'éclatement :

La contrainte de traction du béton σ_{teg} doit vérifier :

$$\sigma_t = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{P_{j0}}{b \cdot d_j} \leq 1,25 f_{tj}$$

Avec :

$$b = 0,47 \text{ m} ; d_j = 0,75 \text{ m} ; a_j = 0,34 \text{ m} ; P_j = 235 \text{ t} .$$

$$\sigma_t = 0,5 \left(1 - \frac{34}{75} \right) \frac{2,35}{0,47 \times 0,75} = 1,82 \text{ Mpa} \leq 1,25 \times 2,7 = 3,38 \text{ MPa}$$

Donc les contraintes d'éclatements sont vérifiées .

3. Zone intermédiaire comprimée.

Contrainte de compression du béton :

$$\sigma_t = \frac{P}{b \cdot d_j} = \frac{2,35}{0,47 \times 0,34} = 15,15 \text{ MPa} < \frac{2}{3} f_{c28}$$

$$\sigma_t = 15,15 \text{ Mpa} < \frac{2}{3} f_{c28} = 23,33 \text{ Mpa} . \quad \text{Vérifiée}$$

Ferraillage d'éclatement : Ae

Les aciers d'éclatement sont situés à l'arrière des plaques d'ancrages, sur la profondeur du prisme de première régularisation associé à chaque ancrage.

Les cadres horizontaux sur la largeur de l'âme permettent de reprendre les efforts horizontaux d'éclatement.

La reprise des efforts verticaux est assurée par des cadres verticaux répartis sur la profondeur du prisme.

Selon : (Annexe 1.2, 2 BPEL 91)

$$A_e = \max \begin{cases} 0,25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \frac{P_{j_0}}{\frac{2}{3} f_e} = 0,25 \left(1 - \frac{0,34}{0,75}\right) \cdot \frac{2,35 \times 10^4}{\frac{2}{3} \times 400} = 12,04 \text{ cm}^2 \\ 0,15 \frac{\max P_{j_0}}{\frac{2}{3} f_e} = 0,15 \cdot \frac{2,35 \times 10^4}{\frac{2}{3} \times 400} = 13,21 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_e = 13,21 \text{ cm}^2$$

On disposera donc **6** cadres de **HA12** de section minimale (**13,58 cm²**) sur une longueur **dj = 75 cm**

Donc : **St = 75/6 = 12,5** cm d'espacement.

D. La deuxième zone de régularisation :

Nous étudions l'équilibre général de l'about de la poutre en isolant la portion de longueur l_r ,

Justification vis-à-vis de l'équilibre générale de diffusion :

Justification des contraintes :

La contrainte conventionnelle de cisaillement de diffusion pure :

$$\tau_d = 2 \frac{V_x}{b l_r}$$

Avec : V_x : effort tranchant dans la position x

$$l_r = h t / 2 = 75 \text{ cm.}$$

$$\tau_{g \max} = (\tau_d + \tau) . \text{ On doit vérifier que : } \tau_{g \max} \leq 1,5 f_{tj}.$$

$$V_x = - 188 (\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2 + \sin \alpha_3) + q l / 2$$

$$V_x = - 188 (\sin 1,24 + \sin 4,51 + \sin 7,75) + 46,29 = 8,69 \text{ t.}$$

$$\tau_d = 2 \times 8,69 / (0,47 \times 0,75) = 49,30 \text{ t/m}^2 .$$

$$\tau_{g \max} = \tau_d + \tau = 49,30 + 26,38 = 75,68 \text{ t/m}^2 < 1,5 \cdot f_{tj} = 315 \text{ t}$$

Armatures d'équilibre général :

Ferrailage longitudinale :

$$A = F / \sigma_s \text{ lim.}$$

Avec :

F : effort tranchant de traction

$$F = 0,3 P (1 - a/d) \quad F = 0,3 \times 188 (1 - 34/75) = 30,83 \text{ t.}$$

$$A = 30,83 / (2 \times 400 / 3) \quad A = 12,49 \text{ cm}^2.$$

Donc : 4 HA20 Pour $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$.

I. Introduction :

L'hourdis du pont sert de couverture, en effet il reçoit la couche de roulement de la chaussée (revêtement, chape d'étanchéité .) et les surcharges d' une part et de transmettre ces derniers aux poutres d' autres part .

L'hourdis a aussi un rôle d'entretoisement, donc il assure la répartition transversale dans le tablier.

L'objet du présent chapitre se résume à l'étude de la flexion transversale et la flexion locale de la poutre.

II. Étude de la flexion transversale :

D'après la méthode de Guyon-Massonnet , Le moment transversal de la dalle est donné par la formule suivante :

$$M_y = \mu_\alpha b P \sin \frac{\pi x}{L}$$

M_y : le moment transversal

μ_α : Coefficient de répartition transversale

b : Demi-largeur du tablier

x : abscisse de la bande étudiée en flexion transversale

L : la portée de la poutre

- Pour une charge concentrée :

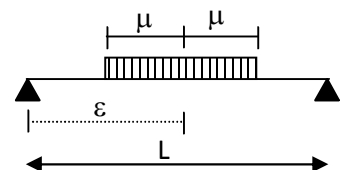
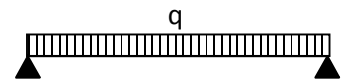
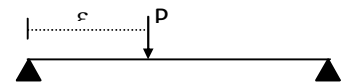
$$P = \frac{2P}{L} \sin \left(\frac{\pi \varepsilon}{L} \right)$$

- Pour une charge uniformément répartie :

$$P = \frac{2q}{\pi} \sin^2 \left(\frac{\pi}{2} \right) = \frac{4q}{\pi}$$

- Pour une charge partiellement répartie :

$$P = \frac{4q}{\pi} \sin \left(\frac{\pi \varepsilon}{L} \right) \sin \left(\frac{\pi \mu}{L} \right)$$



$\mu\alpha$: est donnée par l'une des trois formules d'interpolation suivantes :

Si $0 < \theta < 0.1$ $\mu\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{0.05}$

Si $0.1 < \theta < 1.0$ $\mu\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^\beta$

Si $\theta > 1.0$ $\mu\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{0.5}$

$\beta = 1 - e(0.065 - \theta)/0.665$

Dans notre cas le coefficient $\mu\alpha$ est donné par la formule d'interpolation :

$\mu\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^\beta$

$\mu\alpha = \mu_0 + 0.397 (\mu_1 - \mu_0)$

μ_0 et μ_1 sont donnés par les tables de GUYON- MASSONNET pour les valeurs : $\theta=0,47$ et $\alpha=0,183$

III. Détermination des valeurs de $\mu\alpha = fct(\mu_0 ; \mu_1)$.

$\theta = 0.40$	$\mu_0 \times 10^{-4}$								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	-2291,58	-1160,92	-19,99	1150,91	2371,62	1150,91	-19,99	-1160,92	-2291,5
b/4	-1583,42	-889,88	-189,03	533,81	1295,13	2106,14	465,58	-1142,73	-2739,3
b/2	-832,2	-499,36	-162,6	186,18	556,65	956,61	1388,43	-654,73	-2687,5
3b/4	-239,86	-150,62	-60,23	33,72	134,24	243,96	364,25	494,02	-1871,1
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau n°1 : tableau des valeurs de coefficient μ_0 pour $\theta = 0.40$

$\theta = 0.40$	$\mu_1 \times 10^{-4}$								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	-1016,48	-616,52	-131,42	546,21	1563,32	546,21	-131,42	-616,52	-1016,4
b/4	-884,18	-660,13	-386,57	1,68	596,47	1530,71	416,12	-390,74	-1059,0
b/2	-678,83	-568,19	-431,71	-233,31	79,65	584,96	1397,86	106,19	-967,14
3b/4	-393,82	-353,78	-303,53	-227,65	-102,61	107,15	453,09	1021,07	-658,96
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau n°2 : tableau des valeurs de coefficient μ_1 pour $\theta = 0.40$

$\theta = 0.50$		$\mu_0 \times 10^{-4}$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	-2040,37	-1053,37	-43,93	1031,31	2216,5	1031,31	-43,93	-1053,37	-2040,37
b/4	-1374,64	-797,16	-204,05	436,52	1161,01	1995,2	437,28	-1048,52	-2508,21
b/2	-706,83	-442,18	-169,29	129,15	474,38	884,38	1365,6	-596,33	-2534,62
3b/4	-200,06	-132,12	-61,8	15,99	107,81	219,77	355,34	512,67	-1818,14
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau n°3 : tableau des valeurs de coefficient μ_0 pour $\theta = 0.50$

$\theta = 0.50$		$\mu_1 \times 10^{-4}$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	-730,46	-482,42	-147	400,82	1355,96	400,82	-147	-482,42	-730,46
b/4	-603,93	-489,95	-332,01	-61,65	432,79	1334,49	133,28	-329,2	-810,67
b/2	-448,19	-407,32	-347,45	-234,38	-9,13	428,22	1244,07	82,57	-795,12
3b/4	-256,51	-249,96	-237,73	-206,78	-132,44	28,59	349,92	954,51	-584,7
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau n° 4 : tableau des valeurs de coefficient μ_1 pour $\theta = 0.50$

$$\mu_0(0,47) = \mu_0(0,40) + (\mu_0(0,50) - \mu_0(0,40)) * 0,7$$

$\theta = 0.47$		$\mu_0 \times 10^{-4}$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	-2115,733	-1085,635	-36,748	1067,19	2263,036	1067,19	-36,748	-1085,635	-2115,733
b/4	-1437,274	-824,976	-199,544	465,707	1201,246	2028,482	445,77	-1076,783	-2577,558
b/2	-744,441	-459,334	-167,283	146,259	499,061	906,049	1372,449	-613,85	-2580,505
3b/4	-212	-137,67	-61,329	21,309	115,739	227,027	358,013	507,075	-1834,034
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau n°5 : tableau des valeurs de coefficient μ_0 pour $\theta = 0.47$

$$\mu_1(0,47) = \mu_1(0,40) + (\mu_1(0,50) - \mu_1(0,40)) * 0,7$$

$\theta = 0.47$		$\mu_1 \times 10^{-4}$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	-816,266	-522,65	-142,326	444,437	1418,168	444,437	-142,326	-522,65	-816,266
b/4	-688,005	-541,004	-348,378	-42,651	481,894	1393,356	218,132	-347,662	-885,172
b/2	-517,382	-455,581	-372,728	-234,059	17,504	475,242	1290,207	89,656	-846,726
3b/4	-297,703	-281,106	-257,47	-213,041	-123,491	52,158	380,871	974,478	-606,978
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau n°6 : tableau des valeurs de coefficient μ_1 pour $\theta = 0.47$

Les valeurs de μ_α sont groupées dans le tableau après interpolation :

*Valeur de μ_α pour : « $\alpha = 0.183$ et $\theta = 0.47$ »

$\theta = 0.47$	$\mu_\alpha \times 10^{-4}$								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	-1516,835	-826,166	-85,407	780,176	1873,653	780,176	-85,407	-826,166	-1516,835
b/4	-1091,951	-694,099	-268,139	231,415	869,711	1735,765	340,856	-740,746	-1797,571
b/2	-639,794	-457,604	-261,968	-29,022	277,121	707,499	1334,545	-289,618	-1781,441
3b/4	-251,499	-203,777	-151,726	-86,698	5,483	146,433	368,548	722,492	-1268,508
b	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Tableau n°7 : tableau des valeurs de coefficient μ_α pour $\theta = 0.47$

À partir du tableau des valeurs de μ_α , on trace les lignes d'influence pour les différentes positions et on détermine les valeurs maximales positives et négatives de μ_α pour les différents types de chargement.

Le tableau suivant résume les valeurs de μ_α maximales positives et négatives.

		y = 0		y = b/4		y = b/2		y = 3b/4	
Désignation		$\mu_{\alpha m} > 0$	$\mu_{\alpha m} < 0$	$\mu_{\alpha m} > 0$	$\mu_{\alpha m} < 0$	$\mu_{\alpha m} > 0$	$\mu_{\alpha m} < 0$	$\mu_{\alpha m} > 0$	$\mu_{\alpha m} < 0$
A (L)	1 voie	391.52	/	1076	/	438.77	121.64	306.91	118.73
	2 voies	783.05	/	780	/	317.12	/	188.18	/
B _C	1 file	131.70	/	713.29	151.89	540.32	206.83	361.965	134.655
	2 files	567.56	/	746.66	/	394.72	/	181.57	43.22
B _t	1 file	315.02	/	741.26	/	652.5	150.94	315.315	120.5
	2 files	690.67	/	571.32	/	351.51	/	125.545	/
B _r		1873.65	826.16	1570.11	740.74	1333.98	457.6	722.79	203.77
D240		1173.69	/	908.72	134.43	770	219.50	330.10	142.20
MC120		513.71	/	646.58	/	1144.03	/	493.05	130.19
trottoir	1 trottoir	/	1239	/	1582.3	/	1200.66	/	481.04
	2 trottoirs	/	1239	/	1347.44	/	883.66	/	715.98

Tableau n°8 : tableau des valeurs de coefficient μ_α maximales positives et négatives

IV. Calcul M_y :

Le moment fléchissant transversal M_y est maximum à mi-

- **Surcharge A (L) :** $\begin{cases} \text{une voie chargée: } A(L) = 0.91 \text{ t/m}^2 \\ \text{deux voie chargée: } A(L) = 0.91 \text{ t/m}^2 \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_y = \rho \mu_\alpha b \sin \frac{\pi x}{L} \\ P = \frac{4 A(L)}{\pi} \sin^2 \frac{\pi}{2} = \frac{4 A(L)}{\pi} \end{cases}$$

$$D'où \begin{cases} M_y = \frac{4 \times 0.91}{\pi} \times 5 \times \mu_\alpha \times \sin \frac{\pi}{2} = 5.796 \mu_\alpha & \text{pour une voie chargée} \\ M_y = 2 \times \frac{4 \times 1.02}{\pi} \times 5 \times \mu_\alpha \times \sin \frac{\pi}{2} = 11.592 \mu_\alpha & \text{pour deux voie chargée} \end{cases}$$

- **Surcharge du trottoir :**

$$q = 0,15 \text{ t/m}^2$$

$$M_y = \frac{4 \times 0,15}{\pi} \times 5 \times \mu_\alpha \sin \frac{\pi}{2} = 0,955 \mu_\alpha$$

- **Surcharge B_C**

$$1^{ere} \text{ roue de } 3 \text{ t située à } 6.225 \text{ m d'appuis} \Rightarrow \sin \frac{\pi d}{L} = \sin \frac{\pi 6.225}{32,4} = 0,5676$$

$$1^{ere} \text{ roue de } 6t : d = 10.725 \text{ m} \Rightarrow \sin \frac{\pi d}{L} = 0.8623$$

$$2^{eme} \text{ roue de } 6t : d = 12.225 \text{ m} \Rightarrow \sin \frac{\pi d}{L} = 0,9266$$

$$2^{eme} \text{ roue de } 3t : d = 16.725 \text{ m} \Rightarrow \sin \frac{\pi d}{L} = 0,9987$$

$$3^{eme} \text{ roue de } 6t : d = 21.225 \text{ m} \Rightarrow \sin \frac{\pi d}{L} = 0,8836$$

$$4^{eme} \text{ roue de } 6t : d = 22.725 \text{ m} \Rightarrow \sin \frac{\pi d}{L} = 0,8064$$

$$P = \sum \frac{2 p_i}{L} \sin \frac{\pi d_i}{L} = \frac{2 \times 3}{32,4} (0.5676 + 0,8836) + \frac{2 \times 6}{32,4} (3,4789)$$

$$P = 1,5782 \text{ t/ml pour une file de roue}$$

$$P = 3,1565 \text{ t/ml pour deux files de roue}$$

$$D'où \begin{cases} M_y = 3.1565 \times 5 \times 1,2 \times 1,1524 \mu_\alpha = 21.8253 \mu_\alpha & \text{pour une file de camion} \\ M_y = 2 \times 3.1565 \times 5 \times 1,1 \times 1,1524 \mu_\alpha = 43.6506 \mu_\alpha & \text{pour deux files de camion} \end{cases}$$

- **Surcharge B_t**

$$1^{\text{ere}} \text{ roue située à } 15.525 \text{ m} \Rightarrow \sin \frac{\pi 15.525}{32,4} = 0.9978$$

$$2^{\text{ere}} \text{ roue située à } 16.875 \text{ m} \Rightarrow \sin \frac{\pi 16.875}{32,4} = 0.9978$$

$$P = \sum \frac{2 p_i}{L} \sin \frac{\pi d_i}{L} = \frac{2 \times 8}{32,4} (0.9978 + 0.9978) = 0.9854 \text{ t/ml pour une file de roue}$$

$$P = 1.9709 \text{ t/ml pour deux files de roue}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} M_y = 1.9709 \times 5 \times 1.15 \times 1 \times \mu_\alpha = 11.3326 \mu_\alpha & \text{pour une file} \\ M_y = 22.6653 \mu_\alpha & \text{pour deux files} \end{cases}$$

- **surcharge MC120**

$$P = \frac{4q}{\pi} \sin \left(\frac{\pi \varepsilon}{L} \right) \sin \left(\frac{\pi \mu}{L} \right) = \frac{4 \times 18.032}{\pi} \sin \left(\frac{\pi 16,2}{32,4} \right) \sin \left(\frac{\pi 3,05}{32,4} \right) = 6,6946 \text{ t/ml}$$

$$M_y = 6,6946 \times 5 \times 1,1379 \times \mu_\alpha = 38.09 \mu_\alpha$$

- **Surcharge D240**

$$P = \frac{4q}{\pi} \sin \left(\frac{\pi \varepsilon}{L} \right) \sin \left(\frac{\pi \mu}{L} \right) = \frac{4 \times 12,90}{\pi} \sin \left(\frac{\pi \varepsilon}{32,4} \right) \sin \left(\frac{\pi 9,3}{32,4} \right) = 12.89 \text{ t/ml}$$

$$M_y = 12.89 \times 5 \times \mu_\alpha = 64.45 \mu_\alpha$$

		0,0 b				0,25 b				0,5 b				0,75 b				
Surcharges		M ₀	μ _α >0	μ _α <0	M _y >0	M _y <0	μ _α >0	μ _α <0	M _y >0	M _y <0	μ _α >0	μ _α <0	M _y >0	M _y <0	μ _α >0	μ _α <0	M _y >0	M _y <0
A(L)	1 voie	5.796	391.52	/	2269.25	/	1076	/	6236.496	/	438.77	121.64	2543.11	705.02	306.91	118.73	1778.85	688.159
	2voie 2	11.59	783.05	/	9077.11	/	780	/	9041.76	/	317.12	/	3676.05	/	188.18	/	2181.38	/
B _C	1 file	21.82	131.70	/	2873.69	/	713.29	151.89	15563.9	3314.2	540.32	206.83	11789.8	4513.1	361.96	134.65	7897.96	2938.06
	2files	43.65	567.56	/	24773.9	/	746.66	/	32591.7	/	394.72	/	17229.5	/	181.57	43.22	7925.53	1886.55
B _t	1 files	11.33	315.02	/	3569.17	/	741.26	/	8398.47	/	652.5	150.94	7392.52	1710.1	315.31	120.5	3572.46	13.65
	2 files	22.66	690.67	/	15650.5	/	571.32	/	12946.1	/	351.51	/	7965.82	/	125.54	/	2844.73	/
D ₂₄₀		38.09	1173.6 9	/	44705.8	/	908.72	134.43	34613.1	5120.4	770	219.5	29329.3	8360.7	330.10	142.20	12573.5	5416.39
M _{c120}		64.45	513.71	/	33108.6	/	646.58	/	416721.	/	1144.0 3	/	73732.7	/	493.05	130.19	31777.1	8390.74
ST	1 tr	0.955	/	1239	/	1183.2 4	/	1582.3	/	1511.1	/	1200.6		1146.6	/	481.04	/	459.39
	2 tr	0.955	/	1239	/	1183.2 4	/	1347.4	/	1286.8	/	883.66		843.89	/	715.98	/	683.76

Moment positif maximum est donné par le convoi M_{c120} pour la position $y=b/2$ $M_y = 7.37327$ t.m/ ml ;

Et le moment négatif maximum est donné par le convoi M_{c120} pour la position $y = b/4$ $M_y = 0.8390$ t.m / ml .

V. Étude de la flexion localisée :

Pour l'étude de la flexion localisée, on part du principe que la dalle travaille dans les deux sens X, Y et elle repose sur ses quatre côtés , ensuite on détermine les moments fléchissant dus aux différents cas de charges.

Dans notre cas les âmes des poutres sont minces et la rigidité à la torsion de telles poutres est faible. La dalle peut être considérée comme simplement appuyée sur les poutres. Mais il faut tenir compte de la continuité de la dalle.

Etude de la flexion localisée est la détermination des moments fléchissant dus aux surcharges de type A(l) , Bc ,Bt Mc120et D240

Pour les surcharges de type **bc** et **bt** et **Mc120** on procède de avec l'utilisation des abaques de **THENOS** qui figurent dans les documents SETRA (calcul de l'hourdis de pont) pour les surcharges **A(L)** ,**D240** on utilisera les abaques de **PIGEAUD**,

Ces abaques donne directement les moments fléchissant au centre d'une dalle simplement appuyée sur ces cotés

A. Moments M_a et M_b au centre de la dalle :

Les abaques donnent les moments M_a et M_b qui sont :

M_a : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée (bande parallèle à OX de portée (a) et de largeur d'unité sur une section perpendiculaire à OX ; ce moment est dit « transversal »

M_b : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la grande portée (bande parallèle à OY de portée b est de largeur d'unité) ; ce moment est dit « longitudinal »

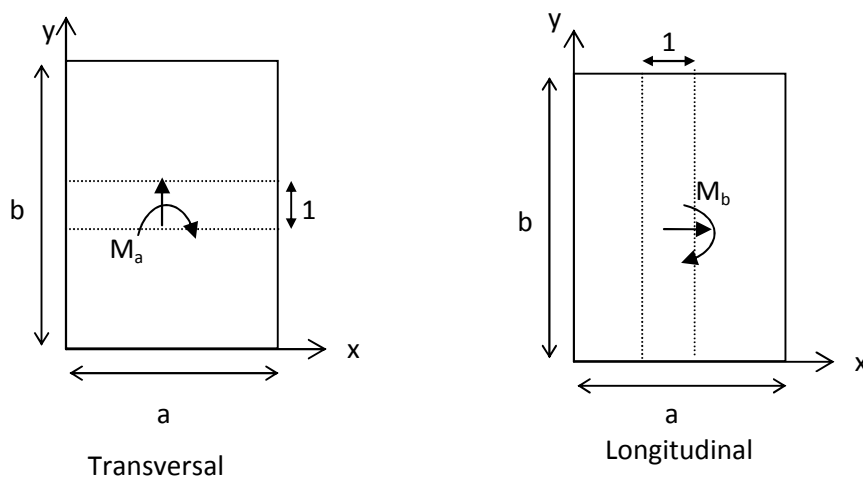


Fig : moments fléchissant

La hauteur de répartition est donnée par :

$$E = \frac{3}{4} (\text{épaisseur de la chaussée}) + \frac{1}{2} (\text{épaisseur de la dalle})$$

$$E = \frac{3}{4} \times 6 + \frac{1}{2} \times 25 = 17 \text{ cm.}$$

$$L_x = a = 0.75 \text{ m.}$$

$$L_y = b = 33.4 \text{ m.}$$

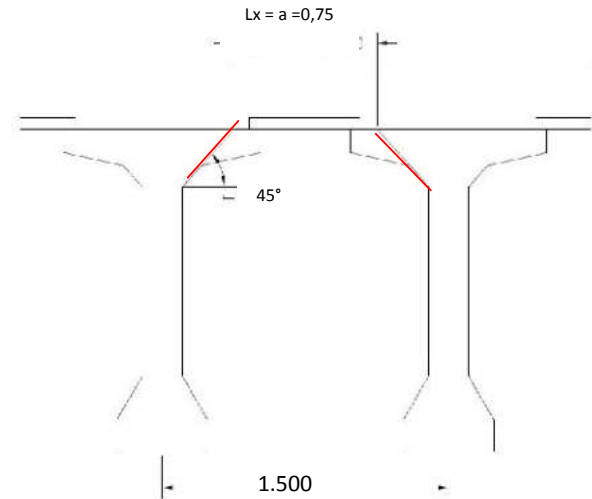
Coefficient de pondération à prendre en compte :

Coeff. de major dyn δ

Coeff. bc, bt

Coeff. de pondération des surcharges : 1.2

Coeff. de réduction tenant compte de l'encastrement partiel sur appuis égal à 0.5
et en travée égal à 0.8



Charges permanentes :

Poids propre de l'hourdis : $0,25 \times 2,5 = 0,625 \text{ t/m}^2$

Poids propre de revêtement : $0,06 \times 2,1 = 0,126 \text{ t/m}^2$

Poids total : $0,751 \times 33,4 \times 0,75 = 18.81 \text{ t.}$

Moment dus au poids propre :

Le poids propre étant une charge uniformément répartie, on utilise les abaques de PIGAUD (document SETRA), l'abaque donne la fonction M_1 obtenue avec l'argument $\rho = \frac{a}{b}$ ($a < b$) et la fonction M_2 obtenue avec l'argument inverse $\rho' = \frac{b}{a}$

$$\begin{cases} M_a = (M_1 + \lambda M_2) p \\ M_b = (M_2 + \lambda M_1) p \end{cases}$$

M_1 et M_2 sont des coefficients dans les valeurs ont été calculées par M. PIGEAUD et mises par celui-ci sous la forme d'abaques.

λ Est le coefficient de poisson qui est égale à 0,15 pour le béton

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.75}{33,4} = 0,022 < 0.4$$

$$\rho' = \frac{1}{\rho} = 44.53 \text{ ; Donc le panneau travail dans un sens (celui de la petite potée).}$$

a-Moment longitudinal Mb :

$$\rho = 0.022 \quad M1 = 0.002$$

$$\rho^2 = 44.53 \quad M2 = 0.004$$

$$Mb = (M2 + 0.15 M1) \times P = (0.15 \times 0.002 + 0.004) \times 18.81 = 0.081 \text{ t.m/ml}$$

En travée : $M_{br} = 0.8Mb = 0.8 \times 0.081 = 0.0647 \text{ t.m/ml}$

Sur appui : $M'_{br} = -0.5Mb = -0.5 \times 0.081 = -0.0410 \text{ t.m/ml}$

b-Moment transversal Ma:

$$Ma = (M1 + 0.15M2) \times P = (0.002 + 0.15 \times 0.004) \times 18.81 = 0.0489 \text{ t.m/ml}$$

En travée : $M_{ar} = 0.8 Ma = 0.0392 \text{ t.m/ml}$

Sur appui : $M'_{ar} = -0.5Ma = -0.0245 \text{ t.m/ml}$

Moment due à la surcharge A(l) :

$$A(l)_{max} = 0.91 \times 33.4 \times 0.75 = 22.80 \text{ t}$$

a-Moment longitudinal Mb:

$$Mb = (M2 + 0.15M1) \times P = (0.15 \times 0.002 + 0.004) \times 22.80 = 0.098 \text{ t.m/ml}$$

En travée : $M_{br} = 0.8 Mb = 0.0784 \text{ t.m/ml}$

Sur appui : $M'_{br} = -0.5 Mb = -0.04902 \text{ t.m/ml}$

b-Moment transversal Ma:

$$Ma = (M1 + 0.15M2) \times P = (0.002 + 0.15 \times 0.004) \times 22.80 = 0.05928 \text{ t.m/ml}$$

En travée : $M_{ar} = 0.8 Ma = 0.0474 \text{ t.m/ml}$

Sur appui : $M'_{ar} = -0.5Ma = -0.0296 \text{ t.m/ml}$

Moments dus aux surcharges Bc, Bt, MC120, D240 :

Moment due à la surcharge Bc :

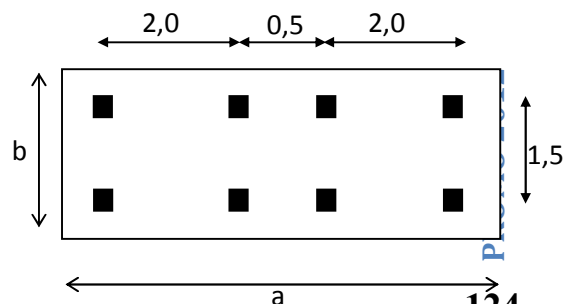
$L = \inf [\text{sup (entre axe des poutres de rive, longueur roulable) ; portée de la poutre}]$

$L = \inf [\text{sup (9 ; 8) ; 33.4}] \text{ d'où: } L = 9 \text{ m}$

Impact: $0,25 \times 0,25$

G : poids total d'une section
de couverture sur un carré de côté $L = 9 \text{ m}$

Poids propre de l'hourdis : $0,25 \times 9^2 \times 2,5 = 50.625 \text{ t}$



Poids propre de revêtement : $0,06 \times 9^2 \times 2,2 = 10.69 \text{ t}$

Poids propre de la superstructure : $9 \times 0.5288 \times 2 = 9.51 \text{ t}$

$$\sum G = 70.825 \text{ t}$$

S : surcharge maximales : $2 \times 30 = 60 \text{ t}$

Calculons le coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 9} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{70.825}{60 \times 1,1}} = 1.33$$

a. Moment longitudinal :

$a = 0,48 \text{ m}$; on prend $a = 2 \text{ m}$

$$\begin{cases} b = 33,4 \text{ m} \\ a = 2 \text{ m} \\ E = 0,17 \end{cases} \Rightarrow \text{abaque N}^\circ 25 \quad M_b = 1,265 \text{ t.m/ml}$$

$$M_b = M \times b_c \times \delta \times 0,8 = 1,265 \times 1,2 \times 1,33 \times 0,8$$

$$M_b = 1,615 \text{ t.m/ml.}$$

b. Moment transversal:

$$\begin{cases} b = 33,4 \text{ m} \\ a = 2 \text{ m} \\ E = 0,17 \end{cases} \Rightarrow \text{Abaque N}^\circ 09 \quad M_a = 2,485 \text{ t.m/ml}$$

$$M_a = M \times b_c \times \delta \times 1,2 \times 0,8 = 2,485 \times 1,2 \times 1,33 \times 0,8$$

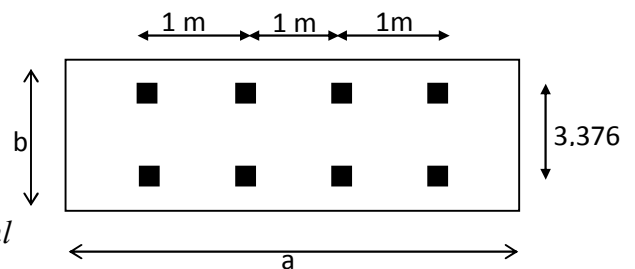
$$M_b = 3,172 \text{ t.m/ml}$$

Moment due à la surcharge Bt :

a. Moment longitudinal :

$$\begin{cases} b = 33,4 \text{ m} \\ a = 2 \text{ m} \\ E = 0,17 \end{cases} \Rightarrow \text{abaque N}^\circ 15 \Rightarrow M_b = 1,100 \text{ t.m/ml}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 9} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{70.825}{33,4 \times 1.1}} = 1,21$$



Cas de charge Bt

$$M_b = 1.100 \times 1 \times 1,2 \times 0,8 \times 1,21$$

$$M_b = 1,27 \text{ t.m/ml}$$

b. Moment transversal:

$$\begin{cases} b = 33,4 \text{ m} \\ a = 2 \text{ m} \\ E = 0,17 \end{cases} \Rightarrow \text{abaque N}^\circ 10 \Rightarrow M_a = 2,300 \text{ t.m/ml}$$

$$M_a = 2,300 \times 1 \times 1,21 \times 0,8 \times 1,2$$

$$M_a = 2,671 \text{ t.m/ml}$$

Moment due à la surcharge Br :

a. Moment longitudinal :

$$\begin{cases} b = 33,4 \text{ m } (\infty) \\ a = 2 \text{ m} \\ E = 0,17 \end{cases} \Rightarrow \text{abaque N}^\circ 20 \Rightarrow M_b = 1,140 \text{ t.m/ml}$$

$$\delta = 1,19$$

$$M_b = 1,19 \times 1,14 \times 0,8 \times 1,2 = 1,302 \text{ t.m/ml}$$

b. Moment transversal:

$$\begin{cases} b = 33,4 \text{ m} \\ a = 2 \text{ m} \\ E = 0,17 \end{cases} \Rightarrow \text{abaque N}^\circ 30 \Rightarrow M_a = 1,640 \text{ t.m/ml}$$

$$M_a = 1,640 \times 1,19 \times 0,8 \times 1,2 = 1,8735 \text{ t.m/ml}$$

Moment due à la surcharge Mc120:

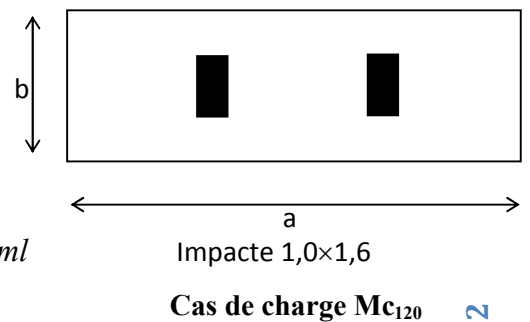
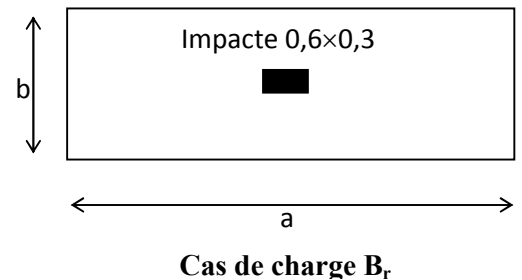
$$\delta = 1,375$$

a. Moment transversal:

$$\begin{cases} b = 33,4 \text{ m } (\infty) \\ a = 2 \text{ m} \\ E = 0,17 \end{cases} \Rightarrow \text{abaque N}^\circ 35 \Rightarrow M_a = 2,700 \text{ t.m/ml}$$

$$M_a = 2,700 \times 1,375 \times 0,8$$

$$M_a = 2.97 \text{ t.m/ml}$$



b-Moment longitudinal :

Le moment longitudinal est néant

Moment due au convoi D240 :

On utilise les abaques de PIGEAUD pour la surcharge uniformément répartie sur un rectangle

(U * V) au milieu de la dalle :

$$U = a + 2 E = 0.75 + 2 \times 0.17 = 1.09 \text{ m}$$

$$V = b' + 2E = 18.6 + 2 \times 0.17 = 18.94 \text{ m}$$

$$U / a = 1.45 ; V / a = 25.25 ; V / b = 1.02$$

a-Moment transversal :

$$M_a = (M_1 + 0.15 M_2) \times P$$

M1 et M2 étant les moments unitaires pour une charge concentrée $P = 1$ s'exerçant sur la surface réduite (U x V), on utilise les tables de PIGEAUD pour avoir M1 et M2

On a : $\rho = 0.022$;

On doit interpoler entre 0.0 et 0.2 :

Pour : $\rho = 0$

$$V / a = 25.25 ;$$

$$U / a = 1.45$$

D'après les tables on aura :

$$M_1 = 0.04 ;$$

$$M_2 = 0.0009$$

Pour : $\rho = 0.2$

$$V / a = 25.25 ,$$

$$U / a = 1.45$$

D'après les tables on aura :

$$M_1 = 0.03387 ,$$

$$M_2 = 0.00048$$

Donc on aura pour : $\rho = 0.022$

$$M_1 = 0.0396 ,$$

$$M_2 = 0.000872$$

$$P = (240 \times 0.75) / 3.2 = 56.25 \text{ t}$$

Donc on a :

$$M_a = (M_1 + 0.15 M_2) \times P = (0.0396 + 0.15 \times 0.000872) \times 56.25 = 2.20 \text{ t.m/ml}$$

$$M'a = 0.8 Ma = 1.76 \text{ t.m/ml}$$

b-Moment longitudinal :

$$Mb = (M2 + vM1) xP = (0.00087 + 0.15 \times 0.0396) \times 56.25 = 0.383 \text{ t.m/ml}$$

$$M'b = 0.8 Mb = 0.3064 \text{ t.m/ml}$$

VI. Moment de continuité :

Moment de continuité sur appui :

Pour déterminer les moments de continuité dans les dalles de couverture des pont à poutres

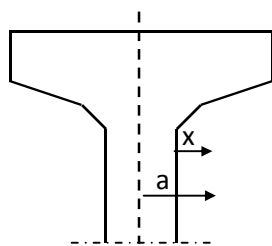
sous chaussée ; on considère les cas de charges symétrique par rapport aux appuis de la dalle qui sont les poutres principales, les abaques utilisées dans les documents SETRA déterminant les moments fléchissant maximaux produits au milieu des côtés encastré de la dalle ; par les surcharges réglementaires (titre II CPC) en fonction de :

- l'épaisseur E (½ épaisseurs de la dalle + ¾ épaisseur de la chaussée)
- du demi largeur 'A' de l'appui constitué par une poutre principale, 'A' est la demi largeur

de l'âme augmentée s'il y a lieu d'un gousset dessinée à 45°

- des dimensions : a et b de la dalle

b est parallèle à l'axe de l'ouvrage , et a perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage .



$$A = b/2 + 10 = 0,205 \text{ m}$$

$$b = 33,4 \text{ m}$$

$$E = 0,17 \text{ m}$$

$$a = 0,75 \text{ m}$$

- **Moment de continuité par poutre MCP :**

Pour les ponts de première classe, les charges les plus défavorables sont BC et MC120 (Document SETRA)

Système BC :

$$\left. \begin{array}{l} b=33,4\text{ m} \\ a=2\text{ m} \\ A=0,205 \\ E=0,17 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{abaque N}^\circ 15 \text{ d'où : } M_b = 1,5 \text{ t.m/ml}$$

$$MP = 1,5 \times 1,2 \times 1,33 = 2,394 \text{ t.m/ml}$$

Système MC120 :

$$\text{Abaque N}^\circ 26 \Rightarrow MP = 1,950 \text{ t.m/ml}$$

$$MP = 1,950 \times 1,375 = 2,6812 \text{ t.m/ml}$$

Récapitulation des moments :

- Flexion générale :
 Moment en travée 7.3732 t.m/ml
 Moment sur appui 0,8390 t.m/ml

- Flexion localisée :
 Moment transversal $\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } 0,0474 \text{ t.m/ml} \\ \text{Sur appui: } 0,0296 \text{ t.m/ml} \end{array} \right.$
 Moment longitudinal $\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } 0,0647 \text{ t.m/ml} \\ \text{Sur appui: } 0,0410 \text{ t.m/ml} \end{array} \right.$

Surcharge :

$$\text{Moment transversal en travée } 3,172 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Moment longitudinal en travée } 1,615 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Moment de continuité } 2,6812 \text{ t.m/ml}$$

Moment maximum :

Transversalement :

$$\text{En travée : } 10.60 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Sur appui : } 0.8686 \text{ t.m/ml}$$

Longitudinalement :

$$\text{En travée : } 1,6797 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Sur appui : } 0,0410 \text{ t.m/ml}$$

VII. Étude de l'effort tranchant :

1) Charge(P) uniformément répartie sur toute la surface de la dalle :

a) Poids propre :

Nous calculons les efforts tranchant en employant la formule approchée donnée par PIGEAUD :

$$P = 33,4 \times 0,75 (2,5 \times 0,25 + 2,2 \times 0,06) = 20.06 \text{ t}$$

Effort tranchant par unité de longueur est donc :

Au milieu de la petite côte 'a' :

$$T_a = P/3b = 20.06 / 100.2 = 0.20 \text{ t/ml}$$

Au milieu de la grande côte 'b' :

$$T_b = P/(2b + a) = 20.06 / 67.55 = 0.3049$$

t/ml

b) Surcharge :

$$A (L) = 0.91 \text{ t/m}^2$$

$$P = A (L) \times L \times a$$

$$P = 0.91 \times 33.4 \times 0.75 = 22.80 \text{ t}$$

$$T_a = 0,2275 \text{ t/ml}$$

$$T_b = 0,3080 \text{ t/ml}$$

2) Charge(P) uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la dalle :

Le rectangle de dimension U et V

$$U > V$$

$$U < V$$

Au milieu de U

Au milieu de U

$$T_u = \frac{P}{2U + V}$$

$$T_u = \frac{P}{3V}$$

a) Roue isolée :

$$P = 10 \text{ t} \begin{cases} \text{Impacte réel } U \times V = 30 \times 60 \text{ cm}^2 \\ \text{Impacte diffusé } U' = U + 2E = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \\ \qquad \qquad \qquad V' = V + 2E = 60 + 2 \times 17 = 94 \text{ cm} \end{cases}$$

U < V

$$T_u = \frac{P}{3V'} = \frac{10}{3 \times 0,94} = 3,546 \text{ t/ml}$$

$$T_v = T_v = \frac{P}{2V' + U'} = 4 \text{ t/ml}$$

Le Coefficient de pondération est :

$$\delta = 1,19$$

$$T_U = 3,546 \times 1,19 = 4,219 \text{ t}$$

$$T_V = 4 \times 1,19 = 4,76 \text{ t}$$

b) M_{C120} :

$$P = 110 \text{ t} \begin{cases} \text{Impacte réel } U \times V = 1,0 \times 6,1 \text{ m}^2 \\ \text{Impacte diffusé } U' = U + 2E = 1 + 2 \times 0,17 = 1,34 \text{ m} \\ \qquad \qquad \qquad V' = V + 2E = 6,1 + 2 \times 0,17 = 6,44 \text{ m} \end{cases}$$

$$\delta = 1,375$$

$$T_U = T_u = \frac{P}{6V'} = \frac{110}{3 \times 6,44} \times \delta = 3,914 \text{ t/ml}$$

$$T_V = \frac{55}{2V' + U'} \times \delta = 5,318 \text{ t/ml}$$

c) Convoi D₂₄₀ :

$$\begin{cases} \text{Impacte réel } U \times V = 1,53 \times 18,6 \text{ m}^2 \\ \text{Impacte diffusé } U' = U + 2E = 1,53 + 2 \times 0,17 = 1,87 \text{ m} \\ \qquad \qquad \qquad V' = V + 2E = 18,6 + 2 \times 0,17 = 18,94 \text{ m} \end{cases}$$

$$T_u = \frac{240 \times \frac{0,75}{3,2}}{3 \times 18,94} = 0,99 \text{ t/ml}$$

$$T_v = \frac{240 \times \frac{0,75}{3,2}}{2 \times 18,94 + 1,87} = 0,415 \text{ t/ml}$$

On remarque que l'effort tranchant le plus défavorable est dû aux B_r et MC₁₂₀

• **Effort tranchant total :**

$$T_{a \text{ total}} = T_a + T_S = 0,20 + 4,219 = 4,419 \text{ t/ml}$$

$$T_{b \text{ total}} = 0,3049 + 5,318 = 5,6229 \text{ t/ml}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = T / (b \times z) \leq 1.15 \sigma_{badm} = \tau_{badm}$$

Avec :

τ_b : contrainte de cisaillement dans l'hourdis

τ_b : Contrainte admissible du béton

T : 5.6229 t

b : 100 cm

Z = (7/8) × h = (7/8) × 25 = 21.875 cm 10³

D'où :

$$\tau_b = \frac{5,6229 \times 10^3}{100 \times 21,875} = 2.57 \text{ Kg/cm}^2 < 8.17 = \tau_{badm} \quad \text{condition vérifiée}$$

VIII. Ferrailage du hourdis : (BAEL)

1- Armatures dans le sens transversal :

μ : Coefficient de frottement de remplissage.

M_u : moment à l'état limite ultime.

σ_{bc} : contrainte de compression du béton .

γ_b : 1.15 D₂₄₀ combinaisons sont rares

a) En travée :

Sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELU :

$$M_{ep} = 0.0392 \text{ t.m}$$

$$M_{CD} = 10.60 \text{ t.m/ml}$$

$$M_u = 1.35 \times 0.0392 + 1.50 \times 10.60 = 15.95 \text{ t.m/ml}$$

Ferrailage en flexion simple :

Cours pratique d'utilisation des règles BAEL

$c = 3 \text{ cm}$

$d = 0.9h = 22.5 \text{ cm} ; b = 1,00 \text{ m}$

$f_{bu} = \frac{0,85 \times 3500}{1 \times 1,5} = 1983 \text{ t/m}^2$

$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{15.95}{1 \times 0,225^2 \times 1983} = 0,158$

f_e : limite d'élasticité de l'acier constituant les armatures transversales = 400 MPa

$\gamma_s = 1$; acier HA type 1 .

D'où : $\mu_c = 0.379$

$\mu < \mu_c$

$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,216 \Rightarrow z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,205 \text{ m}$

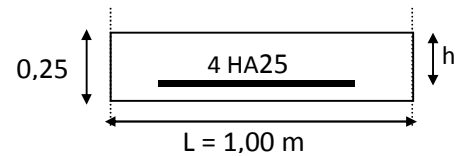
$\mu = 0,158 < 0,186$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} + 2.10^{-3} \quad ; \quad \varepsilon_{es} = 3,74.10^{-3} \\ \varepsilon_s = 10x 10^{-3} \end{array} \right.$$

$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{es} \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 \text{ MPa}$

$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{15.95}{0,205 \times 400 \cdot 10^{-2}} = 19.45 \text{ cm}^2$

On prend les aciers 4 HA 25 avec $A_s = 19.63 \text{ cm}^2$



a) sur appui:

$M_{cp} = 0.0245 \text{ t.m}$

$M_{CD} = 0.8686 \text{ t.m/ml}$

$M_u = 1.35 \times 0.0245 + 1.50 \times (0.8686 + 2.4) = 4.936 \text{ t.m/ml}$

$\mu = \frac{M_u}{b h^2 f_{bu}} = \frac{4,936}{1 \times 0,225^2 \times 1983} = 0,0491$

$\varepsilon_{es} = 3,74.10^{-3}$

$\mu_c = 0,379$

$\mu < \mu_c$

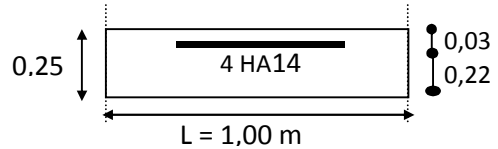
$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,063 \Rightarrow z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,219 \text{ m}$

$\mu = 0,0491 < 0,186$

$\varepsilon_s = 10.10^{-3} \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{4,936}{0,219 \times 400 \cdot 10^{-2}} = 5.626 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA14 avec $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$



1- Armatures dans le sens longitudinal :

a) En travée :

$$M_{cp} = 0.0647 \text{ t.m}$$

$$M_{CD} = 1.6797 \text{ t.m/ml}$$

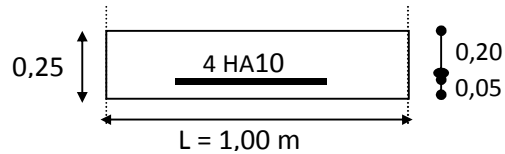
$$M_u = 1.35 \times 0.0647 + 1.50 \times 1.6797 = 2.606 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0,0259$$

$$\mu = 0,0259 < \mu_c$$

$$\alpha = 0,032 \Rightarrow z = 0,222 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = 2.93 \text{ cm}^2$$



On prend 4HA 10 avec $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

b) sur appui :

$$M_{cp} = 0.0460 \text{ t.m}$$

$$M_{CD} = 0.0410 \text{ t.m/ml}$$

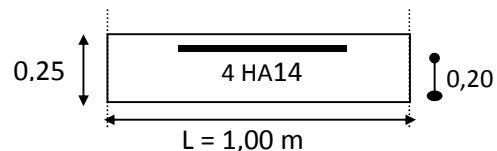
$$M_u = 1.35 \times 0.0460 + 1.50 \times (2.4 + 0.0410) = 3.7236 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0,0370$$

$$\mu = 0,0370 < \mu_c$$

$$\alpha = 0,0472 \Rightarrow z = 0,220 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = 4.217 \text{ cm}^2$$



On prend 4HA12 $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$\rho = (A_t / b d) \geq 0.23 (f_{tj} / f_e)$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \times 1 \times 0.225 \times 2.1 / 400 = 2.716 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée

On prend : 4HA10 soit $A_{s \text{ min}} = 3.14 \text{ cm}^2$

2- Vérification des contraintes à ELS :

a- Sens transversal :

$$M_{ser} = \max (M_1, M_2) = 10.6+0.0392= 10.64 \text{ t.m}$$

Compression dans le béton ($\sigma_{bc} < 0,6 f_{c28}$):

$$\frac{b x^2}{2} + n A'_S (x - c') - n A_S (d - x) = 0$$

$$\frac{100 x^2}{2} + 15 \times 19.63 (x - 3) - 15 \times 6.16 (22.5 - x) = 0$$

$$X = 4,746 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b x^3}{3} + n A'_S (x - c')^2 + n A_S (d - x)^2 = 3.0044 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} x}{I_1} = \frac{10.64 \times 4,746 \times 10^{-4}}{3.0044 \cdot 10^{-4}} = 16,80 \text{ Mpa}$$

$$0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < 0,6 f_{c28} \quad \text{Vérifiée}$$

Traction dans les aciers :

Fissuration préjudiciable $\sigma_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] = 228,63 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d - x)}{I} = 15 \frac{10.64 (22.5 - 4,746) 10^{-4}}{3.0044 \cdot 10^{-4}} = 62.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 62.87 \text{ Mpa} \leq 228.63 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

a- Sens longitudinal :

$$M_s = 1,6797 + 0.0647 = 1.7617 \text{ t.m/ml}$$

Compression dans le béton ($\sigma_{bc} < 0,6 f_{cj}$):

$$C' = 5 \text{ cm} \quad d = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{b x^2}{2} + n A'_S (x - c') - n A_S (d - x) = 0$$

$$X = 4.89 \text{ cm}$$

$$I_1 = 2.4923 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot x}{I_1} = 3,45 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifiée}$$

Traction des armatures :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d - x)}{I_1} = 15 \frac{1,7617(22.5 - 4.89)10^{-4}}{2.4923 \cdot 10^{-4}} = 186.71 \text{ Mpa} < 228,63 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifiée}$$

Conclusion :

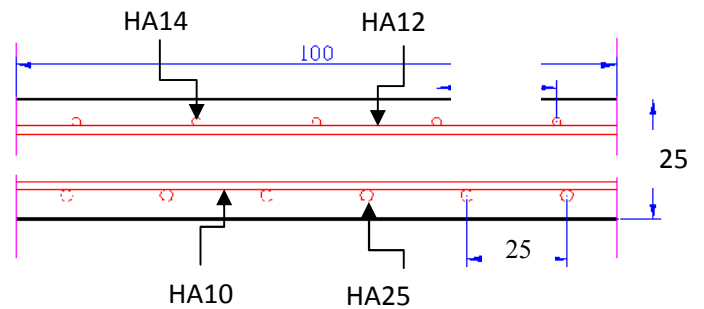
a- Les armatures transversales :

Fibre inférieure :

4 HA 25 espacée de 25 cm

Fibre supérieure :

4 HA 14 espacée de 25 cm



b- Les armatures longitudinales :

Fibre inférieure :

4 HA 10 espacée de 25 cm

Fibre supérieure :

4 HA 12 espacée de 25 cm

Ferrailage de la dalle

1. Introduction :

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l’effet de son poids propre seul, d’autre part la mise en tension de telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissementExt.). Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l’état de précontrainte résultant dans les diverses sections des appuis, c’est pour quoi dans la plus part des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettent la liberté de rotations et les déplacements d’appui.

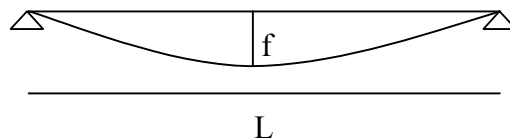
Les chargements citées précédaiant provoquent des déformations qui se manifeste sous forme de :

- * Flèche maximale ami travée.
- * Rotation d’appuis.
- * Le déplacement horizontal dû au fluage et au retrait du béton ainsi que température.

2. Flèches et contres flèches :

A. Flèche due au poids propre :

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie à raison de (q /ml)



La flèche est donnée par la formule suivante :

$$F_G = \frac{5 Q_G L^4}{384 E_V I_G} = \frac{5 M_G L^2}{48 E_V I_G}$$

L=33.4 m

I_G : inertie de la poutre+l’inertie de l’hourdis

$$I_G = I_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n L_i \times I_i}{\sum_{i=1}^n L_i}$$

On a : $L_1=9.18m$ $L_2=7.145m$ $L_3=0.375m$

$I_1 = 0.185m^4$ $I_2 = 0.207m^4$ $I_3=0.231m^4$

$$I_{eq} = \frac{2(9.18 \times 0.185 + 7.145 \times 0.207 + 0.375 \times 0.231)}{33.4}$$

$I_{eq}=0.195m^4$

$Q_G = 2.9030t/ml/poutre$ (poutre intermédiaire)

$f_{c28} = 35MPa$

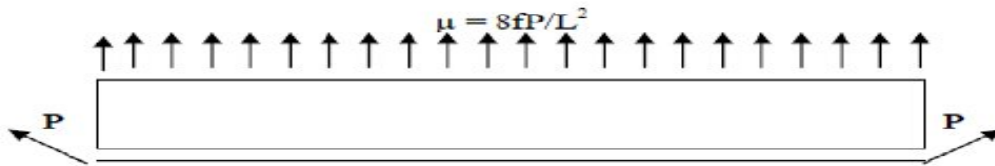
E_v : module de déformation longitudinale différée.

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 12102,945 MPa = 12102.945 \times 10^2 t/m^2$

Remarque : Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

$$F_s = \frac{5 \cdot 2,9030 \cdot (33,4)^4}{348 \cdot 12102,945 \cdot 10^2 \cdot 0,195} = 19,93 \text{ cm}$$

B. Contre flèche due à la précontrainte :



La flèche à mi travée est égale à :

$$F_P = 1/2 \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} X dx + \int_{L/2}^L \frac{M}{EI} (L - X) dx$$

Dans notre cas le diagramme des moments est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, les deux intégrales précédentes sont égales, donc la formule devienne :

$$F_P = \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} dx$$

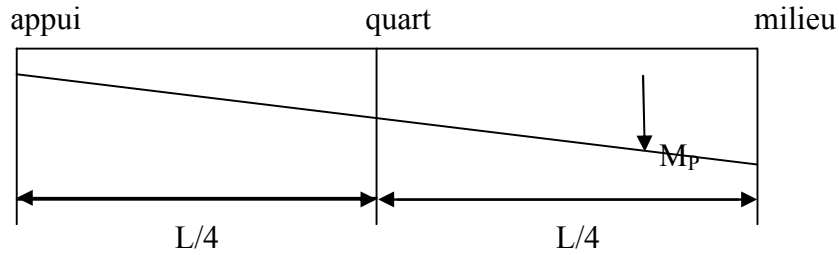
Diagramme simplifié du moment de la précontrainte :

On a : $M_p = N E$

Tel que : N : effort de la précontrainte

E : excentricité de câble par rapport au centre d'ancrage

Ces moments sont calculés dans les sections (milieu, quart, appui) les résultats sont consignés dans le tableau ci-dessous :



Pour le calcul de (N) dans chaque section, on prendra comme contrainte la moyenne entre la tension initiale et la tension finale en service.

$$N_i(t) = P_0 \sum \cos \alpha_i \quad \text{ou} \quad P_0 = 1.88 \text{ MN}$$

section	P _i (MN)	$\sum \cos \alpha_i$	N (MN)	E (m)	M _P = N.E
0.00 L	1.88	2.986	5.61368	-0.00	-0.00
0.25 L	1.88	2.996	5.63248	-0.52	-2.93
0.50 L	1.88	3	5.64	-0.69	-3.89

Tableau n°1: les moments dans les sections (milieu, quart, appui)

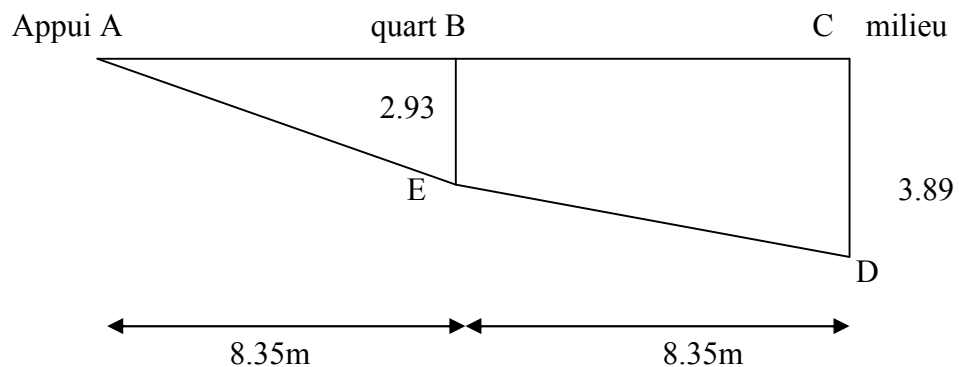
Et comme :

$$F_p = \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} dx$$

Avec:

$\int M dx$: le moment statique par rapport a l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi largeur.

Pour notre poutre précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante:



Soit X_G la distance du centre de gravité du trapèze par rapport à la petite base il peut être calculé par la formule suivante :

$$X_G = \frac{h}{3} \left(\frac{2B + b}{B + b} \right)$$

1) le triangle ABE :

$$X_g = 8.35/3((2 \times 2.93 + 0.00)/(2.93 + 0.00)) \implies X_g = 5.57\text{m}$$

2) le trapèze BCDE :

$$X_g = 8.35/3 \times ((2 \times 3.89 + 2.93)/(3.89 + 2.93)) + 8.35 \implies X_g = 12.72\text{m}$$

$$F_p = \int_0^{\frac{L}{2}} \frac{M}{EI} dx = \frac{X_{g1} \times A_1 + X_{g2} \times A_2}{EI}$$

$$= - \frac{\left(\frac{5.57(2.93 \times 8.35)}{2} + \frac{12.72(2.93 + 3.89)8.35}{2} \right)}{12102.945 \times 0.195} = -18.2\text{cm}$$

A. Flèche de construction :

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieure à la flèche du poids propre de la poutre. Celle ce prendra donc une forme courbe, ceci n'est pas trop gênant, mais les problèmes du gradient thermique qui se produisent dans la hauteur de la poutre augmente la dilatation de sa membrure supérieure qui accentue alors la courbure.

Pour remédier a ce problème, on adopte pour le fond du coffrage une flèche dite flèche de construction vers le bas dont la valeur est :

$$F_c = \frac{3}{4} X (F_p - F_G) = 3/4 (-18.2 + 19.93) = 1.30\text{cm}$$

B. Flèche de surcharge :

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties. :

$$F_s = \frac{5 Q_s L^4}{384 E_v I_G} = \frac{5 M_s L^2}{48 E_v I_G}$$

Avec $Q_s = 240/18.6 = 12.90\text{t/ml}$

$$F_s = \frac{5 \times 12.90 \times (33.4)^4}{384 \times 12102.945 \times 0.195} = 0.88\text{cm}$$



C. La flèche totale :

En service à vide : $F_T = F_p + F_G$

$$F_T = -18.2 + 19.93 = 1.73 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = \frac{3340}{300} = 11.13 \text{ cm} \dots\dots\dots C V$$

En service à charge : $F_T = F_c + F_s$

$$F_T = 1.30 + 0.88 = 2.18 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = \frac{3340}{300} = 11.13 \text{ cm} \dots\dots\dots C V$$

3. Calcul des rotations :

C. Rotation due au poids propre :

La rotation (θ_g) à l'appui est donnée par l'expression suivante:

$$\theta_g = \frac{G \times L^2}{24 E I} = \frac{M_G L}{3 E I}$$

I : moment d'inertie (poutre + hourdis) à l'about.

$$I = 23134256.310 \text{ cm}^2 = 0.23 \text{ m}^2$$

E : module d'élasticité différé du béton.

$$E = 12102.945 \cdot 10^2 \text{ t/m}^2$$

D'où

$$\theta_g = \frac{2.9030 \times (33.4)^2}{24 \times 12102.945 \times 10^2 \times 0.23} = 4.85 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

D. Rotation sous l'effet de la précontrainte :

$$\theta_p = -\frac{1}{2EI} \int M_x dx = -\frac{\sum A_i}{2EI}$$

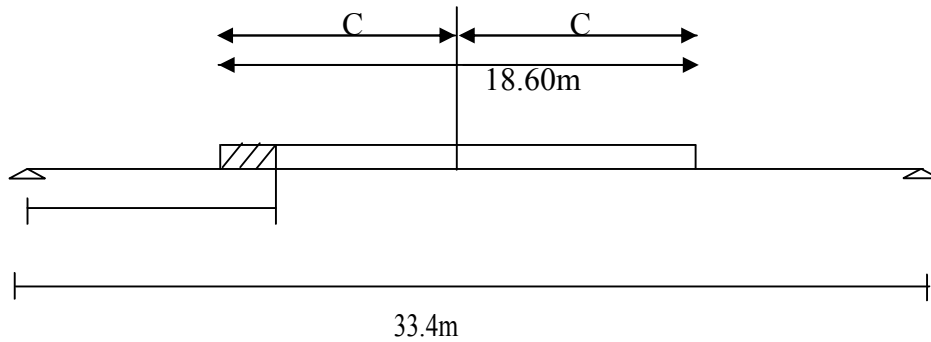
$\int_0^L M dx$ Représente alors simplement, l'aire du diagramme des moments de précontrainte.

$$\int_0^L M dx = 2 \int_0^{L/2} M_x dx = 2 \times ((2.93 \times 8.35) / 2 + 1/2 (3.89 + 2.93) 8.35) \times 10^2 = 4488.125 \text{ m}^2$$

D'où

$$\theta_p = -\frac{\sum A_i}{2EI} = \frac{-4488.125}{2 \times 12102.945 \times 10^2 \times 0.23} = -80.61 \cdot 10^{-4} \text{ rd}$$

E. Rotation sous l'effet de surcharge :



D'après les formules de BRESSES on obtient :

$$\theta_s = \frac{q \times c \times L^2}{11EI} \left(\frac{1}{4} + \frac{1}{3} \left(\frac{c}{L} \right)^2 + c/2L \right)$$

$$\theta_s = \frac{12.90 \times 9.3 \times (33.4)^2}{11EI} \left(\frac{1}{4} + \frac{1}{3} \left(\frac{9.3}{33.4} \right)^2 + \frac{9.3}{2(33.4)} \right) = \frac{54871.83}{11EI}$$

$$\Rightarrow \theta_s = \frac{54871.83}{11 \times 12102.945 \times 10^4 \times 0.23} = 0.01792 \text{rd}$$

F. Rotation totale:

En service à vide : $\theta = \theta_G + \theta_p$

$$\theta = 4.85 \times 10^{-4} - 80.61 \cdot 10^{-4} = -75.76 \cdot 10^{-4} \text{rd}$$

En service à charge : $\theta = \theta_G + \theta_p + \theta_s$

$$\theta = 4.85 \times 10^{-4} - 80.61 \cdot 10^{-4} + 0.01792 = 0.0103 \text{rd}$$

4. Calcul des déplacements d'appuis :

A. Déplacement du à une rotation :

$$\Delta_\theta = \frac{\theta \times h}{2}$$

θ : Rotation d'appui en service à charge $\theta = 0.0103 \text{rd}$

h : Hauteur de la poutre compris la dalle $h = 1.5 + 0.25 = 1.75 \text{m}$

$$\Delta_\theta = \frac{0.0103 \times 1.75}{2} = 9 \times 10^{-3} \text{m}$$

B. Déplacement du au retrait de la poutre :

$$\Delta_{\text{retr}} = \frac{\varepsilon \times L}{2}$$

$\varepsilon = 3 \times 10^{-4}$ retrait final (nord Algérien)

$$\Delta_{\text{retr}} = 3 \times 10^{-4} \times \frac{33.4}{2} = 5.01 \times 10^{-4} \text{ m}$$

C. Déplacement du à la température :

$$\Delta_{\text{temp}} = \varepsilon_t \times \frac{L}{2}$$

$\varepsilon_t = 3 \times 10^{-4}$ cas pour action de courte durée(a)

$\varepsilon_t = 2 \times 10^{-4}$ cas pour action de longue durée(b)

$$\Delta_{\text{temp}} \begin{cases} = \pm 3 \times 10^{-4} \times \frac{33.4}{2} = \pm 5.01 \times 10^{-4} \dots\dots\dots(a) \\ = \pm 2 \times 10^{-4} \times \frac{33.4}{2} = \pm 3.34 \times 10^{-4} \dots\dots\dots(b) \end{cases}$$

D. Déplacement du au fluage :

$$E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_f = \frac{77.806 + 85.825}{2} = 56.81 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{\text{fluage}} = \frac{L}{2} \times \frac{\Delta \sigma_f}{E_p} = \frac{33.4}{2} \times \frac{56.81}{2 \times 10^5} = 4.7 \times 10^{-3} \text{ m}$$

E. Déplacement total:

$$\Delta_{\text{max}} = \frac{2}{3} (\Delta_0 + \Delta_{\text{retr}} + \Delta_{\text{fluage}}) + \Delta_{\text{temp}}$$

courte durée : $\Delta_{\text{max}} = \frac{2}{3} (9 \times 10^{-3} + 5.01 \times 10^{-4} + 4.7 \times 10^{-3}) \pm 5.01 \times 10^{-4} = +14.07 \times 10^{-3} \text{ m}$

longue durée : $\Delta_{\text{max}} = \frac{2}{3} (9 \times 10^{-3} + 5.01 \times 10^{-4} + 4.7 \times 10^{-3}) \pm 3.34 \times 10^{-4} = +14.53 \times 10^{-3} \text{ m}$

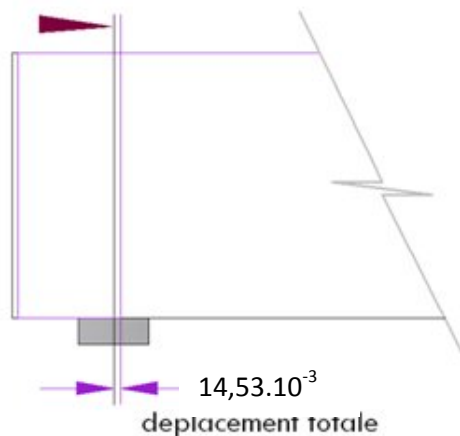


Figure N°1 : déplacement total

I. Les appareils d'appui :

1. Introduction :

Les appareils d'appuis sont des équipements de l'ouvrage, ils sont placés entre les poutres et les dés d'appuis, leur rôle est de :

- De transmettre les efforts à l'infrastructure.
- D'aborder par la rotation et distorsion, les déformations et translations de la structure.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en béton ;
- Les appareils d'appui en élastomère fretté ;
- Les appareils d'appui spéciaux ;
- Les appareils d'appui métallique ;

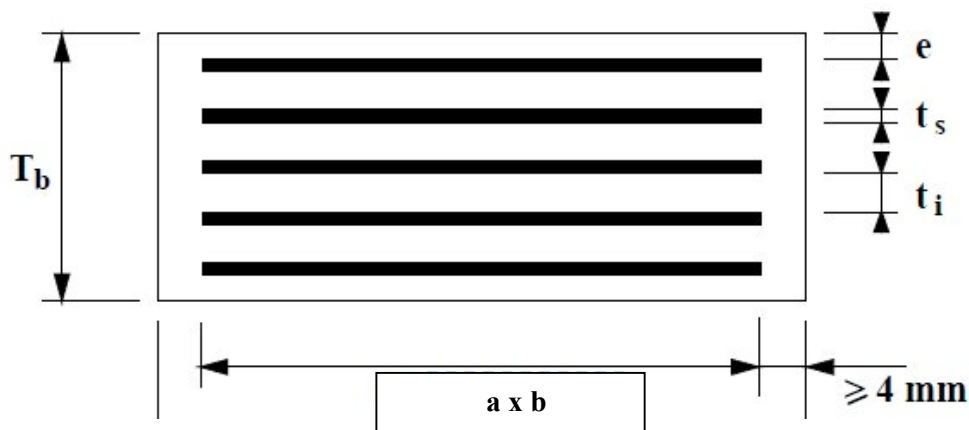


Figure N°1: Définition géométrique d'un appareil d'appui

Conformément à la NF EN 1337-3, quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appui en élastomère fretté quel que soit leur type :

- la distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée ;
- l'épaisseur des frettes doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent ;
- la stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement ;
- les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées (effet direct de l'appareil d'appui sur la structure et effet indirect dû aux déformations de l'appui).

2 - Dimensionnement des appareils d'appuis :

Selon bulletin technique N°04 de SETRA

a. Aire de l'appareil d'appui :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{axb} \quad \text{tel que } N_{max} = R_{max} / 7$$

On désigne par a, b; l'aire de l'appareil d'appui où :

a: Côte parallèle à l'axe horizontale de l'ouvrage.

b: Côte perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage.

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$2MPa \leq \sigma_m = \frac{N_{max}}{axb} \leq 15MPa$$

Avec :

σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{max}

N_{max} : Réaction d'appui.

2MPa : Condition de non cheminement.

15MPa : Condition de non écrasement.

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{max} = R_G + R_{D240} = 324.05 + 171.12 = 495.17 \text{ t} \\ N_{max} = \frac{R_{max}}{7} = \frac{495.17}{7} = 70.74 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{min} = R_G = 324.05 \text{ t} \\ N_{min} = \frac{R_{min}}{7} = \frac{324.05}{7} = 46.29 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$200 \leq \sigma_m = \frac{70.74}{axb} \leq 1500 \quad \Rightarrow \quad 0.0472 \text{ m}^2 \leq axb \leq 0.354 \text{ m}^2$$

b. Détermination de la hauteur nette de l'élastomère :

$$\tau_h \leq 0.5 \times G \Rightarrow \tau h = \frac{G \times U}{T}$$

U: Δ_{hmax} Déplacement horizontal sous (retrait, fluage, rotation et température)

ou $U = \Delta_{hmax} = 14.53 \times 10^{-3} \text{ m}$

G: Module de déformation transversale

T: Hauteur nette de l'élastomère.

τ_h : Contrainte de cisaillement.

$$T \geq \frac{U}{0.5} \Rightarrow T \geq \frac{14.53}{0.5}$$

D'où $T \geq 29.06\text{mm}$

On prendra : $T = 50\text{ mm}$ constitué de 5 feuillets de 10 mm chacun.

c. Dimensionnement en plan de l'appareil :

Il faut respecter la condition suivante :

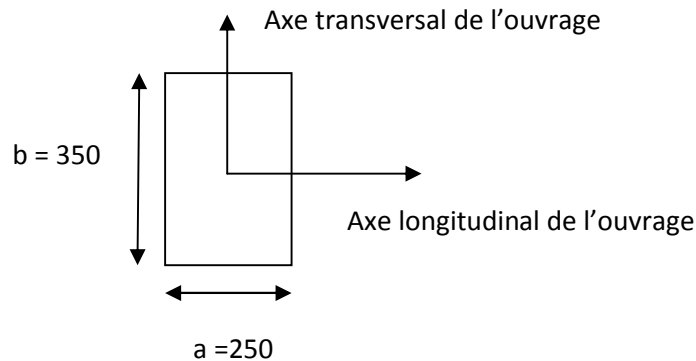
- Condition de non flambement.
- L'épaisseur minimale

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 5T \leq a \leq 10T$$

D'où $250\text{mm} \leq a \leq 500\text{mm}$

On prend : $b = 350\text{mm}$ $a = 250\text{mm}$

D'où $axb = 0.0875\text{m}^2 > 0.0465\text{m}^2$ donc la condition est vérifiée



d. Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure :

Les charges de chaussées, des systèmes **A(I)** et **Bc** sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exerçant sur la surface de la chassée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

1- Force de freinage développée par le système A(L) :

L'effort de freinage correspondant à la charge A(L) est : $H = A(L) \times F \times S$

$$\text{Où } F = \frac{1}{(20 + 0.35\% \times S)}$$

Avec S : désigne la surface chargée en m²

$$S = 32.4 \times 7 = 226.8 \text{ m}^2 \quad A(L) = 1.04 \text{ t/m}^2$$

$$H_{A(L)} = 1.04 \times 226.8 \times \frac{1}{(20 + 0.0035 \times 226.8)} = 11.34 \text{ t}$$

$$H_{A(L)} = 11.34 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad H_{A(L)} = 11.34 / 14 = 0.81 \text{ t / appareil}$$

2- Force de freinage développé par système Bc :

Un camion peut développer un effort de freinage égal à son poids. Un seul camion est supposé freiner donc : $F = 30 \text{ t}$

Donc la force de freinage égale à son poids propre :

$$H_{Bc} = 30 / 14 \quad \Rightarrow \quad H_{Bc} = 2.14 \text{ t / appareil}$$

3- Effort dû au séisme : selon « RPOA 99/REVISION 2003 »

$K_H = 0.15$ Accélération sismique horizontale

$K_H = 0.045$ Accélération sismique verticale

L'intensité du séisme est:

G : poids propres du tablier **G = 668.10 t**

Effort horizontal dû au séisme est égale à : $H_S = K_H \times G$

$$\Rightarrow H_S = 668,10 \times 0,15 = 100,215 \text{ t} = 7,16 \text{ t / appareil}$$

Effort vertical dû au séisme est égale à : $V_S = K_V \times G$

$$\Rightarrow V_S = 668,10 \times 0,045 = 30,06 = 2,15 \text{ t / appareil}$$

4- Surcharge du vent :

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une Pression de 2000 N/ m².

Avec $H_V = P \times S$ et $S = L_p \times H_t$

L_p : la portée de pont

H_t : Hauteur du tablier=poutre +dalle + revêtement +corniche

$P_v : 2000N/m^2$

La section latérale sur laquelle agit le vent est :

$S = 33.4 (1.5+0.25+0.06+0.65)=82.164m^2$

$H_V = 82.164 \times 0.2 = 16.433 t$

$H_V = 16.433 \Rightarrow H_V = 16,433/14= 1,174t/ appareil$

4- Effort dû aux déformations (déplacements) :

$\Delta_{max}=1.45cm$ avec $\epsilon=\Delta_{max}$

$\epsilon= H \times T/G \times a \times b$

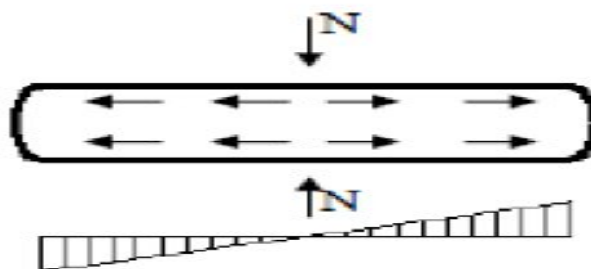
avec G : moment d'élasticité transversal a long terme $G=80t/m^2$

$\Rightarrow H = \epsilon \times G \times a \times b/T=1.45 \times 80 \times 0.25 \times 0.35/5$

$\Rightarrow H = 2,03t \Rightarrow H=2,03/14=0,145t/appareil$

3. Vérification des contraintes :

A. Contrainte de compression :



Contrainte normale

$$N_{max} = (R_G + R_{D240})/n = 495.17/7 = 70.74 \text{ t}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{0.7074}{0.25 \times 0.95} = 8.08 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Où σ_1 : contrainte de compression = 150 kg/cm²

B. Contrainte de cisaillement :

On vérifie que : $\tau_N + \tau_\alpha + \tau_H \leq 5G$

B.1- Effort de cisaillement dû a l'effort normal :

$\tau_N = (1.5 \times \sigma_m)/\beta \leq 3G$ avec β : coefficient de forme.

$$\text{Où } \beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = \frac{25 \times 95}{2 \times 1 (25+95)} = 7.29$$

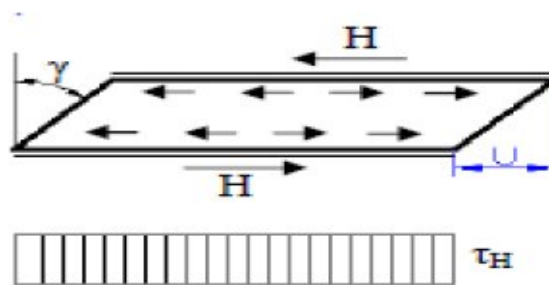
t : 10mm épaisseur d'un feuillet élémentaire.

$$\tau_N = (1.5 \times 8.08)/7.29 = 16.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_N \leq 3G \quad \Rightarrow \quad 16.62 \text{ kg/cm}^2 \leq 24 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{cv}$$

avec $G = 8 \text{ kg/cm}^2$

B.2- Effort de cisaillement dû a l'effort horizontal:



Contrainte de cisaillement

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{H1} + 0.5 \tau_{H2} \leq 0.7G \\ \tau_{H1} + 0.5 \tau_{H2} \leq 1.3G \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \tau_{H1} \longrightarrow \text{Déplacement} \\ \tau_{H2} \longrightarrow \text{Séisme, Freinage (dynamique)} \end{array} \right.$$



* Sous un déplacement lent :

$$\tau_{H1} = (G \times U_1) / T < 0.5 G$$

U_1 : Déplacement dû au déplacement (température, retrait et fluage).

T : Hauteur de l'appareil d'appui. $T=5\text{cm}$

$$\tau_{H1} = (8 \times 1.45) / 5 = 2.32 \text{kg/cm}^2 < 8/2 = 4 \text{kg/cm}^2 \quad \text{CV}$$

* Sous effet dynamique :

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b} < 0.5 G$$

H_2 : Effort de freinage $= 30/14 = 2.14 \text{t}$ /appareil développer par la charge B_c

$$\tau_{H2} = \frac{2140}{35 \times 25} = 2.44 \text{kg/cm}^2 < 4 \text{kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

* Sous effort de déformation cumulée:

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5 \tau_{H2} \leq 0.7G$$

$$\tau_H = 2.32 + 0.5 (2.44) = 3.54 \text{kg/cm}^2 \leq 5.6 \text{kg/cm}^2 \quad \text{CV}$$

* Sollicitation due à une rotation :

$$\tau_\alpha = G/2 \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_t < 1.5 G$$

Avec $\alpha_t = (\alpha_i + \alpha_0) / n$

α_t : Rotation en service à vide.

α_i : Rotation due au poids propre +la précontrainte

α_0 : Rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose

$$\alpha_0 = 10 \times 10^{-3} \text{rd}$$

n : nombre de feuillets $n=4$

$$\alpha_i = \theta_G + \theta_P = -75.76 \cdot 10^{-4} \text{rd}$$

$$\alpha_t = (-7.576 + 10) \times 10^{-3} / 4 = 0.606 \times 10^{-3} \text{rd}$$



Donc

$$\tau_a = \frac{8}{2} \times \left(\frac{35}{1}\right)^2 \times 0.606 \times 10^{-3} = 2.97 \text{kg/cm}^2 < 12 \text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les contraintes de cisaillement sont limitées à :

$$\tau_N + \tau_a + \tau_H \leq 5G$$

$$16.62 + 3.54 + 2.97 = 23.13 \text{kg/cm}^2 \leq 40 \text{kg/cm}^2 \quad \text{CV}$$

C. Condition de non cheminement et non glissement:

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{(a \times b)} > 20 \text{kg/cm}^2$$

Avec σ_{\min} : contrainte de compression moyenne minimale.

$$\text{Avec } N_{\min} = 46.29 \text{t} \quad H < f \times N_{\min}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{4629}{(25 \times 35)} = 52.90 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{kg/cm}^2 \quad \text{CV}$$

f : Coefficient de frottement

$$f = t + 6 / \sigma_{\min} \quad \text{avec } \sigma_{\min} \text{ en kg/cm}^2$$

$$f = 0.1 + 6 / 52.90 = 0.21$$

$$f \times N_{\min} = 0.21 \times 46.29 = 9.88 \text{t}$$

$$H = G \times a \times b \times U_1/T = 8 \times 25 \times 35 \times 1.45/5 = 2.03 \text{t} < 9.88 \text{t} \quad \text{CV}$$

4. Dimensionnement des frettes :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$t_s \geq a \times \frac{\sigma_{\min}}{\beta \sigma_e} \quad \Rightarrow \quad t_s \geq 35 \times \frac{52.90}{7.29 \times 2200} = 0.11 \text{cm}$$

$$t_s \geq 2 \text{mm} \text{ donc } t_s = 3 \text{mm}$$

σ_e : Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$$\sigma_e = 2200 \text{kg/cm}^2 \text{ (Acier E}_{24-1} \text{ : } e < 3 \text{mm \{SETRA Bulletin technique\})}$$

D’où l’appareil d’appui aura les dimensionnements suivantes :

$$a \times b ; n \times (t + t_s) + t_s ; 2e = 350 \times 250 ; 4 \times (10+3) + 3 ; 2 \times 5$$

- * 4 feuilles d’élastomère intermédiaire d’épaisseur : $t = 10\text{mm}$
- * 2 feuilles d’élastomère d’épaisseur (c’est l’enrobage) : $t/2 = 5\text{mm}$
- * 5 frettes métalliques intermédiaires d’épaisseur de : 3mm

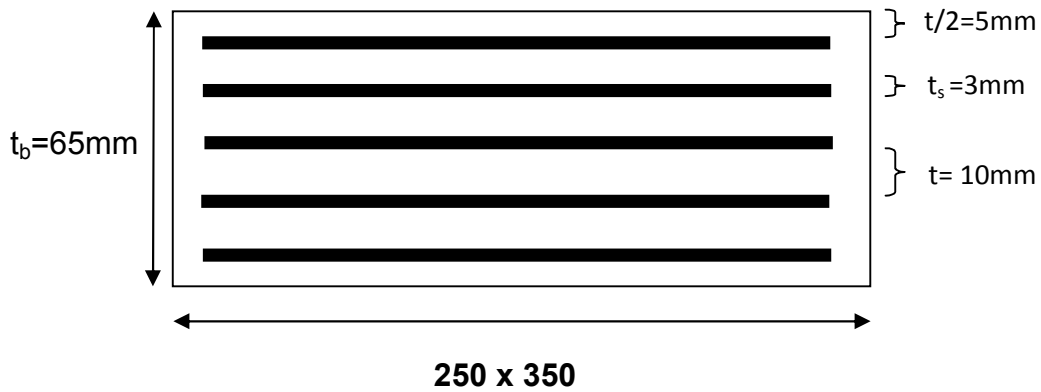


Figure N°2 : Les dimensions d’appareil d’appui

Conclusion :

Toute les conditions sont vérifier ; donc les appareils d’appuis que nous avons choisis peuvent répondre les contraintes normales et tangentielles.

II. Les dés d’appui :

1. Dimensionnement des dés d’appui :

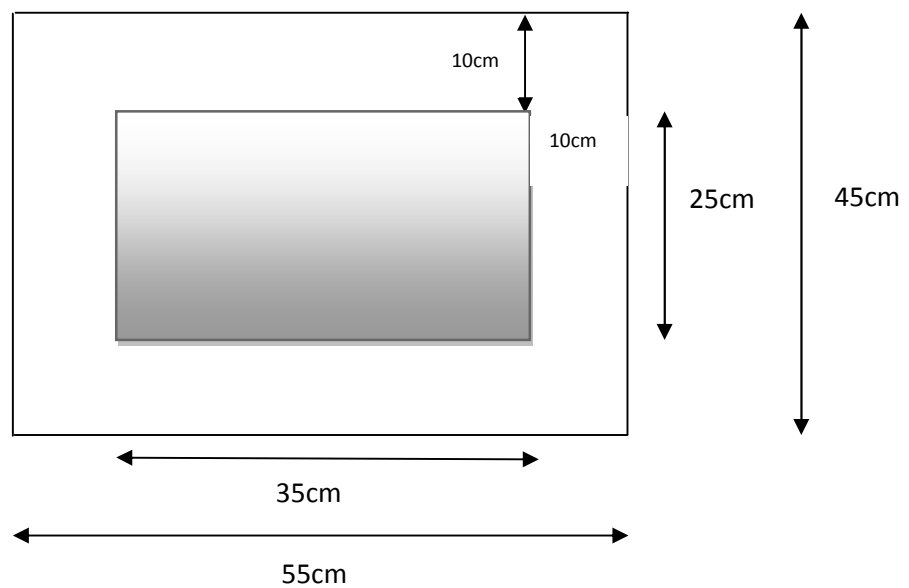


Figure N°3 : Vue en plan d’un dés d’appui

Le dé d'appui a les dimensions suivantes :

$$(a \times b) \times h = (45 \times 55) \times 20 \quad (\text{les dimensions sont en cm})$$

2. Ferrailage du dé d'appui :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

Armatures de chaînage:

La section calculée doit reprendre un effort $R = 25\%R_{max}$

$$A_C = 0,25.R_{max}/\sigma_s$$

$$ELU R_u \max = 1.35 (R_G + R_{D240}) = 72.805t$$

$$ELS R_s \max = (R_G + R_{D240}) = 53.929t$$

$$R \text{ étant l'effort maximum } R_{MAX} = 72.805t$$

$$\text{Pour } f_e = 400MPa \quad \sigma_s = 400 / 1.15 = 348 MPa$$

$$A_C = 0.25 \times 72.805 / 348 = 5.23cm^2 \text{ soit : } 4HA10 + 2HA12 = 3.14 + 2.26 = 5.40cm^2$$

Ces armatures sont disposées en une seule nappe

Armatures de profondeur :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures

La section calculée doit reprendre un effort de : $R = 0.125 \times R_{max}$

$$A_h = 0.125 \times R_{max} / \sigma_s = 0.125 \times 72.805 / 348$$

$$\Rightarrow A_h = 2.61cm^2 \text{ soit : } 6HA8 = 3.02cm^2$$

Armatures de diffusion:

Ferrailage de surface (frettes sup) :

Ce sont des armatures capables de reprendre : $4\%R_{max}$

$$A_s = 0.04 \times R_{max} / \sigma_s = 0.04 \times 72.805 / 348$$

$$\Rightarrow A_s = 0.84cm^2 \text{ soit : } 2HA8 = 1.01cm^2$$

Placés à la face supérieure des dés d'appuis

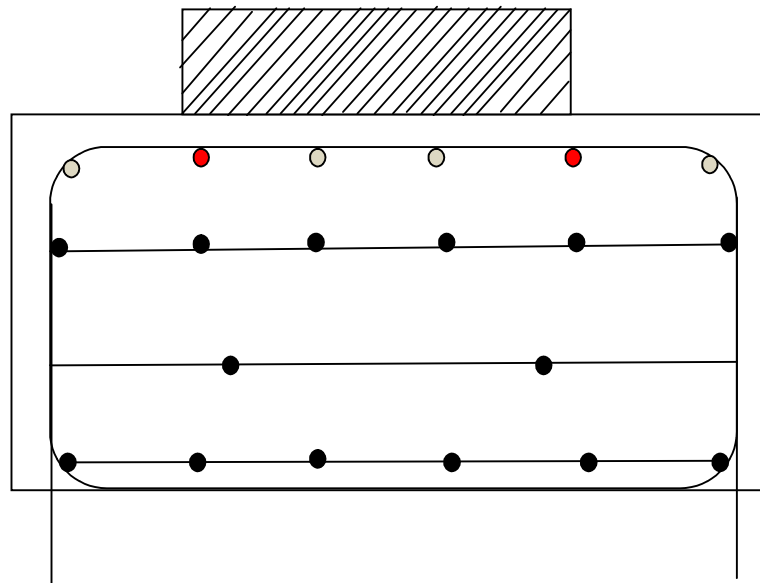
Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf » :

Ce sont des armatures capables de reprendre : $10\%R_{max}$

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z tel que : $h/3 < z < h$

$$A_{inf} = 0.1 \times R_{max} / \sigma_s = 0.1 \times 72.805 / 348 = 2.09 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{inf} = 2.09 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 6\text{HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2$$



- HA12
- HA10
- HA8

Figure N°4 : Ferrailage de dé d'appuis

III. Calcul du joint de chaussée :

1. Introduction :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarités aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.

Dans la plus part des cas, est insérés entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence { une classification basée sur l'intensité du trafic, on distingue :

Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000véhicules, Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules et Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

2. Calcul du joint de chaussée :

Le choix du joint de chaussée a les conditions suivantes :

- Le déplacement du aux retrait, fluage et température et au freinage doit être inférieur à w
- Le déplacement du aux variations linéaire et au séisme, doit être inférieur à w .

w : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi, qui est les joints ALGAFLEX.

Déplacement du au freinage :

$$\Delta_{H_{\text{frei}}} = \frac{T \times H_{\text{frei}}}{G \times a \times b} = \frac{5 \times 2.14 \times 10^5}{16 \times 25 \times 35} = 7.64 \text{mm}$$

Avec G : module de déformation transversale.

$G = 8 \text{ kg/cm}^2$ pour des variations statiques.

$G = 16 \text{ kg/cm}^2$ pour des variations dynamiques.

Déplacement du au séisme :

$$\Delta H_s = \frac{T \times H_s}{G \times a \times b} = \frac{5 \times 1002.15}{16 \times 25 \times 35} = 3.58 \text{mm}$$

Déplacement du aux variations linéaires :

$$\Delta H_{\text{max}} = 2/3(\Delta H_{\text{ret}} + \Delta H_{\text{fl}} + \Delta H_{\text{rot}}) + \Delta H_t$$

$$\text{Courte durée : } \Delta_{\text{max}} = +14.07 \times 10^{-3} \text{m} = 14.07 \text{mm}$$

D'où

1ère condition : $w > (7.64+14.07)=21.71\text{mm}$

2eme condition : $1,3w > (3.58+14.07)=17,65\text{mm}$

Donc on utilise un joint de chaussée de type REG80.

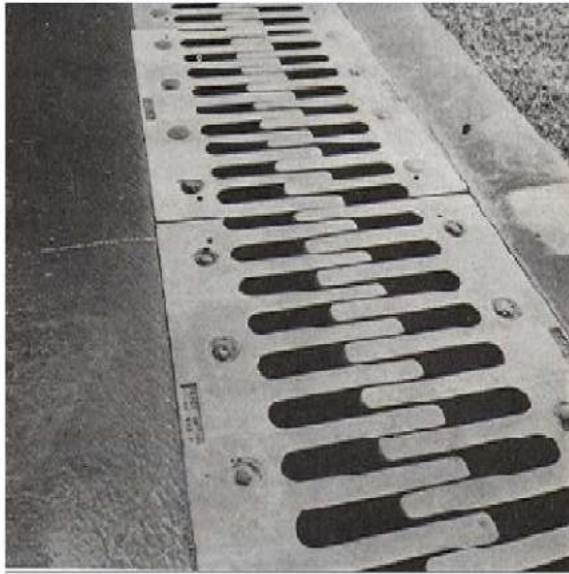


Figure N°5 : Joint de chaussée

1-Choix de la morphologie :

Le choix du type des piles dépend essentiellement des caractéristiques mécaniques De la pile elle-même du site d'implantation de l'ouvrage. Et différentes types de sollicitation

agissant sur la pile. Notre ouvrage franchissant une autoroute, pour cela nous avons le choix de plusieurs types de piles, on va proposer une pile composée de fûts a section circulaire.

2-dimensionnement des piles: « PP.73 piles et palées _ Appuis des tabliers _ »

1- Chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts, un chevêtre est indispensable lorsque les points d'appui, en totalité ou en partie, ne sont pas placés au droit des colonnes ou des poteaux : le chevêtre assure alors le transfert d descentes de charge et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier (freinage, efforts centrifuges, etc..); il permet également de placer des vérins pour soulever le tablier en cas de changement d'appareils d'appui

-Longueur : $L = 10.00$ m

-Largeur : $E = 2.20$ m.

-Hauteur : $1 \text{ m} \leq H \leq 1,6 \text{ m}$ donc : $H = 1,30$ m.

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 2.00 m et des hauteurs variables , la pile la plus haute est de : 18.3 m

3- Semelle:

-Epaisseur d :

$$0.5(b' - \frac{b}{2}) \leq d \leq 0.7 (b' - \frac{b}{2})$$

$d = 1.50$ m.

-Largeur: 6.00m

-Longueur:13.00 m.

-Béton de propreté :0.10 m .

description des piles

On utilise des pieux de diamètre $\varnothing = 1,2$ m (Fondation profonde).

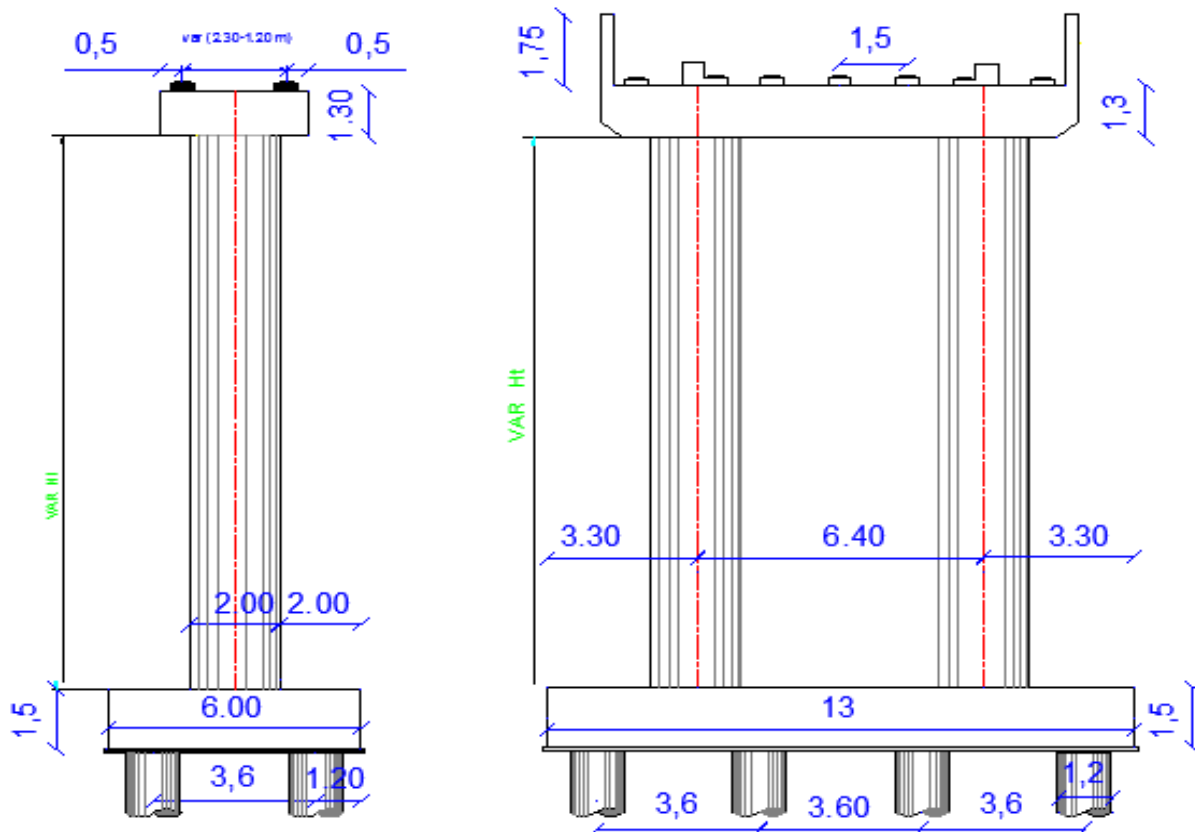
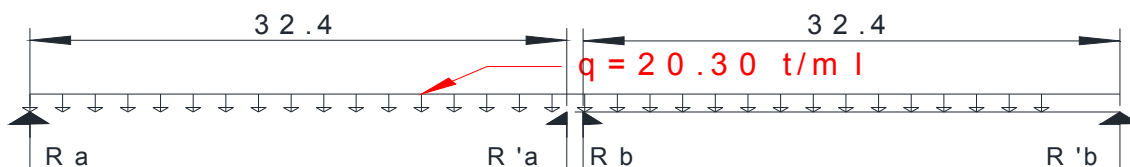


Figure N°1 : coupe sur pile

3-Répartition des charges et surcharges sur la pile (calcul des réactions max) :

1. Les charges verticales

Poids propre du tablier :

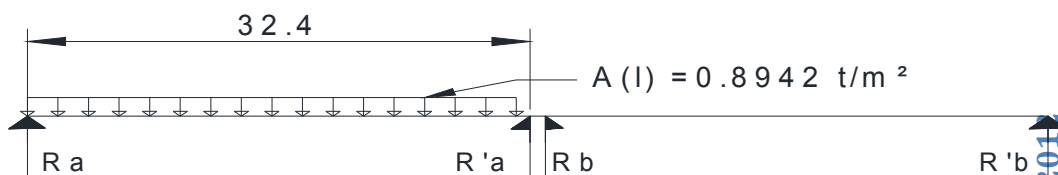


$$R_{max} = 20.30 \times 33.4 / 2 = 339 \text{ t}$$

Répartition des surcharges sur la pile :

1-La surcharge A (l) :

1 travée :



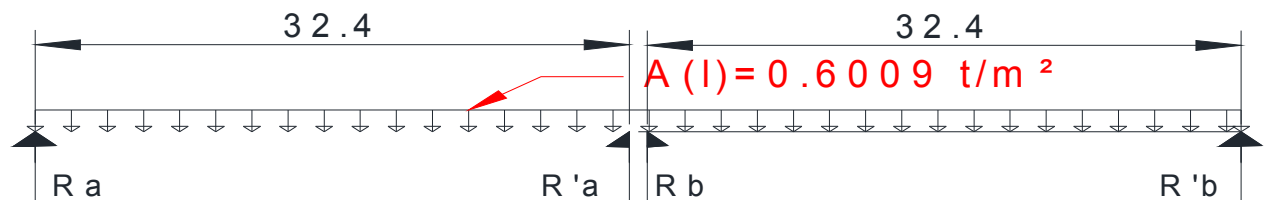
PROMO 2014

$$A'(l) = 230 + \frac{36\,000}{12+33.4} = 1.022 \text{ t/m}^2$$

$$A(l) = A'(l) \times a_1 \times a_2 = 0.8942 \text{ t/m}^2$$

$$R1 = 0.8942 \times 8 \times 33.4 / 2 = 119.47 \text{ t}$$

2 travées :



$$A'(l) = 230 + \frac{36\,000}{12+66.8} = 0.6868 \text{ t/m}^2$$

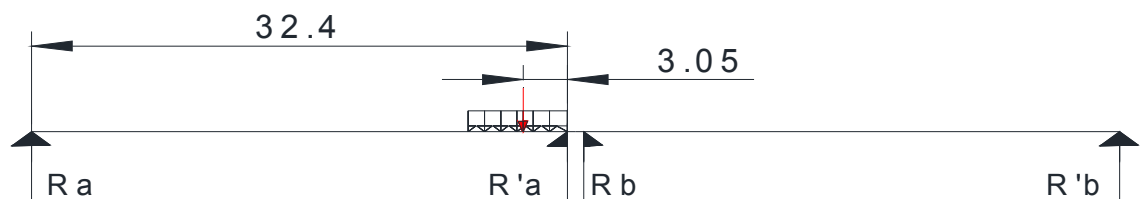
$$A(l) = A'(l) \times a_1 \times a_2 = 0.6009 \text{ t/m}^2$$

$$R1 = 0.6009 \times 8 \times 66.8 / 2 = 160.56 \text{ t}$$

2-Charge Mc120 :

$$\delta = 1.1383$$

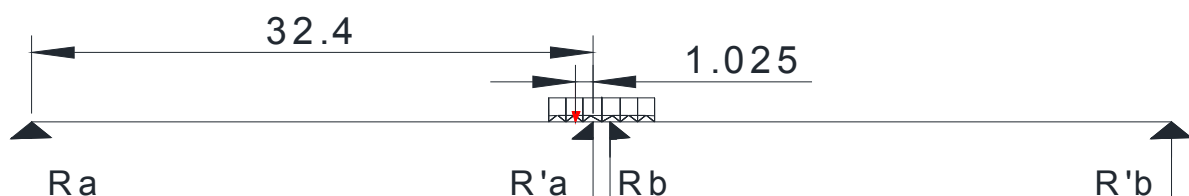
Chargement 1



$$\delta = 1.1383$$

$$R'a = \frac{110}{32.4} \times 29.35 \delta = 99.645 \times 1.1383 = 113.42 \text{ t}$$

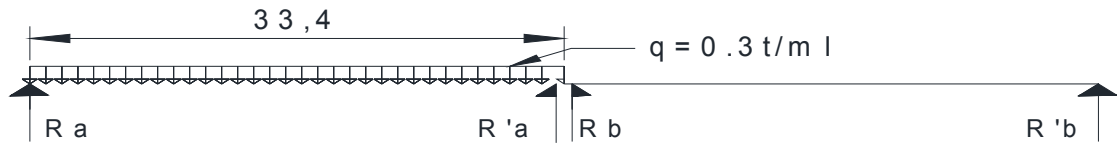
Chargement 2



$$R_{\max} = R_b + R'_a = \frac{55}{32.4} \times 2 \times 31.375 \delta = 106.52 \times 1.1383 = 121.25 \text{ t}$$

-Surcharge trottoirs : 150 kg/m²

$$q(\text{tr}) = 0.150 \times 2 \times 1.00 = 0.30 \text{ t/ml}$$



$$R1_{\max} = 0.3 \times 33.4 / 2 = 5.01 \text{ t}$$

R2_{max} = 10.02 t (deux travées chargées).

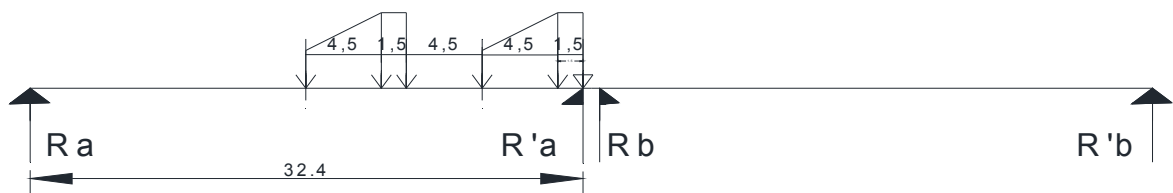
Chargement Bc :

$$S = 2 \times 2 \times 30 = 120 \text{ t}$$

Avec : $\delta = 1.1524$

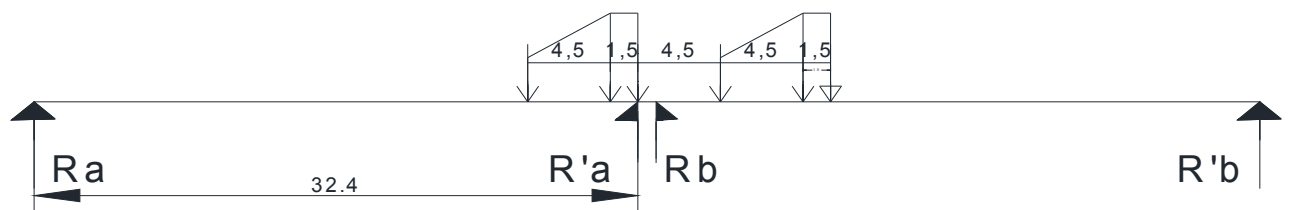
$$G = 668.103 \text{ t}$$

Chargement^o1



$$R_{\max} = \frac{1}{32.4} \times [24 \times 32.4 + 24 \times 30.9 + 12 \times 26.4 + 24 \times 21.9 + 24 \times 20.4 + 12 \times 15.9]$$

$$R_{\max} = 93.88 \text{ t}$$



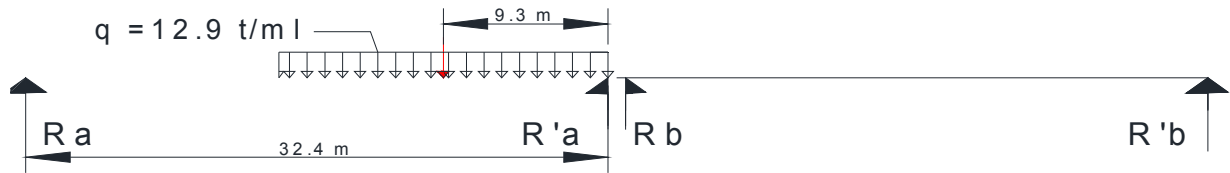
$$R1 = \frac{1}{32.4} \times [24 \times 32.4 + 24 \times 30.9 + 12 \times 26.4] = 56.66 \text{ t}$$

$$R2 = \frac{1}{32.4} \times [12 \times 28.9 + 24 \times 24.4 + 24 \times 22.9] = 45.74 \text{ t}$$

$$R_{\max} = (R1 + R2) \times 1.1 \times 1.1524 = 123.90 \text{ t}$$

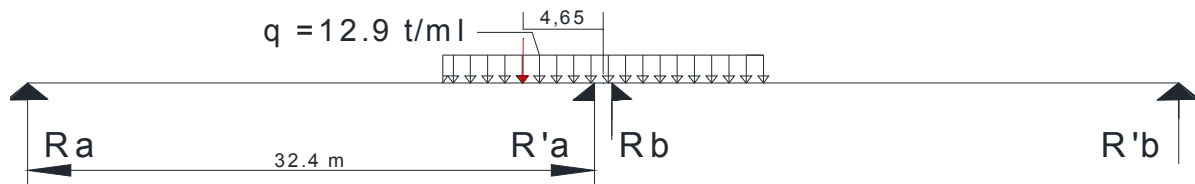
Chargement D240 :

Chargement 1 :



$$R_{max} = 240 \times 23.1 / 32.4 = 171.11 \text{ t}$$

Chargement 2 :



$$R_{max} = R'a + R_b = 2 \times (120 \times 28.25 / 32.4) = 209.26 \text{ t}$$

*Réaction totale :

$$R_{max} = V1 = (CP + 1.2 \times (\max \ll S \gg + T))$$

$$R_{max} = CP + 1.2 \times (R_{D240} + T) = 678 + 1.2 (209.26 + 10.02) = 941.136 \text{ t}$$

Sollicitations dus aux poids propre de la pile :

Chevêtre : $2.7 \times 1.30 \times 10 \times 2.5 = 74.25 \text{ t}$.

Futs : $\pi 1.00^2 \times 20.4 \times 2.5 \times 2 = 320.28 \text{ t}$.

Semelle : $13 \times 6 \times 1.5 \times 2.5 = 292.5 \text{ t}$.

Poids des terres sur semelle : $2(0.5 \times 13 \times 6 - 2 \pi(1)^2 \times 0.5) = 71.72 \text{ t}$.

*Réaction totale :

$$R_{max} = V2 = 758.75 \text{ t}$$

2. Charge horizontale :

a. Freinage dû au system A(L) :

$$H_{A(L)} = \frac{A(l)}{20+0.0035 \times S} = \frac{160.56}{20+0.0035 \times 66 \times 8} = 7.34t$$

$$M = \frac{1}{2} [14.68(17+1.30+1.75)] = 145.699 \text{ t.m}$$

b. Freinage dû au system BC :

$$H_{BC} = 15 \text{ t.}$$

$$M_{BC} = 15 \times 20.05 = 300.75 \text{ t.m}$$

c. Séisme

Selon le RPOA notre ouvrage est de 2ème groupe (liaison importante) dans une zone sismique moyenne (zone IIa) donc les coefficients sismiques sont donnés par les expressions suivantes (aux ouvrages non déplaçables) :

$$K_h = A = 0.15$$

$$K_v = 0.3 K_h = 0.045 \quad \text{« RPOA2008 »}$$

$$G = 678 \text{ t}$$

$$V = 678 + 758.75 = 1436.75 \text{ t}$$

$$H = 0.15 \times 1436.75 = 215.51 \text{ t}$$

$$M = 0.15 \times (678 \times 20.05 + 74.25 \times 18.75 + 320.28 \times 8.5 + 71.72 \times 1) = 2100.34 \text{ t.m}$$

4- la Stabilité :

a. Glissement :

La condition pour la vérification vis avis de glissement est :

$$\frac{H}{V} \leq \frac{\tan \varphi}{1.5} = \mu = 0.385$$

Avec :

φ : angle de frottement interne du sol = 30 °

1^{ère} cas : sans séisme :

$$H = 22.34 \text{ t ;}$$

$$V(\text{tablier} + \text{pile}) = 941.136 + 758.75 = 1700 \text{ t}$$

$$\frac{H}{V} = \frac{22.34}{1700} = 0.0131 \quad \text{vérifié}$$

2^{ème} cas : avec séisme :

$$H = 308.412 \text{ t ;}$$

$$V = 1436.75 \times 0.93 = 1336.17 \text{ t ;}$$

$$\mu = \text{tg}(\varphi) = 0.577 \text{ ;}$$

$$\frac{H}{V} = \frac{308.412}{1336.17} = 0.230 \quad \text{Vérfié}$$

b. Contraintes :

La condition pour la vérification vis avis des contraintes est :

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}(\text{sol}) = 3.058 \text{ bars}$$

Détermination du nombre de pieux :

$$N = \frac{\text{Effort normal maximal}}{\text{capacité portante de pieu}}$$

Capacité portante de pieu « Qp » : d'après le rapport géotechnique

$$Q_{p \text{ admissible}} = 305.8 \text{ t}$$

$$\text{Alors } n = \frac{2390}{305.8} = 7.81 \text{ donc on prend } \mathbf{8 \text{ pieux}}$$

Caractéristique géométrique de la semelle .

$$A = 13 \times 6 = 78 \text{ t.}$$

$$W_x = 13 \times 6^2 / 6 = 78 \text{ m}^3.$$

$$W_y = 6 \times 13^2 / 6 = 169 \text{ m}^3.$$

$$i_{1,2} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$$

1^{ère} cas : sans séisme :

$$\sigma_{\max} = \frac{1700}{78} + \frac{145.699}{169} = 22.65 \text{ t/m}^2 \leq 30 \text{ t/m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1700}{78} - \frac{145.699}{169} = 20.93 \text{ t/m}^2 \geq 0 \quad \text{Vérfié}$$

2^{ème} cas : avec séisme :

$$G (1 \pm 0,07) \text{ avec } G = 1542.06 \text{ t}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1437.32 \times 10^7}{78} + \frac{2100.34}{169} = 32.14 \text{ t/m}^2 \leq 45.00 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1437.32 \times 10^7}{78} - \frac{2100.34}{169} = 7.28 \text{ t/m}^2 \geq 0$$

5. Calcul des sollicitation dans chaque élément :

a. Chevêtre

Calcul des sollicitations :

Notre chevêtre est composée de deux fûts peut présenter par le schéma statique suivante:

Poids de tablier + surcharges

$$R_{\max} = V1 = (CP + 1.2 \times (\max \ll S \gg + T))$$

$$R_{\max} = CP + 1.2 \times (R_{D240} + T) = 678 + 1.2 (209.26 + 10.02) = 941.136 \text{ t}$$

$$q = 941.136 / 10 = 94.11 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Chevêtre : } q_{ch} = 7.425 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{totale}} = P_T = 94.11 + 7.425 = 101.535 \text{ t/ml.}$$

Calcul des sollicitations :

$$\text{A l'ELU : } P_{ULT} = 1.35 \times 101.535 = 137.07 \text{ t/ml}$$

Le moment fléchissant :

Sur appuis :

$$M_0 = \ll \text{par sym} \gg M_1 = -\frac{137.07 \times 1.8^2}{2} = -222.057 \text{ t.m}$$

$$\mathbf{M_{\max} \text{ appui} = -222.057 \text{ t.m}}$$

Sur mi-travée de chevêtre :

Calculer R1, R2

$$\text{On a : } R_1 + R_2 = P_T \times 10.00$$

$$R_1 = R_2 = P_T \times 10.00 / 2$$

$$R_1 = R_2 = 685.35 \text{ t}$$

$$M = R_1 \times (l/2) - P_T \times (l/2 + 1.8)^2 / 2$$

$$M = +479.745 \text{ t.m}$$

$$\mathbf{M_{\max} \text{ travée} = + 479.745 \text{ t.m}}$$

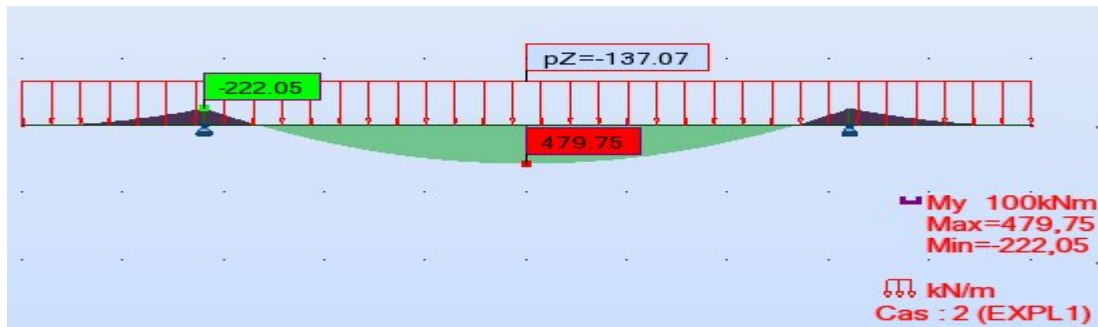


Diagramme de moment fléchissant

Les efforts tranchants :

$$T_{1G} = T_{2D} = 137.07 \times 1.8 = 246.726 \text{ t}$$

$$T_{1D} = T_{2G} = 137.07 \times 6.4 / 2 = 438.624 \text{ t}$$

$$T_{\max} = T_{1D} + T_{1G} = 685.346 \text{ t}$$

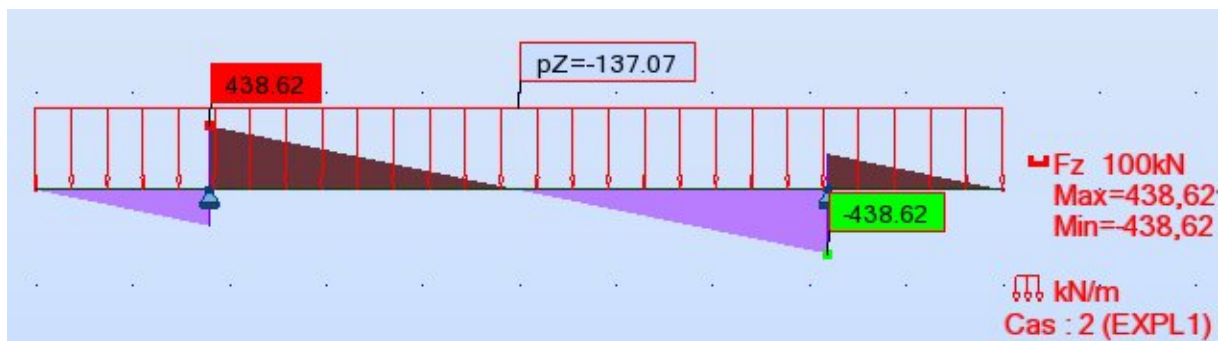


Figure N°2 : diagramme des efforts tranchants

ferrailage de chevêtre à la flexion :

Section : les dimensionnement des côtés de chevêtre sont variable à cause de la courbure

Alors on a choisi une section moyenne sur toute la longueur du chevêtre : (2.7 x 1.1) m

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

Acier FeE40 A ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

Coeff. D'équivalence acier/béton $n = 15$

Coeff. De sécurité du béton $\gamma_b = 1.5$

Coeff. De sécurité du l'acier $\gamma_s = 1.15$

Coeff. De durée du chargement : $\theta = 1$

Le calcul est fait selon les règles de BAEL91

Armature Longitudinale :

Section d'armature supérieure (sur appui)

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ Avec, } f_{c28} = 35 \text{ MPa; } \theta = 1 \text{ et } \gamma_b = 1,5$$

D'où, $f_{bu} = 19.83 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec: $M_u = 222.057 \text{ t.m}$

$d = 0.9 h = 0.6 \times 1.1 = 0.66 \text{ m.}$

$b = 2.7 \text{ m.}$

D'où : $\mu = \frac{222.057}{2.7 \times (0.99)^2 \cdot 19.83} \cdot 10^{-2} = 0,042$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \text{ Avec : } f_e = 400 \text{ MPa et } E_s = 200000 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\epsilon_{es} = \frac{400}{1,15 \cdot 200000} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_r = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \epsilon_{es}} = 0,66$$

$$\mu_r = 0,8 \alpha_r (1 - 0,4 \cdot \alpha_r) = 0,39$$

$\mu < \mu_r$ Dans ce cas, on est dans le domaine 2-a

($\mu < 0,186$ donc $\epsilon_s < \epsilon_{s1}$)

Donc, notre section sans armature comprimée

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,054$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0.968$$

$$\mu = 0,042 < 0,186$$

$$\epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

D'où :

$$A_s = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{222.057}{0,968 \times 400 \cdot 10^{-2}} = 57.31 \text{ cm}^2$$

On prend **18HA20** avec $A_s = 57.31 \text{ cm}^2$ et avec un espacement de **St = 15 cm.**

Section d'armature inférieure (en travée)

De la même méthode utilisée précédemment on trouve :

As = 127.25 cm² ; on prend **27 HA25** en deux nappes et avec un espacement **Sth = 30 cm.** et **Stv = 7 cm**

Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \overline{\min} (2/3 f_e, 110 (nftj)^{1/2}) = 228.63 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \overline{0,6 f_{c28}} = 21 \text{ MPa}.$$

Section rectangulaire

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I_1) x ; bx^2/2+nA's(x-c')- n A_s (d-x) ,$$

$$I_1 = (b x^3 / 3) + nA_s (d-x)^2+n A's(x-c')^2 ;$$

$$s = n(M_{ser} \cdot (d-x) / I_1)$$

Vérification des contraintes à mi travée:

$$\sigma_{bc} = 6.52 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = \overline{21} \text{ MPa} \quad \text{Vérifie}$$

$$\sigma_s = 61.67 \text{ MPa} < \sigma_{st} = \overline{228.63} \text{ MPa} \quad \text{Vérifie}$$

Vérification des contraintes sur appui :

$$\sigma_{bc} = 3.02 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = \overline{21} \text{ MPa} \quad \text{Vérifie}$$

$$\sigma_s = 93 \text{ MPa} < \sigma_{st} = \overline{228.63} \text{ MPa} \quad \text{Vérifie}$$

Armature transversale :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau} = \min [0,15 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}] = 3.5 \text{ MPa}$$

Avec : τ_u : contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU

$$\tau_u = 6.85 / (2.7 \times 0.99) = 2.56 < 3.5 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de S_t inférieur à 20 cm d'après « S.E.T.R.A » :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28} k)}{0.9f_c} \gamma_s b_0 . \text{ Avec : } k = 1 \text{ pas reprise de bétonnage ; } f_{t28}^* = \min (f_{t28} ; 3.3)$$

$$At1 \geq 33.55 \text{ cm}^2$$

Soit $At1 = 12.42 \text{ cm}^2$: **9 cadres HA14** de $A_s = 13.85 \text{ cm}^2$

La répartition des cadres le long de du chevre :

On applique la règle de Caquot : $n = l/2 = 10/2 = 5$

L'espacement de premier cadre : $S_t = 5 \text{ cm}$ sur appui et on suit la suite de Caquot : 7-8-9-10-11-13-16-20-.....

Etude et ferrailage du chevêtre à la torsion :

« 2.2.5.3 Appuis des tabliers P.P 73 SETRA »

Evaluation des efforts :

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges ($e= 55 \text{ cm}$). Pour déterminer le ferrait lège nécessaire pour résister aux efforts de tors-don, on considérera une section en forme de rectangle ayant la hauteur du chevêtre. et dont la largeur f . est limitée, dans le cas d'un chevêtre large, à la somme du diamètre des colonnes - ou côté des poteaux - et de la hauteur du chevêtre (rectangle hachuré). Avec les notations du schéma, on prendra suivant le cas une des deux valeurs ci-après :

$$l_t = l_c \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } l_c \leq \Phi + h_c \\ \text{si } l_c > \Phi + h_c \end{array} \right.$$

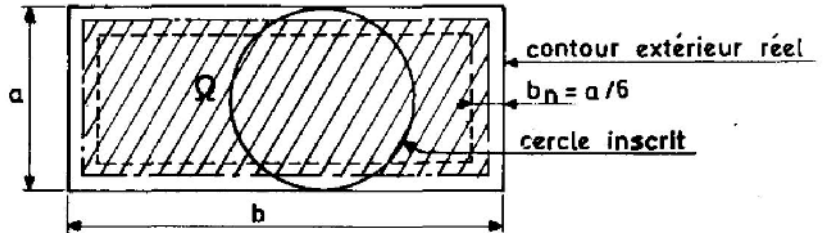
C : moment de torsion.

$$C = 1.5 (q(D_{240}) + q(tr)) \cdot 1 \text{ travée} \cdot e.$$

$$C = 1.2 \times (171.11 + 5.01) \times 0.55 = 116.24 \text{ t.m}$$

Contraintes tangentielles :

$$\tau_{bt} = \frac{C_{max}}{2b_n \Omega}$$



Ω : l'aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois (partie hachurée)

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente

$$b_n = (1/6) \times 1.30 = 0.21 \text{ m}$$

$$C_{max} = 11.624 \text{ t.m}$$

$$\Omega = (1.30 - 2 \times 0.183) \times (2.7 - 2 \times 0.183) = 1.713 \text{ m}^2$$

$$\tau_{bt} = \frac{11.624}{2 \times 0.183 \times 1.713} = 18.538 \text{ t/m}^2 \quad \tau_{bt} = 18.538 \text{ t/m}^2$$

Calcul des armatures longitudinales :

Les armatures sont déterminées par application de la règle des coutures aux sections droites (normales à l'axe du chevêtre) et aux sections radiales passant par cet axe.

$$A_s \times \bar{\sigma}_a = \frac{C \times P}{2\Omega}$$

Avec :

P : périmètre du contour extérieur

$$P = 2 \times (1.30 + 2.7) = 8 \text{ m}$$

$$A_L = \frac{18.538 \times 8 \times 1.15}{40000 \times 2 \times 1.713} = 11.82 \text{ cm}^2$$

On prend : 8HA14 avec $A_s = 12.32 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales de la torsion :

Les armatures transversales de torsion peuvent être déterminées en sachant qu'elles ont un volume relatif égal aux armatures longitudinales de torsion. Elles sont constituées de cadres enveloppants dont les plans sont normaux à la ligne moyenne et l'écartement au plus égal à 35 cm.

La section d'aciers transversaux sur chaque face par mètre de longueur est déterminée par :

$$\frac{A_t}{t} \times \bar{\sigma}_a = \frac{C}{2\Omega}$$

Où A_t est la section d'un cadre ; et t leur espacement.

La section des armatures transversales par un plan horizontal doit correspondre au cumul de la section nécessaire pour reprendre les cisaillements d'effort tranchant avec celle nécessaire pour reprendre les cisaillements de torsion sur les faces verticales.

$$At1 = \frac{C \times t}{2 \times \bar{\sigma}_a \times \Omega} = \frac{18,538 \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 40000 \times 1.713} = 0.311 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } St = 20 \text{ cm} .$$

$At = At1 + At2$ (d'après SETRA).

D'où: $At = At1 + At2 = 6.9 + 0.311 = 7.21 \text{ cm}^2$.

Soit $At^* = 7.21/2 = 3.60 \text{ cm}^2$: 5 cadres HA10 (7.86 cm²).

Ferraillages complémentaire .

Ils sont à prévoir :

- au droit des colonnes ou des poteaux pour reprendre la flexion transversale (renforcement des cadres) ;
- dans la zone des appareils d'appui (frettage) ;
- éventuellement sous forme d'armatures d'ancrage jusque dans la masse du chevêtre des murettes en retour et du corbeau d'appui de la dalle de transition.

Vérifications des contraintes:

✓ Justification du béton :

$$\tau_u^2(V_u) + \tau_u^2(M_t) \leq \tau_{lim}^2 .$$

$$\tau_u(V_u) = V_u / b_0 d = 1.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(M_t) = \frac{C_{max}}{2bn \Omega} = 0.185 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2(V_u) + \tau_u^2(M_t) = 3.60 \text{ MPa} .$$

$$\tau_{lim} = \min \left[0.2 \left[\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] ; \min \left[3.6 ; 5 \text{ MPa} \right] \right] = 3.6 \text{ MPa} .$$

$$\text{Donc : } \tau_u^2(V_u) + \tau_u^2(M_t) = 3.6 \text{ MPa} \leq \tau_{lim}^2 = 12.96 \text{ MPa} .$$

✓ Contrainte d'adhérence :

$$\tau_s = T_u / U d \quad \text{et} \quad \tau_s \leq 0.6 \Psi_s^2 \overline{f_{t28}} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.7 = 3.645 \text{ MPa} .$$

Ψ_s : coefficient de scellement = 1.5 pour H.A

U : périmètre utile des armateurs tendus = $\pi \cdot \Phi = 1.0048 \text{ m}$.

$$\tau_s = 3.24 / 1.0048 \times 0.99 = 3.25 \text{ MPa} < 3.645 \text{ MPa} .$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_s / bd \geq 0.23 f_{tj} / f_e \quad (A_s : \text{section des armateurs tendues})$$

$$A_s = 16 \text{ HA}20 + 2 \text{ H}40 + 5 \text{ HA}32 = 130.41 \text{ cm}^2$$

$$50.26 / 2.7 \times 0.99 = 0.0018 > 0.23 \times 2.7 / 400 = 0.00155 \quad \text{Vérifie.}$$

b. Calcul de fut : « Appuis des tablier 1.3.1 P.P.73 SETRA »

Les fûts ont pour rôle de transmettre aux fondations les efforts dus aux charges et surcharges. Ils sont encastrés dans la semelle et dans le chevêtre.

- 1- Hauteur de fût : 17 m ;
- 2- Diamètre de fût $\varphi = 2 \text{ m}$;
- 3- Nombre du fût $n = 2$ fûts

Evaluation des efforts :

a. Conditions normales sans séisme :

Charges verticales :

$$P_{\text{fûts}} = 320.28 \text{ t}$$

$$\text{Tablier} + \text{chevêtre} + 2 \text{ fûts} = 678 + 74.25 + 320.28 = 1072.53 \text{ t}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } (D_{240} + ST) = 219.28 \text{ t}$$

$$Q_{V_{ELS}} = 1072.53 + 1,2 \times 219.28 = 1335.666 \text{ t}$$

$$Q_{V_{ELU}} = 1.35 \times 1072.53 + 1,6 \times 219.28 = 1798.76 \text{ t}$$

$$\text{Soit par fût : } Q_{V_{ELS}} = 667.83 \text{ t}$$

$$Q_{V_{ELU}} = 899.38 \text{ t}$$

Charge horizontales

freinage

$$H = 1.2 \times 30 / (2 \times 2) = 9 \text{ t/fut (un seul camion sur le tablier freine).}$$

Effet dû au vent

Le vent agit sur une surface latérale du pont avec une intensité $q = 0,2 \text{ t/m}^2$.

$$\text{Tablier} = 33.4 \times 1.75 \times 0,2 = 11.69 \text{ t.}$$

$$\text{Chevêtre} = 0.2 \times (2.7 \times 1.1) = 0.597 \text{ t.}$$

$$\text{Fûts} = 0.2 (2 \times 2 \times 17) = 13.6 \text{ t.}$$

$$H_{HV} = 10.02 + 0.597 + 13.6 = 24.217 \text{ t.}$$

$$\text{Soit par fût : } H_{HV} = 12.10 \text{ t.}$$

a-Vérification de flambement du fût :

$$L_c = 0.7 \times 17 = 11.9 \text{ m.}$$

$$\lambda = l_c / i ; \text{ telle que : } i = 2 / 4 = 0.5 .$$

$$l = 11.9 / 0.5 = 23.8 > 0 \quad \text{risque de flambement.}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.49 \quad \frac{e}{D} = \frac{0.49}{2} = 0.25 < 0.3$$

donc on a : $f = 0.105$

Récapitulatif :

Effort normal : $V = 667.815 \text{ t.}$

Moments à la base du fût :

- Freinage : $M_{BC} = 9 \times (17+1.1+1.5) = 176.4 \text{ t.m.}$

- Le vent : $M_V = (10.02 \times 18.85 + 0.597 \times 17.55 + 13.6 \times 8.5) / 2 = 157.47 \text{ t.m.}$

Donc : $N_{ser \text{ MAX}} = 667.83 \text{ t}$

$N_{ELU \text{ MAX}} = 899.38 \text{ t}$

$M_{ser \text{ MAX}} = 333.87 + 667.83 \times 0.105 = 404 \text{ t.m}$

$M_{ELU \text{ MAX}} = 545.15 \text{ t.m}$

b-Conditions sismiques :

D'après **RPOA2008** (règlement parasismique algérien d'ouvrage d'art)

L'intensité du séisme est :

$K_H = A = 0.15$

$K_V = 0.3 \cdot K_H$

G : c'est le p

§/oids de (tablier +chevêtre + fûts)

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_H = 0,15 G \Rightarrow \varepsilon_H = 0,15 \times 1072.53 \Rightarrow \varepsilon_H = 160.87t \\ \varepsilon_V = 0,045 G \Rightarrow \varepsilon_V = \pm 0,045 \times 1072.53 \Rightarrow \varepsilon_V = \pm 48.26 t \end{array} \right.$$

À L'ELS :

$M_{SH} = 0.15 (678 \times 18.85 + 74.25 \times 17.55 + 320.28 \times 8.5) = 2520.822 \text{ t.m.}$

Soit le moment par fût : $M_{SH} = 1260.41 \text{ t.m}$

$M_{\text{max}} = 1260.41 + 333.87 = 1594.28 \text{ t.m}$

$N_{\text{MAX}} = 667.83 - 48.26 = 619.57 \text{ t.}$

À L'ELU:

Soit le moment par fût : $M_{SH} = 1701.55 \text{ t.m}$

$M_{\text{max}} = 2152.27 \text{ t.m}$

$N_{\text{MAX}} = 834.229 \text{ t.}$

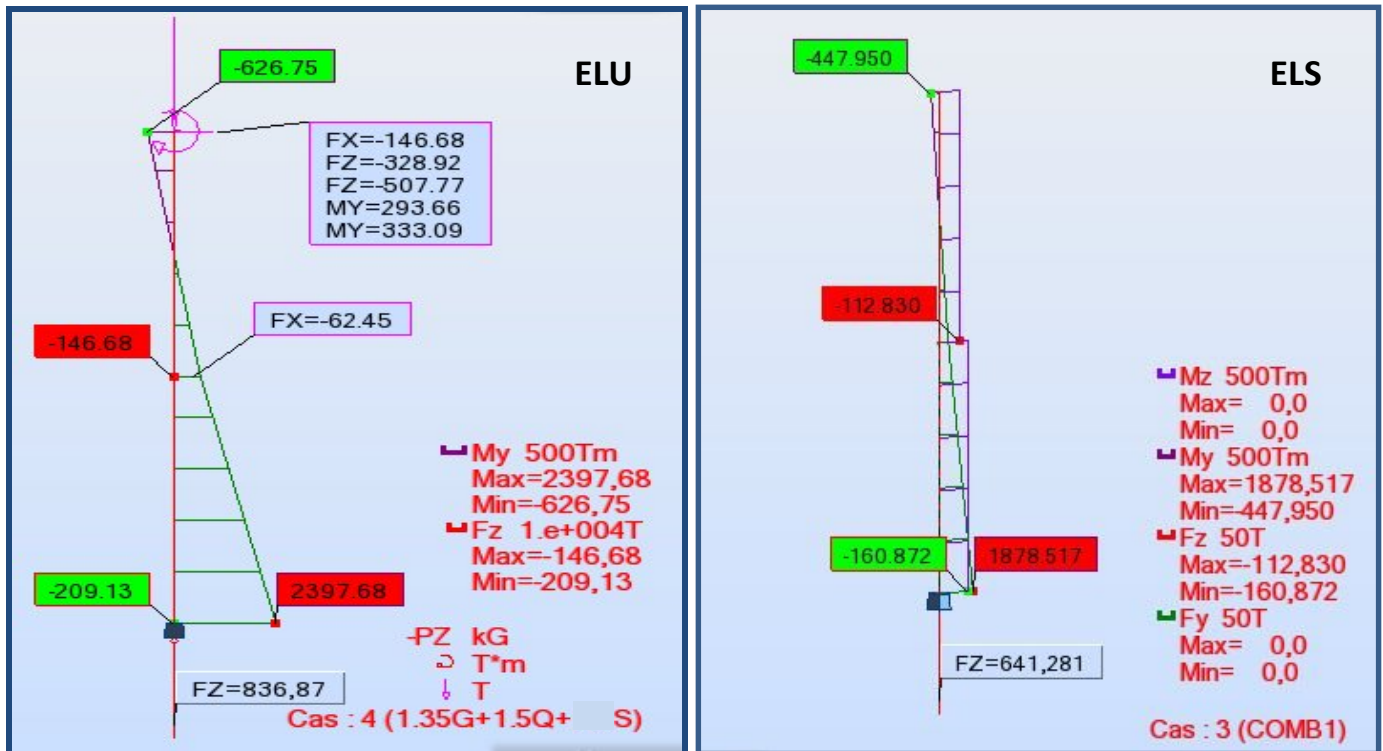


Figure N°3 : diagramme M et T

Ferrailage longitudinal :

« le ferrailage a été fait à l'aide d' un logiciel de calcul ROBOT Expert »

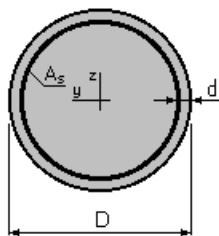
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 200,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas NO	Type	N (kN)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
1.	ELS	641,28	1878,52	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 157,1$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 1570,8$ (cm²)

théorique $\rho = 0,00$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Le fût est soumis à un moment fléchissant et à un effort normal, donc il faut le ferrailer à la flexion composée, sous l'effet des efforts engendrés par la condition sismique.

AS = 157.1 cm². Soit ; 32HA25 .

Pour l'armature transversale, On prend des cerces de HA14 espacés de 15 cm en zones critique et 20 cm en zones courantes.

Armatures transversale :

$$\phi_t \geq \phi_l / 3 = 25 / 3 = 6.66 \text{ mm}$$

On a un espacement minimal $\leq 15\phi_l = 15 \times 2.5 = 37.5 \text{ cm}$

On prend $\phi_t = 10$ cm avec un espacement de :

10cm pour la (zone de recouvrement)

25cm pour la (zone centrale).

Condition de non fragilité :

$$A_s = 0,23 \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 48.74 \text{ cm}^2 < 157.1 \text{ cm}^2 \quad \text{(la condition est vérifiée)}$$

C.2.3,4. 62

l'article A.5.3.

Les justifications requises par les règles B.A.E.L.

c. Etude de La semelle sous pile :

Evaluation des efforts :

Longueur : $L = 13.00$ mLargeur : $B = 6.00$ mEpaisseur : $E = 1.50\text{m} + 0.10\text{m}$ béton de propreté

a. Conditions normales :

- Charges verticales :

CP (Tablier + 2Fûts + Chevêtre) = 1072.25 t

Surcharges D240 + ST = 219.28 t

Poids de la semelle : 374.4 t

Poids des terres : 80.12 t

Donc : à ELS :

 $N_{\max} = 1526.77 + 219.28 = 1746.05$ t

- Charges horizontales :

Freinage : $F_{BC} = 18$ t.Vent : $F_v = 0,20$ t/m².

- Récapitulatif :

Effort normal : $N_{\max} = 1746.05$ t (ELS) $N_{\max} = 2390$ t (ELU)

Moments à la base du fût :

- Freinage : $M_{BC} = 18 \times 21.5 = 387$ t.m- Vent: $M_v = 362.86$ t.m $M_{\max} = 749.86$ t.m (ELS) $M_{\max} = 1124.79$ t.m (ELU)

b. Condition sismique :

 $G (1 \pm 0,07)$ avec $G = 1633.64$ t $M_{SH} = (0,15) (678 \times 20.55 + 74.25 \times 19.15 + 320.28 \times 10) = 2783.63$ t.mDonc : $M_{MAX} = 2783.63 + 749.86 = 3533.49$ t.m $N_{\max} = 1746.05 + 0.07 \times G = 1847.33$ t. $H_{\max} = 217.04 + 18 + 24.12 = 259.16$ t

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.

Condition normale :

$$N1 = \frac{2390}{8} + \frac{1124.79 \times 1,8}{8 \times (1,8)^2} = 154.97 t$$

$$N2 = \frac{1093.84}{8} - \frac{262.71 \times 1,8}{8 \times (1,8)^2} = 118.48 t$$

Condition sismique :

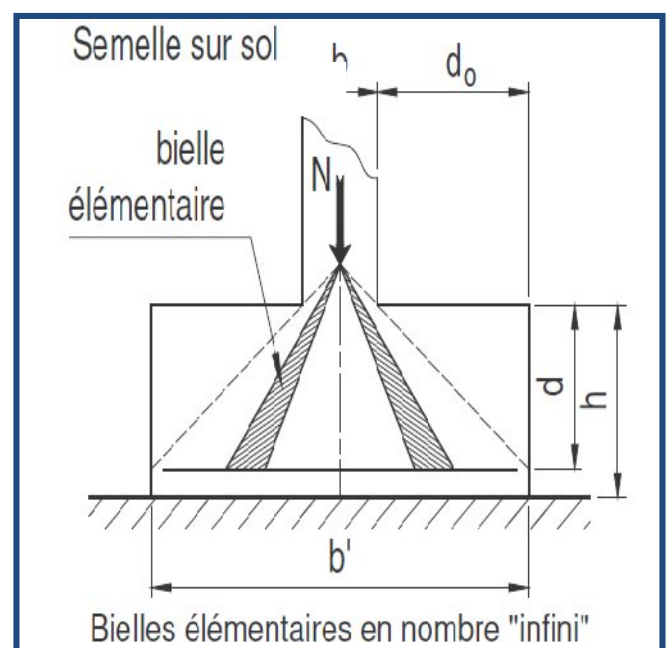
$$N1 = \frac{1852.92}{8} + \frac{3533.49 \times 1,8}{8 \times (1,8)^2} = 476.99 t$$

$$N2 = \frac{1852.92}{8} - \frac{3533.49 \times 1,8}{8 \times (1,8)^2} = 13.76 t$$

MÉTHODE DES BIELLES

La méthode des bielles, due à Pierre Lebel, permet de calculer les semelles de fondation recevant une charge centrée, avec une réaction uniforme du sol ou des réactions égales de chacun des pieux, dans l'hypothèse où les centres de ceux-ci sont disposés aux sommets d'un polygone régulier et où l'axe du poteau passe par le centre de ce polygone .

Figure N°4 : méthode des bielles



PR

D'un emploi facile, elle consiste à supposer que les charges appliquées sur la semelle par le fut ou le voile qu'elle supporte sont transmises au sol ou aux pieux par des bielles de béton comprimées. Les efforts horizontaux de traction résultant de la décomposition des forces transmises par ces bielles sont équilibrées par des armatures placées à la partie inférieure des semelles.

Ferraillage de la semelle (méthode des bielles) :

a- Armatures transversales inférieures :

Les Conditions de la méthode est:

* $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$

L'angle d'inclinaison α des bielles sur l'horizontale dans le plan vertical contenant l'axe du poteau et l'axe d'un pieu quelconque, doit être compris entre 45° et 55° . En effet si cet angle est supérieur à 55° , il risque de se produire des glissements des bielles inclinées au voisinage de la jonction semelle-poteau ou semelle-mur. Si cet angle est inférieur à 45° , la semelle manque de rigidité, et la section d'armatures équilibrant la traction résultante devient importante. La double condition $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$, qui correspond à $1 \leq \text{tg } \alpha \leq 1,4$, entraîne les conditions suivantes pour la hauteur utile h:

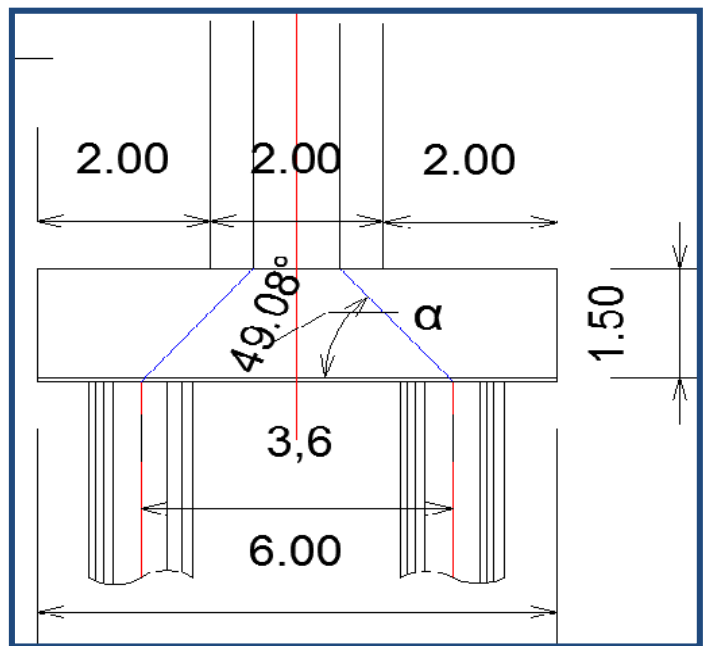


Figure N°5 : coupe transversale sur l'infrastructure de la pile

*
$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{\sqrt{2} \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right)}$$

d'où : $0.7 \left(b' - \frac{b}{2} \right) \leq h \leq \left(b' - \frac{b}{2} \right)$

$\Rightarrow 45^\circ \leq \alpha = 49.08^\circ \leq 55^\circ$ Vérifie.

$h = 1.5 \text{ m} < 1.69 \text{ m}$. Vérifie.

Condition normale :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 26667 \text{ t/m}^2.$$

$$A = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{154.97}{26667} \times \frac{1.3}{1.5} = 0,0050364 \text{ m}^2.$$

$$A_{\text{inf}} = 50.36 \text{ cm}^2$$

Condition sismique :

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{476.99}{40000} \times \frac{1.30}{1.50} = 0,010334 \text{ m}^2.$$

$$A_{\text{inf}} = 103.347 \text{ cm}^2.$$

La condition sismique est la plus défavorable $A_s = 103.347 \text{ cm}^2$

On prend : **14 HA32** $A_{\text{inf}} = 112.56 \text{ cm}^2$.

n : Nombre de barre = 14 barres.

d : Enrobage = 10cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$\text{L'espacement est de } St = \frac{\Phi + H - d}{n - 1} = \frac{1,2 + 1,5 - 0,1}{14 - 1} = 0,20 \text{ m}.$$

Donc : $St = 20 \text{ cm}$.

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

$$A_1 = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} 112.56 = 37.52 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{8 \text{ HA25}} \quad A_{\text{infl}} = 39.27 \text{ cm}^2.$$

b- 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.

$$A_{li} = \frac{1}{3}A = \frac{1}{3} \times 112.56 = 37.50 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } 8\text{HA}25 \quad A_{infi} = 39.27 \text{ cm}^2.$$

$$St = \frac{\Phi + H - 0.1}{8 - 1} \approx 0.37 \text{ cm.}$$

c- Armatures de construction:

Armatures transversales
supérieures:

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{112.56}{10} = 11.256 \text{ cm}^2.$$

Soit : 8 HA14. $A_{sup} = 12.32 \text{ cm}^2.$

$$St = \frac{\Phi + H - 0.1}{8 - 1} \approx 37 \text{ cm.}$$

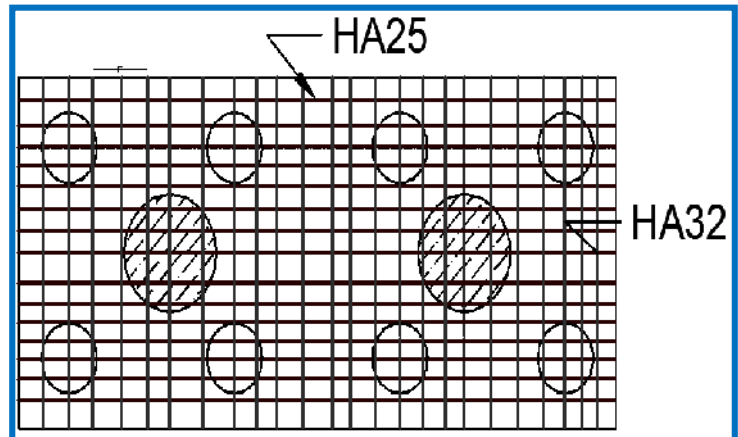


Figure N°6 : ferrailage de la nappe inférieure de la semelle

Armatures longitudinales
supérieures :

$$A_{ls} = \frac{A}{3} = \frac{112.56}{3} = 37.50 \text{ cm}^2.$$

Soit : 8 HA25 $A_{ls} = 39.27 \text{ cm}^2.$

$$St = \frac{\Phi + H - 10}{8 - 1} = 37 \text{ cm.}$$

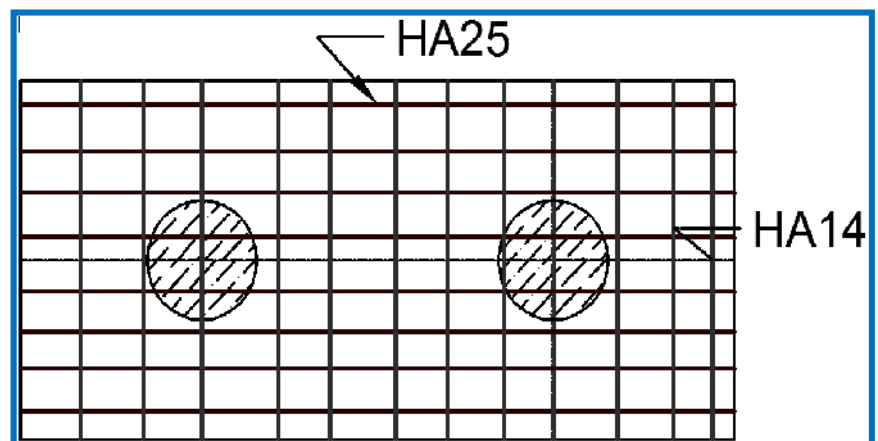


Figure N°7 : ferrailage de la nappe supérieure de la semelle

Armatures latérales :

$$A_l = \frac{A}{10} = \frac{112.56}{10} = 11.256 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } 8 \text{ HA}14. \quad A_l = 12.32 \text{ cm}^2.$$

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

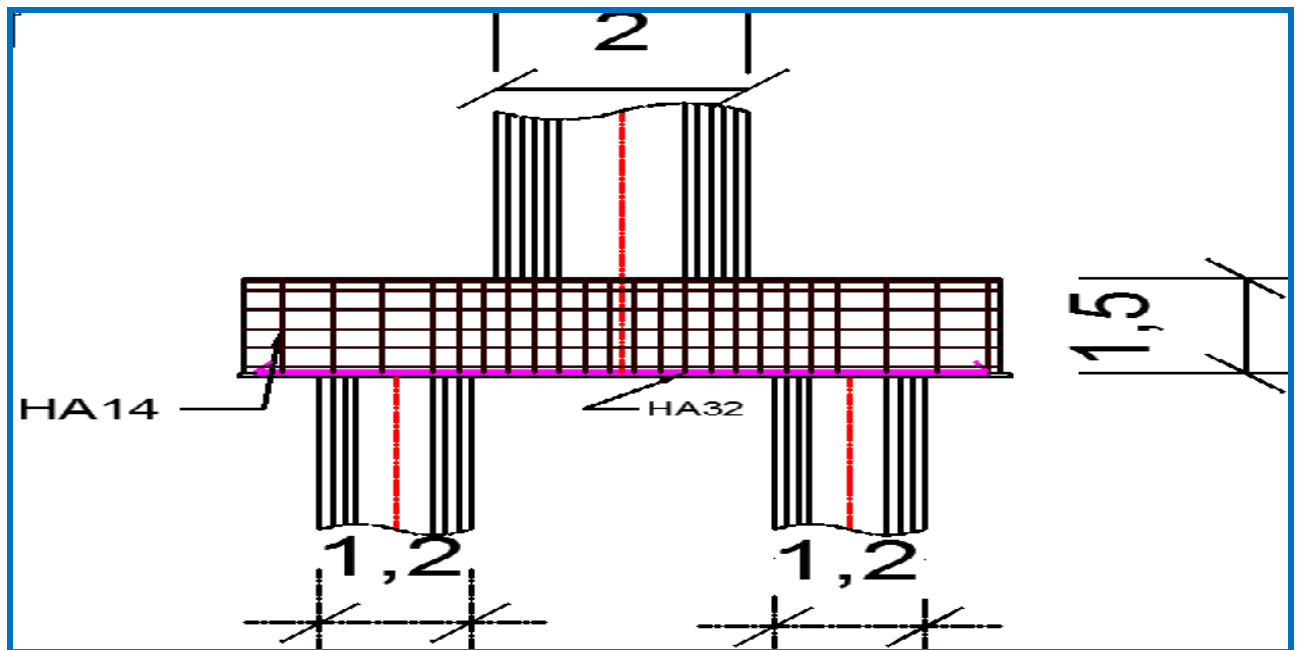


Figure N°8 : ferrailage de la semelle

d. Étude et ferrailage des pieux

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, et qu'il faille 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.

N.B: On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

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 4ème ordre :

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

b : Diamètre du pieu.

CU : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.

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

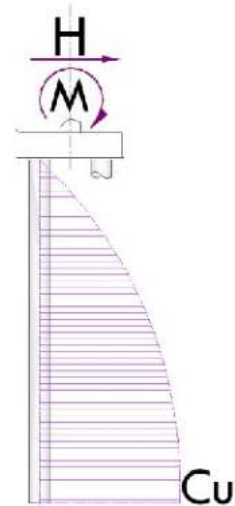
α : Longueur élastique du pieu.

Calcul de λ :

λ : Coefficient d'amortissement du module de WERNER

$b = \varphi_{\text{pieu}} = 120\text{cm}$.

$C_U = 30\text{ MN/m}^3 = 3\text{ Kg/cm}^3$.



les efforts agissants sur pieu

$E = 21000 \sqrt{270} = 345000\text{ kg/cm}^2$ Module d'élasticité du béton

I : moment d'inertie du pieu $= \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi(120)^4}{64} = 10,17 \times 10^6\text{ cm}^4$

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_U}{4EI}} = 0,225\text{ m}^{-1}$. D'où : $\lambda L = 0,225 \times 30 = 6,7514$ avec $L = 30\text{ m}$.

Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale :

Freinage = 18 t

Vent = 24.12 t

D'où : $\bar{P} = \frac{H}{8} = 5,265\text{ t/pieu}$.

Condition sismique :

$H_{\text{Séisme}} = 259,16\text{ t}$

D'où : $\bar{P} = \frac{H}{8} = 32,40\text{ t/pieu}$

Calcul des moments par la formule de WERNER :

La méthode de WERNER permet de donner des moments fléchissant 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 encasté 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 $= \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{\phi C_U}{4EI}} = 0.225 \text{ m}^{-1}$

Dans notre cas pour $L = 30.00\text{m}$ on a : $\lambda L = 6.7514$

$\chi_{\theta M}; \chi_{\theta P}$: Donnés par les abaques de WERNER en fonction de λL .

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

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

$$\lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,45 \quad \chi_{\theta M} = 1,65$$

$$\lambda L = 8 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 0.69 \quad \chi_{\theta M} = 1,21$$

$$\lambda L = 6.75 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,165 \quad ; \quad \chi_{\theta M} = 1.485$$

Condition normale :

$$P = 5.265\text{t/pie u} \quad \Rightarrow \quad \bar{M} = - \frac{1.165}{1.485} \times \frac{5.265}{0.225} = -18.35 \text{ t.m}$$

Condition sismique :

$$\bar{P} = 14.897 \text{ t/pieu} \quad \Rightarrow \quad \bar{M} = - \frac{1.165}{1.485} \times \frac{14.897}{0.225} = -51.94\text{t.m}$$

Détermination des moments tout le long du pieu :

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

Condition normale :

$$M(z) = -18.35 \times \chi_{\theta M} + \frac{5.265}{0.225} \times \chi_{\theta P}$$

Condition sismique :

$$M(z) = -51.94 \times \chi_{\theta M} + \frac{14.897}{0,225} \times \chi_{\theta P}$$

Z (m)	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
	3.00	6.00	9.00	12.00	15.00	18.00	21.00	24.00
$\chi_{\theta M}$	0.93	0.73	0.43	0.19	0.05	0	0	0
$\chi_{\theta P}$	0.58	0.75	0.67	0.4	0.15	0.02	0	0
Condition normale	-3.49	4.15	7.78	5.87	2.59	0.46	0	0
Condition sismique	-9.90	11.73	22.025	16.61	7.33	1.32	0	0

Tableau n°1 : les différentes valeurs des moments tout le long du pieu

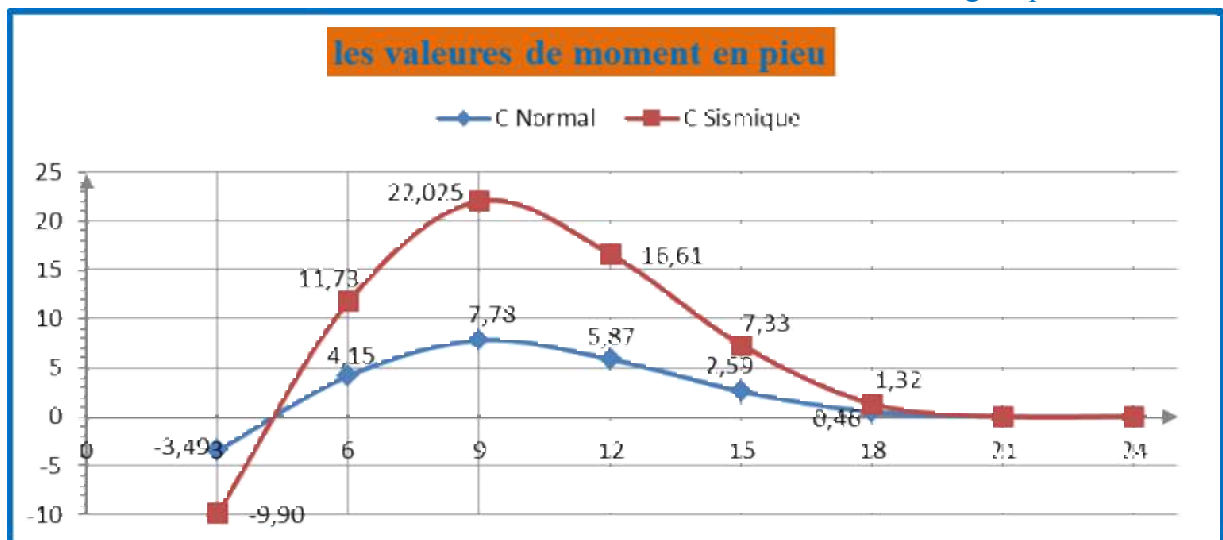


Figure N°9 : les valeurs de moment en pieu

D’après les résultats donnés par les deux diagrammes des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{max} = 22.025 \text{ t.m}$

Ferrailage :

Armatures longitudinales :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{min} = 476.99 \text{ t} \\ M_{max} = 51.94 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{476.99}{3.141 \times 0.60^2 \times 1.20 \times 2700} = 0.1310$$

$$\frac{M_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{51.94}{3.141 \times 0.60^2 \times 2700} = 0.017$$

$$\frac{h^f}{D} = 0.041 \quad .$$

Donc d'après l'abaque de Walther $w=0.175$

Avec :

β_w : Résistance du béton sur cube à 28 jours.

Résistance de calcul du béton ($\beta_r = 0.6 \beta_w$ d'après la norme SIA 162.)

F_a : Aire totale de l'armature passive .

σ_f : Contrainte conventionnelle des armatures

$$\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi R^2 \beta_w} = 0,175 \Rightarrow F_a = 133.57 \text{ cm}^2 .$$

✓ Selon BAEL la section d' armature doit satisfaire la condition suivante :

$$A_{\min} < A_s < A_{\max} .$$

$$A_{\min} = 1\% \pi D^2/4 = (1 \times \pi 120^2/4)/100 = 113.097 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{\max} = 3\% \pi D^2/4 = (3 \times \pi 120^2/4)/100 = 339.29 \text{ cm}^2 .$$

On prend **28HA25** pour $A_s = 136.37 \text{ cm}^2$.

L'espace est de $St = 15 \text{ cm}$

Armatures transversales :

On prendra des cerces avec de **HA12** et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et

10 cm dans la zone de jonction .

(zone de renfort) selon RPOA .

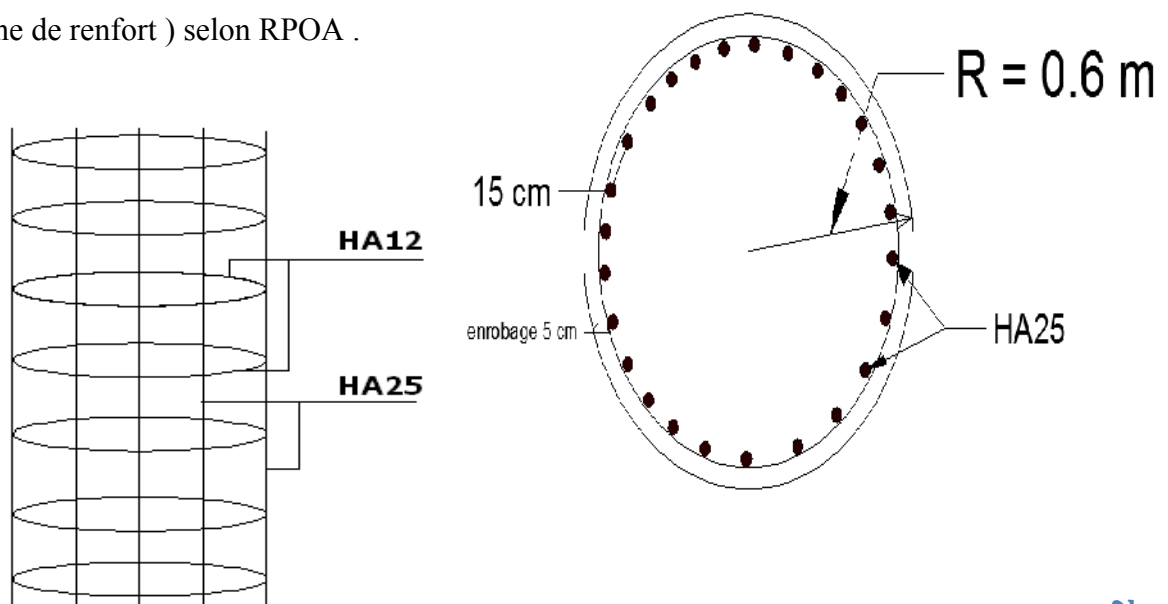


Figure N°10 : ferrailage d'un pieu

I. Introduction :

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant. La culée doit satisfaire aux exigences de la fonction culée, qui se décompose en deux catégories :

a) La fonction mécanique :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux de tablier ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui.

b) La fonction technique :

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

- On accède par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

II. Choix de la morphologie :

Les données géotechniques ont révélé que le sol de surface est de mauvaise qualité. La raison pour laquelle on a opté pour une culée fondée sur pieux. Les pieux en question sont exécutés à travers le remblai.

La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- Un sommet d'appuis sur lequel repose l'about de tablier . dans le cas de coulée remblayée , il est intégré au mur de front . sa surface doit être aménagée de façon à permettre :
 - * L'implantation des appareils d'appui ;
 - * La mise en place de vérins pour changer ces derniers s'il y a lieu ou pour procéder à des mesures de réaction d'appui ;
 - * Assurer l'évacuation des eaux au moins en phase de construction du tablier avec une pente minimale de 2% .

- Un mur de garde-grève qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée.
- Les murets-caches : on dispose généralement des murets-caches aux extrémités latérales des têtes de culée , ils permettent de protéger les appareils d'appuis des terres lorsque la trace du remblai extérieurs recoupe la partie basse du tablier , ces murs ont une fonction esthétique .
- Deux murs en retour qui servent à retenir latéralement les terres en tête de la culée. Ils sont liés au mur garde-grève. Ces murs ont aussi un rôle architectural qui se caractérise en une fixation de la corniche au-delà du tablier.
- La dalle de transition ;elle est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art et assure le confort des usagers.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.

III. Pré-dimensionnement de la culée :

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de M^r J.A.Calgaro intitulé : *Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants »*.

D'après le profil en long on trouve que la hauteur de la culée est de 8 m.

1) Le sommier d'appui :

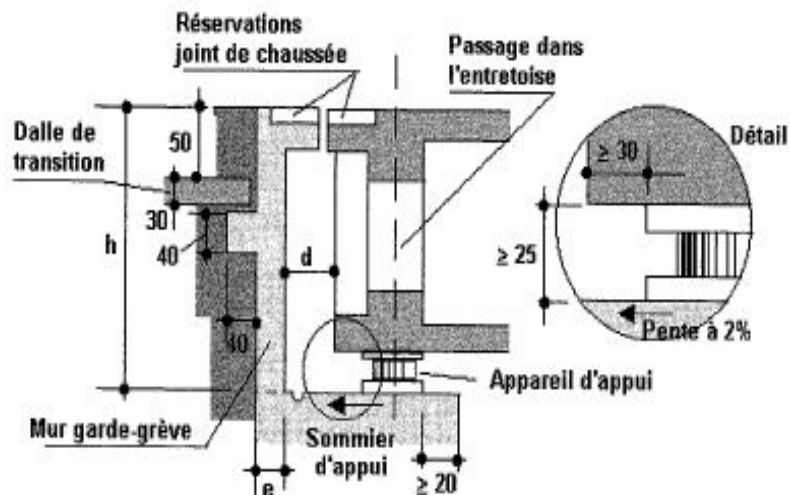
La longueur : $L=10m$

Figure N°1: dimensionnement de sommier d'appui

La largeur :

$$l = 0.2+0.25+0.5+0.25$$

$$l=1.2 m$$



2) Mur de garde grève :

- La hauteur du mur de garde grève est : $H = h_{\text{poutre}} + h_{\text{dalle}} + h_{\text{dé}} + h_{\text{appareil}}$
 $H = 1.5 + 0.25 + 0.20 + 0.065$
 $H = 2.00 \text{ m}$
- L'épaisseur du mur est : $e = \text{Max} (0.30 \text{ m}, h/8) = (0.30 \text{ m}, 0.251 \text{ m})$
 $e = 0.30 \text{ m}$
- La longueur du mur garde grève est : $L = 10 \text{ m}$.

3) Dalle de transition :

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève, on peut dimensionner cette longueur par la formule suivante :

$$L = \text{Min} [6 \text{ m}, \text{Max} (3 \text{ m}, 0.6H)]$$

H : hauteur de remblais = H (mur de front + mur garde grève) = 8.00 m.

Donc : $L = \text{Min} [6 \text{ m}, \text{Max} (4 \text{ m}, 0.6 \times 8)]$

$L = \text{Min} [6 \text{ m}, 4.8 \text{ m}]$ Soit : $L = 5.00 \text{ m}$.

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

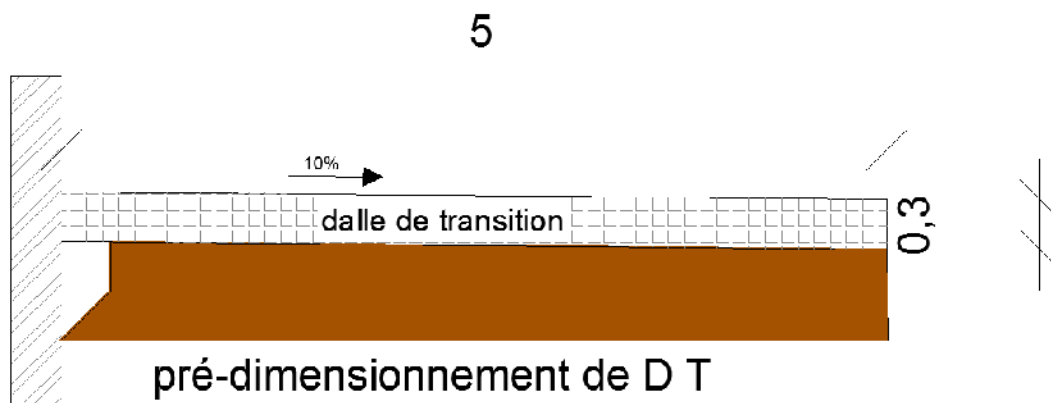


Figure N°2 : pré-dimensionnement de la dalle de transition

4) Mur frontal :

C'est un élément sur lequel repose l'about du tablier, leurs dimensions selon la largeur et la longueur doivent être suffisante pour recevoir les appareils d'appuis et entretenir à travers le temps.

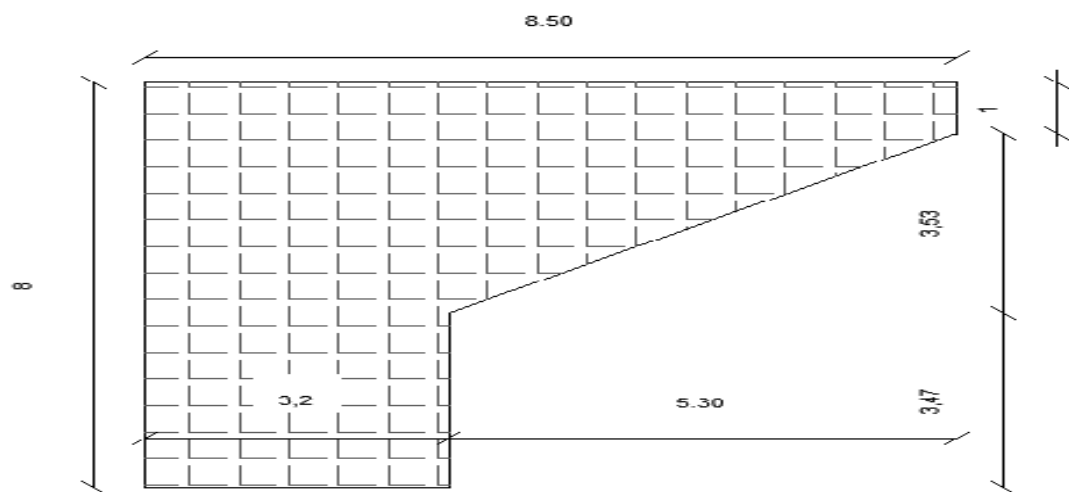
- La longueur du sommier L = largeur de pont 10m .
- Largeur l = 1.50 m
- Hauteur = 6.00 m

5) Murs latéraux (murets -caches) :

- La hauteur du mur est : $h = h_{MGG} - h_{Corniche}$ (à l'extrémité encastrée)
Alors la hauteur est : $h = 2.0 - 0.25 = 1.75m$
- La longueur du mur latéral est égal à la largeur de mur frontal donc $L = 1.6m$
- L'épaisseur du mur latéral est donnée entre 30cm et 45cm, soit : $e = 40cm$.

6) Murs en retour :

Le mur en retour a une épaisseur constante de **40 cm** pour un bon ferrailage et un bon bétonnage. Il a une longueur de 8 ,50 m et hauteur de 8.00 m celle de la culée.



Mur en retour

Figure N°3 : pré-dimensionnement mur en retour

7) Corbeau :

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 0.6 m, une petite base de 0.3 m et une hauteur de 0.30 m (Voir figure ci-dessous).

8) La semelle :

On prend

- L'épaisseur : $E=1.50$ m
- La largeur : $La= 6.00$ m
- La longueur : $L=10.60$ m
- Béton de propriété : $Bp = 0.10$ m.

Le choix de fondation utilisé semelle sur pieux forés de diamètre $\varnothing=1,2$ m (FONDATION PROFONDE)

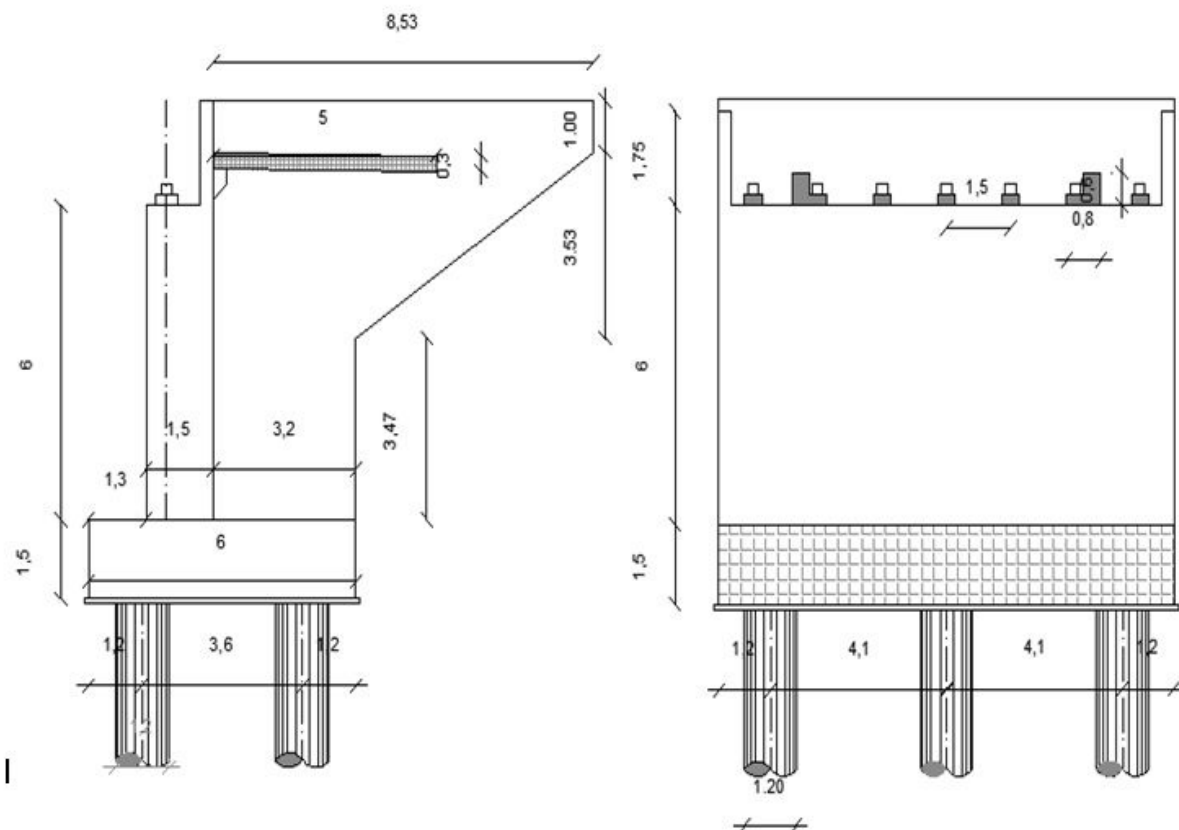


Figure N°4 : coupe sur culée

IV. Stabilité de la culée :

Evaluation Des Efforts Sollicitant La Culée :

Détermination du coefficient de poussée k_{ad} :

***Selon: RPOA ver-2008**

La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée.

défaut, la méthode de Mononobé - Okabé décrite ci-dessous peut être appliquée.

On négligera en générale la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant le mur.

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques k_h ; k_v

Telles que : $k_v = 0.3 k_h$

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 k_{ad}$$

Avec:

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

$$K = \sqrt{\varepsilon H^2 + (1 \pm \varepsilon v)^2}$$

Avec : $\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

$\alpha = 0$: fruit de mur de soutènement.

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.

$\delta = 0$: angle de frottement remblai culée.

$$\text{tg} \theta = \frac{k_H}{1 \pm k_v} \quad \longrightarrow \quad \theta = \text{arctg} \left(\frac{k_H}{1 \pm k_v} \right)$$

Selon l'RPOA on a :

k_H « Coefficient sismique horizontale » = 0.15 ;

k_v « Coefficient sismique horizontale » = 0.3 $k_H = 0.045$;

On fait les calculs sur quatre « 4 » cas favorables de séisme correspondant à :

- 1^{ère} cas : cas normale sans séisme
- 2^{ème} cas : cas de séisme (horizontal + verticale vers le bas) « $k_h=0.15$; $k_v=0.045$ »
- 3^{ème} cas : cas de séisme (horizontal) « $k_h=0.15$; $k_v=0$ »
- 4^{ème} cas : cas de séisme (horizontal +verticale vers le haut) « $k_h=0.15$; $k_v= - 0.045$ »

-Tableau de valeurs des paramètres k_{ad} ; k et θ :

Action du séisme	Notation	k_H	k_v	K	K_{ad}
Condition normale (pas de séisme)	Cas N°1	0	0	1,000	0,3333
Vertical +horizontal	Cas N°2	0,15	0,045	1,056	0,4224
Vertical +horizontal	Cas N°4	0,15	-0,045	0,97	0,388

Tableau n°1 : tableau des valeurs des paramètres k_{ad} et k

Toutes les charges appliquant sur la culée sont traité dans les tableaux suivants :

Tableau n°1 les éléments de la culée :(les efforts verticaux)								
Sollicitation	Cas°	Calcul de P (t)	Efforts horizontaux	Efforts verticaux	Bras de levier	Bras de levier	Moment renversant	Moment stabilisant
Désignation			$F_h = \epsilon H * P$	$F_v = (1 \pm \epsilon_v) * P$ (t)	“ v ” (m)	“ h ” (m)	(t.m)	(t.m)
Mur de garde grève	cas n°1		0	15,11	9,4925	0,15	2,2665	
	cas n°2	15,1125	2,27	15,79	9,4925	0,15	23,91	
	cas n°4		2,27	14,43	9,4925	0,15	23,71	
Corbeau	cas n°1		0	3.335	7.95	0,05	0.1667	
	cas n°2		0.5	3.48	7.95	0,05	4.149	
	cas n°4	3.335	0.5	3.18	7.95	0,05	4.134	
Mur frontal	cas n°1		0	270	4.5	1.1	297	
	cas n°2		40.5	282.15	4.5	1.1	492.61	
	cas n°4	270	40.5	257.85	4.5	1.1	465.88	
	cas n°1		0	60.38	4.53	2.94	/	177.5172
Mur en retour	cas n°2		9.057	63.097	4.53	2.94	41.028	185.505
	cas n°4	60.38	9.057	57.66	4.53	2.94	41.028	169.52
	cas n°1		0	225	0.75	0	0	0



Semelle	cas n°2		33.75	235.125	0.75	0	25.31	0
	cas n°4	225	33.75	214.875	0.75	0	25.31	0
Dalle de transition	cas n°1		0	37.5	8.35	2.3	0	86.25
	cas n°2		5,625	39.18	8.35	2.3	46.96	90.114
	cas n°4	37.5	5,625	35.81	8.35	2.3	46.96	82.363
Dé d'appui	cas n°1		0	0,87	8,6	1,475	1,28	
	cas n°2		0,13	0,91	8,6	1,475	2,46	
	cas n°4	0,87	0,13	0,83	8,6	1,475	2,34	
Opoid propre du tablier	cas n°1	339	0	515.12	7.5	1.25	643.9	
Tablier+D240	cas n°2	+176.12	77.268	538.30	7.5	1.25	1252.385	
	cas n°4		77.268	491.94	7.5	1.25	1194.435	
Poid des terres sur DT $\gamma_{ter}=1.8 \text{ t/m}^3$	cas n°1	90	0	90	9	2.25		202.5
	cas n°2		13.5	94.05	9	2,25	121.5	211.61
	cas n°4		13.5	85.95	9	2,25	121.5	193.38
Poid des surcharges sur DT 1t/m^2	cas n°1	1.2x9.4 x5x1	0	56.4	9	2,25		126.9
	cas n°2	=56.4	8.46	58.938	9	2,25	76.14	132.61
	cas n°4		8.46	53.862	9	2,25	76.14	121.18
Poids des terres sur	cas n°1	385.92	0	385.92	3.35	1.4		540.288
	cas n°2		57.88	403.28	3.35	1.4	193.89	564.60

PROJETS

la semelle	cas n°4		57.88	368.55	3.35	1.4	193.89	515.97
Poids des surcharges sur la semelle 1t/m²	cas n°1	1.2x9.4x3.2x1	0	36.096	3.35	1,4		50.53
	cas n°2	=36.096	5.41	37.72	3.35	1,4	18.12	52.80
	cas n°4		5.41	34.47	3.35	1,4	18.12	48.258
total	cas n°1		0	1695.731			944.6132	1183.9852
	cas n°2		254.35	1772.02			2298.462	1237.239
	cas n°4		254.35	1619.407			2213.447	1130.671

Tableau n°2 : tableau d'étude de stabilité des éléments de la culée

Tableau des poussées dues aux poids des terres :

Sollicitation	Cas°	Calcul de P (t)	Efforts	Bras de	Moment
Mur GG	cas n°1	$1/2 \times 1.8 \times 2^2$	11.16	8.16	91.96
	cas n°2	$\times 9.4 \times K_a$	14.12	8.16	115.22
	cas n°4	$= 33.84 K_a$	12.85	8.16	104.856
Mur Front	cas n°1	$1/2 \times 1.8 \times 6^2$	100.50	3.5	351.75
	cas n°2	$\times 9.4 \times K_a$	127.91	3.5	447.68
	cas n°4	$= 304.56 K_a$	115.73	3.5	405.05
Semelle	cas n°1	$1/2 \times 1.8 \times 1.5^2$	6.68	0.5	3.34
	cas n°2	$\times 10 \times K_a$	8.505	0.5	4.25
	cas n°4	$= 20.25 K_a$	7.695	0.5	3.845
	cas n°1		118.45		447.05
	cas n°2		150.535		567.15
	cas n°4		136.275		513.751

Tableau n°3 : tableau des poussées dues aux poids des terres

Tableau des poussées dues aux poids des surcharges :

Sollicitation	Cas°	Calcul de P (t)	Efforts horizontaux	Bras de	Moment renversant
Désignation			$F_h = \epsilon H * P$	levier "v" (m)	(t, m)
Mur GG	cas n°1	$1 \times 1,2 \times 9.4$	7,44	8.5	63.24
	cas n°2	$2 \times K_a = 22.56 K_a$	9.47	8.5	80.495
	cas n°4		8.57	8.5	72.845
mur front	cas n°1	$1 \times 1,2 \times 9.4 \times$	22.33	4.5	10.485
	cas n°2	$6 \times K_a$	28.42	4.5	127.89
	cas n°4	$= 67.68 K_a$	25.71	4.5	115.695
Semelle	cas n°1	$1 \times 1.2 \times 10 \times$	5.994	0.75	4.495
	cas n°2	$1.5 \times K_a$	7.56	0.75	5.67
	cas n°4	$= 18 K_a$	6.84	0.75	5.13
Total	cas n°1		35.764		78.22
	cas n°2		45.45		214.055
	cas n°4		41.12		193.67

Tableau n°4 : tableau des poussées dues aux poids des surcharges

Tableau donne la somme totale des moments stabilisants et renversants :

Désignation	Calcul de P (t)	Efforts horizontaux Fh= εH*P	Efforts verticaux Fv= (1±εv)*P (t)	Moment renversant (t.m)	Moment stabilisant (t.m)
La somme	Cas n°01	154.214	1695.731	1469.8832	1183.9852
	Cas n°02	450.335	1772.02	3079.667	1237.239
	Cas n°04	431.745	1619.407	2920.868	1130.671

Tableau n°5 : tableau donnant la somme totale des moments stabilisants et renversants
Vérification de stabilité:

1) tiers central :

Pour que la résultante des forces appliquées sur la culée soit dans le tiers centrale il faut

vérifier la formule suivante : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{6}$ pour le cas normal

$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ Pour le cas sismique

	MR (t.m)	MS (t.m)	MS-MR	V (t)	e	B/n	e ≤
Cas N°01	1469.8832	1183.9852	285.898	1695.731	0.16859	B/6=1.00m	vérifier
Cas N°02	3079.667	1237.239	1842.428	1772.02	1.0397	B/4=1.5m	vérifier
Cas N°04	2920.868	1130.671	1790.197	1619.407	1.1054	B/4=1.5m	vérifier

Tableau n° 6 : tableau de vérification de tiers central

2) Le renversement:

Pour que la culée ne se renverse pas sous les effets des moments il faut vérifier la

formule suivante : $e = \frac{Ms}{Mr} \geq 1.5$ Pour le cas normal

$e = \frac{Ms}{Mr} \geq 1.0$ Pour le cas sismique

	MR (t. m)	MS (t. m)	MS/MR	limite inf	état
Cas n°01	1469.8832	1183.9852	0.8054	1.50	non vérifier
Cas n°02	3079.667	1237.239	0.4017	1.00	non vérifier
Cas n°04	2920.868	1130.671	0.3871	1.00	non vérifier

Tableau n°7 : tableau de vérification de renversement

3) le glissement :

Pour que la culée ne glisse pas sous les effets d'efforts normaux il faut vérifier la formule suivante : $\frac{H}{V} \leq 0.4$

	H (t)	V (t)	H/V	limite	état
Cas n°01	154.214	1695.731	0.090	0.40	vérifier
Cas n°02	450.335	1772.02	0.254	0.40	vérifier
Cas n°04	431.745	1619.407	0.266	0.40	vérifier

Tableau n°8 : tableau de vérification de glissement

Le renversement de la culée seule n'est pas vérifié dans tous les cas (avec ou sans séisme) sans prendre en considération les pieux.

C'est à dire lorsqu'on a des fondations profondes ces conditions ne sont pas à prendre en compte (pas prises en compte). Les pieux empêchent le renversement , donc c'est bien dimensionné .

4) Contraintes admissible de sols:

* N'est pas prise en compte par ce que notre ouvrage est portée par des fondations

$$\text{profondes } \sigma = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \leq \overline{\sigma}_{\text{SOL}}$$

V. Etude et ferrailage de la culée :

a) Mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

1. Forces verticales :

- a. Du poids propre
- b. De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur
- c. De la réaction de la dalle de transition

2. Forces horizontales :

- a. Poussée des terres
- b. Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève
- c. Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc

1- a. Poussée des terres :

Le moment d'encastrement est :

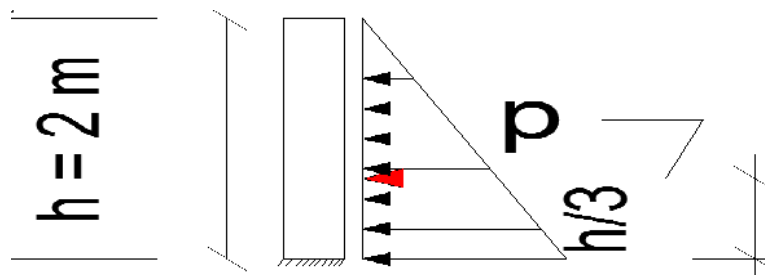
$$M_{pt} = P \times h / 3$$

$$K_a = 0.33$$

Avec :

$$P = 1/2 \times (\gamma \times h^2 \times K_a \times L) = 1/2 \times (1.8 \times 2^2 \times 0.33 \times 9.4) = 11.16 \text{ t}$$

$$M_p = 10.61 \times (2.015/3) = 7.13 \text{ t.m}$$



Mur garde grève

1- b . Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

L'effet le plus défavorable est produit par les deux roues arrière de 6 t de deux camions accolés, placé de telle manière que le rectangle d'impact soit en contact de la face arrière du mur garde grève, les rectangles sont de dimensions (0,25 X 0,75) m2

$$Ml = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)} dx$$

Avec, $K = K_a \cdot \gamma \cdot \delta \cdot bc$

$bc = 1.1$ (On fonction du nombre de voies charges)

γ : Coefficient de pondération ($\gamma = 1,6$ à L'E.L.U ; $\gamma = 1,2$ à L'E.L.S)

$\delta = 1.00$ Coefficient de majoration dynamique.

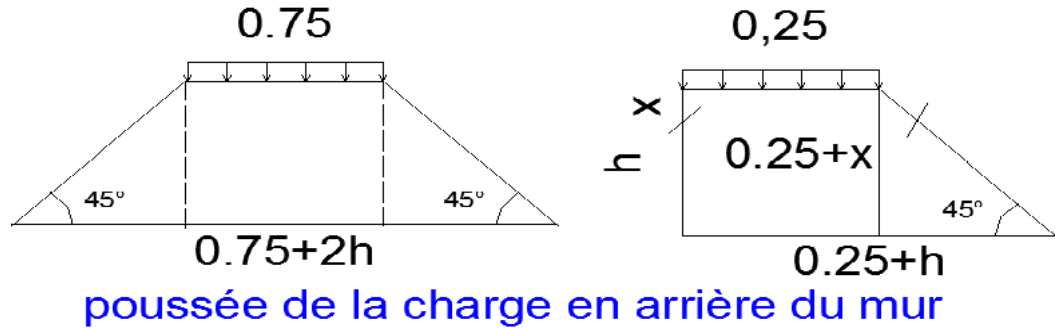
$bc = 1.1$ et $K_a = 0.33$

H (m)	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
Ml/K (T.m)/ml	2.23	3.40	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Et comme on a : $h = 2,00 \text{ m}$ → On trouve : $Ml = 7,45 \text{ K}$.

Avec : $K=0.33 \times 1.1 \times 1 \times \gamma = 0.363 \gamma$

$$D'o\grave{u} \quad M_l = \begin{cases} 4.346 \text{ t} & \text{L'ELU} \\ 3.259 \text{ t} & \text{L'ELS} \end{cases}$$



1- c . Moment due au force de freinage B c:

On considère un essieu lourd en contacte le mur garde grève et on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,5 m en arri\ere .Donc le moment dû aux forces de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{\mu P \times h}{0.25 + 2H}$$

Avec μ : Coefficient de pondération ($\mu = 1,6$ à L'E.L.U ; $\mu = 1,2$ à L'E.L.S)

$$D'o\grave{u} \quad M_f = \begin{cases} 4.512 \text{ t.m} & \text{L'ELU} \\ 3.384 \text{ t.m} & \text{L'ELS} \end{cases}$$

Donc : $M_u = 1.35 M_p + 1.6 (M_l + M_f) = 9.82 \text{ t.m /ml.}$

$M_{ser} = M_p + 1.2 (M_l + M_f) = 7.356 \text{ t.m /ml}$

Ferraillage de MGG :

1. Verticalement :

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, par une bande de 1m linéaire:

la fissuration est considérer préjudiciable pour une section : $(b_0 \times h) = (1 \times 0.3)$

$f_{c28} = 35 \text{ MPa} .$

$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 2.7 \text{ MPa}$

$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$

$M_U = 9.82 \text{ t .m/ml}$

Donc on trouve $A_s = 10.85 \text{ cm}^2$; alors on prend : **6HA16** avec $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$A_{s\ min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c$ Donc $A_{min} = 4.19\ cm^2 < 12,02\ cm^2$ (c'est vérifiée).

Donc $A_s = 12,06\ cm^2$ avec 6HA16 et un espacement $St = 25\ cm$

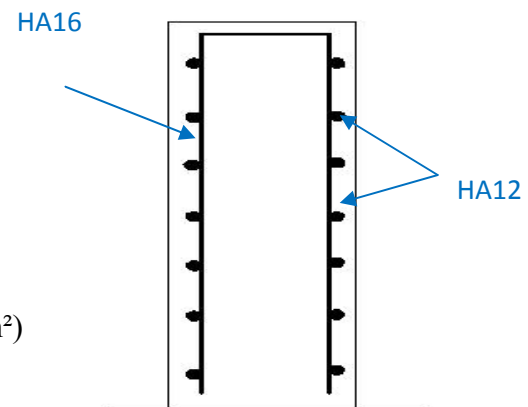
Pour des raisons constructives on prend : $A_s' = A_s / 3 = 4.02\ cm^2$ soit 4HA12 ($A_s' = 4.52\ cm^2$)

Verification a l' ELS :

On fait la vérification à l'ELS

$M_{ser} = 7.356\ cm^2$

$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = M_{ser} \cdot X / I_1 = 6.70\ MPa < 21\ MPa \quad \text{vérifié} \\ \sigma_{st} = n \cdot M_{ser} \cdot (d - X) / I_1 = 195.66\ MPa < 228.63\ MPa \quad \text{vérifié} \end{array} \right.$



2. Horizontalement

$A'sh = A_s / 4 = 4.02\ cm^2$ on dispose 4HA12 ($A_s' = 4.52\ cm^2$)

Ferrailage du mur de garde

grève

b) Dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités

du pont , son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors du tassement éventuel des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

2.1- Evaluation des efforts :

- Poids de la dalle de transition :

$g1 = 2.5 \times 0.3 \times 1 = 0.75\ t/m^2.$

- Poids du remblai :

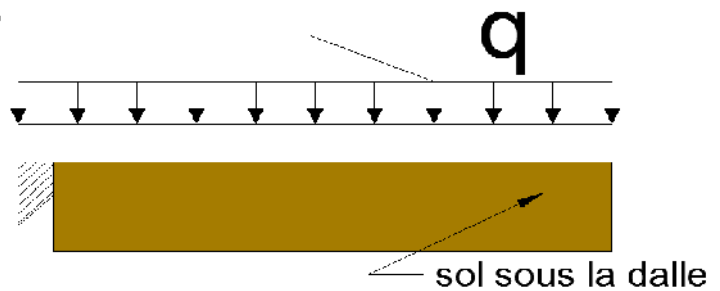
$g2 = 1,8 \times 0.6 \times 1 = 1,08\ t /m^2.$

- Poids propre du revêtement :

$g3 = 2.2 \times 0.06 \times 1 = 0.132\ t/m^2.$

- Poids total: $Gt = g1 + g2 + g3 = 1,962\ t/m^2.$

- Surcharges sur remblais :



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

$$M_{\max} = Ql^2/8 \text{ et } T_{\max} = Ql/2$$

Type de charge	Q (t/ml)	Moment (t. m/ml)	Effort tranchant (t/ml)
Poids propre	0.750	2.44	1.912
Revêtement	0.132	0.43	0.34
Remblai	1.080	3.375	2.754
Surcharges	1.200	3.90	3.06

Tableau n°9 : tableau des valeurs Max de M et T, pour la dalle de transition

Les combinaisons

A l'E.L.S :

$$M_{\text{ser}} = M_G + 1.2 M_Q = (2.44 + 0.43 + 3.375) + 1.2 \times (3.9) = 9.125 \text{ t. m /ml}$$

$$V_{\text{ser}} = V_G + 1.2 V_Q = (1.912 + 0.34 + 2.754) + 1.2 \times (3.06) = 9.206 \text{ t/ml}$$

À l'E.L.U :

$$M_u = 1.35M_G + 1.6 M_Q = 1.35 \times (2.44 + 0.43 + 3.375) + 1.6 \times (3.9) = 14.67 \text{ t. m/ml}$$

$$V_u = 1.35 V_G + 1.6 V_Q = 1.35 \times (1.912 + 0.34 + 2.754) + 1.6 \times (3.06) = 11.654 \text{ t. m/ml.}$$

2.2.Ferraillage :

Ferraillage en flexion simple :

Le ferraillage en flexion simple se fait pour une bande de 1ml, donc pour une section (b x h)=(1 x 0.3)

Longitudinalement :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; b_0 = 1\text{m} ; d = 0.27\text{m.}$$

à l'aide de robot expert on a trouvé que: $A_s = 17.8 \text{ cm}^2$ 6HA20 ($A_s = 18.85 \text{ cm}^2$)

Pour des raisons constructives on prend : $A_s' = A_s/3 = 18.85/3 = 6.28 \text{ cm}^2$

soit 6HA12 ($A_s = 6.79 \text{ cm}^2$)

Vérification a l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = M \text{ ser. } X / I_1 = 6.30 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié} \\ \sigma_{st} = nM \text{ ser. } (d-X) / I_1 = 164.63 \text{ MPa} < 228.63 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié} \end{array} \right.$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \text{ min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_t / f_e \quad \Rightarrow \quad A_s \text{ min} \geq 0.23 \times 100 \times 27 \times 2.7 / 400$$

$$A_s \text{ min} = 4.19 \text{ cm}^2 < 18.85 \text{ cm}^2$$

Transversalement :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 0.1165 / 1 \times 0.27 = 0.43 \text{ MPa}$$

$$\tau'_s = \inf [4 \text{ MPa} ; 0.15 f_c / \gamma_b] = 3.5 \text{ MPa}$$

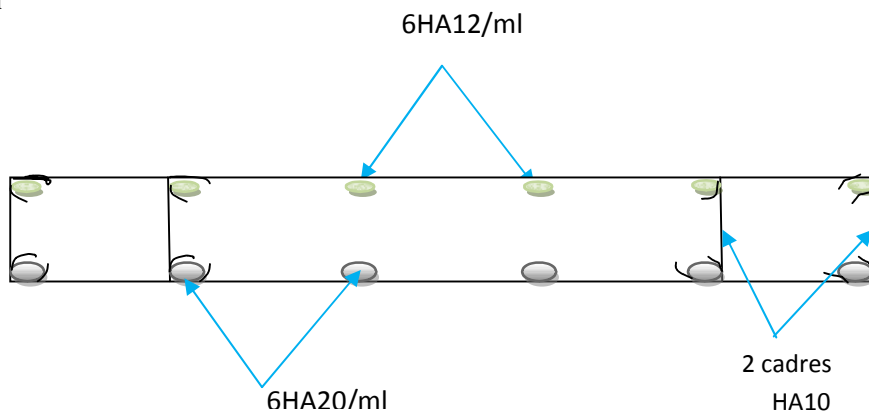
« Pour les fissurations préjudiciable ou très préjudiciable »

$$\tau'_u > \tau_u \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\tau_u b}{0.8 f_e} \quad \text{Cas d'une fissuration préjudiciable .}$$

$$S_t \leq \min [0.9d ; 40 \text{ cm}] = 24.3 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{\tau_u b}{0.8 f_e} S_t = 0.43 \times 1 \times 0.2 / 0.8 \times 400 \Rightarrow A_t \geq 2.69 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}10 \quad \text{« } A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ »}$$



Ferraillage de la dalle de transition.

c) Corbeau :

Evaluation des charges et surcharges :

- Réaction due à la dalle de transition : $R1 = qL / 2 = 0.3 \times 5 \times 2.5 / 2 = 1,91 \text{ t/ml.}$
- Réaction des poids des terres : $R2 = qL / 2 = 1 \times 5 \times 1,8 / 2 = 4.5 \text{ t/ml.}$
- Réaction due au revêtement : $R3 = qL / 2 = 0,06 \times 5 \times 2,2 / 2 = 0,34 \text{ t/ml.}$
- Réaction due au poids propre du corbeau : $R4 = qL = 1 \times 0.135 \times 2,5 = 0.3375 \text{ t/ml.}$
- Réaction due aux surcharges sur remblai : $R5 = qL / 2 = 1 \times 1,2 / 2 = 0.60 \text{ t/ml.}$

A l'ELU :

$$T_U = 1,35(R1 + R2 + R3 + R4) + 1,6 R5$$

$$= 1.35(1.91+4.5+0.34+0.3375) + 1.6(0.6) = 10.528 \text{ t/ml.}$$

$$M_U = 10.528 \times 0.3 = 3.158 \text{ t.m /ml .}$$

A l'ELS :

$$T_S = (R1 + R2 + R3 + R4) + 1,2 R5$$

$$= 1.91+4.5+0.34+0.3375+1.2(0.6) = 7.80 \text{ t/ml .}$$

$$M_S = 7.80 \times 0.30 = 2.34 \text{ t.m /ml .}$$

Ferrailage :

Cas de fissuration jugée préjudiciable alors le calcul de la section d'acier se fait à E.L.S

A E.L.S par mètre linière

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 16.2 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 266.66 \text{ Mpa}$$

$$X = \frac{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} \times d}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 16.2 \times 0.27}{15 \times 16.2 + 266.66} = 0.128 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.227 \text{ m}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\sigma}_{bc} \times Z = \frac{1}{2} \times 1 \times 16.2 \times 0.227 = 1.84 \text{ MN.m}$$

Alors comme on a $M_{ser} = 2.34 \times 10^{-2} \leq \overline{M}_1 = 1.84$ donc Section Sans Armature Comprimé

$$\overline{Z} = \min \left\{ Z, d - \frac{h}{3} \right\} = 0.17 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{Z} \times \sigma_{st}} = \frac{2.34 \times 10^{-2}}{0.17 \times 266.667} = 5.16 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 5 \text{ HA12} \quad A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons constructive On prend $A's = A_s / 3 = 1.88 \text{ cm}^2$ soit 3 HA10 $A's = 2.36 \text{ cm}^2$

$A_t = A_s / 3 = 1.88 \text{ cm}^2$ alors On prend 3 cadres HA10 par ml

Condition de non fragilité :

$$A_{Smin} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_c} = \frac{0.5106 \times 0.27}{400} = 3.44 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_c = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min [2f_e / 3 ; \max (0.5 f_e ; 110 (n f_{tj})^{1/2})] = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times X^2 + nA_s(X - C') - nA_s(d - X) = 0$$

$$\frac{1}{2} \times X^2 + 15 \times 5.65 \times 10^{-4} (X - 0.025) - 15 \times 5.65 \times 10^{-4} (0.27 - X) = 0$$

$$0.5 \times X^2 + 0.0084 \cdot (X - 0.025) - 0.0084 \cdot (0.27 - X) = 0$$

$$0.5 \times X^2 + 0.017 \times X - 0.002 = 0 \quad X = 0.048 \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times X = 4.37 \text{ MPa} < 16.2 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \times (M_{ser} / I) \times Z = 195.66 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{10.528}{1.00 \times 0.27} = 0.39 \text{ MPa}$$

τ_u pour $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ et $\bar{\tau}_u = 2.34 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifiée

d) Etude du mur frontal :

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanent (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharges d'exploitation.

Les efforts à la base de mur frontal :

NB : pour les cas sismiques le **Cas N° :2** est le plus défavorable

		Effort horizontal	Effort vertical	Le moment à la base du mur
La somme des efforts	Cas N° :1	141.48	915.137	394.40
	Cas N° : 2	443.74	956.28	1942.25

Tableau n°10 : tableau des efforts à la base de mur frontal

Condition normal :

condition sismique

Effort normal :

Effort normal :

$N_{ser} = 915.137 \text{ t} = 91.51 \text{ t/ml}$.

$N_{ser} = 956.28 \text{ t} = 95.62 \text{ t/ml}$.

$N_u = 1235.43 = 123.54 \text{ t/ml}$.

$N_u = 1290.87 = 129.087 \text{ t/ml}$.

Moment :

Moment :

$M_{ser} = 39.44 \text{ t.m /ml}$.

$M_{ser} = 194.225 \text{ t.m /ml}$

$M_u = 53.244 \text{ t.m /ml}$.

$M_u = 262.20 \text{ t.m /ml}$.

Ferraillage en flexion composée :

Verticalement :

La condition la plus défavorable est la condition sismique.

$$N_u = 129.087 \text{ t/ml}$$

$$M_u = 262.20 \text{ t.ml}$$

Section rectangulaire : $b=1 \text{ m}$; $h= 1.80 \text{ m}$. c' (enrobage) = 5cm.

Le ferraillage a été fait à l'aide du logiciel **ROBOT Expert**

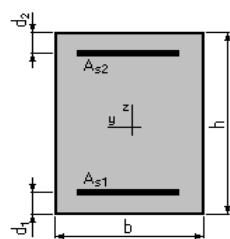
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 180,0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts appliqués:

Cas NO	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1290,90	2622,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	As1 =26,0 (cm2)	Section théorique	As2 =26,0 (cm2)
Section minimum	As min =36,0 (cm2)	Section maximum	As max =900,0 (cm2)
théorique	$\rho = 0.29(\%)$		
minimum	$\rho_{min} =0.2 (\%)$	maximum	$\rho_{max} = 5,00 (\%)$

Analyse par Cas:

Cas N°1: Type ELU $N = 1290,90$ (kN) $M = 2622,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 14$ (cm)

Bras de levier: $Z = 169,5$ (cm)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,87$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 111,9$ (MPa)

As1 = 36.0 (cm2) on prend 8HA25 Avec $A_s = 39,27$ et la même chose pour A's

Condition de non fragilité :

$$A_{Smin} \geq 0,23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 22,35 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = V_u / bd = 0,4437 / 1,62 \times 1 = 0,2738 \text{ MPa.}$$

$$\tau'_s = \inf [4\text{MPa} ; 0,1 f_{c28}] = 3 \text{ MPa.}$$

Pour les fissurations préjudiciables ou très Préjudiciables.

Telles que $\tau'_u > \tau_u$ Vérifie.

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0,8 f_e} = 0,2738 \times 1 / 0,8 \times 400 = 0,085 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \text{Min} [0,9d; 40\text{cm}] = 40 \text{ cm. Soit } S_t = 30 \text{ cm.}$$

$$A_t \geq 30 \times 0,085 = 2,56 \text{ cm}^2 .$$

-Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0,4b}{f_e} = 0,4 \times 100 / 400 = 0,10 \text{ cm. Avec } S_t = 30 \text{ cm et } A_t > 3 \text{ cm}^2.$$

Soit **2 cadre de HA12/ml** pour $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$.

Horizontalement:

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU avec : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 1.80 \text{ m}$.

A l'aide de logiciel ROBOT expert on a trouvé la section de :

$A_s = 12.33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Soit : 5HA16/ml pour $A_s = 10.05 \times 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

e) Mur en retour :**Evaluation des efforts :**

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis Selon document SETRA PP73 (1.3.2) aux charges suivantes :

- * Poids propre du mur y compris la superstructure.
- * Les poussées horizontales réparties.
- * Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontales de 2t.

❖ Efforts horizontaux:

- * Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2} k_a \gamma h^2 = \frac{1}{2} 0.333 \times 1.8 \times 8^2 = 19 \text{ t}$
- * Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = 1,2 \times 8 \times 0,333 \times 1 = 3.168 \text{ t}$
- * Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $P_{sc} = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ t}$.

Les moments :

- * Poussée des terres : $M_t = 19 \times 1/3 \times 8 = 50.66 \text{ t.m}$
- * Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 28.95 \times 4 = 115.8 \text{ t.m}$
- * Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 2,4 \times (8-1.00) = 16.80 \text{ t.m}$

Les combinaisons :

$$\text{ELU : } MELU = 1.35 M_t + 1.6 (M_{sr} + M_{sc}) = 33.006 \text{ t.m / ml .}$$

$$\text{ELS : } MELS = M_t + 1.2 (M_{sr} + M_{sc}) = 24.68 \text{ t.m / ml .}$$

❖ Efforts verticaux:

- * Poids propre du mur : $PG = 21.71 \text{ t}$.
- * Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $Psc = 4 \times 1,2 = 4,8 \text{ t}$.
- * Poids propre de la superstructure: $Psu = 0.3 \times 8.5 = 2.55 \text{ t}$.

Les moments :

- * Poids propre du mur : $MG = 21.71 \times 3.05 = 66.34 \text{ t.m}$
- * Poids propre de la superstructure: $Msu = 2.55 \times 4.25 = 10.83 \text{ t.m}$
- * Poussée de la surcharge concentrée : $Msc = 4,8 \times (8.5 - 1.00) = 36 \text{ t.m}$

Les combinaisons :

ELU: $MELU = 1.35 (MG + Msu) + 1.6 Msc = 19.032 \text{ t.m/ml}$.

ELS: $MELS = (MG + Msu) + 1.2 Msc = 14.16 \text{ t.m/ml}$.

Le ferrailage:

1-Horizontalement :

$MELU = 33 \text{ t.m/ml}$ $MELS = 24.68 \text{ t.m/ml}$.

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $d = 0,27 \text{ m}$.

On a : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ Mpa}$

Fissuration jugée très préjudiciable $\sigma_{st} = 0.8 \overline{\sigma_{st}} = 213.336 \text{ Mpa}$

$$X = \frac{15 \overline{\sigma_{bc}}}{15 \overline{\sigma_{bc}} + \sigma_{ST}} = 0.559 \text{ m} \quad \text{Donc pour } Z = d - \frac{X}{3} = 0.084 \text{ m}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{3} d \overline{\sigma_{bc}} Z = 13.60 \text{ t.m}$$

$\overline{M}_1 = 13.60 \text{ t.m} \leq M_{SER} = 24.68 \text{ t.m}$ donc on a une Section Avec Acier Comprimer (SAAC)

$$\sigma_{sc} = \frac{15 \overline{\sigma_{bc}} [X - c']}{X} = 244.62 \text{ Mpa}$$

$$A'_s = \frac{M_{SER} - \overline{M}_1}{(d - c')\sigma_{sc}} = 20.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_{SER}}{Z\sigma_{sc}} + A'_s \frac{\sigma_{sc}}{\sigma_{ST}} = 26.68 \text{ cm}^2$$

la condition de N.F :

$$A_{MIN} = 0.23 A_s = \frac{f_{tj}}{f_c} bd = 9.83 \text{ cm}^2 \quad \text{donc condition vérifiée .}$$

$A_s = 26.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : 4 HA32/ml pour $A_s = 32.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A'_s = 20.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : 3HA32/ml pour $A'_s = 24.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_c = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min[2f_e/3 ; \max(0.5 f_e ; 110 (n f_{tj})^{1/2})] = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times x = 4.37 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \times (M_{ser} / I) \times Z = 195.66 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

2-Ferraillage de suspension :

$$(S1 + S2)0.3 \times 2.5 = 1/2 \times 3.53 \times (3.2 + 8.5) \times 0.3 \times 2.5 = 15.48 \text{ t}$$

$$M_{SER} = 15.48 \times XG = 48.33 \text{ t.m}$$

$$M_{ELU} = 65.24 \text{ t.m}$$

$$f_c = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0.27 \text{ m.}$$

le ferraillage a été fait à l'aide d'un logiciel **ROBOT Expert**

$$A_s = 3.1 \text{ cm}^2. \text{ Soit : 3HA12 pour } A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = A_s / 3. \text{ Soit 2HA12 pour } A'_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

3- Verticalement

$$MELU = 19.032 \text{ t.m/ml}$$

$$MELS = 14.16 \text{ t.m/ml}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; b_0 = 1\text{m}; d = 0.27 \text{ m}$$

$$\text{On a : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration jugée très préjudiciable } \sigma_{st} = 0.8 \overline{\sigma}_{st} = 213.336 \text{ Mpa}$$

$$X = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \sigma_{ST}} = 0,559\text{m} \quad \text{Donc pour } Z = d - \frac{X}{3} = 0.084\text{m}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{3} b \overline{\sigma}_{bc} Z = 13.16\text{t.m} \quad \Rightarrow \quad \overline{M}_1 = 13.16\text{t.m} \leq M_{SER} = 32.045\text{t.m}$$

donc on a une Section Avec Acier Comprimé (SAAC)

$$\sigma_{sc} = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc} [X - c']}{X} = 244.62 \text{ Mpa}$$

$$A'_s = \frac{M_{SER} - \overline{M}_1}{(d - c') \sigma_{sc}} = 18.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_{SER}}{Z \sigma_{sc}} + A'_s \frac{\sigma_{sc}}{\sigma_{ST}} = 21.98 \text{ cm}^2$$

la condition de N.F :

$$A_{MIN} = 0.23 A_s = \frac{f_{ij}}{f_e} b d = 9.83 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifier.}$$

$$A_s = 21.98 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 5\text{HA}25/\text{ml pour } A_s = 24.54 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

$$A'_s = 18.58 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 4\text{HA}25/\text{ml pour } A'_s = 19.63 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

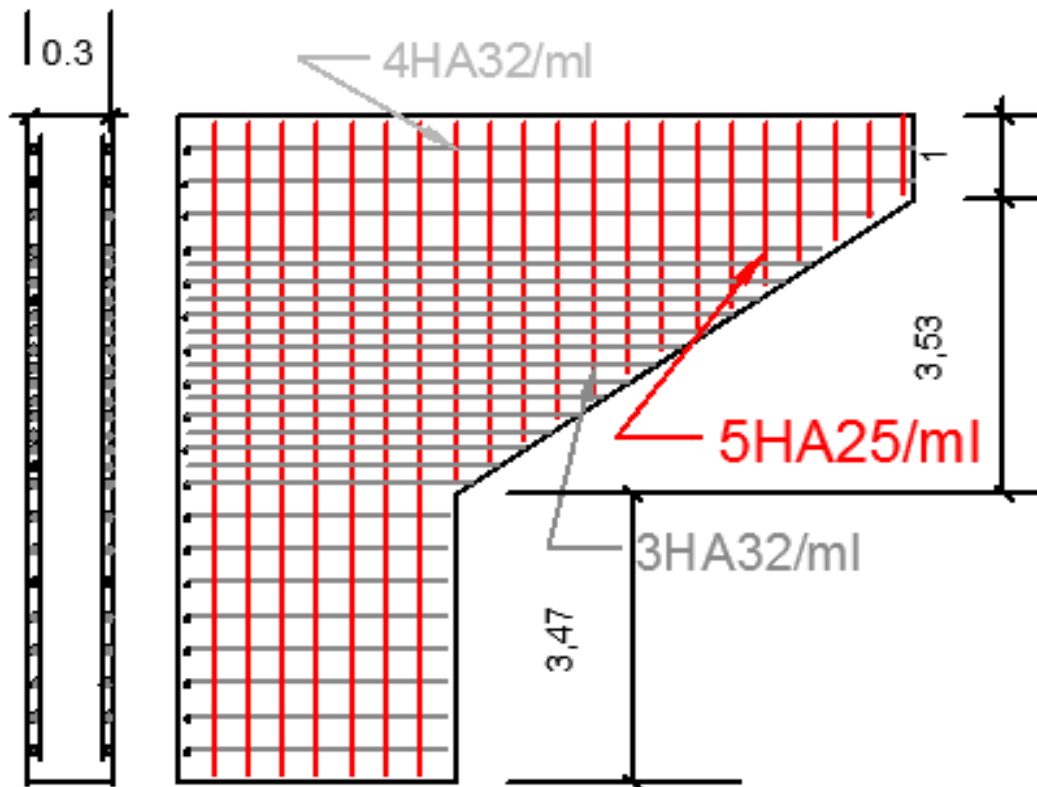


Figure N°5 : ferrailage de mur en retour

f) La semelle :

Evaluation des efforts agissants sur la semelle :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Désignation	Calcul de P (t)	Efforts horizontaux $F_h = \epsilon_H * P$	Efforts verticaux $F_v = (1 \pm \epsilon_v) * P$ (t)	Moment renversant (t.m)	Moment stabilisant (t.m)
La somme	Cas n°01	154.214	1695.731	1469.8832	1183.9852
	Cas n°02	450.335	1772.02	3079.667	1237.239
	Cas n°04	431.745	1619.407	2920.868	1130.671

Tableau n°11: les efforts agissants sur la semelle

Détermination du nombre de pieux :

$$n = \frac{\text{Effort normal maximal}}{\text{capacité portante de pieu}} = \frac{1772..02}{305} = 5.81$$

on prend 6 pieux

Caractéristique de la semelle :

Longueur : L = 9.6 m

Largeur : 6 m

Epaisseur : E= 1.50 m

Conditions normales :

$$N_{\max} = 1695.73 \text{ t.}$$

$$M_{\text{MAX}} = 285.89 \text{ t.m.}$$

Conditions sismiques : G (1 ± 0,07)

$$N_{\max} = 1772.02 \text{ t.}$$

$$M_{\text{MAX}} = 1842.42 \text{ t.m.}$$

Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque fut ramène un moment et un effort normal. L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.

- Semelle infiniment rigide.

- Pieux identiques.

Condition normale:

$$N1 = \frac{1695.73}{6} + \frac{285.89 \times 1,8}{6 \times (1,8)^2} = 309.09 \text{ t}$$

$$N2 = \frac{1695.73}{6} - \frac{285.89 \times 1,8}{6 \times (1,8)^2} = 282.62 \text{ t}$$

Condition sismique:

$$N1 = \frac{1772.02}{6} + \frac{1842.42 \times 1,8}{6 \times (1,8)^2} = 465.93t$$

$$N2 = \frac{1772.02}{6} - \frac{1842.42 \times 1,8}{6 \times (1,8)^2} = 295.33 t$$

Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

a. Armatures transversales inférieures :

Les Conditions de la méthode est:

$$\begin{cases} 45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ \\ 0.7(b' - \frac{b}{2}) \leq h \leq (b' - \frac{b}{2}) \end{cases}$$

$$45^\circ \leq \alpha = 49.08^\circ \leq 55^\circ \quad \text{Vérifie.}$$

$$h = 1.5 \text{ m} < 1.69 \text{ m.} \quad \text{Vérifie.}$$

Condition normale :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 26667 \text{ t/m}^2.$$

$$A = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h} = \frac{309.09}{26667} \times \frac{1,3}{1,5} = 0,010045 \text{ m}^2. \quad A_{\text{inf}} = 100.45 \text{ cm}^2.$$

Condition sismique :

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 40000 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{465.93}{40000} \times \frac{1,3}{1,5} = 0.010095 \text{ m}^2. \quad A_{\text{inf}} = 100.95 \text{ cm}^2.$$

La condition normale est la plus défavorable $A_s = 100.95 \text{ cm}^2$

On prend **14HA32** $A_{\text{inf}} = 112.56 \text{ cm}^2$

n : Nombre de barre = 14 barres.

d : Enrobage = 10cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

L'espace est de $St = \frac{\Phi + H - d}{n - 1} = \frac{1,2 + 1,6 - 0,1}{14 - 1} \approx 0,207m = 20 \text{ cm.}$

On prend : $St = 20 \text{ cm.}$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,6 + 1,2 = 2,8 \text{ m.}$

b. **Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

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

$$A_{li} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 112,56 = 37,52 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit : } \mathbf{8HA25} \quad \mathbf{A_{inf1} = 39,27 \text{ cm}^2.}$$

$$St = \frac{\Phi + H - 0,10}{6 - 1} \approx 0,54 \text{ cm.}$$

c. **Armatures de construction:**

1. **Armatures transversales supérieure:**

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{112,56}{10} = 11,256 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit : } \mathbf{8HA14.} \quad \mathbf{A_{sup} = 12,32 \text{ cm}^2.}$$

$$St = \frac{\Phi + H - 0,10}{6 - 1} \approx 0,54 \text{ cm.}$$

2. **Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{li} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 39,27 = 13,09 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit : } \mathbf{3HA25} \quad \mathbf{A_{sup} = 24,54 \text{ cm}^2.}$$

$$St = \frac{\Phi + H - 0,10}{6 - 1} = 0,54 \text{ cm.}$$

On prend: $St = 55 \text{ cm.}$

3. Armatures latérales :

$$A_l = \frac{A}{10} = \frac{112.56}{10} = 11.256 \text{ cm}^2. \text{ Soit: } 8\text{HA}14 \quad A_l = 12.32 \text{ cm}^2.$$

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

g) Calcul des pieux :

Le calcul des pieux sous culée il se fait de la même manière que celle des pieux sous pile

Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale :

$$\text{Freinage} = 18 \text{ t}$$

$$\text{Poussée de la terre} = 195.98 \text{ t}$$

$$\text{D'où : } \bar{P} = \frac{H}{6} = 35.66 \text{ t/pieu.}$$

Condition sismique :

$$\text{Séisme} = 450.335 \text{ t}$$

$$\text{D'où : } \bar{P} = \frac{H}{6} = 75.055 \text{ t/pieu}$$

Calcul des moments par la formule de WERNER :

La méthode de WERNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule

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

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire,

$$\text{est le déplacement avec rotation nulle. } M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

$$\lambda : \text{Coefficient d'amortissement} = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{\varphi C_U}{4EI}} = 0.2250 \text{ m}^{-1}$$

Dans notre cas pour $L = 20$ m on a $\lambda L = 4.50$ m

$\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$: Donnés par les abaques de WERNER en fonction de λL .

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

a. Détermination des coefficients : $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$

$$\begin{cases} \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,26 & \chi_{\theta M} = 1,54 \\ \lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,45 & \chi_{\theta M} = 1,65 \end{cases}$$

$$\lambda L = 4,50 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,30 \quad \chi_{\theta M} = 1,567$$

Condition normale :

$$\bar{P} = 35.66 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = - \frac{1.30}{1.567} \times \frac{35.66}{0.225} = -131.48 \text{ t.m}$$

Condition sismique :

$$\bar{P} = 75.055 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = - \frac{1.30}{1.567} \times \frac{75.055}{0.225} = -276.74 \text{ t.m}$$

b- Détermination des moments tout le long du pieu :

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

Condition normale :

$$M(z) = -131.48 \times \chi_{\theta M} + \frac{35.66}{0.2250} \times \chi_{\theta P}$$

Condition sismique :

$$M(z) = -276.74 \times \chi_{\theta M} + \frac{75.055}{0,0.225} \times \chi_{\theta P}$$

Z (m)	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
	2,000	4,000	6,000	8,000	10,000	12,000	14,000	16,000
χ_{GM}	0,970	0,880	0,650	0,440	0,260	0,100	0,040	0,010
χ_{OP}	0,380	0,630	0,660	0,560	0,420	0,250	0,140	0,040
Condition normale	-67.31	-15.86	19.13	30.89	32.87	26.47	16.92	5.024
Condition sismique	-141.68	-33.38	40.27	65.03	68.147	55.72	35.63	10.57

Tableau n°12 : les différentes valeurs des moments tout le long du pieu

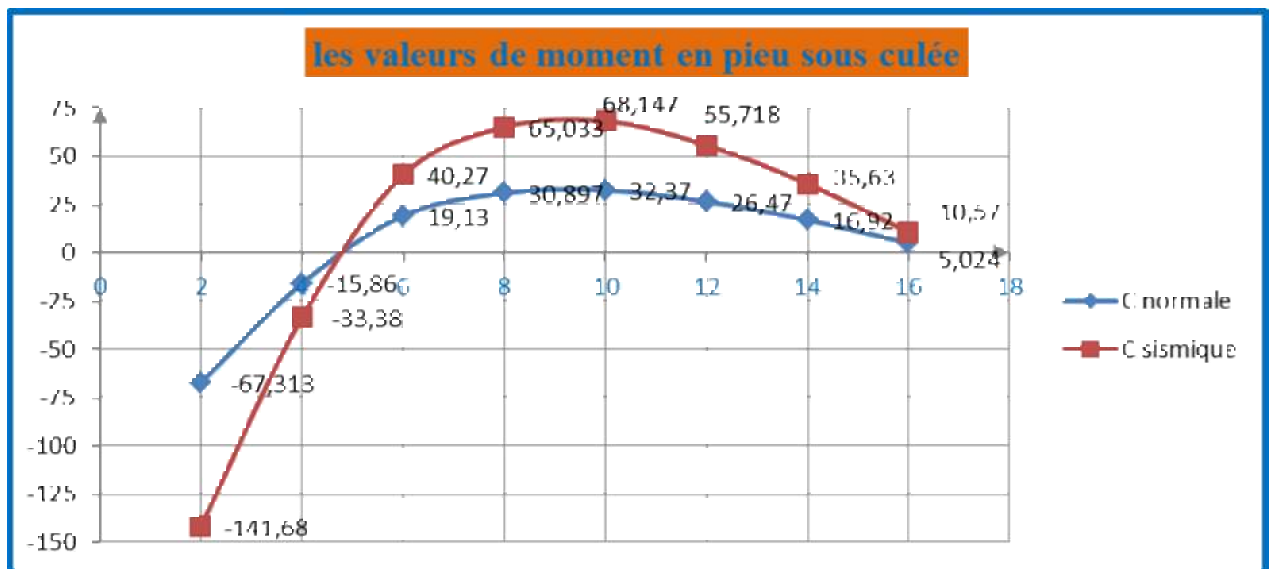


Figure N°6 : les valeurs de moment en pieu sous culée

D’après les résultats donnés par les deux diagrammes des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{max} = 141.68 \text{ t.m}$.

Ferraillage :

Armatures longitudinales :

Le ferraillage est fait à l’aide des abaques de WALTHER. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{min} = 465.93 \text{ t} \\ M_{max} = 276.7 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{465.93}{3.141 \times 0.60^2 \times 1.20 \times 2700} = 0.127$$

$$\frac{M_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{276.74}{3.141 \times 0.60^2 \times 2700} = 0.090$$

Donc w d'après l'abaque de Walther $w = 0.33$

$$\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi R^2 \beta_w} = 0.33 \Rightarrow F_a = 201.50 \text{ cm}^2. \quad \text{On}$$

prend **26 HA32** pour $AS = 209.04 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales :

On prendra des cerces avec de **HA14** et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et

10 cm dans la zone de jonction.

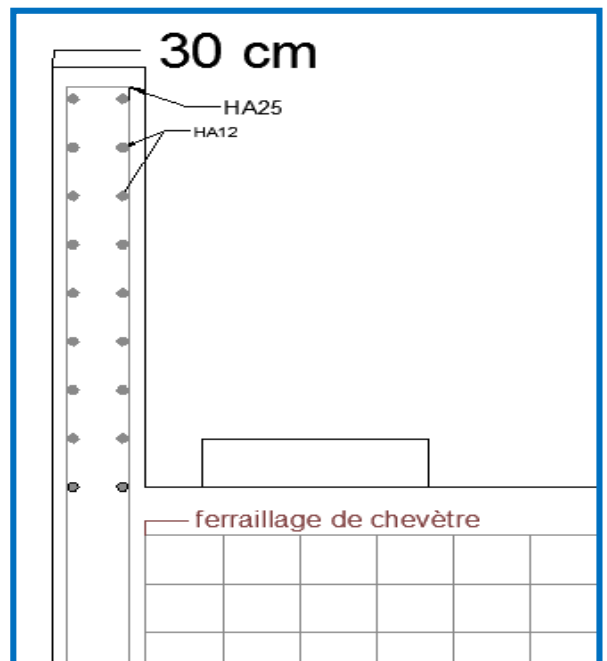


Figure N°7 : un plot parasismique

h) Plots parasismiques :

On a deux sortes de plots parasismiques en béton armé, le premier encastré aux extrémités du mur frontal sur la partie supérieure, et le deuxième est à l'extrémité de mur frontal transversalement, ils sont destinés à empêcher le déplacement du tablier sous l'effort d'un éventuel séisme transversal.

Estimation des efforts agressants sur le plot :

Solen RPOA : Le bloc est soumis à un séisme horizontal équivalent de 15 % du poids propre de tablier :

$$F = 0.15 (G/2) = 50.85 \text{ t}$$

Si le plot était encastré dans le mur frontal, la force est transmise au bloc par une force latérale

$$Q = 101.7 \text{ t}$$

$$M = Q \times L [(L/2) + 0,2] = 30.51 \text{ t.m} \quad \text{Avec : } L = 0.60 \text{ m .}$$

Le ferrailage :

Le ferrailage se fait en flexion simple:

1^{ère} cas:

$$MELU = 31.30 \text{ t.m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; b_0 = 0.60 \text{ m} ; d = 0,27 \text{ m.}$$

$$A_s = 21.7 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 7\text{HA}25 \text{ pour } A_s = 21.99 \text{ cm}^2$$

Pour l'armateur de construction on prend :

$$A's = A_s / 3 = 7.33 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } 3\text{HA}20$$

Pour l'armature transversale, On prend

des HA12 espacés de 15cm.

2^{ème} cas:

On adapte même ferrailage que le plot de la pile

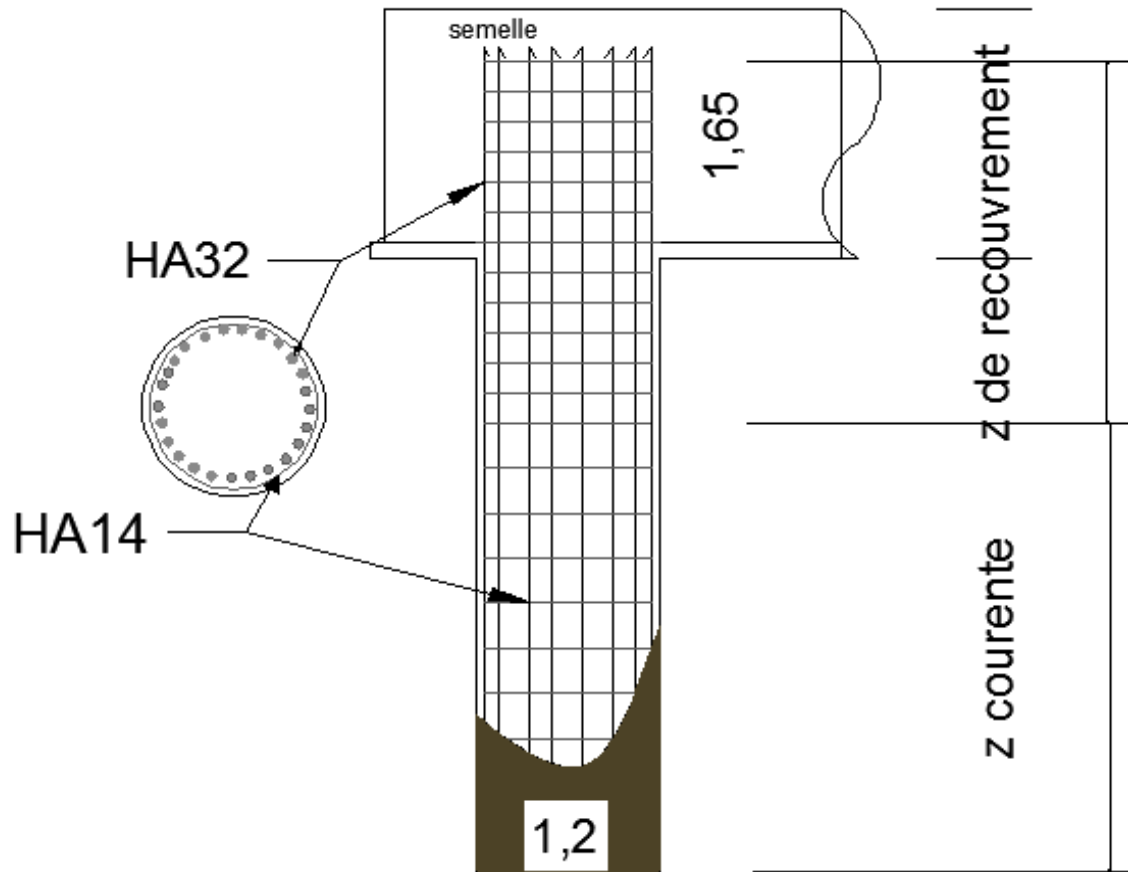


Figure N°8 : ferrailage des pieux

CONCLUSION GÉNÉRALE

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de visualiser les différentes étapes essentielles à suivre pour la conception et l'étude d'un ouvrage d'art en utilisant les règlements nécessaires

Ce modeste travail nous a aussi donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre parcours dans l'enseignement supérieur au sein de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics.

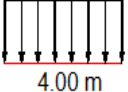
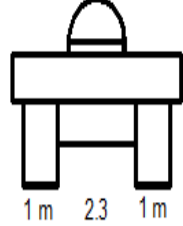
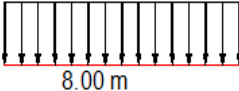

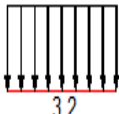
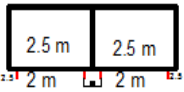
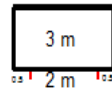

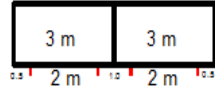

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences d'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique.

En fin ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

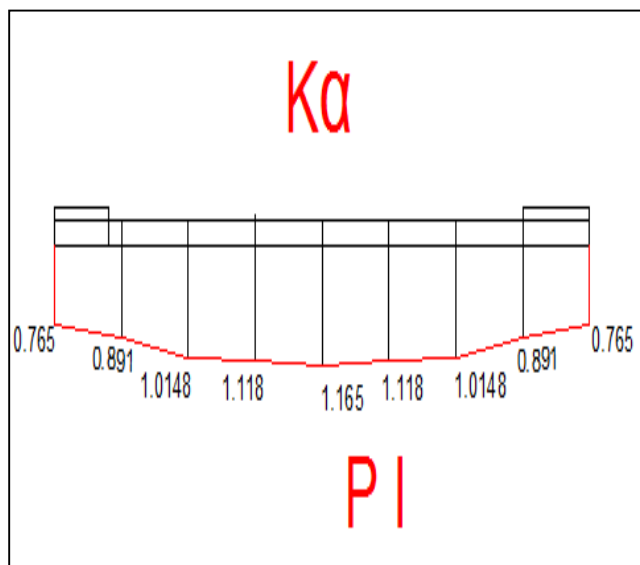
- | | |
|--|-----------------------|
| 📖 Projet Et Construction Des Ponts | J.A. Calgaro . |
| 📖 Conception Des Ponts | J.A. Calgaro . |
| 📖 Tableux De Guyon Massonnet | |
| 📖 Fascicule 61 Titre Ii | |
| 📖 Documents | Setra |
| 📖 B.P.E.L | Honry Thonnier |
| 📖 Bael 91 | |
| 📖 Cours D'ouvrages D'art | Enstp. |
| 📖 Cours Beton Precontraint | U Bechar |
| 📖 Cours Fondation Profonde | |
| 📖 Calculs De Hourdis De Ponts | Setra |
| 📖 Memoire De Fin D'etude | |
| 📖 Piles Et Palees P.P73 | |
| 📖 Abaques Allemands | Warner |

Lignes d'influences Répartition transversale des moment dans les poutres

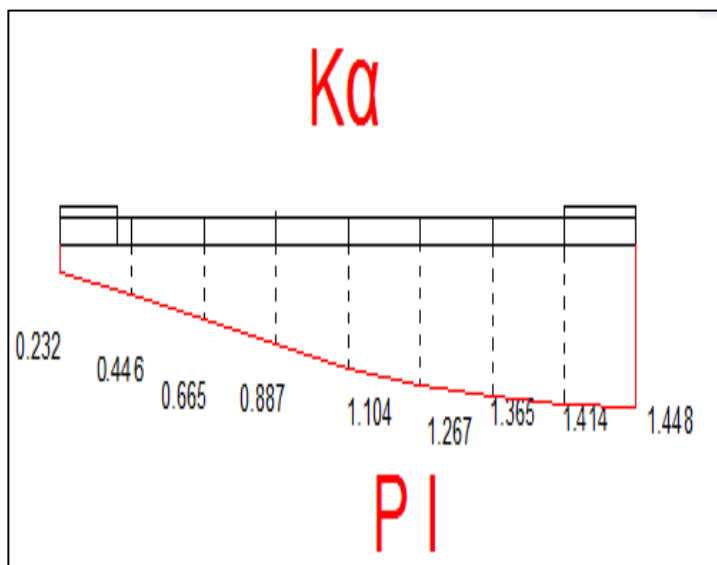
A(L)	1vc		Mc120		
	2vc				
Bc	1vc		D240		
	2vc				
Bt	1vc		trottoir	1vc	
	2vc				2vc
Br					

La disposition transversale des charges

K_α poutre I

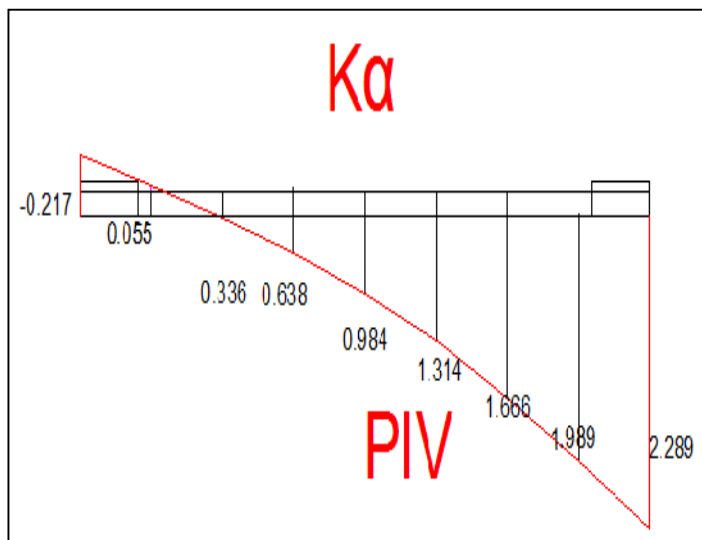
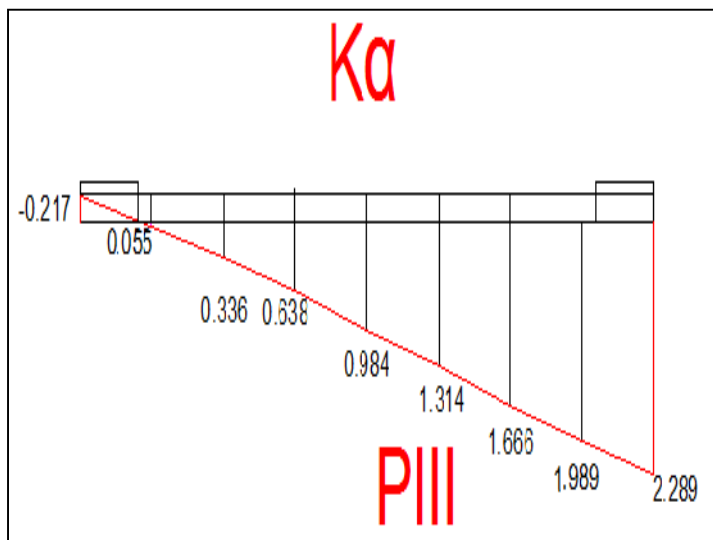


K_α poutre II



K_α poutre III

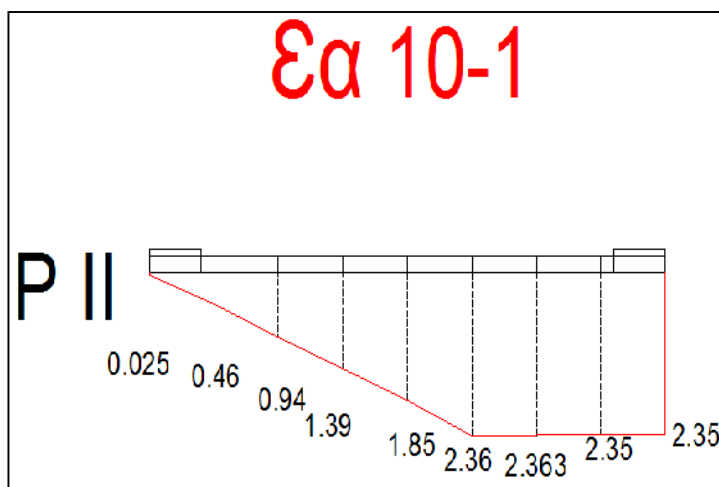
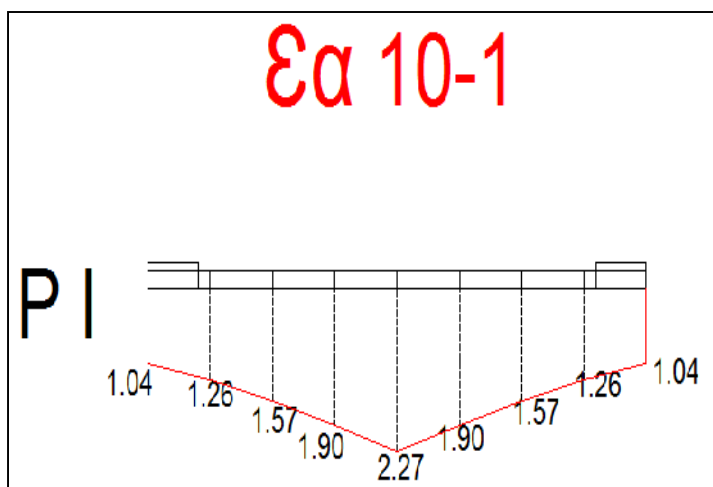
K_α poutre IV



La répartition transversale de l'effort tranchant à l'about ($x = 0$)

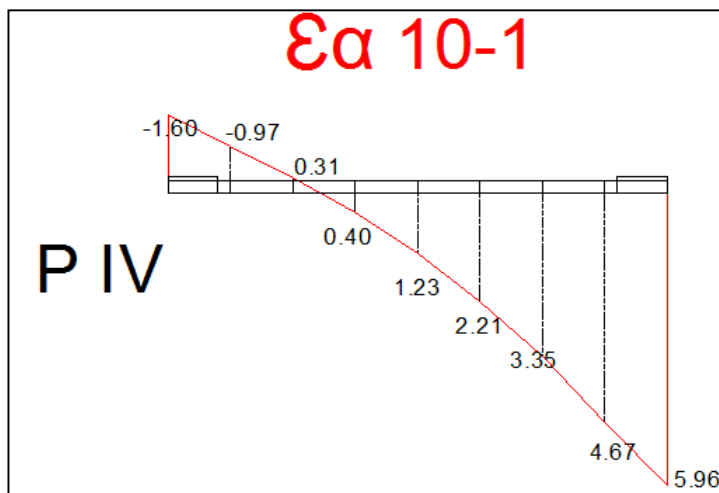
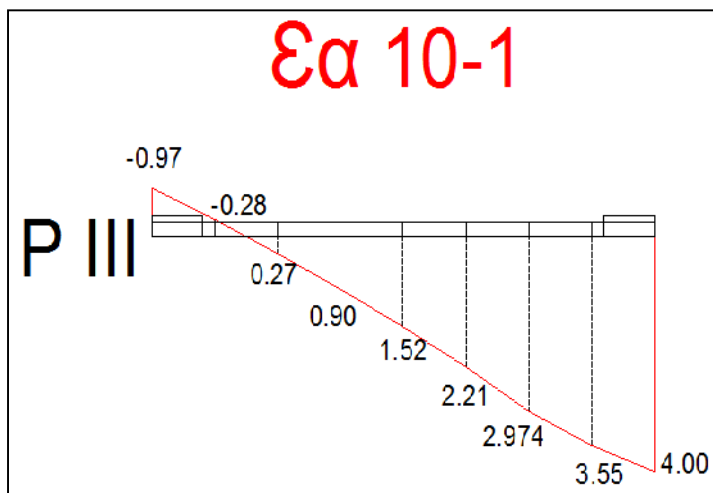
ϵ_α poutre I

ϵ_α poutre II



ϵ_α poutre III

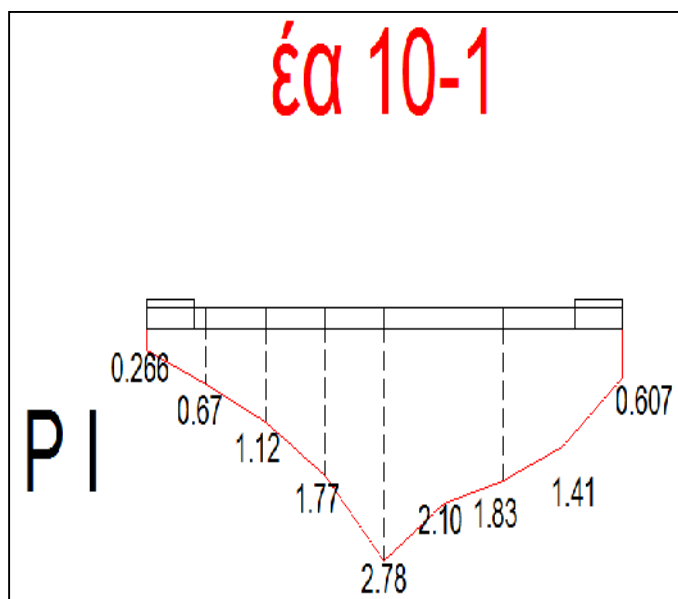
ϵ_α poutre IV



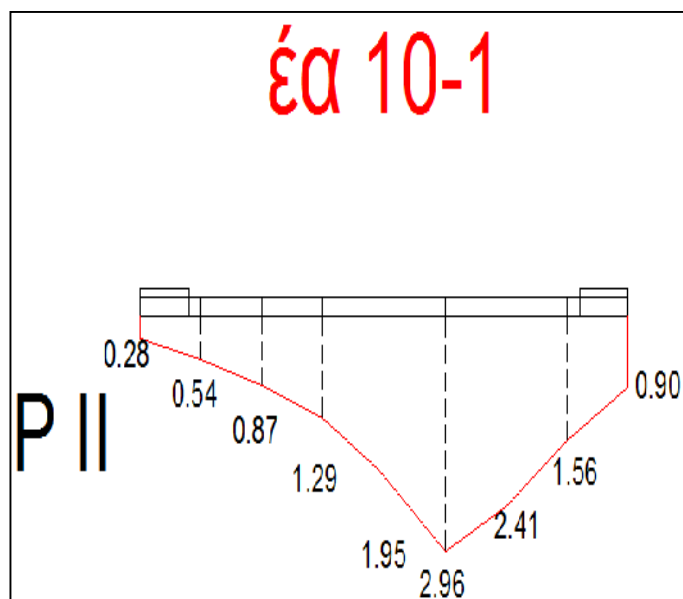
La répartition transversale des efforts tranchants à mi-travée ($x=0.5 l$)

ϵ_a poutre I

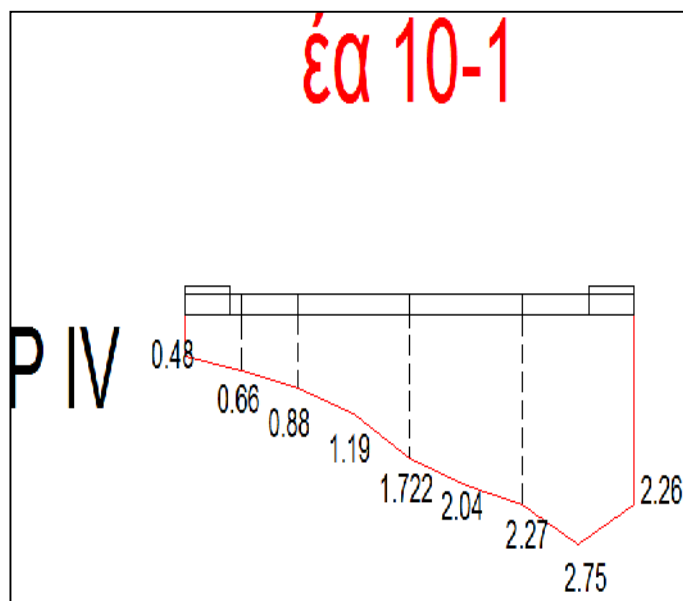
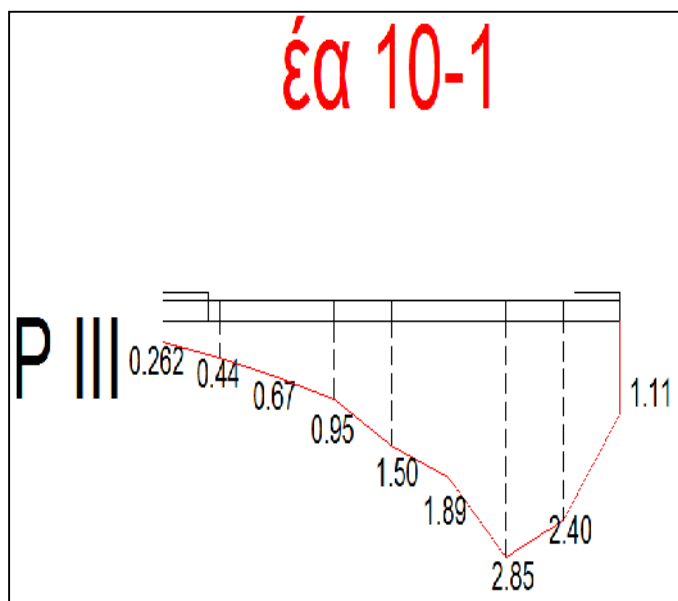
ϵ_a poutre II



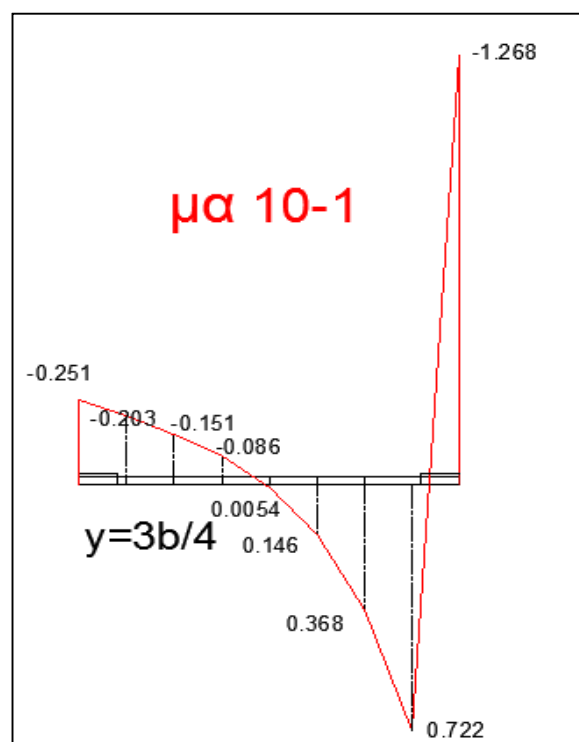
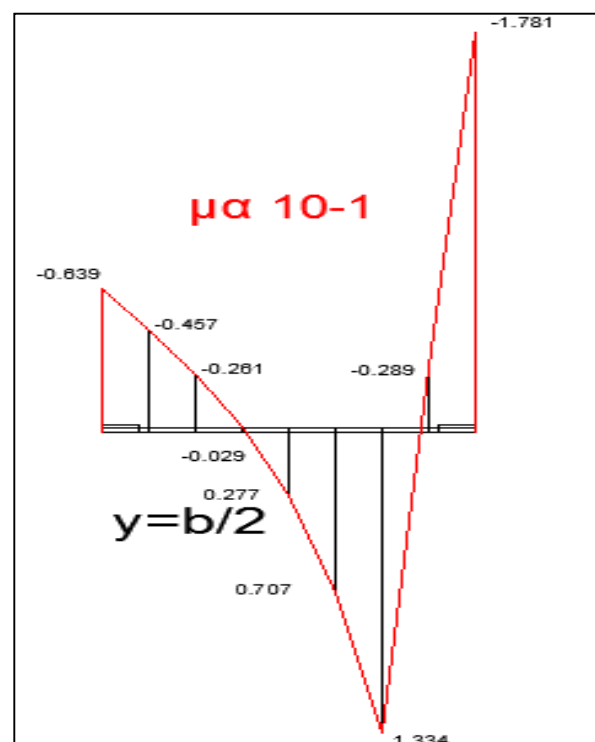
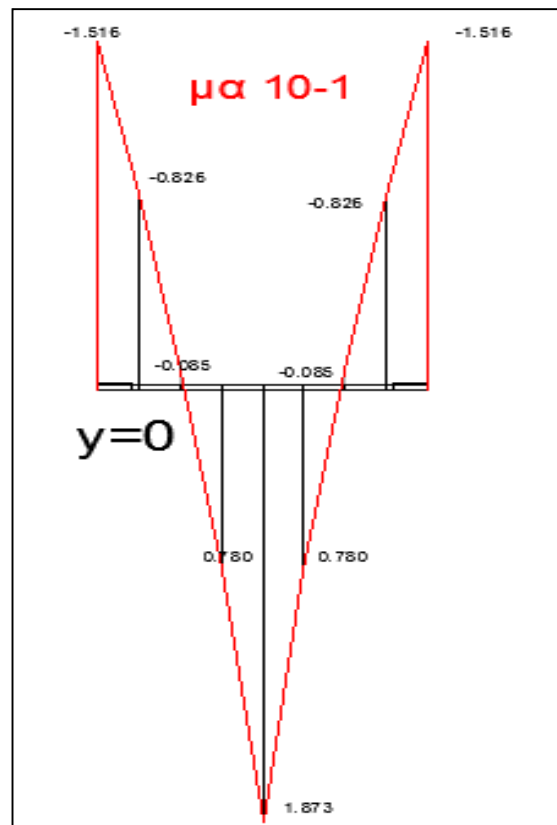
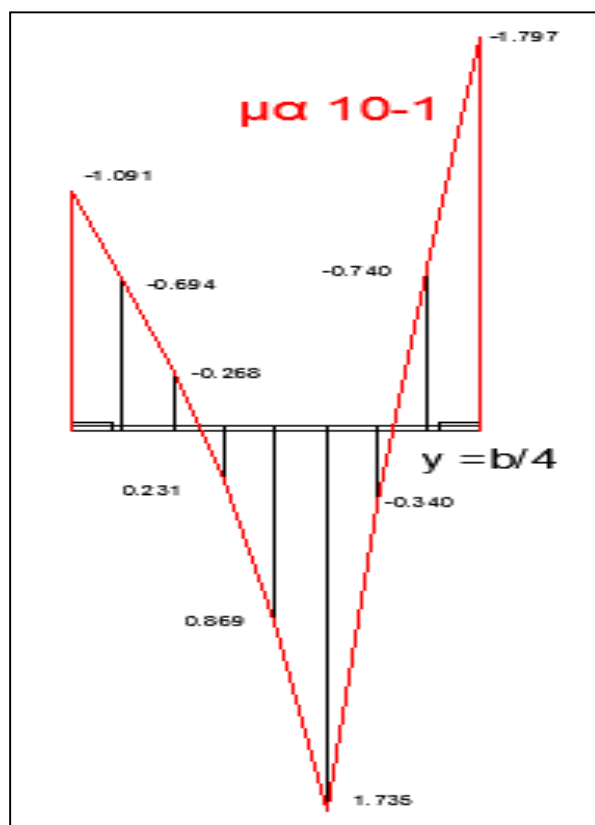
ϵ_a poutre III



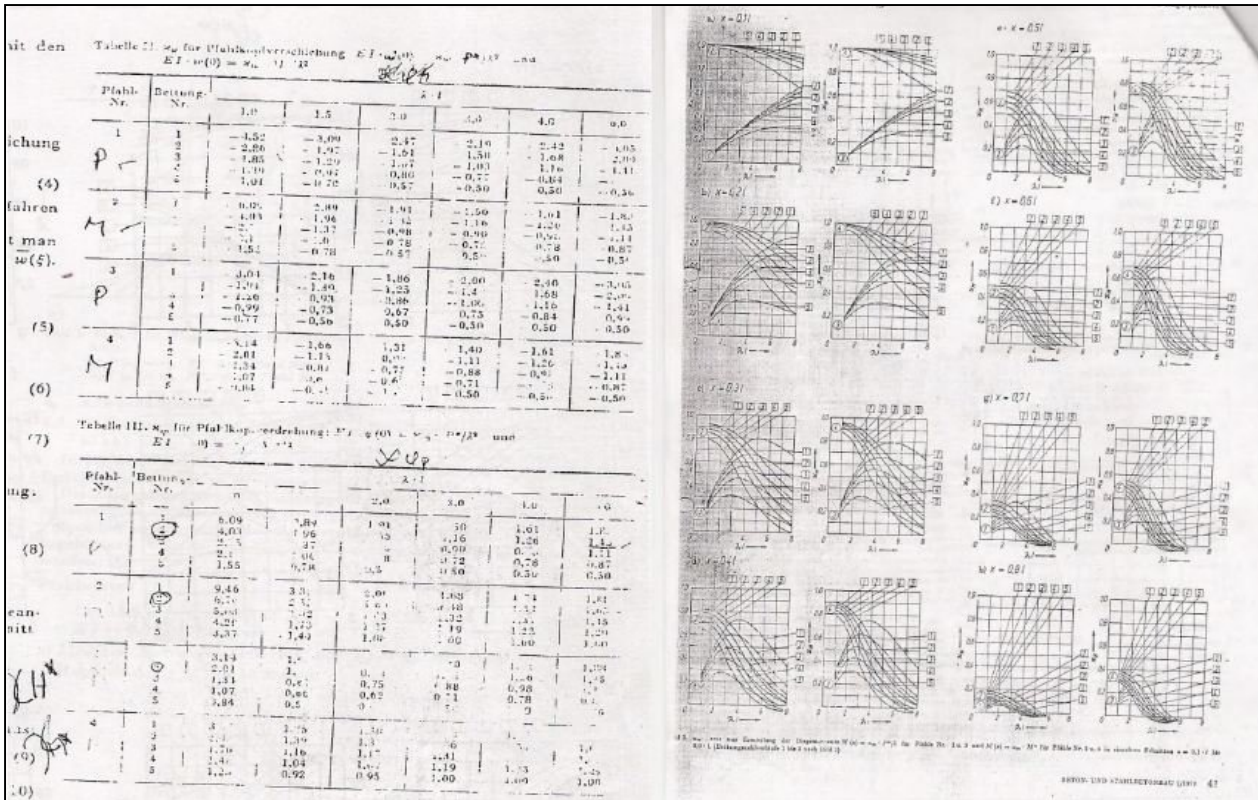
ϵ_a poutre IV



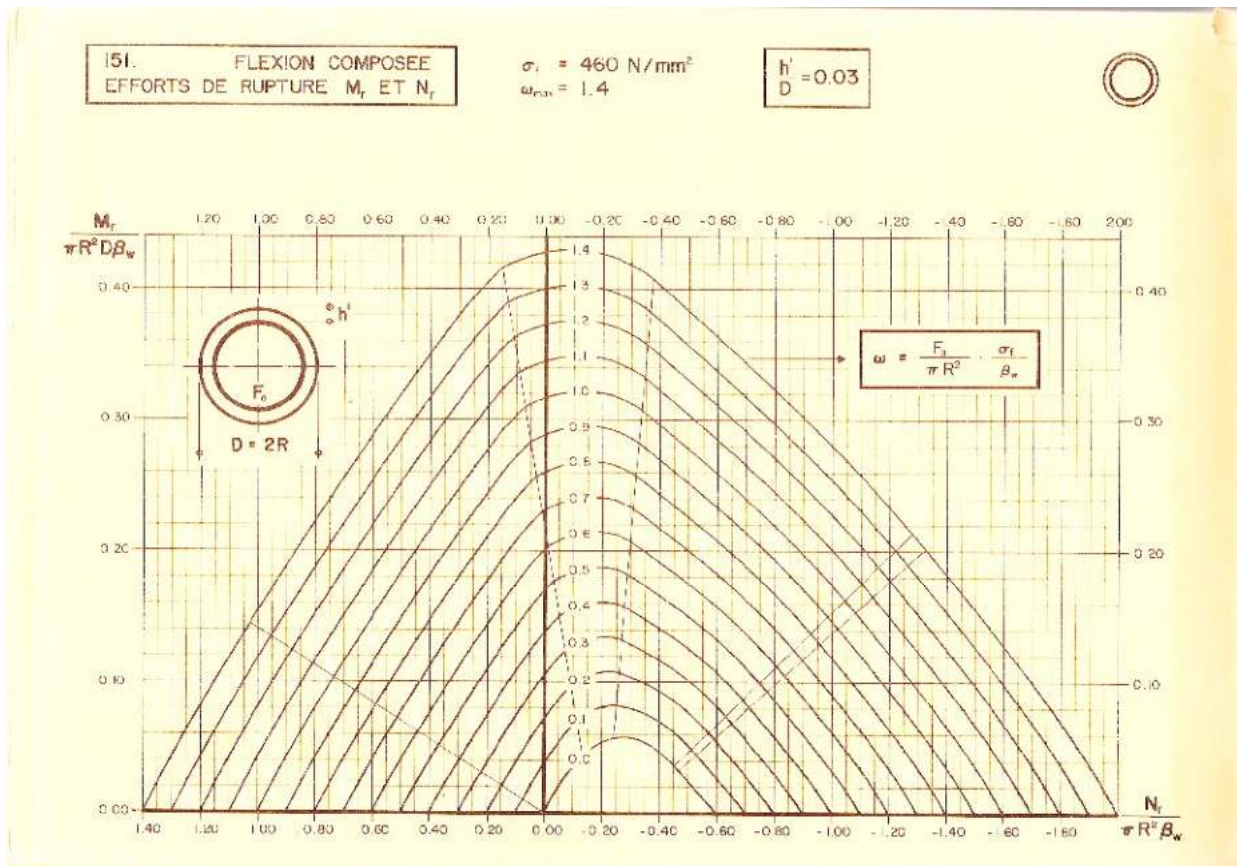
Lignes d'influences de la flexion transversale de la dalle :



Les abaques de WARNER :



Les abaques de WARTHER :



LOG DE SONDAGE									
Projet Evitement de la ville de kherrata									
N° SC5									
Localisation kherrata									
Profondeur 25									
X=	Y=	Z=	Date						
Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		✓							couverture végétale
-1.									
-2.									
-3.									
-4.									éboulis à blocs à matrice argilo-graveleuse
-5.									
-6.									
-7.									
-8.									
-9.									marbres schisteuses humides, friables et altérées
-10.									
-11.									
-12.									
-13.									
-14.									
-15.									marbres schisteuses moyennement compactes
-16.									
-17.									
-18.									
-19.									
-20.									
-21.									
-22.									
-23.									
-24.									
-25.									

Sondage carotté

Liste des figures

page

CHAPITRE I

Figure N°1 : vue aérienne de projet.....	2
Figure N°2 : vue en plan.....	3
Figure N°3 : profil en long.....	4
Figure N°4 : profil en travers.....	4

CHAPITRE II

Figure N°1 : pont à poutres en ossature mixte	6
Figure N°2 : pont mixte.....	7
Figure N°3 : pont à poutre en béton précontraint.....	10
Figure N°4 : pont courbe en béton précontraint.....	13

Figure N°5 : culée remblayée.....	14
-----------------------------------	----

CHAPITRE IV

Figure N°1 : la glissière de sécurité.....	27
Figure N°2 : section de la poutre à l'about +la dalle.....	28
Figure N°3 : section intermédiaire de la poutre +la dalle	29
Figure N°4 : section médiane de la poutre +la dalle	31
Figure N°5 : vue en plan de la poutre.....	33
Figure N°6 : système B_c longitudinalement, transversalement et en plan.....	37
Figure N°7 : système B_t longitudinalement, transversalement et en plan.....	38
Figure N°8 : système B_r	38
Figure N°9 : système M_{c120} longitudinalement, transversalement et en plan.....	40
Figure N°10 : système D_{240} longitudinalement	40

CHAPITRE VII

Figure N°1 : Mise en œuvre des câbles et ancrages.....	82
Figure N°2 : la zone d'encrage à l'about.....	110
Figure N°3 : zones de régularisation.....	111
Figure N°4 : zone d'about.....	111

CHAPITRE IX

Figure N°1 : déplacement total.....	143
-------------------------------------	-----

CHAPITRE X

Figure N°1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui	144
Figure N°2 : Les dimensions d'appareil d'appui.....	152
Figure N°3 : Vue en plan d'un dé d'appui.....	152
Figure N°4 : Ferrailage de dé d'appuis.....	154
Figure N°5 : Joint de chaussée.....	156

CHAPITRE XI

Figure N°1 : coupe sur pile.....	158
----------------------------------	-----

Figure N°2 : diagramme des efforts tranchants.....	165
Figure N°3 : diagramme M et T.....	173
Figure N°4 : méthode des bielles.....	176
Figure N°5 : coupe transversale sur l'infrastructure de la pile.....	177
Figure N°6 : ferrailage de la nappe inférieure de la semelle	179
Figure N°7 : ferrailage de la nappe supérieure de la semelle.....	179
Figure N°8 : ferrailage de la semelle.....	180
Figure N°9 : les valeurs de moment en pieu	183
Figure N°10 : ferrailage d'un pieu.....	184

CHAPITRE XII

Figure N°1 : dimensionnement de sommier d'appui.....	186
Figure N°2 : pré-dimensionnement de la dalle de transition.....	187
Figure N°3 : pré-dimensionnement mur en retour.....	188
Figure N°4 : coupe sur culée	189
Figure N°5 : ferrailage de mur en retour.....	212
Figure N°6 : les valeurs de moment en pieu sous culée.....	218
Figure N°7 : un plot parasismique.....	219
Figure N°8 : ferrailage de plot parasismique.....	221

Liste des tableaux

Page

CHAPITRE IV

Tableau n°1 Les caractéristiques de la section d'about	28
Tableau n°2 Les caractéristiques de la section intermédiaire.....	30
Tableau n°3 Les caractéristiques de la section médiane de la poutre.....	33
Tableau n°4 tableau de CCP (pour poutres de rive et intermédiaire).....	34
Tableau n°5 tableau des coefficients de dégressivité transversale de A(L).....	36

CHAPITRE V

Tableau n°1 : les éléments de déduction de la poutre seule.....	42
---	----

Tableau n°2	: les éléments de déduction de la dalle.....	42
Tableau n°3	: les éléments de déduction de la superstructure.....	42
Tableau n°4	: tableau récapitulatif de poids propre	43
Tableau n°5	: moment de la charge A(L) pour $X=L/2$	43
Tableau n°6	: moment du au système B_C pour $X=L/2$	45
Tableau n°7	: moment du au système militaire M_{c120} pour $X=L/2$	47
Tableau n°8	: moment du aux surcharges sur trottoirs pour $X=L/2$	48
Tableau n°9	: moment dus aux surcharges pour $X=L/2$	48
Tableau n°10	: tableau récapitulatif des efforts tranchants pour $X=0.00L$	51
Tableau n°11	: moment du au système B_C pour $X=L/4$	54
Tableau n°12	: moment du au système B_t pour $X=L/2$	55
Tableau n°10	: tableau récapitulatif des efforts tranchants et moments pour $X=0.25L$	57

CHAPITRE VI

Tableau n°1	: tableau des valeurs de coefficient K_0 pour $\theta = 0.45$ et $\alpha=0$	64
Tableau n°2	: tableau des valeurs de coefficient K_0 pour $\theta = 0.50$ et $\alpha=0$	65
Tableau n°3	: tableau des valeurs de coefficient K_0 pour $\theta = 0.47$ et	65
Tableau n°4	: tableau des valeurs de coefficient K_1 pour $\theta = 0.45$ et $\alpha=$	65
Tableau n°5	: tableau des valeurs de coefficient K_1 pour $\theta = 0.50$ et $\alpha=1$	66
Tableau n°6	: tableau des valeurs de coefficient K_1 pour $\theta = 0.47$ et $\alpha=1$	66
Tableau n°7	: tableau des valeurs de coefficient K_α pour $\theta = 0.47$ et (K_1, K_0)	66
Tableau n°8	: tableau des valeurs de coefficient K_α pour chaque poutre.....	67
Tableau n°9	: tableau du moment fléchissant réel à $x=L/2$ pour les déférentes poutres.....	68
Tableau n°10	: tableau du moment réel à $x=L/4$ pour les déférentes poutres	69
Tableau n°11	: tableau des combinaisons de charge.....	70
Tableau n°12	: tableau des valeurs de coefficient $\varepsilon_0=\varepsilon_0$ pour $\theta = 0.47$	72
Tableau n°13	: tableau des valeurs de coefficient ε_1 pour $\theta = 0.47$	72
Tableau n°14	: tableau des valeurs de coefficient ε_α pour $\theta = 0.47$	73

Tableau n°15 : tableau des valeurs de coefficient ε_α pour chaque poutre.....	73
Tableau n°16 : tableau des valeurs de coefficient ε_1 pour $\theta = 0.47$	74
Tableau n°17 : tableau des valeurs de coefficient ε_α pour $\theta = 0.47$	74
Tableau n°18 : tableau des valeurs de coefficient ε_α pour chaque poutre.	75
Tableau n°19 : tableaux du l'effort tranchant réel à $x=0.25L$ pour les différentes poutres....	75
Tableau n°20 : tableau du l'effort tranchant réel à ($x=0.00L$) pour les différentes poutres....	76
Tableau n°21 : tableau des combinaisons de charge.....	77

CHAPITRE VII

Tableau n°1 : les caractéristiques des câbles 12T15	86
Tableau n°2 : vérification des contraintes	90
Tableau n°3 : les positions et les angles du câble N° 1.....	92
Tableau n°4 : les positions et les angles du câble N° 2.....	93
Tableau n°5 : les positions et les angles du câble N° 3.....	94
Tableau n°6 : les caractéristiques de la section sans hourdis pour $X= 0.00L$	94
Tableau n°7 : les caractéristiques de la section avec hourdis pour $X= 0.00L$	95
Tableau n°8 : les caractéristiques de la section sans hourdis pour $X= 0.25L$	95
Tableau n°9 : les caractéristiques de la section avec hourdis pour $X= 0.25L$	95
Tableau n°10 : tableau des valeurs de $\Delta\sigma_{\text{frott}}$	96
Tableau n°11 : les pertes de tension par recul d'ancrage.....	98
Tableau n°12 : les pertes de tension due au raccourcissement de béton.....	99
Tableau n°13 : tableau récapitulatif des pertes instantanées.....	99
Tableau n°14 : les pertes de tension dues au fluage.....	101
Tableau n°15 : les pertes de tension dues à la relaxation des aciers.....	101
Tableau n°16 : tableau récapitulatif des pertes différées.....	101
Tableau n°17 : tableau des pourcentages des pertes totales (instantanées + différées).....	102
Tableau n°18 : tableau des vérifications des contraintes tangentielles.....	103

CHAPITRE VIII

Tableau n°1	: tableau des valeurs de coefficient μ_0 pour $\theta = 0.40$	116
Tableau n°2	: tableau des valeurs de coefficient μ_1 pour $\theta = 0.40$	116
Tableau n°3	: tableau des valeurs de coefficient μ_0 pour $\theta = 0.50$	117
Tableau n° 4	: tableau des valeurs de coefficient μ_1 pour $\theta = 0.50$	117
Tableau n°5	: tableau des valeurs de coefficient μ_0 pour $\theta = 0.47$	117
Tableau n°6	: tableau des valeurs de coefficient μ_1 pour $\theta = 0.47$	117
Tableau n°7	: tableau des valeurs de coefficient μ_α pour $\theta = 0.47$	118
Tableau n°8	: tableau des valeurs de coefficient μ_α maximales positives et négatives...	118
Tableau n°9	: tableau des moments positifs et négatifs dus aux surcharges.....	121

CHAPITRE IX

Tableau n°1	: les moments dans les sections (milieu, quart, appui)	139
-------------	--	-----

CHAPITRE XI

Tableau n°1	: les différentes valeurs des moments tout le long du pieu.....	183
-------------	---	-----

CHAPITRE XII

Tableau n°1	: tableau des valeurs des paramètres k_{ad} et k	191
Tableau n°2	: tableau d'étude de stabilité des éléments de la culée.....	194
Tableau n°3	: tableau des poussées dues aux poids des terres.....	195
Tableau n°4	: tableau des poussées dues aux poids des surcharges.....	195
Tableau n°5	: tableau donnant la somme totale des moments stabilisants et renversants...	196
Tableau n° 6	: tableau de vérification de tiers central.....	196
Tableau n°7	: tableau de vérification de renversement.....	196
Tableau n°8	: tableau de vérification de glissement.....	197
Tableau n°9	: tableau des valeurs Max de M et T , pour la dalle de transition.....	201
Tableau n°10	: tableau des efforts à la base de mur frontal.....	205
Tableau n°11	: les efforts agissants sur la semelle.....	212
Tableau n°12	: les différentes valeurs des moments tout le long du pieu.	218