

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

*Conception et étude d'un ouvrage d'art sur CC72  
reliant SIER EL-MEITA Wilaya de Khenchela*

*Proposé par :*

**HADDAD NAILA**  
(S.A.E.T.I)

*Présenté par :*

**YAICHE FOUJIL**  
**RAMI RAFIK**

**Promotion 2012**

*Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.*

## REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout ALLAH le tout puissant qui nous a donné la force et la patience d'accomplir notre travail

En suite nos vifs et très sincères remerciements vont à notre encadreur madame : HADDAD NAILA pour son engagement et surtout sa disponibilité.

Et tous ceux qui nous ont aidés et contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste projet de fin d'études

Mr. YAICHE FOUJIL  
Mr. RAMI RAFIK

## CHAPITRE I-INTRODUCTION GENERALE

I.1) situation de l'ouvrage .....	1
I.2) Les données de projet .....	2
I.3) Justification de l'ouvrage .....	5

## CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

II.1) Le béton .....	13
II.2) -Aciers passifs .....	14
II.3) Aciers actifs .....	15

## CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DU TABLIER

III.1) La poutre .....	16
III.2) La dalle.....	18
III.3) détermination les caractéristiques géométrique des éléments .....	19
III.3) Les équipements d'un pont .....	25

## CHAPITRE VI : CALCULE DES CHARGES ET SURCHARGES :

VI .1) calcul des charges .....	28
VI.2) calcul des surcharges .....	30

## CHAPITRE V : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

A-Calcule la répartition transversale des efforts dus à la charge permanent .....	47
B-Calcule la répartition transversale dus aux surcharges en utilisant la méthode de GM.....	49
V.B.1) calcul de la répartition de moment fléchissant longitudinal .....	49
V.B.2) calcul de la répartition de les efforts tranchants .....	56

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE

VI.1) Notion de base sur la précontrainte .....	68
VI.2) Calcul de précontrainte.....	70

VI.3) vérification des contraintes normales .....	73
VI.4) Tracé des câbles .....	76
VI.5) Caractéristiques géométriques des sections .....	81
VI.6) Calcul des pertes.....	83
VI.7) Vérification des contraintes .....	90
VI.8) Ferrailage passif .....	99

## CHAPITRE VII : CALCUL DES DEFORMATION

VII.1) Flèches et contre flèches .....	112
VII.2) calcul des rotations .....	114
VII.3) calcul des déplacements .....	115

## CHAPITRE VII : ETUDE DE L'HOUDIS

VI.1) Étude de flexion transversale.....	117
VII.2) Étude de la flexion localisée .....	123
VI.3) Ferrailage du hourdis .....	31

## CHAPITRE IX : CALCUL DES EQUIPEMENTS DU PONT

IX.1) Les appareils d'appui.....	134
IX.2) Le joint de chaussée .....	140

## CHAPITRE X -ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### X.1) ETUDE DE LA PILE

X.1.1) dimensionnement des piles.....	142
X.1.2) Calcule Charges et sur charges .....	143
X.1.3) étude de la Chevêtre .....	150
X.1.4) calcul de fut .....	158
X.1.5) calcul de La semelle .....	161

X.2) ETUDE DE LA CULEE

X.2.1) Dimensionnement de la culée .....	165
X.2.2) Evaluation Des Efforts Sollicitant La Culée .....	166
X.2.3) Etude et ferrailage de la culée .....	171

**CHAPITRE XI –METHDOLOGIE D’EXCUTION**

XI.1) fondations.....	192
XI.2) réalisation de la pile.....	192
XI.3) réalisation de la culée remblayée .....	193
XI.4) réalisation du tablier.....	195
CONCLUSION .....	199

## CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. Tout fois, cette définition est imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaître aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Par convention, nous appellerons pont tout ouvrage quel que soit sa dimension, construit in situ. Le souci de l'ingénieur est comment le construire, en assurant parfaitement son service avec un coût optimal. Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de discipline, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, et le calcul des fondations.

Dans ce mémoire nous essayons d'examiner la conception et l'étude d'un pont à poutres multiples en béton précontraintes franchissant oued SIER du PK00+147 au PK00+213 de la route reliant SIER –EL MEITA wilaya de KHENCHELA.

### 1.1) situation de l'ouvrage:

Le site appelé à recevoir l'ouvrage fait partie du lot tronçon SIER vers EL MEITA (WILAYA de KHENCHELA) sur la CC°72 notre pont à étudier se situe à environ 3 km de la sortie de la ville de SIER sur CC72 vers la commune de EL MEITA, l'ouvrage est recommandé dans le cadre de réalisation de CC°72, l'ouvrage permettra de franchir un obstacle principal qu'est Oued SIER.



Figure°1 : carte de la région de l'ouvrage

1.2) Les données de projet :

L'étude d'un pont ne peut commencer que lorsque toutes les données relatives au franchissement sont réunies afin de permettre au concepteur de choisir l'ouvrage le mieux adapté :

1.2.1) Les données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles rassemblent des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service et à terme compte tenu de phasage fonctionnelle éventuel. Pour cela il est nécessaire de définir les caractéristiques des voies portées et des voies ou obstacles franchis.

- Donnée relatives à la voie portée :

a-Tracé en plan :

L'ouvrage en plan est droit de longueur totale de 65.5 m

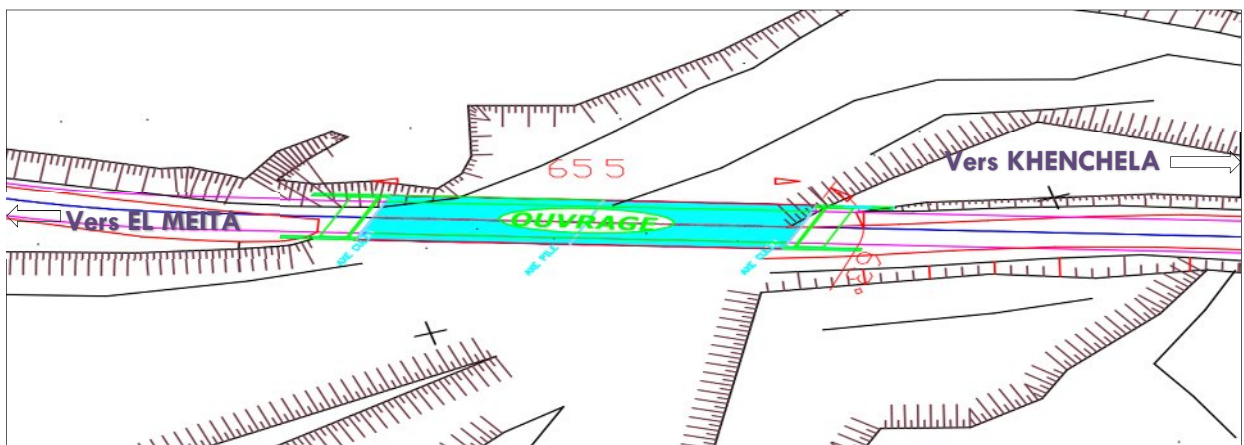


Figure °2: vue en plan

b-Profil en long :

Longitudinalement, le tracé de la voie routière bidirectionnelle, présente une parabole concave d'un rayon de 2200m côté KHENCHELA et un alignement droit de pente 1.17% côté EL MEITA , en partant du niveau 47.89m au niveau 47.07m, le pont franchit un oued non navigable, son gabarit n'est pas conditionné par les contraintes fonctionnelles mais par des contraintes naturelles.

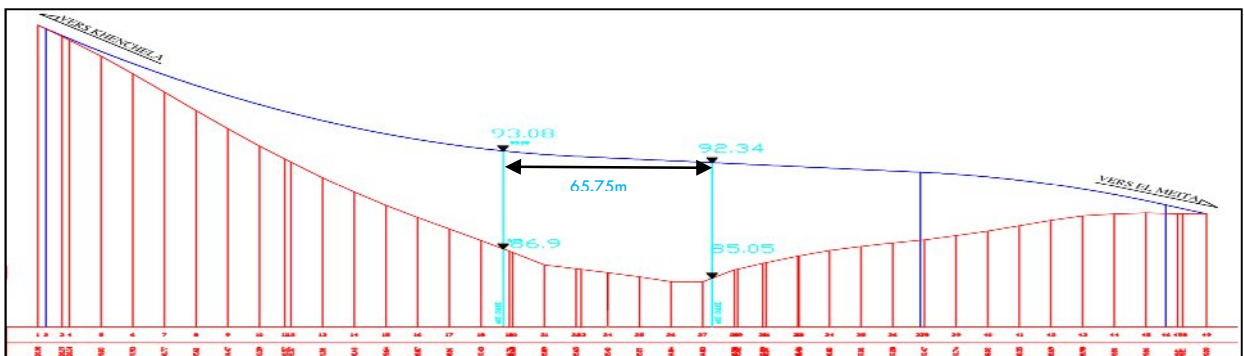


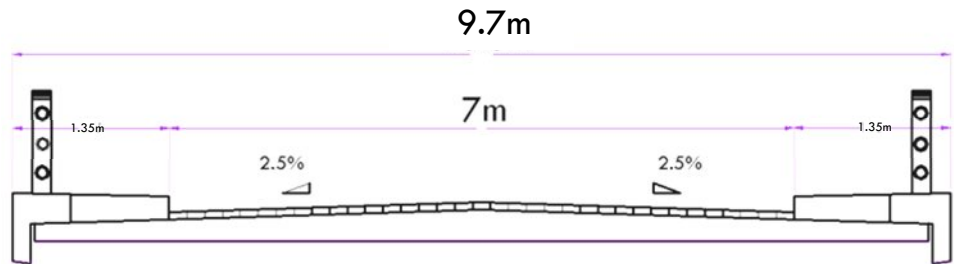
Figure °3 : profile en long de l'ouvrage

**c-Profil en travers :**

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

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur roulable  $L_r = 7.00$  m
- Nombre de voies de circulations = 2 voies.
- La pente: 2.5 % en toit.



COUPE TRANSVERSALE

Figure °4 : profile en travers de la voie portée

**1.2.2) Les données naturelles :**

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

**1.2.2.1) Les données géotechniques :**

*D'après le rapport géotechnique :*

L'ouvrage est importé sur un lit de oued, constitué de marne brunâtre de profondeur 3.9 m et une couche : blocs, galet et sable fin gypseux.

**Conclusion sur le rapport géotechnique :**

En conclusion il est possible de construire l'ouvrage d'art projeté devant enjamber oued SIER sur la route CC72, dans la commune de SIER, Wilaya de KHENCHELA.

Le type des fondations à réaliser sont des fondations superficielles, l'ancrage doit atteindre la couche de Blocs, galets et sable fin gypseux, ce type de sol a une bonne capacité portante (la contrainte admissible de sol  $\sigma \geq 3.50$  bars).

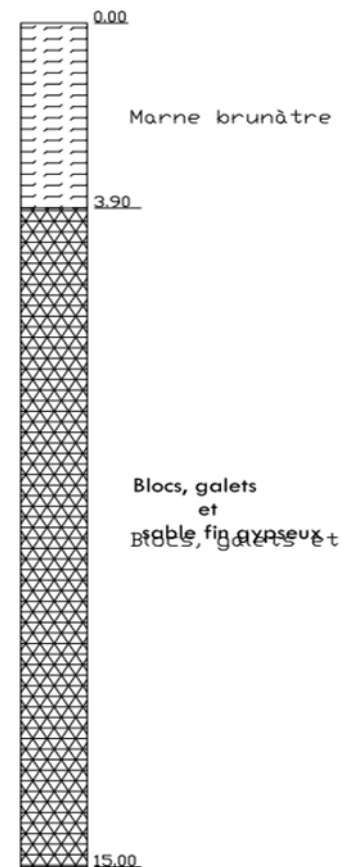


Figure °5 : coupe géologique

Des mesures préventives doivent être prises pour éviter de modifier la structure du sol de fondation :

- Suite la présence des gypses l'utilisation du ciment HTS étant nécessaire pour le béton de l'infrastructure.
- Respecter la profondeur d'ancrage conformément aux indications données auparavant.
- Respecter la verticalité du forage.
- Nettoyer correctement le fond de façon à obtenir, après bétonnage, un contact parfait béton-sol.
- Enlèvement ou éloignement de toute végétation de grande consommation d'eau et l'origine de nombreux désordres

**1.2.2.3) Donnée sismologique :**

Un séisme est une succession de déplacement rapides imposés à la fondation d'un ouvrage on l'appelle aussi accélération à la base.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

Notre ouvrage se situe dans la wilaya de KHENCHELA elle est classée par le règlement parasismique Algérien (RPOA/Version 2008) en **Zone I** (Sismicité faible).

L'ouvrage est sous une route de liaison importante, donc on peut le considérer comme un ouvrage important (groupe °2).

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

Tableau°1 : coefficient d'accélération sismique

Solen l'RPOA notre ouvrage est de 2<sup>ème</sup> groupe (liaison importante) dans une zone de faible sismicité (zone I) donc les coefficients d'accélération de séisme est de :

$K_h = 0.12.$

$K_v = 0.30 \times 0.12 = 0.036.$

I.3) Justification de l'ouvrage :

La route CC72 reliant Sier-EL MEITA a franchi l'oued SIER. ce qui oblige la réalisation d'un ouvrage d'art, l'ouverture imposée est de 65.75 m.

I.3.1) les variantes possibles :

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées, il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleurs et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies.

D'après ce qui vient d'être dit, il y a trois solutions qui, après une analyse soignée des données, sont apparus être les plus raisonnables pour le franchissement du oued SIER, les trois solutions proposées ont des différences typologiques très marquées, valables et efficaces du point de vue technique elles satisfont en effet au problème

Sur l'oued SIER il est possible de point de vue économique de penser sur les trois possibilités au mois :

- 1-pont mixte.
- 2-pont à poutres en béton armé.
- 3-pont à poutres en béton précontraint.

Variante possible °1 « UN TABLIER MIXTE » :

Un tablier mixte est constitué par l'association d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé solidaire par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette.

La gamme usuelle des portées de ce mode de construction se situe entre 30 et 110 m pour des travées continues, et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes.

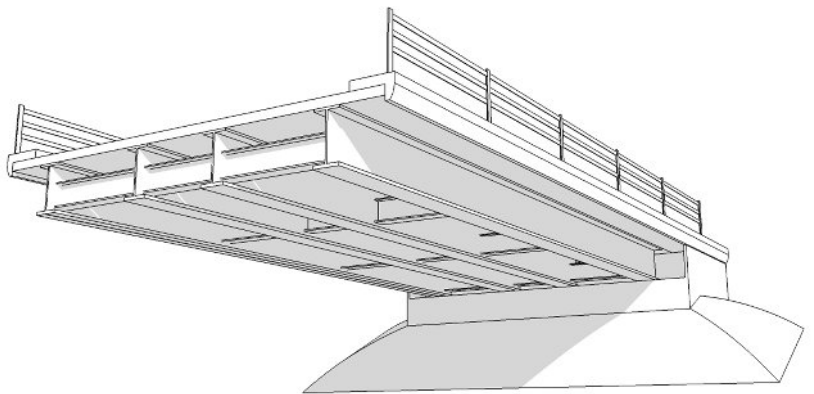


Figure °6 : tablier mixte

1- Pré-dimensionnement de la poutre :

a) Nombre de poutre : le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier (Lu) et l'entre axe (d).

$$N = Lu/d = 9.7/2.75 = 3.52 \qquad N = 4 \text{ poutres}$$

b) Elancement de poutres : l'élancement économique (hauteur de la poutre) est de L/25 ce qui nous donne h = 1,3m, (avec L = 30 m)

c) Epaisseur de l'âme des poutres : L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les Cinq conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion.
- Résistance au cisaillement.
- Flambement.
- Fatigue.
- Voilement.

En considérant ces quatre critères, nous allons dimensionner l'âme des poutres à mi travée et sur appui, sachant que l'épaisseur en travée varie entre 8 et 14mm et ne dépasse pas 20mm sur appui donc nous prendrons :

- Une épaisseur de 10mm à mi travée
- Une épaisseur de 20mm sur appui

d) Semelles : les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- De résistance.
- D'instabilité.

- Semelle supérieure en travée :

La largeur de la semelle varie entre 200mm et 500mm et l'épaisseur entre 12 et 40mm, on prendra donc :

- Une largeur de 200mm
- Une épaisseur de 15mm

- Semelle supérieure sur appui :

La largeur de la semelle est fixée entre 400 et 900mm et l'épaisseur entre 20 et 40mm, on prendra donc:

- Une largeur de 400mm
- Une épaisseur de 20mm

- Semelle inférieure en travée:

La largeur de la semelle est fixée entre 300 et 600mm et l'épaisseur entre 20 et 40mm, on prendra donc:

- Une largeur de 300mm
- Une épaisseur de 30mm

- Semelle inférieure sur appui :

La largeur de la semelle est fixée entre 600 et 1000mm et l'épaisseur entre 30 et 60mm, on prendra donc :

- Une largeur de 600mm
- Une épaisseur de 30mm

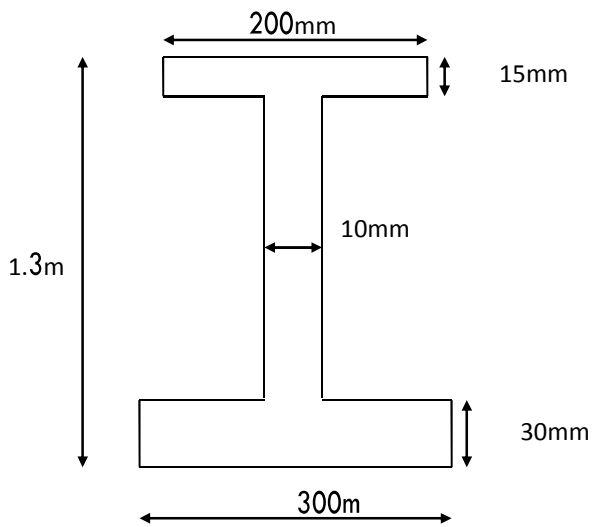


Fig. °7 Coupe transversale de la poutre sur appui

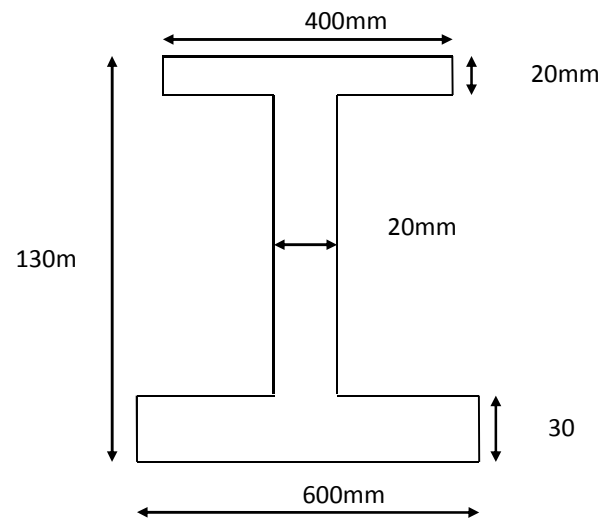


Fig. °8 Coupe transversale de la poutre à mi travée

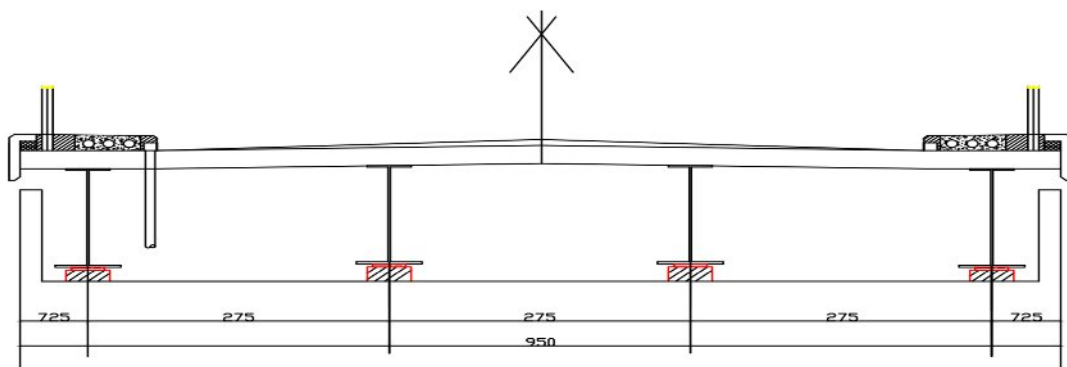


Fig. °9 répartition transversale des poutres

Le tablier mixte présente des avantages et des inconvénients :

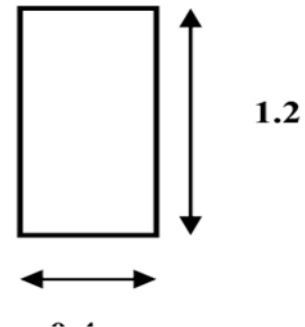
Les avantages	Les inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>-La possibilité de franchir des portées assez importante.</li> <li>-La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.</li> <li>-La rapidité d'exécution globale.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.</li> <li>-La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.</li> <li>-Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).</li> <li>-Le risque de voilement.</li> <li>-L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.</li> <li>-Le coût est plus élevé.</li> <li>-du à point de vue esthétique : mauvais.</li> </ul>

Variante possible °2 «PONT POUTRES EN BETON ARME» :

Le béton armé a permis de construire par le passé de nombreux ponts de petites et moyennes portées. Les ponts à poutres ont fait l'objet d'une typification et ont été largement employés au début du lancement des travaux autoroutiers. Le tablier de ces ouvrages est constitué de poutres en béton armé, solidarisiées par un hourdis supérieur et par des entretoises sur appuis et, éventuellement, en travée. L'ouvrage peut être continu ou constitué de travées indépendantes. A l'origine de sa typification, le tablier était généralement continu pour permettre d'amincir le tablier et les piles intermédiaires. Mais ce type de structure est très rigide, est sensible aux tassements différentiels. Le domaine d'emploi des ponts à poutres en béton armé se situe dans une gamme de portées allant de 10 à 20m.

Pré dimensionnement de la poutre :

-On opte pour un pont de quatre travées de 20m de longueur.  
 -L'élanement de la poutre  $L/17 < h < L/15$   
 Donc  $h = 1,2m$   
 Et  $b = h/3 = 0,4m$



-espacement entre les poutres est de 1 à 2 m :  
 Donc on prend :  $= 1.4m$  soit  $1.73m$  en biais  
 -nombre de poutres N :  
 $N = 7$  poutres  
 Débord de rive :  $= (Lu - \lambda \times (N-1))/2 = 0.55m$  soit  $0.68$  en biais

Fig. °10 coupe transversale de la poutre

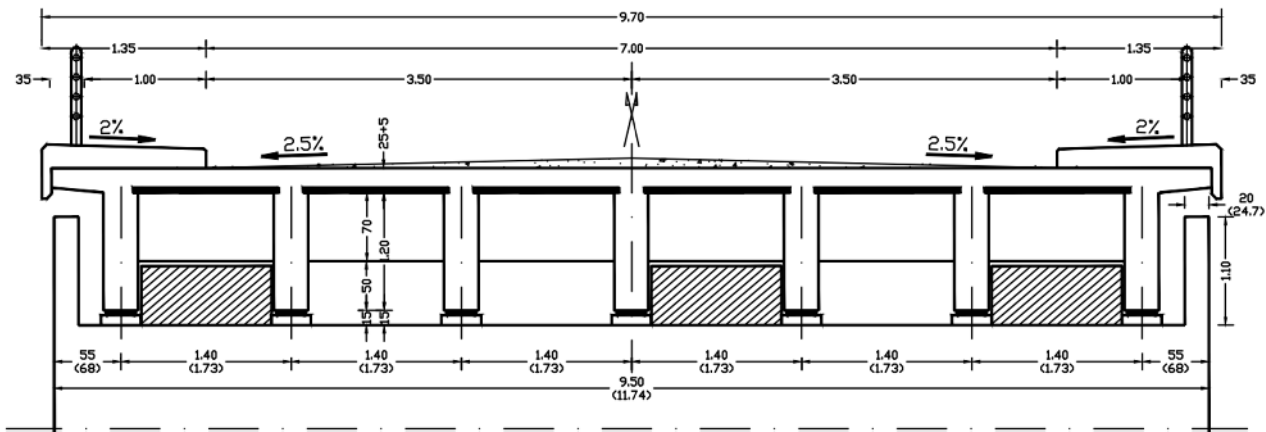


Fig. °11 répartition transversale des poutres

Les avantages	Les inconvénients
<p>Les avantages de ce type d'ouvrage sont liés à la préfabrication, qui permet notamment de :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Se dispenser de cintres et d'échafaudages.</li> <li>- La préfabrication permet un gain de place dans le chantier.</li> <li>- Simplicité et rapidité d'exécution ce qui réduit les délais d'exécutions.</li> <li>- Mieux maîtriser la qualité des poutres, du point de vue comportement mécanique (la qualité du béton et le ferrailage) et aussi qualité des parements et tolérances dimensionnelles.</li> <li>- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure, la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.</li> <li>- Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.</li> <li>- La hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente.</li> <li>- La pile intermédiaire se trouve dans le lit d'oued.</li> <li>- Nombre de pile important.</li> </ul>

Variante possible °3 «PONT A POUTRE PRECONTRAINTE VIPP (post tension) »

Les poutres sont précontraintes par câbles (poste tension), Leur préfabrication à terre permet d'économiser l'utilisation souvent onéreuse d'un cintre, les ponts à poutres en B.P, sont utilisés pour le franchissement des portées intermédiaires de l'ordre de 25m à 50m.  
 -Leurs portées les plus économiques situent entre 25 et 35m.

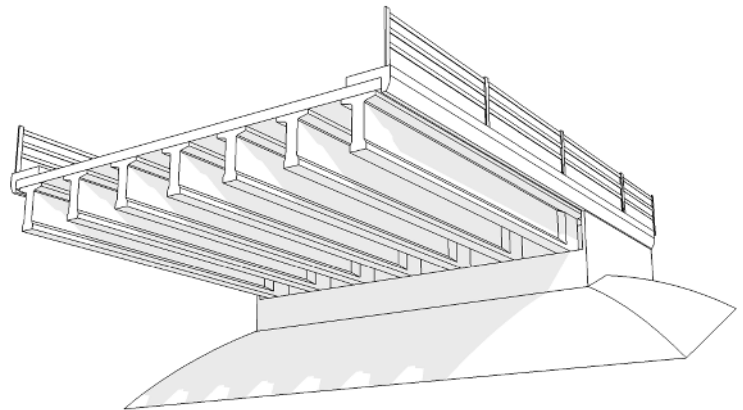


Figure °12 : pont BP VIPP

1- Pré-dimensionnement de la poutre :

1.Élancement de poutres :

Pour la précontrainte :

Lorsque la longueur de la poutre  $L=33.4$  m et on a  $(L/22 \leq h_t \leq L/18)$  donc la hauteur de la poutre  $h_t$  varie entre (1.5 et 1,84) m

L'élancement est fixé pour  $h_t = 1,5$ m.

2. nombre des poutres :

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre l'entraxe des poutres d'extrémité et l'espacement :

$$N = \frac{La}{d} + 1 \text{ donc } N = \frac{5 \times 1.69}{1.69} + 1 = 6 \text{ poutres}$$

3. Largeur de la table de compression (b) :

$$0,6 h_t \leq b \leq 0,9 h_t \text{ donc } 0,9 \leq b \leq 1.35$$

b est fixé pour

$$b = 1.03\text{m}$$

4. Epaisseur de table de compression (e) :

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

$$e = 12 \text{ cm.}$$

5. Largeur de talon (Lt) :

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

Lt est étai fixé pour  $Lt = 47\text{cm}$ , cette valeur doit être vérifié par l'étude de la précontrainte.

6. Epaisseur du talon et

A prie  $e_t = 15\text{cm}$ .

7. Epaisseur de l'âme :

En travée ( $b_0$ )

$$b_0 \text{ est donnée par : } 18\text{cm} \leq b_0 \leq 25\text{cm} \text{ donc a fixé : } b_0 = 21\text{cm}$$

À l'about ( $b_0$ )

L'épaisseur de l'âme doit être augmentée pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement.

$$\text{On a : } 25 \leq b'_0 \leq 35\text{cm}$$

$$\text{On fixe : } b'_0 = 35\text{cm}$$

8. les 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 :

$$45^\circ < \alpha < 65^\circ :$$

Mi travée :

$$\alpha_1 = 12^\circ \quad \text{donc} \quad e_1 = 0.06\text{m}$$

$$\alpha_2 = 45^\circ \quad \text{donc} \quad e_2 = 0.10\text{m}$$

Intermédiaire :

$$\alpha_1 = 12^\circ \quad \text{donc} \quad e_1 = 0.06\text{m}$$

$$\alpha_2 = 45^\circ \quad \text{donc} \quad e_2 = 0.03\text{m}$$

About:

$$\alpha_3 = 11^\circ \quad \text{donc} \quad e_3 = 0.05\text{m}$$

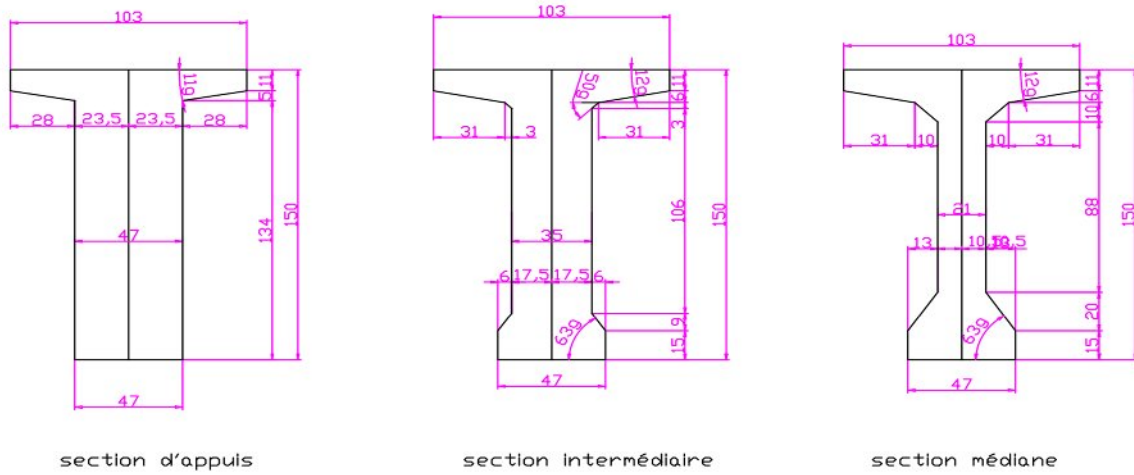


Figure °13 : sections de la poutre

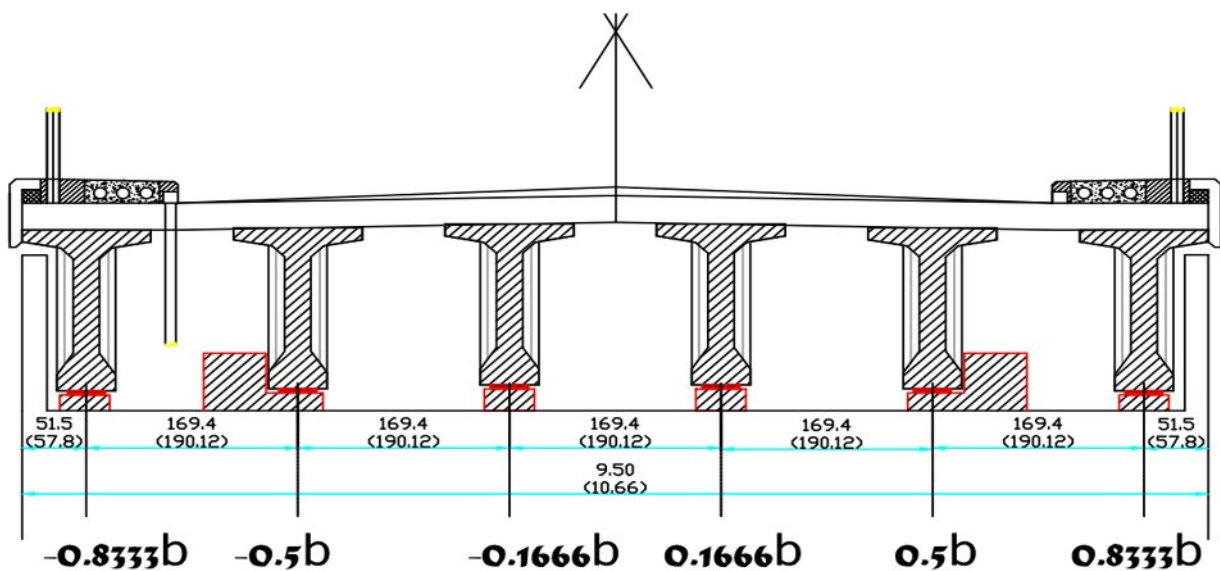


Figure °14 : REPARTITION TRANSVERSAL DES POUTRES

Les avantages	Les inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>-Limitation des fissures (béton comprimé).</li> <li>-franchissement des grandes portées.</li> <li>-La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage.</li> <li>La maîtrise de la méthode d'exécution.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Poids très important.</li> <li>-Déformation des poutres par fluage due à compression excessive de leur partie inférieure.</li> <li>-Sensibilité au tassement.</li> <li>-L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.</li> </ul>

I.3.2) la comparaison :

	Pont dalle de BA	Pont a poutres préfabriqué VIPP	Pont mixte
économie	Coût plus élevé	Coût moins élevé	Coût très élevé par rapport les autres possibilités
Entretien	Dans le cas normal il ne nécessite pas de contrôle continu	De faible fréquence	C'est l'inconvénient major
Exécution	facile	moyen	Facile a exécuté par rapport les autres variantes
Esthétique	bon	moyen	Mauvais vue longitudinale

Tableau°2 : espace de comparaison

I.3.3) la conclusion :

Après la comparaison des trois variantes nous prenons la variante « pont à poutres préfabriquées; post tension », il est plus adaptée que les deux autres sur le site vu les avantages cités précédemment.

## CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

### II.1) Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions étudiées de ciment, de granulats (sable, gravier et l'eau) le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression et de l'ordre de 20 MPa à 40 MPa et a la traction de 2 à 4 MPa).

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de ce lui destiné au béton armé sauf que l'on utilise sous contrainte plus élevée.

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenées par les charges (poids propre)

Le module d'élasticité longitudinal est élevé, pour réduire les pertes de tension des aciers, Pour le béton précontraint, le dosage du ciment sera de l'ordre de 400 à 450 kg/cm<sup>3</sup>, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/cm<sup>3</sup>, qui nous garantiront une résistance de 35 MPa au minimum.

#### II.1.1) Caractéristiques mécaniques du béton:

##### -Résistance du béton

Le béton est par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée " $f_{c28}$ " elle est choisie a 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 du béton à j jours notée " $f_{tj}$ " est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)}. \text{ (B.A.E.L 91-REV99).}$$

##### -Contraintes admissibles

Contrainte admissible à la compression :

Etat limite ultime "ELU"  $f_{bu} = 0,85 f_{28} / \gamma_b$  (B.A.E.L 91-REV99).

Avec :  $f_{28}$  : Résistance caractéristique à 28 jours.

$\gamma_d$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_d$  : 1,5 situation durable ou transitoire.

$\gamma_d$  : 1.15 situation accidentelle.

Etat limite de service "ELS" :  $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{28}$

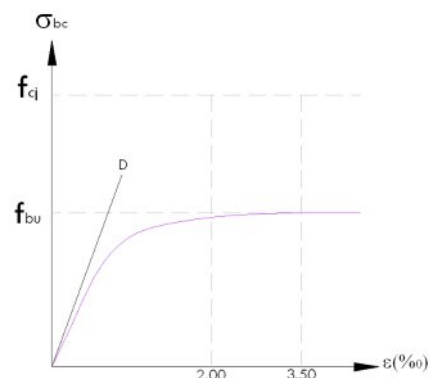


Figure °15 : calcul à l'ELU « diagramme PARABOLE-RECTANGLE »

Contrainte admissible à la traction :

On doit rigoureusement vérifier que les contraintes de traction du béton soient limitées aux valeurs suivantes :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$f_{tj} = \begin{cases} 0,6+0,06f_{cj}=0,6+0,06(35)=2,7\text{MPa} & (\text{Pour } f_{c28}=35\text{MPa}). \\ 0,6+0,06f_{cj}=0,6+0,06(25)=2,1\text{MPa} & (\text{Pour } f_{c28}=25\text{MPa}). \end{cases}$$

#### -Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton "E<sub>ij</sub>" défini par les règles B.P.E.L comme ce qui suit :

- Module de déformation instantanée du béton  $E_{ij}=11000(f_{tj})^{1/3}$  pour une durée d'application <24h
- Module de déformation sous chargement de longue durée  $E_{vj}= E_{ij} / 3=3700(f_{tj})^{1/3}$ .

#### -Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson  $\nu$  représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient  $\nu$  du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quand au cas d'un béton fissuré,  $\nu$  devient nul. On prend pour les calculs de béton précontraint la valeur.  $\nu =0,2$  pour un béton non fissuré (ELS) et  $\nu =0$  pour un béton fissuré (ELU).

#### II.2) -Aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures identiques à celle du béton Armé.  
 (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

#### -La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe F<sub>e</sub>E40 type 2, de limite élastique égale à 400 MPa.

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient  $\gamma_s$  tel que :

$$\gamma_s = 1.00 \xrightarrow{\text{Donc}} \text{Situation accidentelle.}$$

$$\gamma_s = 1.15 \xrightarrow{\text{Donc}} \text{Situation durable ou transitoire.}$$

-Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

-Contrainte limite de traction :

En fissuration peu nuisible :  $\sigma_s \leq f_e / \gamma_s.$

En fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min (2/3) \times f_e ; 110 (n f_{tj})^{1/2}.$

En fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min (1/2) \times f_e ; 90 (n f_{tj})^{1/2}.$

Avec :  $n = 1.00 \xrightarrow{\text{Donc}}$  Treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1.60 \xrightarrow{\text{Donc}}$  Aciers à haute adhérence.

II.3) 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.

-Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinal "E<sub>p</sub>" des aciers de précontrainte est pris égale à :

$E_p = 200\ 000 \text{ MPa}$  pour les barres.

$E_p = 190\ 000 \text{ MPa}$  pour les torons.

## CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DU TABLIER

### III.1) La poutre :

La géométrie des poutres est relativement élaborée, ce qui permet d'obtenir des bonnes caractéristiques mécaniques, Les poutres comportent une table de compression constituant la fibre supérieure et un large talon, constituant la fibre inférieure. Ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur variable.

### L'espacement entre axes des poutres ( $\lambda$ ) :

L'espacement 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.

L'entraxe des poutres varie de l'ordre 1.5 m à 2,5 m.

Donc :  $\lambda = 1.694$  m soit 1.90 en biais.

### Les dimensions de la poutre :

Selon les documents de SETRA :

#### 1.Élancement de poutres :

Pour la précontrainte :

Lorsque la longueur de la poutre  $L=33.4$  m et on a ( $L/22 \leq h_t \leq L/18$ ) donc la hauteur de la poutre  $h_t$  varie entre (1.5 et 1,84) m

L'élancement est fixé pour  $h_t = 1,5$ m.

#### 2. nombre des poutres :

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre l'entraxe des poutres d'extrémité et L'espacement :

$$N = \frac{La}{d} + 1 \text{ donc } N = \frac{5 \times 1.69}{1.69} + 1 = 6 \text{ poutres}$$

#### 3. Largeur de la table de compression (b) :

$0,6 h_t \leq b \leq 0.9 h_t$  donc  $0,9 \leq b \leq 1.35$

b est fixé pour

$b = 1.03$ m

#### 4. Epaisseur de table de compression (e) :

$12 \leq e \leq 15$ cm

$e = 12$  cm.

#### 5. Largeur de talon ( $L_t$ ) :

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

$L_t$  est était fixé pour  $L_t = 47$ cm, cette valeur doit être vérifié par l'étude de la précontrainte.

#### 6. Epaisseur du talon et

A prie  $e_t = 15$ cm.

### 7. Epaisseur de l'âme :

En travée ( $b_0$ )

$b_0$  est donnée par :  $18\text{cm} \leq b_0 \leq 25\text{cm}$  donc a fixé :  $b_0 = 21\text{cm}$

À l'about ( $b'_0$ )

L'épaisseur de l'âme doit être augmentée pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement.

On a :  $25 \leq b'_0 \leq 35\text{cm}$

On fixe :  $b'_0 = 35\text{cm}$

### 8. les goussets :

Gousset de la table de compression :

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur qui joue un triple rôle :

- il facilite, de par sa forme, la mise en œuvre du béton,
- il assure l'encastrement physique du hourdis dans l'âme,
- il permet de loger les ancrages des câbles relevés en travée dans des bonnes conditions.

Dans la pratique, ses dimensions sont voisines de  $0,15\text{ m} \times 0,15\text{ m}$  avec une inclinaison sensiblement égale à  $45^\circ$ . Des adaptations sont nécessaires dans la zone de blochet où, selon le cas, le gousset épaisse le nœud de jonction en débord de l'âme sur toute la longueur du blochet ou, au contraire, est progressivement absorbé par le blochet.

Mi travée :

$\alpha_1 = 12^\circ$     donc     $e_1 = 0.06\text{m}$

$\alpha_2 = 45^\circ$     donc     $e_2 = 0.10\text{m}$

Intermédiaire :

$\alpha_1 = 12^\circ$     donc     $e_1 = 0.06\text{m}$

$\alpha_2 = 45^\circ$     donc     $e_2 = 0.03\text{m}$

About:

$\alpha_3 = 11^\circ$     donc     $e_3 = 0.05\text{m}$

Gousset du talon :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'aciers, ainsi pour faciliter la mise en œuvre du béton.

Mi travée :     $\alpha_4 = 63.00^\circ$  donc     $e_4 = 0.20\text{m}$

About:         $\alpha_5 = 63.00^\circ$  donc     $e_5 = 0.09\text{m}$

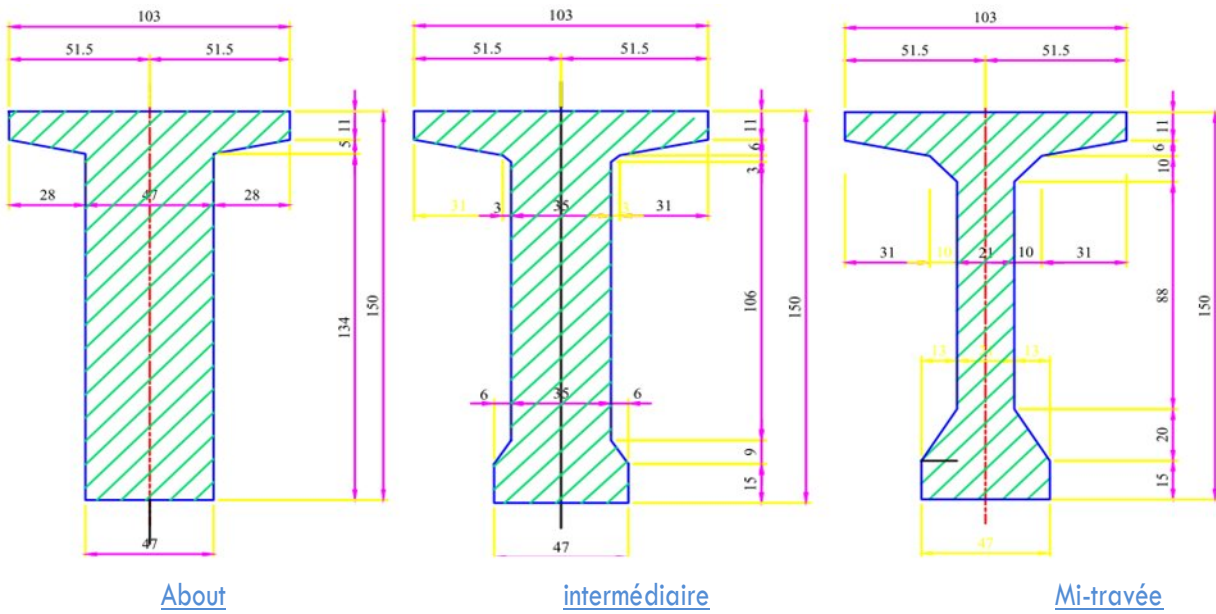


Figure °16 : schéma représente les goussets et les épaisseurs de la poutre

### III.2) La dalle :

Notre dalle est définie comme un hourdis général

#### -Longueur de la dalle:

La longueur du l'hourdis est égale a la longueur des poutres,  $L_d = 33.40m$ .

#### -Largeur de la dalle

La largeur de la dalle ou de l'hourdis égal à la largeur de la chaussée rouable plus les Trottoir pour ça a était fixé pour  $l_d = 9.50m$ .soit 10.66 en biais.

#### - Epaisseur de la dalle

En effet L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre les axes des poutres (l'entraxe), plus l'entraxe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répondre mieux aux efforts de flexions transversale; l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,18 et 0,25m

Donc pour ça :  $e_d = 0,25m$ .

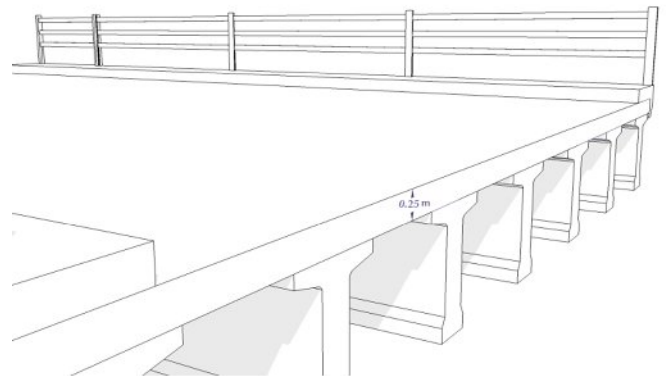


Figure °17 : dimensions de la dalle

III.3) Détermination des caractéristiques géométrique des éléments du tablier et contrôle de la répartition la matière :

**Préambule :**

Comme nous l'avons déjà évoqué, la géométrie des poutres est relativement élaborée, ce qui permet d'obtenir de bonnes caractéristiques mécaniques.

**Notation et formulation des caractéristiques géométriques :**

$$V = \frac{S_{\Delta_{net}}}{B_{nette}} \text{ et } V = H - V'$$

$$B_{brute} = X \times Y$$

$$S/\Delta_{brut} = B_{brute} \times Z$$

$$I/\Delta_{brute} = \sum I_0 + B_{brute} \times Z^2$$

$$B_{nette} = 95\% B_{brute}$$

$$S/\Delta_{net} = 95\% S/\Delta$$

$$I/\Delta_{net} = 90\% I/\Delta_{brute}$$

$$I_G = I/\Delta - S/\Delta \times V'$$

$$P = I_G / (V \times V' \times B_{nette})$$

Telles que:

**V', V:** la position de centre de gravité de l'élément

$\Delta$  : L'axe situé au niveau de la fibre inférieure extrême.

$B_{brute}$  : la section brute de l'élément.

$B_{nette}$  : la section nette de l'élément.

$I_0$  : le moment d'inertie par rapport au centre de gravité de l'élément.

$I/\Delta_{brute}$  : le moment d'inertie brute par rapport à l'axe  $\Delta$

$I/\Delta_{net}$  : le moment d'inertie net par rapport à l'axe  $\Delta$

$S/\Delta_{brut}$  : Le moment statique brut de l'élément par rapport à l'axe  $\Delta$ .

$S/\Delta_{net}$  : Le moment statique net de l'élément par rapport à l'axe  $\Delta$

$Z$  : la distance entre le centre gravité de l'élément et leur fibre inférieure extrême.

$p$  : le rendement géométrique de cet élément.

$I_0 = bh^3/12$  pour un élément rectangulaire ; et  $I_0 = bh^3/36$  pour un élément triangulaire.

**Caractéristiques géométriques de la poutre à mi travée**

Tableau<sup>o</sup>3 : caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S/Δ= BxZ (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ=I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
Rectangle 1	21	150	3150	75	236250	5906250	23625000
Rectangle 2 x2	31	11	341	144.5	49274.5	3438.42	7123604
Rectangle 3 x2	10	11	110	144.5	15895	1109.17	2297937
Rectangle 4 x2	10	6	60	136	8160	180	1109940
Rectangle 5 x2	13	15	195	7.5	1462.5	3656.25	14625
Triangle 1 x2	31	6	93	137	12741	186	1745703
Triangle 2 x2	10	10	50	129.667	6483.34	277.778	840950.4
Triangle 3 x2	13	20	130	21.66	2815.8	2888.89	63879.12

Donc pour l'ensemble des parties :

B <sub>brute</sub> (cm <sup>2</sup> )	5108
B <sub>nette</sub> (cm <sup>2</sup> )	4852.6
S/Δ <sub>brute</sub> (cm <sup>3</sup> )	429914.27
S/Δ <sub>nette</sub> (cm <sup>3</sup> )	408418.5565
I/Δ <sub>brute</sub> (cm <sup>4</sup> )	50018275.76

$I/\Delta$ nette (cm <sup>4</sup> )	45016448.19
-------------------------------------	-------------

$$V' = \frac{S_{\square\square_{net}}}{B_{nette}} \quad \text{donc} \quad V' = 48.16 \text{ cm}$$

$$V = h - V' \quad \text{donc} \quad V = 65.84 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta_{br} - S/\Delta_{br} \times V'$$

$$\text{Donc} \quad I_G = 13834587.52 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0.9 \times I_G = 12451128.77 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique:

$$p = \frac{I_G}{V \times V' \times B} = 0,46$$

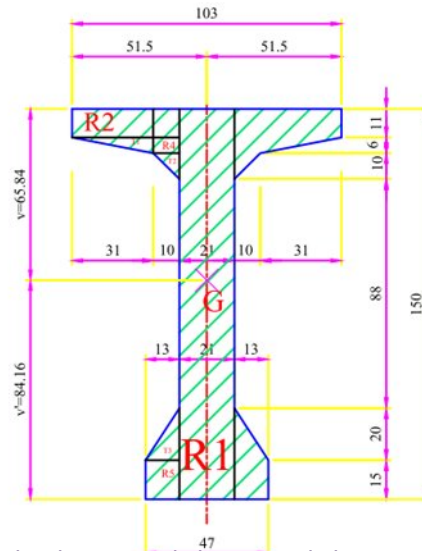


Figure °18 : les dimensions de la section de la poutre à mi-travée

V' (cm)	V (cm)	$I_G = I/\Delta - S/\Delta \times V'$ (cm <sup>4</sup> )	$I_n = 0.9 \times I_G$	rendement géométrique (p)
84.16	65.84	13834587.52	12451128.77	0.46

**Conclusion :**

Donc parce que  $P=46\%$

La section poutre a mi travée correspondante à : une bonne réparation de la matière

### Caractéristiques géométriques de la poutre + l'hourdis à mi travée

Tableau °4 : caractéristiques géométriques de la poutre+l'hourdis à mi-travée

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	$S/\Delta = B \times Z$ (cm <sup>3</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I/\Delta = I_0 + B \times Z^2$ (cm <sup>4</sup> )
Section poutre	-	-	5108	84.16	429914	13834588	50018275.76
Section de l'hourdis	169.4	25	4235	162.5	688188	220572.9	112051041.7

Donc pour l'ensemble des parties :

$B_{brute}$ (cm <sup>2</sup> )	9343
$B_{nette}$ (cm <sup>2</sup> )	8875.85
$S/\Delta_{brute}$ (cm <sup>3</sup> )	1118101.77
$S/\Delta_{nette}$ (cm <sup>3</sup> )	1062196.682
$I/\Delta_{brute}$ (cm <sup>4</sup> )	162069317.4
$I/\Delta_{nette}$ (cm <sup>4</sup> )	145862385.7

$$V' = \frac{S_{\square\square_{net}}}{B_{nette}} \quad \text{donc} \quad V' = 127.85 \text{ cm}$$

$$V = h - V' \quad \text{donc} \quad V = 57.15 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - S_{\Delta} \times V'$$

$$\text{Donc } I_G = 31210162.14 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0.9 \times I_G = 28089145.92 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique:

$$p = \frac{I_G}{V \times V' \times B} = 0,45$$

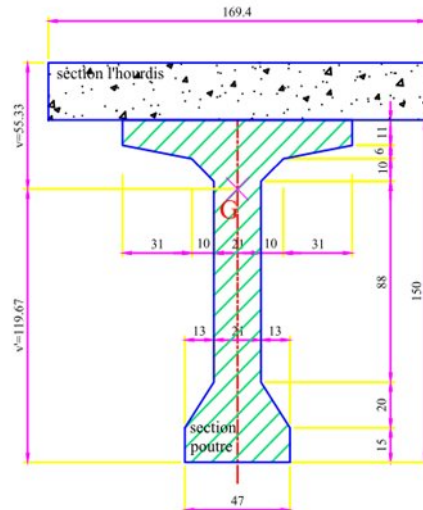


Figure °19 : les dimensions de la section de la poutre+l'hourdis à mi-travée

V' (cm)	V (cm)	$I_G = I_{\Delta} - S_{\Delta} \times V'$ (cm <sup>4</sup> )	$I_n = 0.9 \times I_G$	rendement géométrique (p)
119.67	55.32	28263091.6	25436782.4	0.43

**Conclusion :**

Donc parce qu'on a P=43 %

La section poutre a mi travée correspondante à une bonne réparation de la matière.

Caractéristiques géométriques de la poutre à l'intermediaire

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	$S/\Delta = B \times Z$ (cm <sup>3</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I/\Delta = I_0 + B \times Z^2$ (cm <sup>4</sup> )
Rectangle 1	35	150	5250	75	393750	9843750	39375000
Rectangle 2x2	31	11	341	144.5	49274.5	3438.41667	7123603.667
Rectangle 2x2	3	11	33	144.5	4768.5	332.75	689381
Rectangle 2x2	3	6	18	136	2448	54	332982
Rectangle 3x2	6	15	90	7.5	675	1687.5	6750
Triangle 1x2	31	6	93	137	12741	186	1745703
Triangle 1x2	3	3	4.5	132	594	2.25	78410.25
Triangle 2x2	6	9	27	18	486	121.5	8869.5

Tableau°5 : caractéristiques géométriques de la poutre à l'intermediaire

Donc pour l'ensemble des parties :

$B_{brute} (cm^2)$	6463
$B_{nette} (cm^2)$	6139.85
$S/\Delta_{brute} (cm^3)$	535724
$S/\Delta_{nette} (cm^3)$	508937.8
$I/\Delta_{brute} (cm^4)$	59346398.83
$I/\Delta_{nette} (cm^4)$	53411758.95

$$V' = \frac{S_{\square_{net}}}{B_{nette}} \quad \text{donc} \quad V' = 82.89 \text{ cm}$$

$$V = h - V' \quad \text{donc} \quad V = 67.109 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta_{br} - S/\Delta_{br} \times V'$$

Donc  $I_G = 14939745 \text{ cm}^4$   
 $I_n = 0.9 \times I_G = 13445770 \text{ cm}^4$

Le rendement géométrique:

$$p = \frac{I_G}{V \times V' \times B} = 0.39$$

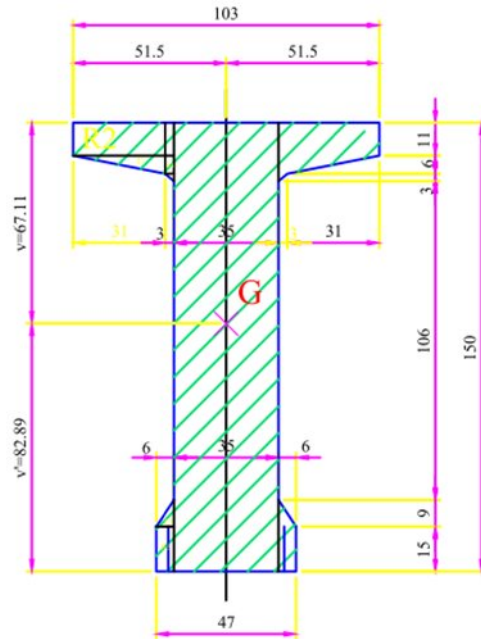


Figure °20 : les dimensions de la section de la poutre à l'intermediaire

$V'$ (cm)	$V$ (cm)	$I_G = I/\Delta - S/\Delta \times V'$ (cm <sup>4</sup> )	$I_n = 0.9 \times I_G$	rendement géométrique (p)
82.890	67.109	14939745	13445770	0.39

Conclusion :

Donc puisque  $P=39\%$

La section poutre à l'about correspondante à une section normale.

Caractéristiques géométriques de la poutre + l'hourdis à l'intermediaire

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	$S/\Delta = B \times Z$ (cm <sup>3</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I/\Delta = I_0 + B \times Z^2$ (cm <sup>4</sup> )
Section poutre	-	-	6463	82.89	535724	14939745	59346398.8
Section de l'hourdis	169.4	25	4235	162.5	688188	220572.9	112051042

Tableau °6 : caractéristiques géométriques de la poutre+l'hourdis à l'intermediairet

Donc pour l'ensemble des parties :

$B_{brute} (cm^2)$	10698
$B_{nette} (cm^2)$	10163.1
$S/\Delta_{brute} (cm^3)$	1223911.5
$S/\Delta_{nette} (cm^3)$	1162715.925
$I/\Delta_{brute} (cm^4)$	171397440.5
$I/\Delta_{nette} (cm^4)$	154257696.5

$$V' = \frac{S_{\square_{net}}}{B_{nette}} \quad \text{donc } V' = 111.40 \text{ cm}$$

$$V = h - V' \quad \text{donc } V = 60.594 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta_{br} - S/\Delta_{br} \times V'$$

$$\text{Donc: } I_G = 31375066.24 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0.9 \times I_G = 28237559.62 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique:

$$p = \frac{I_G}{V \times V' \times B} = 0,40$$

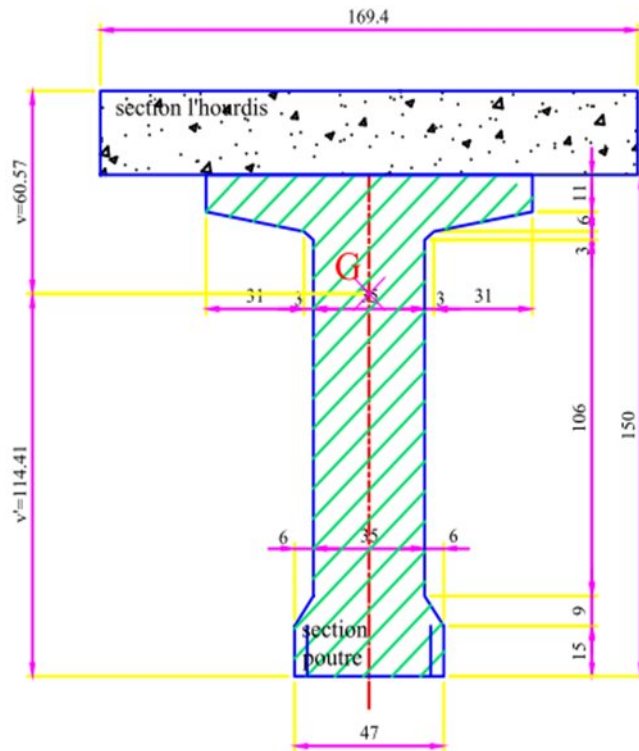


Figure °21 : les dimensions de la section de la poutre+ l'hourdis à l'intermediaire

$V'$ (cm)	$V$ (cm)	$I_G = I/\Delta - S/\Delta \times V'$ (cm <sup>3</sup> )	$I_n = 0.9 \times I_G$	rendement géométrique (p)
114.40	60.594	31375066.24	28237559.62	0.40

Conclusion :

Donc parce que  $P=40\%$

La section poutre à l'about correspondante à Une section normale.

### Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

Tableau°7 : caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	$S/\Delta = B \times Z$ (cm <sup>3</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I/\Delta = I_0 + B \times Z^2$ (cm <sup>4</sup> )
Rectangle 1	47	150	7050	75	528750	13218750	52875000
Rectangle 2 x2	28	11	308	144.5	44506	3105.66667	6434222.667
Triangle 3 x2	28	5	70	137.33	9613.1	97.2222222	1320264.245

Donc pour l'ensemble des parties :

$B_{brute} (cm^2)$	7806
$B_{nette} (cm^2)$	7415.7
$S/\Delta_{brute} (cm^3)$	636988.2
$S/\Delta_{nette} (cm^3)$	605138.79
$I/\Delta_{brute} (cm^4)$	68383973.82
$I/\Delta_{nette} (cm^4)$	61545576.44

$$V' = \frac{S_{\square_{net}}}{B_{nette}} \quad \text{donc} \quad V' = 81.60 \text{ cm}$$

$$V = h - V' \quad \text{donc} \quad V = 68.39 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta_{br} - S/\Delta_{br} \times V'$$

$$\text{Donc} \quad I_G = 16404219 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0.9 \times I_G = 14763797.01 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique:

$$p = \frac{I_G}{V \times V' \times B} = 0,35$$

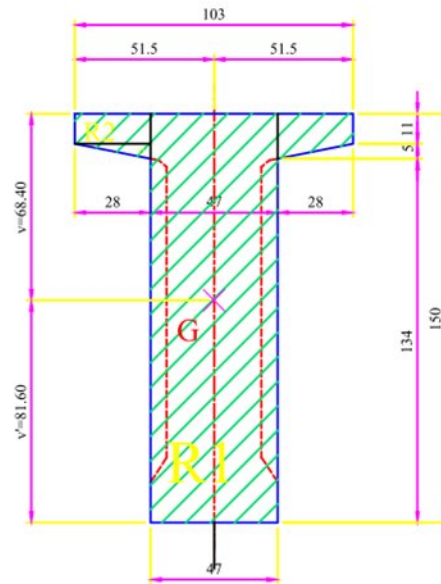


Figure °22 : les dimensions de la section de la poutre à l'about

$V'$ (cm)	$V$ (cm)	$I_G = I/\Delta - S/\Delta \times V'$ (cm <sup>3</sup> )	$I_n = 0.9 \times I_G$	rendement géométrique (p)
81.60	68.39	16404219	14763797.01	0.35

**Conclusion :**

Donc parce que  $P=35\%$

La section poutre a mi travée correspondante à : une section normale

### Caractéristiques géométriques de la poutre + l'hourdis à l'about

Tableau°8 : caractéristiques géométriques de la poutre+l'hourdis à mi-travée

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	$S/\Delta = B \times Z$ (cm <sup>3</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I/\Delta = I_0 + B \times Z^2$ (cm <sup>4</sup> )
Section poutre	-	-	7806	81.6	636969.6	16404218.9	68383973.82
Section de l'hourdis	169.4	25	4235	162.5	688187.5	220572.9167	112051041.7

Donc pour l'ensemble des parties :

$B_{brute} (cm^2)$	12041
$B_{nette} (cm^2)$	11438.95
$S/\Delta_{brute} (cm^3)$	1325157.1
$S/\Delta_{nette} (cm^3)$	1258899.245
$I/\Delta_{brute} (cm^4)$	180435015.5
$I/\Delta_{nette} (cm^4)$	162391513.9

$$V' = \frac{S_{\square_{net}}}{B_{nette}} \quad \text{donc} \quad V' = 110.05 \text{ cm}$$

$$V = h - V' \quad \text{donc} \quad V = 64.94 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta_{br} - S/\Delta_{br} \times V'$$

$$\text{Donc} \quad I_G = 41888443.55 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0.9 \times I_G = 37699599.2 \text{ cm}^4$$

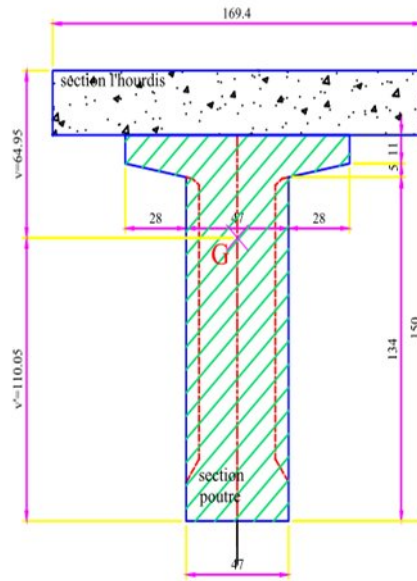


Figure °23 : les dimensions de la section de la poutre+l'hourdis à l'bout

Le rendement géométrique:

$$p = \frac{I_G}{V \times V' \times B} = 0,46$$

$V'$ (cm)	$V$ (cm)	$I_G = I/\Delta - S/\Delta \times V'$ (cm <sup>3</sup> )	$I_n = 0.9 \times I_G$	rendement géométrique (p)
110.05	64.94	41888443.55	37699599.2	0.46

**Conclusion :**

Donc parce qu'on a  $P=46 \%$

La section poutre a mi travée correspondante à une bonne réparation de la matière.

### III.3) Les équipements d'un pont :

Ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage. Leur incidence est par contre majeure sur l'aspect du tablier, en particulier pour les corniches et les dispositifs de retenue. Ils jouent également un rôle essentiel du point de vue de la sécurité des usagers et de la pérennité de l'ouvrage (étanchéité, assainissement).

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

1. Etanchéité
2. La couche de roulement
3. Les trottoirs
4. Les corniches
5. Les dispositions retenues
6. les appareils d'appui

- 7. les joints de chaussée
- 8. les plots parasismiques

### III.3.1) Etanchéité

Ce choix se portera sur des systèmes conformes aux normes et aux spécifications du fascicule 67 [13]. Une procédure d'avis techniques pour les chapes d'étanchéité est en cours de mise en place et l'on choisira, à terme, parmi les systèmes ayant été validés.

Les systèmes usuels sont à base d'asphalte coulé, de films minces adhérent au support, de feuilles, préfabriquées ou non.

Choix de type d'étanchéité correspond au site de l'ouvrage (les conditions thermo hygrométriques.)

Les qualités demandées à une étanchéité sont évidentes.

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

### III.3.2) La couche de roulement

La couche de roulement doit, sur ouvrage d'art comme en section courante, présenter un bon confort et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (l'adhérence entre le pneu et la chaussée) pour assurer la sécurité des usagers.

Généralement cette couche est composée par un tapis d'enrobés tel que l'épaisseur variée entre 5et 10cm.

Dans notre projet on prendra 8 cm pour la couche de roulement.

### III.3.3) les trottoirs

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons on isolant la circulation des véhicules, en général par simple surélévation de 10 à 20 cm par rapport à la voie de circulation, et aussi la largeur doit être suffisante pour faciliter la circulation des piétons. Il existe plusieurs formes de trottoirs, on distingue :

des trottoirs sur caniveau

### III.3.4) Les corniches

Le rôle essentiel des corniches est la protection des extrémités latérales du tablier contre les intempéries, elles doivent en effet recouvrir l'extrémité de la dalle, empêchant ainsi les pénétrations d'eau par la tranche du hourdis. Elles jouent également le rôle de larmier, afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse (pérennité et esthétique). Il y a plusieurs catégories de corniches :

- 1- Les corniches en béton coulé en place
- 2- Les corniches en béton préfabriqué
- 3- Les corniches métalliques

### III.3.5) Assainissement

D'un point de vue esthétique, les descentes d'eau doivent être aussi discrètes que possible, notamment dans le cas des ouvrages urbains. Lorsque ces descentes doivent être évitées, il est également possible de recourir à des corniches caniveaux ou de recueillir les eaux dans un collecteur sur ouvrage.

### III.3.6) Joints de chaussée

Le choix du type de joint dépend principalement du souffle du joint, du trafic de l'itinéraire et du type d'étanchéité (chape mince ou épaisse). Le souffle ou espacement maximal des deux éléments en regard est dû aux effets du retrait, du fluage, de la température et des charges d'exploitation, qui peuvent comporter non seulement une composante longitudinale parallèle à l'ouvrage.

### III.3.7) Les dispositions retenues

#### \* Les garde-corps

Les garde-corps sont retenus pour protéger les piétons ; et aussi en point de vue esthétique surtout dans les zones urbaines : les garde-corps sont renforcés parfois difficile à mettre au point et ne semblent pouvoir au plus retenir que des véhicules légers dans des conditions relativement favorables. Ils sont classés en trois catégories suivantes :

- Les garde-corps de type **S**
- Les garde-corps de type **I**
- Les garde-corps de type **U**

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

$$0,95 + 0,005 \times H \pm 0,05 \text{ m avec un maximum de } 1,20 \text{ m.}$$

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

Dans notre projet  $H = 7.62 \text{ m}$

Donc la hauteur du garde-corps égale à  $1,04 \text{ m}$

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

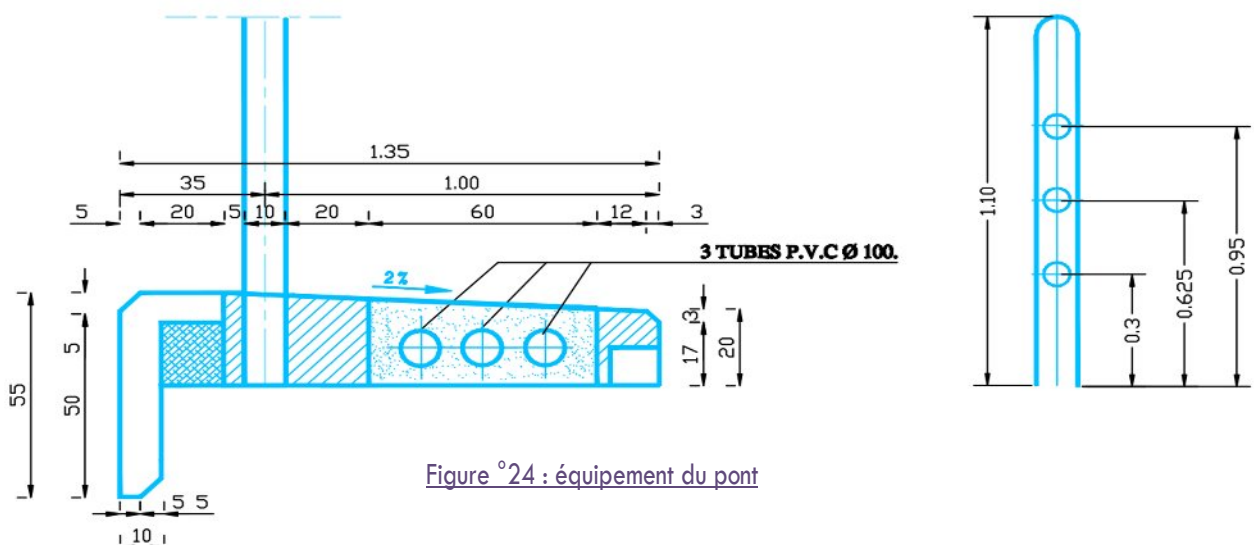


Figure °24 : équipement du pont

## CHAPITRE VI : CALCULE DES CHARGES ET SURCHARGES :

### VI.1) calcul des charges :

On peut deviser la charge totale de l'ouvrage sur deux secteurs principales vis-à-vis à leurs rôle dans la participation porteuse, donc on considère :

\*Charge permanant (CP)

\*Complément de charge permanente(CPP)

#### VI.1.1) calcul de la charge permanente (CP) :

##### VI.1.1.1) Les éléments poutres :

Les poutres VIPP sont des poutres de section variable, d'une part, les âmes comportent souvent des épaisissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant ; d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

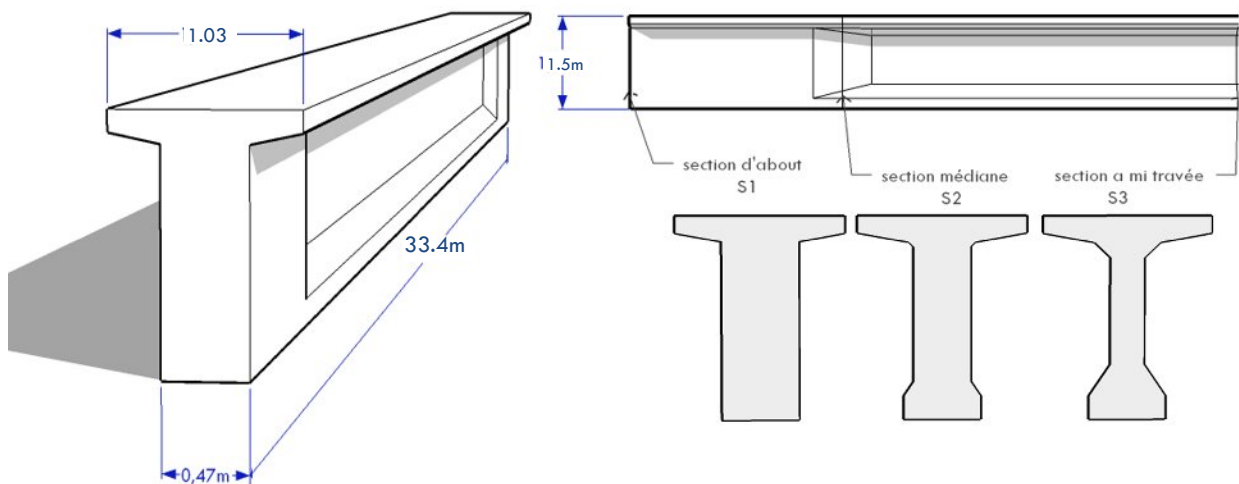


Figure °25 : les dimensions de la poutre

On a pour la moitié de la poutre :

$$P = PS_1 + PS_2 + PS_3 + PS_4 \text{ et}$$

$$PS_i = L_i \times \text{poids volumique BP} \times \text{la surface de } S_i$$

Tell que  $L_i$  : longueur de la section

$$\text{Donc : } PS_1 = 0.2209 \times 0.235 \times 2.5 = 0.129 \text{ t}$$

$$PS_2 = 0.7806 \times 0.25 \times 2.5 = 0.487 \text{ t}$$

$$PS_3 = 0.6463 \times 6.825 \times 2.5 = 11.027 \text{ t}$$

$$PS_4 = 0.5108 \times 9.18 \times 2.5 = 11.72$$

$$PS_5 = (0.05 \times (0.6463 + 0.7806)) / 2 + 0.07 \times (0.6463 + 0.5108) / 2 \times 2.5 = 0.190$$

Pour la totalité de la poutre :

$$P_p = 2 \times \sum PS_i = 47.22 \text{ t et un mètre linéaire :}$$

$$P = 33.2959 \text{ t} / 33.4 \text{ (portée)} = 1.4103 \text{ t/ml}$$

VI.1.1.2) L'élément dalle :

Épaisseur de la dalle est de 25 cm.

$$P_D = 0.25 \times 9.5 \times 2.5 = 5.94 \text{ t/ml.}$$

Donc Pour CP :

$$CP = P_p + P_D = 6 \times 1.4103 + 5.94 = 14.4018 \text{ t/ml.}$$

Donc on a la charges permanente : CP = 14.4018 t/ml.

VI .1.2) calcul du complément des charges permanente (CPP) :

Le revêtement et l'étanchéité :

Poids des revêtements + chapes d'étanchéité

$$Pr = (0,07\text{m} + 0,02\text{m}) \times 2,2\text{t/m}^3 \times 7\text{m} \text{ Donc}$$

$$Pr = 1.386 \text{ t/ml.}$$

Le trottoir et la corniche:

$$St = 0,209 \text{ m}^2 \text{ et } Sc = 0,119 \text{ m}^2$$

Tell que St : c'est la surface du trottoir transversalement.

Sc : c'est la surface de la corniche transversalement.

$$S_{t+c} = 0,209 + 0,119 = 0,328\text{m}^2$$

$$\text{Donc } P_{t+c} = 0.328 \times 2(\text{sym}) \times 2.5 = 1.64 \text{ t/ml}$$

Garde corps :

$$P_{gc} = 0,10 \text{ t/ml} \times 2(\text{sym}) = 0.20 \text{ t/ml.}$$

Entretoise :

$$P = 2 \times 0.5 \times 0.3 \times 2.5 = 0.75 \text{ t/ml}$$

En fin on a :

$$CCP = 1.386 + 1.64 + 0.75 + 0.20 = 3.976 \text{ t/ml}$$

Donc on a les résultats suivants :

	Eléments	Poids (t/ml)	Poids (t)
CP	POUTRES	8.4618	283.30
	DALLE	5,94	198.31
CCP	TROTTOIR	1,045	33.903
	REVELEMENT ETANCHITTE	1,386	46.292
	G CORPS	0,200	6.68
	entretroises	0.75	6
	CORNICHE	0,595	19.873
POIDS TOTALE DE TABLIER		17.79	594.10

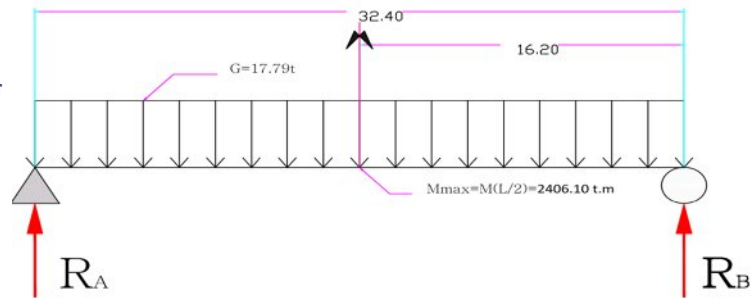
Tableau<sup>o</sup>9 : poids totale de tablier

L'effort tranchant: à (x=0) (réaction)

$$R_A=R_B= G \times \frac{L}{2} = 17.79 \times \frac{33.4}{2} = 297.05 \text{ t}$$

Moment fléchissant: à (x=L/2)

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = G_T/32.4 \times \frac{L^2}{8} = 17.79 \times \frac{33.4^2}{8} = 2406.10 \text{ t.m}$$



## VI.2) calcul des surcharges :

### SELON FASCICULE N°61 TITRE II

#### VI.2.1) Caractéristiques du pont :

##### 1\*Classe du pont :

La classe du pont se détermine en fonction de la largeur rouable, tous les ponts supportant des chaussées rouable  $L_r \geq 7\text{m}$  sont rangés dans la catégorie de première classe (fascicule 61 titres II).

Dans notre cas on a la largeur rouable = 7 m

Donc : le pont est classé en 1<sup>ère</sup> classe

##### 2\*Nombre des voies :

D'après le fascicule 61 titre II. Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière

On a deux bordures libres sur les deux cotés donc  $L_c = 7.00 = 7.00\text{m}$  soit 7.85m biais

$$N = (L_c/3) = [7.85/3] = 2$$

Donc on a deux voies de circulation.

##### 3\*Largeur de voie :

Les voies de circulation d'une même  $V_o = 3.5\text{m}$ , D'après le fascicule 61 titre II (pont 1<sup>ère</sup> classe)

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges a utilisées pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- \* La surcharge de type A(L)
- \* Système B : (Bc, Bt, et Br)
- \* La surcharge militaire MC 120
- \* Le convoi exceptionnel D240
- \* Les surcharges sur trottoirs

VI.2.2) évaluation des surcharges (T ; M) maximum :

VI.2.2.1) système A(l) :

$$A(L) = 230 + (36000 / (L+12)) \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

Tell que L : la longueur de tablier

$$A(L) = 230 + 36000 / (33.4 + 12) = 1184.90 \text{ Kg/m}^2 = 1,023 \text{ t/m}^2$$

Déterminer  $a_1, a_2$  :

$a_1$  Est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

$$a_2 = V_0 / V$$

$$V = L_c / N = 7.85 / 2 = 3.925 \text{ m}$$

$V_0$  : dépend de la classe, on a 1ère classe

Donc  $V_0 = 3,5 \text{ m}$

$$a_2 = 3,50 / 3.925 = 0.89 \text{ donc } a_2 = 0.89$$

Nb VOIES CHARGÉES		1	2	3
Classe du pont	1ère	1	1	0.9
	2ème	1	0.9	-
	3ème	0.9	0.8	-

Tableau°10 : les valeurs des coefficients  $a_1$

1ère cas : une voie chargée

Pont de 1ère classe nombre de voies chargée = 1

D'après le tableau d' $a_1$  :

$$a_1 = 1 \text{ et } a_2 = 0.89$$

$$A(1L) = A(L) \times a_1 \times a_2 \times V_0$$

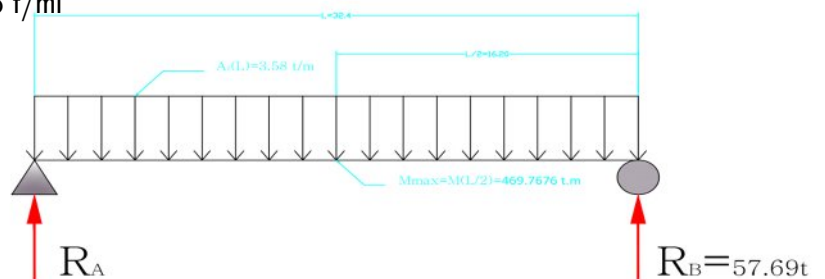
$$A(1L) = 1.023 \times 1 \times 0.89 \times 3,925 = 3.58 \text{ t/ml}$$

\*L'effort tranchant: à (x=0) (réaction MAX)

$$R_A = R_B = A(1L) \times \frac{L}{2} = 3.58 \times \frac{32.4}{2} = 57.99 \text{ t}$$

\* Moment fléchissant: à (x=L/2)

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = A(1L) \times \frac{L^2}{8} = 3.58 \times \frac{32.4^2}{8} = 469.76 \text{ t.m}$$



2ème cas : deux voies chargées

Pont de 1ère classe.

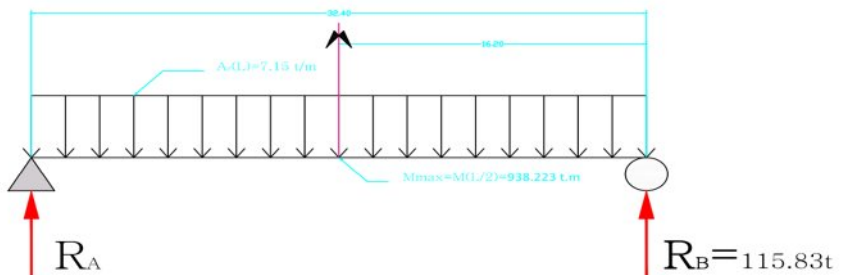
Nombre des voies chargées égales à 2.

$$a_1 = 1 \text{ et } a_2 = 0.89$$

$$A(2L) = 1.023 \times 1 \times 0.89 \times 7.85 = 7.15 \text{ t/ml}$$

\*L'effort tranchant: à (x=0) (réaction MAX)

$$R_A = R_B = A(2L) \times \frac{L}{2} = 7.15 \times \frac{32.4}{2} = 115.83 \text{ t}$$



Moment fléchissant: à  $(x=L/2)$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = A(2L) \times \frac{L^2}{8} = 7.15 \times \frac{32.4^2}{8} = 938.22 \text{ t.m}$$

**VI.2.2.2) système B:**

Le système de charges B comprend trois cas distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système Bc se compose de camions types.
- Le système Br se compose d'une roue isolée.
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems.

Les deux premiers systèmes Bc, Br s'applique aux ponts de quelle que soit leur classe ; le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> classe (fascicule 61 titres II).

Calcul des coefficients de majoration dynamique :

\*Le sens physique de ce coefficient :

Les calculs des réactions se fait en considérant les charges comme étant statique, mais en effet l'effet d'une charge statique est inférieur à celle qui est dynamique, donc les surcharges du système B et Mc sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

TEL QUE:

- L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres
- G : sa charge permanente
- S : sa charge maximale de B

VI.2.2.2.1) système Bc:

Un camion type de système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

système Bc longitudinalement  
 "masses relatives à une file des camions"

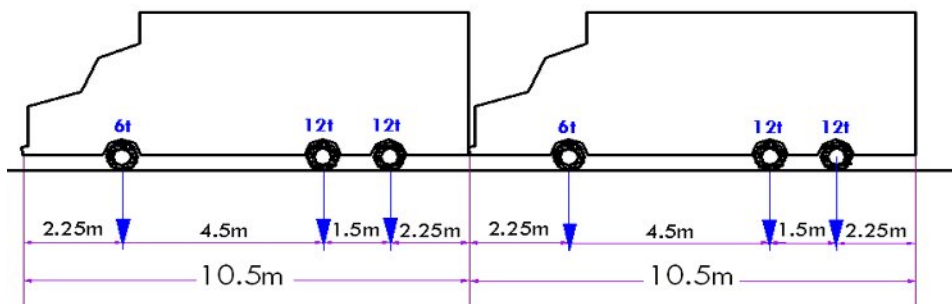


Figure °26 : système Bc longitudinalement

Calcul des coefficients de majoration dynamique et coefficients bc :

1<sup>ere</sup> cas : une file de Bc

Coefficient bc :

Pont de 1<sup>ere</sup> classe nombre de voies chargée = 1

D'après le tableau d'bc :

bc = 1.20

NB FILES CONSIDERES	1	2	3	
Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	1.20	1.10	0.95
	2 <sup>ème</sup>	1.00	1.00	-
	3 <sup>ème</sup>	1.00	0.8	-

Tableau°11 : Tableau de coefficients bc

Coefficient majoration dynamiques :

Tell que :

S=60t x 1.2

G=594.10 t

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1+4 \frac{594.10}{60 \times 1.2}}$$

Donc  $\square \delta_1 = 1,07$

2<sup>eme</sup> cas : deux files de Bc

Coefficient bc :

Pont de 1<sup>ere</sup> classe nombre de voies chargées = 2

D'après le tableau d'bc : bc = 1.10

Coefficient majoration dynamique :

Tell que :

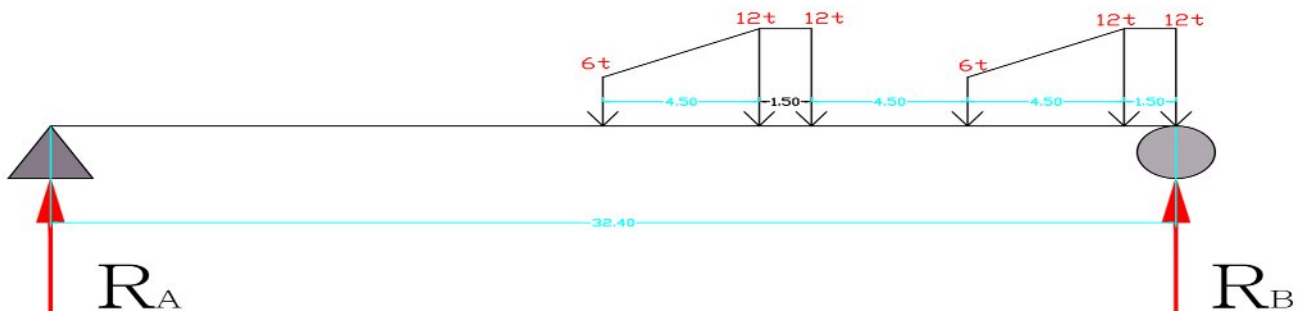
S=120t x 1.1

G=594.10 t

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1+4 \frac{594.10}{120 \times 1.1}}$$

Donc  $\square \delta_2 = 1,08$

L'effort tranchant: à (x=0) (réaction)



1<sup>ere</sup> cas : une file de Bc

$$\sum M_{/B} = 0 \text{ donc on a : } R_A \cdot 32.4 = 12 \times 1.5 + 6 \times 6 + 10.5 \times 12 + 12 \times 12 + 16.5 \times 6 = 423 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc } R_A = \frac{423}{32.4} = 13.05 \text{ t donc } R_B = R_{MAX} = 60 - 13.05 = 46.94 \text{ t}$$

$$R(1Bc) = R_B \times bc \times \square 1.07 = 46.94 \times 1.2 \times 1.07 = 60.26 \text{ t}$$

2<sup>eme</sup> cas : deux files de Bc

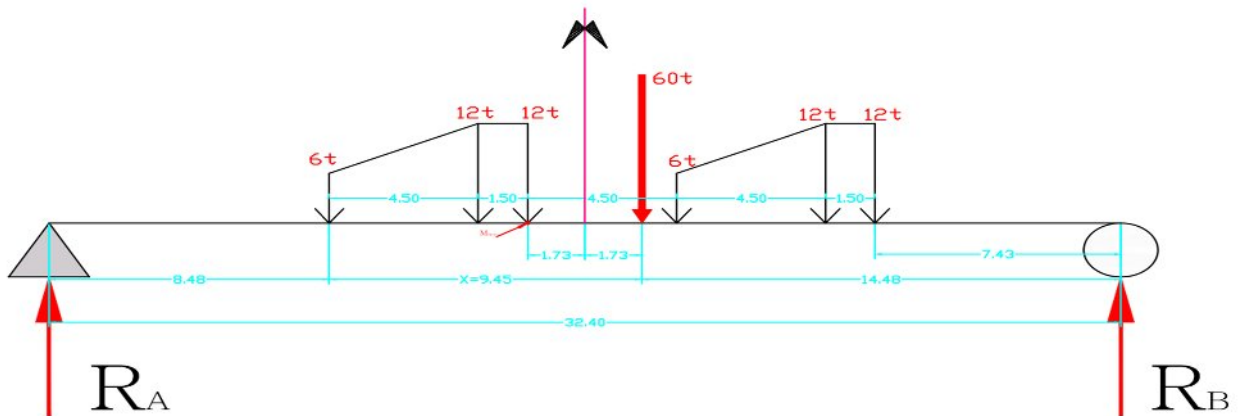
$$R(2Bc) = R_B \times bc \times nb_{voies} \times \square 2 = 46.94 \times 1.1 \times 2 \times 1.08 = 111.91 \text{ t}$$

Moment fléchissant: « théorème de M<sup>R</sup> BARRES »

Théorème :

« Le moment fléchissant dus aux sous charges mobiles en droit (pi) sera maximum lorsque cette charge (pi) est la résultant r de tout les charge selon symétrique par rapport le centre de la poutre ».

D'après M<sup>R</sup> BARRES



$$M_{t/A} = R \times X ; \text{ Donc } X = 9.45 \text{ m}$$

$$X = \frac{1}{60} \times (12 \times 4.5 + 12.6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 1.5 + 12 \times 6.5) = 9.45 \text{ m}$$

$$\alpha = 9.45 - 1.5 - 4.5 = 3.45 \text{ m donc } \frac{\alpha}{2} = 1.725 \text{ m}$$

$$M_{Bc}^T = M_{/0}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \text{ donc } R_B = \frac{1}{32.4} (6 \times 8.475 + 12 \times 12.975 + 12 \times 14.475 + 18.975 \times 6 + 23.475 \times 12 + 12 \times 24.975)$$

$$R_B = 33.3 \text{ t implique que } R_A = 60 - 33.3 = 26.7 \text{ t}$$

$$M_{/0} = R_A \times 14.475 - 6 \times 6 - 12 \times 1.5 = 334 \text{ t.m}$$

1<sup>ere</sup> cas : une file de Bc

$$M_{Bc1} = M_{/0} \times bc \times \delta_1 = 334 \times 1.2 \times 1.07 = 428.74 \text{ t.m}$$

2<sup>eme</sup> cas : deux files de Bc

$$M_{Bc2} = M_{/0} \times nb_{voies} \times bc \times \delta_2 = 334 \times 1.1 \times 1.08 \times 2 = 796.27 \text{ t.m}$$

VI.2.2.2.2) système Bt:

Un tandems type de système Bt comporte deux essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

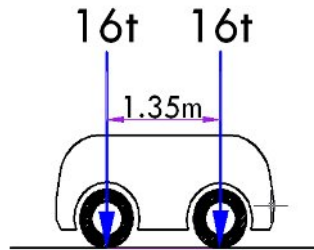


Figure °27 : système Bt longitudinalement

Calcul des coefficients majoration dynamique, et coefficients bt :

Coefficient bt :

Pont de 1<sup>ère</sup> classe

D'après le tableau d'bt : bt = 1.00

B FILES CONSIDERES		bc
Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	<u>1.00</u>
	2 <sup>ème</sup>	0.9

Tableau°12 : Tableau de coefficients bt

1<sup>ère</sup> cas : un tandem de Bt

Coefficient majoration dynamiques :

Tell que :

$$S = 32 \text{ t} \times 1.0$$

$$G = 594.10 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \square + \square = 1 + \frac{0,4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1+4 \frac{594.10}{32 \times 1.00}}$$

**Donc  $\delta_1 = 1,06$**

2<sup>ème</sup> cas : deux tandems de Bt

Coefficient majoration dynamiques :

Tell que :

$$S = 64 \text{ t} \times 1.0$$

$$G = 464.0629 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \square + \square = 1 + \frac{0,4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1+4 \frac{594.10}{64 \times 1.00}}$$

**Donc  $\delta_2 = 1,068$**

L'effort tranchant: à (x=0) (réaction)

1<sup>ère</sup> cas : un tandems de Bt

$$\sum M_{/B} = 0 \text{ donc on a :}$$

$$R_A \times 32.4 = 16 \times 1.35 \text{ m}$$

$$\text{Donc } R_A = \frac{16 \times 1.35}{32.4} = 0.66 \text{ t}$$

$$R_B = 32 - 0.66 = 31.33 \text{ t}$$

$$R_{\text{MAX}} (1\text{Bt}) = R_B \times b_t \times \square 1 = 31.33 \times 1.00 \times 1.06 = 33.21 \text{ t}$$

2<sup>eme</sup> cas : deux tandem de Bt

$$R_{\text{MAX}} (2\text{Bt}) = R_B \times b_c \times n_{\text{voies}} \times \square 2 = 31.33 \times 1.00 \times 2 \times 1.068 = 66.91 \text{ t}$$



\*Moment fléchissant: « théorème de M<sup>R</sup> BARRES »

A cause de la symétrie  $R_B = R_A = 16 \text{ t}$ .

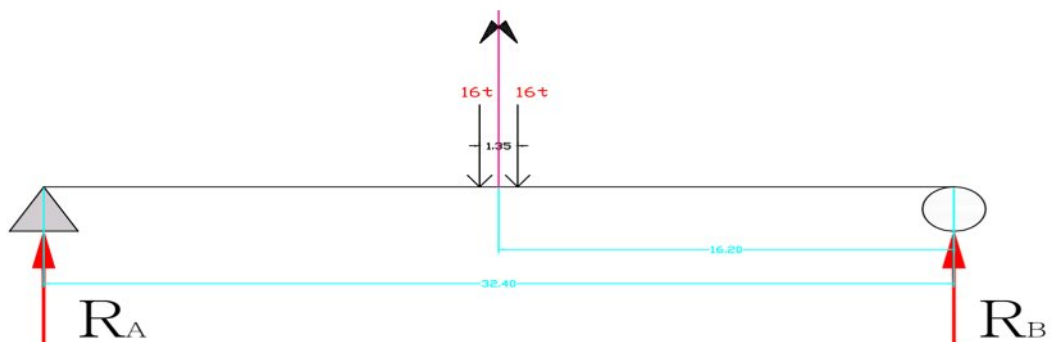
$$M \left( \frac{l}{2} \right) = M_{\text{BT}} = R_A \times 0.675 - 16 \times 32.4/2 = 248.4 \text{ t.m}$$

1<sup>ere</sup> cas : un tandem de Bt

$$M_{\text{BT}1} = M_{\text{BT}} \times b_t \times \delta_1 = 248 \times 1.0 \times 1.06 = 263.31 \text{ t.m}$$

2<sup>eme</sup> cas : deux tandems de Bt

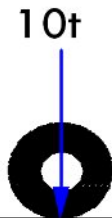
$$M_{\text{BT}2} = M_{\text{BT}} \times n_{\text{voies}} \times b_t \times \delta_2 = 248.4 \times 1.0 \times 1.068 \times 2 = 530.49 \text{ t.m}$$



VI.2.2.2.3) système Br:

Le système Br répond aux caractéristiques suivantes :

**système Br  
longitudinalement**



- une roue isolée, porte une masse de 10t
- sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangles de 0.60mx0.30m
- le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe ou sur la largeur roulable.

Figure °28 : système Br longitudinalement

Calcul du coefficient majoration dynamique:

$$S=10 \text{ t}$$

$$G=594.10 \text{ t}$$

$$\delta=1+\frac{0,4}{1+0.2l}+\frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}=1+\frac{0,4}{1+0.2 \times 32.4}+\frac{0.6}{1+4\frac{594.10}{10}}$$

**Donc  $\delta_1 = 1,05$**

L'effort tranchant: à (x=0) (réaction)

$$R(Br) = R_B \times \square 1.05 = 10.00 \times 1.05 = 10.54 \text{ t}$$

Moment fléchissant:

A cause de la symétrie  $R_B = R_A = 5 \text{ t}$ .

$$M\left(\frac{l}{2}\right) = M_{Bf1} = R_A \times 32.4 / 2 = 81 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = M_{Bf1} \times \delta_1 = 81 \times 1.05 = 85.42 \text{ t.m}$$

**VI.2.2.3) système Mc120:**

Le convoi militaire de type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

- masse totale : 110t
- longueur d'une chenille : 6.10m
- largeur d'une chenille : 1.00m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3.30m
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément réparti

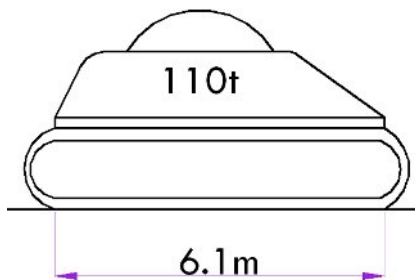


Figure °29 : convois Mc120 longitudinalement

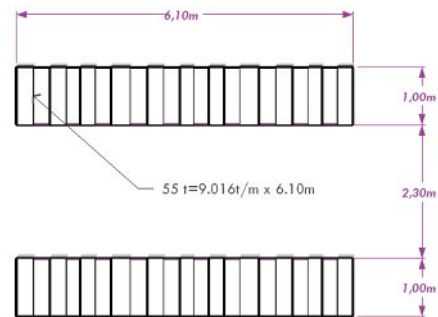


Figure °30 : espace d'impact du convoi Mc120

Calcul du coefficient majoration dynamique :

$S=110 \text{ t}$

$G=594.10 \text{ t}$

$$\square \delta = 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1+4 \frac{594.10}{110}}$$

Donc  $\square \delta_1 = 1,08$

\*L'effort tranchant: à (x=0) (réaction)

$\sum M_B = 0$  donc on a :

$R_A \times 32.4 = 110 \times 3.05 \text{ m}$

Donc  $R_A = \frac{110 \times 3.05}{32.4} = 10.35 \text{ t}$

$R_B = R_{Mc120} = 110 - 10.35 = 99.62 \text{ t}$

$R_{(MAX)} = R_B \times \square \delta = 99.62 \times 1.08 = 107.46 \text{ t}$

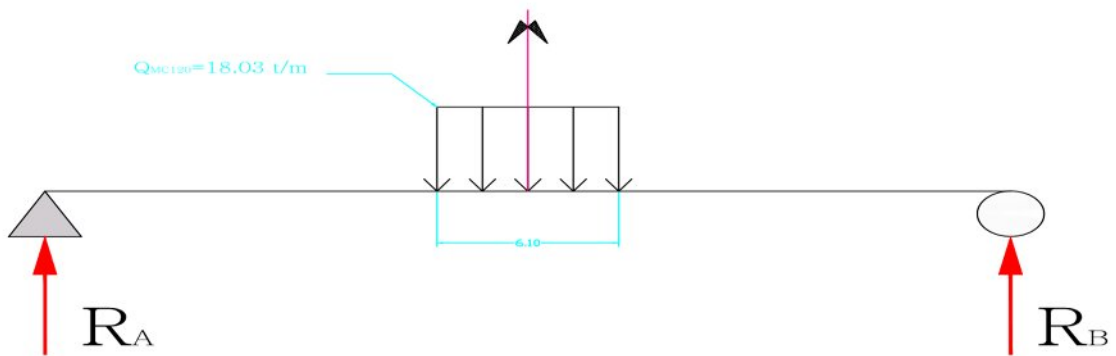


\*Moment fléchissant: à (L/2)

A cause de la symétrie  $R_B = R_A = 55 \text{ t}$ .

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = M_{c120} = R_A \times \frac{32.4}{2} - 55 \times \frac{3.05}{2} = 807 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = M_{Mc120} \times \delta_1 = 807 \times 1.08 = 870.45 \text{ t.m}$$



**VI.2.2.4) système D 240 « charge exceptionnelles »:**

Le convoi type D, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids totale, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et 18,60m de long.

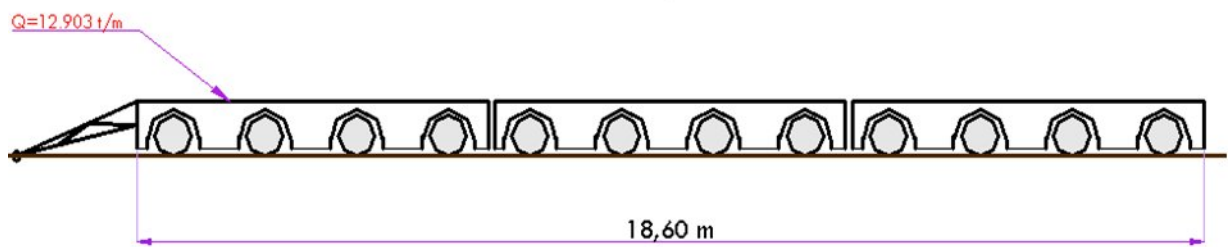


Figure °31 : convoi D<sub>240</sub> longitudinalement

\*L'effort tranchant: à (x=0) (réaction)

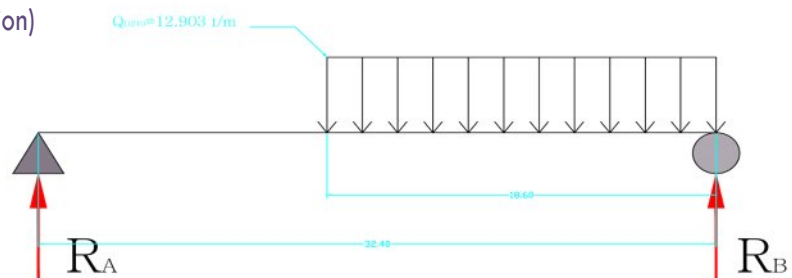
$\sum M/B = 0$  donc on a :

$$R_A \times 32.4 = 240 \times 9.30 \text{ m}$$

$$\text{Donc } R_A = \frac{240 \times 9.30}{32.4} = 68.87 \text{ t}$$

$$R_B = R_{\max} =$$

$$R(D_{240}) = 240 - 68.87 = 171.06 \text{ t}$$

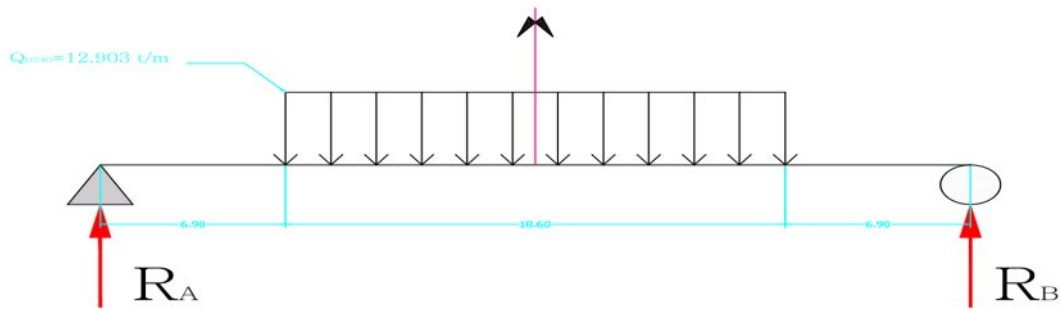


\*Moment fléchissant: à (L/2)

A cause de la symétrie  $R_B = R_A = 120 \text{ t}$ .

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = M_{\max} = R_A \times \frac{32.4}{2} - 120 \times \frac{9.30}{2} = 1386 \text{ t.m}$$

$$M_{D240} = M_{\max} = 1386 \text{ t.m}$$



#### VI.2.2.4) surcharge de trottoir:

1<sup>ere</sup> cas : un trottoir chargé :

Trottoir de 1.35m et charge de 0.150t pour m<sup>2</sup> donc  $Tr(1t) = 1.35m \times 0.150t = 0.2025 \text{ t/ml}$

\*L'effort tranchant: à (x=0) (réaction)

$$R_A = R_B = Tr(1t) \times \frac{L}{2} = 0.2025 \times \frac{33.4}{2} = 3.381 \text{ t}$$

\*Moment fléchissant: à (x=L/2)

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = Tr(1t) \times \frac{L^2}{8} = 0.2025 \times \frac{32.4 \times 33.4}{8} = 27.39 \text{ t.m}$$

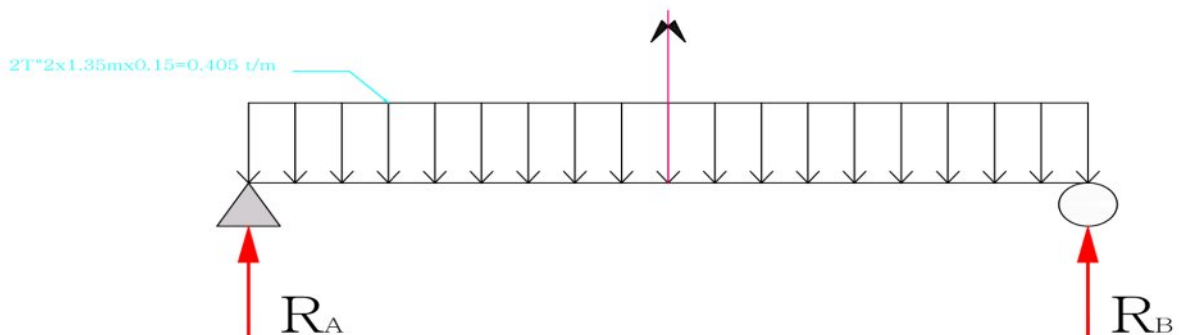
2<sup>eme</sup> cas : deux trottoirs chargés :

\*L'effort tranchant: à (x=0) (réaction)

$$R_A = R_B = Tr(2t) \times \frac{L}{2} = 0.2025 \times \frac{33.4}{2} \times 2 = 6.76 \text{ t}$$

\*Moment fléchissant: à (x=L/2)

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = Tr(2t) \times \frac{L^2}{8} = 0.2025 \times \frac{32.4 \times 33.4}{8} \times 2 = 54.78 \text{ t.m}$$



Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Les charges et Les surcharges		Réaction (t)	Réaction par poutre $R_0$ (t)	Moments (t.m)	Moment par poutre $M_0$ (t.m)	
Charge Permanente	G	288.16	48.02	2406.10	401.01	
Surcharge A(L)	1 voie	57.99	9.66	469.76	78.29	
	2 voies	115.83	19.30	938.22	156.37	
Surcharge B	Bc	1 file	60.26	10.04	428.74	71.45
		2 files	111.91	18.65	796.27	132.71
	Bt	1 tandem	33.21	5.53	263.31	43.88
		2 tandems	66.91	11.15	530.49	88.41
	Br	10.54	1.75	85.42	14.23	
Convoi	Mc120	107.46	17.91	870.45	145.075	
	D240	171.06	28.51	1386	231	
Surcharge de trottoir	1 trottoir	3.381	0.56	27.39	4.56	
	2 trottoirs	6.76	1.12	54.78	9.13	

Tableau°13 : Tableau des sollicitations maximums dus aux charges est surcharges

\*CONCLUSION :

L'effort tranchant maximum le plus défavorable sous la combinaison suivante :

$$R_{MAX} = R_G + 1.2 (R_{MAXsurcharges} + R_{TROTTOIR}) = 288,16 + 1.2 \times (171,06 + 6,76)$$

$$\text{Donc } R_{MAX} = 501,54 \text{ t}$$

Le moment fléchissant maximum le plus défavorable sous la combinaison suivante :

$$M_{MAX} = M_G + 1.2 (M_{MAXsurcharges} + M_{TROTTOIT}) = 2406,10 + 1.2 \times (1386 + 54,78)$$

$$\text{Donc } M_{MAX} = 4135,03 \text{ t.m}$$

VI.2.3) évaluation des sollicitations (T ; M) pour L/4 :

VI.2.3.1) système A(l) :

1<sup>eme</sup> cas : une voie chargée

$A (1L) = 3.58 \text{ t/ml}$

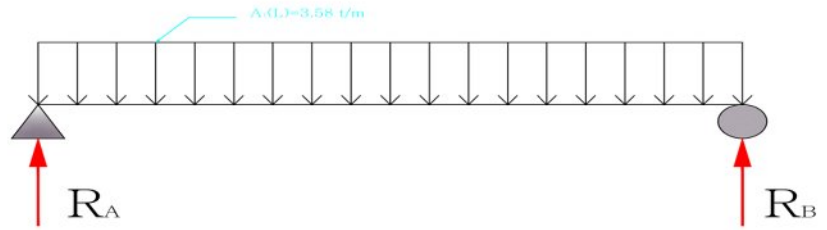
\*L'effort tranchant:

$R_A=R_B= A (1L) \times \frac{L}{2} = 3.58 \times \frac{32.4}{2} = 58 \text{ t}$

$T (L/4) = R_B - A (1L) \times \frac{L}{4} = 58 - 3.58 \times \frac{32.4}{4} = 25.603 \text{ t}$

\* Moment fléchissant:

$M (\frac{3L}{4}) = 3/4 \times A (1L) \times \frac{L^2}{8} = 3/4 \times 3.58 \times \frac{32.4^2}{8} = 352.32 \text{ t.m}$



2<sup>eme</sup> cas : deux voies chargées

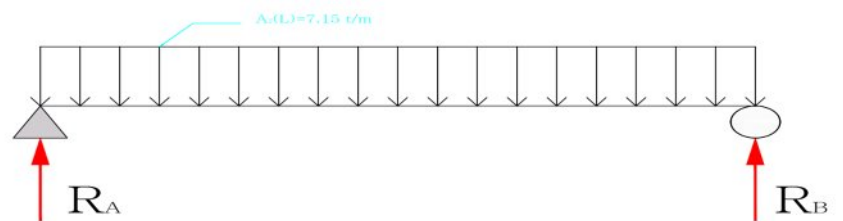
$A (2L) = 7.15 \text{ t/ml}$

L'effort tranchant:

$T (L/4)_p = 57.91 \text{ t}$

Moment fléchissant:

$M (\frac{3L}{4}) = 3/4 \times A (1L) \times \frac{L^2}{8} = 3/4 \times 7.15 \times \frac{32.4^2}{8} = 703.7 \text{ t.m}$



VI.2.3.2) système Bc:

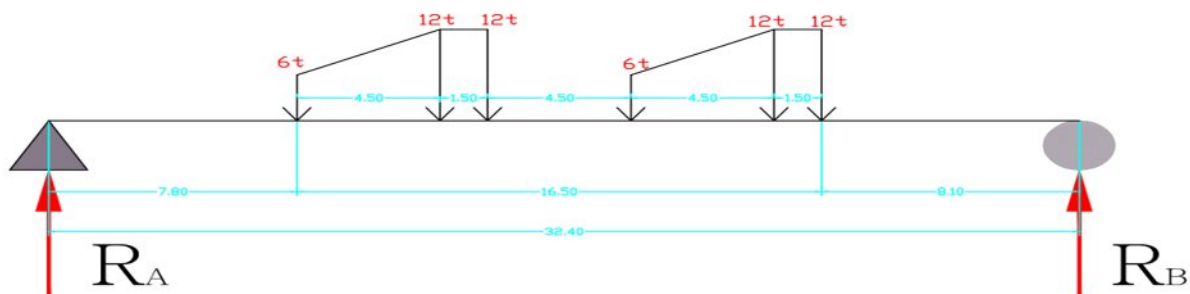
L'effort tranchant: à (x=l/4)

$\sum M_B = 0$

Donc on a :  $R_A \times 32.4 = 12 \times 8.1 + 12 \times 9.6 + 6 \times 14.1 + 12 \times 18.6 + 12 \times 20.1 + 6 \times 24.6 = 909 \text{ t.m}$

Donc  $R_A = \frac{909}{32.4} = 28.06 \text{ t}$

$R_b = 60 - 28.06 = 31.94 \text{ t}$



1ere cas : une file de Bc

$$T(L/4)p = R_B \times bc \times \delta_1 = 31.94 \times 1.2 \times 1.07 = 41.01 \text{ t}$$

2eme cas : deux files de Bc

$$T(L/4)p = R_B \times bc \times nb_{voies} \times \delta_2 = 31.94 \times 1.1 \times 2 \times 1.08 = 75.89 \text{ t}$$

\*Moment fléchissant:

$$\sum M/A = 0$$

Donc on a :  $R_B \times 32.4 = 6 \times 2.1 + 12 \times 6.6 + 12 \times 8.1 + 6 \times 12.6 + 12 \times 17.1 + 12 \times 18.6 = 693 \text{ t.m}$

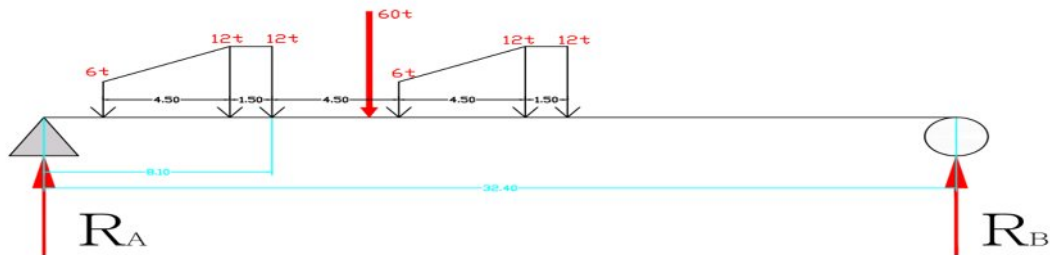
Donc  $R_B = \frac{577.503}{32.4} = 21.38 \text{ t}$        $R_A = 60 - 21.38 = 38.61 \text{ t}$

1ere cas : une file de Bc

$$M_{Bc1}(L/4) = (R_A \times 8.1 - 6 \times 6 - 12 \times 1.5) \times bc \times \delta_1 = 258.8 \times 1.2 \times 1.07 = 332.30 \text{ t.m}$$

2eme cas : deux files de Bc

$$M_{Bc2} = M_{/0} \times nb_{voies} \times bc \times \delta_2 = 258.8 \times 1.1 \times 1.08 \times 2 = 614.91 \text{ t.m}$$



VI.2.3.2.2) système Bt:

\*L'effort tranchant: à  $(x=L/4)$

1ere cas : un tandem de Bt

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

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

Donc  $R_A = 8.67 \text{ t}$

$$R_B = 32 - 8.67 = 23.33 \text{ t}$$

$$T(1Bt)P = R_B \times bt \times \delta_1 = 23.33 \times 1.00 \times 1.06 = 24.72 \text{ t}$$

2eme cas : deux tandems de Bt

$$T(2Bt)P = R_B \times bt \times nb_{voies} \times \delta_2 =$$

$$23.33 \times 1.00 \times 2 \times 1.068 = 49.83 \text{ t}$$



Moment fléchissant: « théorème de  $M^R$  BARRES »

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

$$R_A \times 32.4 = 16 \times 7.42 + 16 \times 8.77$$

Donc  $R_A = 8 \text{ t}$

$$R_B = 32 - 8 = 24 \text{ t}$$



$$M(L/4) = R_B \times 8.1 - 16 \times 0.675 = 183.6 \text{ t.m}$$

1<sup>ere</sup> cas : un tandem de Bt

$$M(1Bt) P = M(L/4) \times bt \times \delta_1 = 183.6 \times 1.00 \times 1.06 = 194.61 \text{ t.m}$$

2<sup>eme</sup> cas : deux tandems de Bt

$$M(1Bt) P = M(L/4) \times bt \times \delta_2 \times 2 = 2 \times 183.6 \times 1.00 \times 1.068 = 392.16 \text{ t.m}$$

VI.2.2.2.3) système Br:

L'effort tranchant: à  $(x=L/4)$

$$T(Br) = R_A \times \delta_1 = 7.50 \times 1.05 = 7.87 \text{ t}$$

Moment fléchissant:

$$R_B = 1/3 R_A = 7.5 \text{ t}$$

$$M\left(\frac{L}{4}\right) = R_A \times \frac{32.4}{4} = 60.75 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = M_{Bt1} \times \delta_1 = 60.75 \times 1.05 = 63.78 \text{ t.m}$$



VI.2.2.3) système Mc120:

L'effort tranchant: à  $(L/4)$

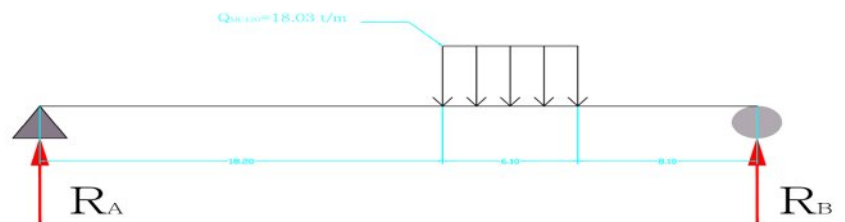
$\sum M/B=0$  donc on a :

$$R_A \times 32.4 = 110 \times 11.15$$

Donc  $R_A = 37.85 \text{ t}$

$$T(L/4) = 110 - 37.85 = 72.14 \text{ t}$$

$$T(L/4) p = T(L/4) \times \delta_1 = 72.14 \times 1.08 = 77.91 \text{ t}$$



Moment fléchissant: à  $(L/2)$

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

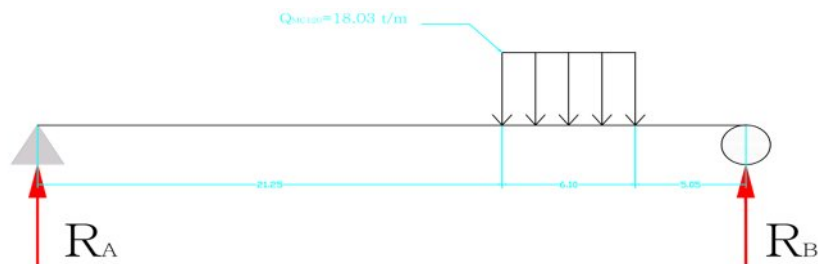
$$R_A \times 32.4 = 110 \times 8.1$$

Donc  $R_A = 27.5 \text{ t}$

$$R_B = 110 - 27.5 = 82.5 \text{ t}$$

$$M(L/4) = R_B \times 8.1 = 668.25 \text{ t.m}$$

$$M(L/4) \times \delta_1 = 668.25 \times 1.08 = 721.71 \text{ t.m}$$



**VI.2.2.4) système D 240 « charge exceptionnelles »:**

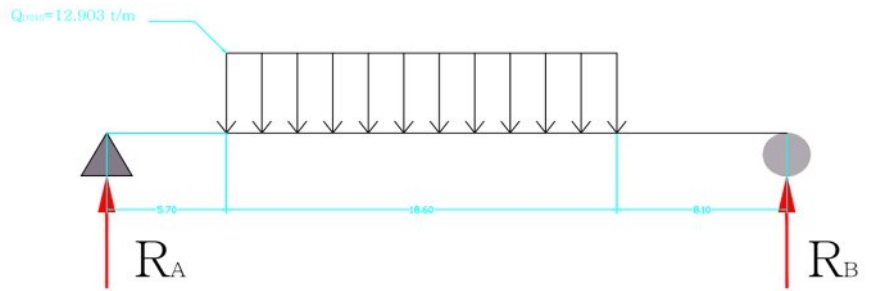
L'effort tranchant: à  $(x=L/4)$

$$\sum M_B = 0 \text{ donc on a :}$$

$$R_A \times 32.4 = 240 \times 17.4$$

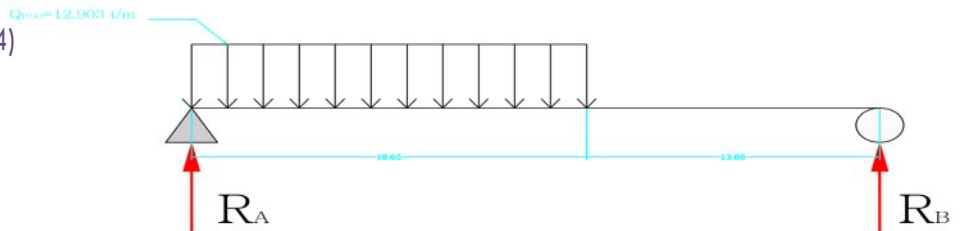
Donc  $R_A = 128,89 \text{ t}$

$$R_B = T (L/4) = 111,11 \text{ t}$$



Moment fléchissant: à  $(L/4)$

$$M \left( \frac{L}{4} \right) = M_{\max} = 962,7 \text{ t.m}$$



**VI.2.2.4) surcharge de trottoir:**

1<sup>ere</sup> cas : un trottoir chargé :

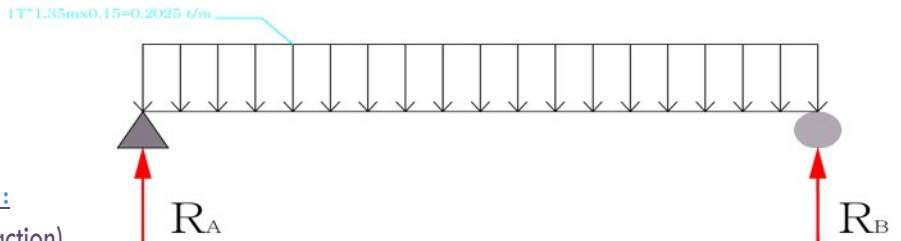
Trottoir de 1.35m et charge de 0.150t pour  $m^2$  donc  $Tr (1t) = 1.35m \times 0.150t = 0.2025 \text{ t/ml}$

L'effort tranchant: à  $(x=L/4)$

$$T = 3.3731/2 = 1.74 \text{ t}$$

Moment fléchissant: à  $(x=L/4)$

$$M \left( \frac{L}{4} \right) = 20,54 \text{ t m}$$



2<sup>eme</sup> cas : deux trottoirs chargés :

L'effort tranchant: à  $(x=0)$  (réaction)

$$T (2t) = 3.48 \text{ t}$$

Moment fléchissant: à  $(x=L/4)$

$$M \left( \frac{L}{4} \right) = 3/4 Tr (2t) \times \frac{L^2}{8} = 41,08 \text{ t.m}$$

Donc pour (L/4) les sur charges provoquent les sollicitations suivantes :

Les charges et Les surcharges		l'effort tranchant (t)	l'effort tranchant par poutre T0(t)	Moments (t.m)	Moment par poutre M <sub>0</sub> (t.m)	
Charge Permanente	G	148,5247	24,754	1805	300,833	
Surcharge A(L)	1 voie	29,002	4,834	352,3	58,717	
	2 voies	57,915	9,653	703,7	117,283	
Surcharge B	Bc	1 file	41,01	6,835	332,29	55,382
		2 files	75,88944	12,648	614,9088	102,485
	Bt	1 tandem	24,7298	4,122	194,616	32,436
		2 tandems	49,83288	8,305	392,1696	65,362
	Br	7,875	1,313	63,7875	10,631	
Convoi	Mc120	77,91	12,98	721,91	120,31	
	D240	111,11	18,518	962,7	160,450	
Surcharge de trottoir	1 trottoir	1,7415	0,290	20,54	3,423	
	2 trottoirs	3,483	0,581	41,08	6,847	

Tableau°14 : Tableau des sollicitations au point L/4 dus aux charges est surcharges

## CHAPITRE V : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Le calcul de sollicitation longitudinale se fait en considérant la structure comme un élément barre; mais en effet pour un calcul exact des sollicitations de notre tablier il faut savoir comment ces efforts se répartissent transversalement pour avoir bien armée notre construction, et ces éléments.

### A-Calculer la répartition transversale des efforts dus à la charge permanente

#### A-1) la répartition du moment fléchissant et les efforts tranchants :

##### A.1.1) De la poutre de rive $M_{GPR}$ :

Poids de la dalle :

$$P_d = 0,25 \times 1,362 \times 2,5$$

$$P_d = 0,85125 \text{ t/m}$$

$$M_D = \frac{0,85125 \times 33,4 \times 32,4}{8} = 115,148 \text{ t.m}$$

Poids de CCP :

$$P_{ccp} = P_{\text{trottoir}} + P_{\text{corniche}} + P_{gc}$$

$$P_{\text{trottoir}} = 0,2363 \times 2,5 = 0,50 \text{ t/m}$$

$$P_{\text{corniches}} = 0,3 \times 2,5 = 0,3 \text{ t/m}$$

$$P_{gc} = 0,1 \text{ t/m}$$

Donc :

$$P_{ccp} = 0,50 + 0,3 + 0,1 = 0,9 \text{ t/m}$$

$$M_{ccp} = \frac{1,35 \times 33,4 \times 32,4}{8} = 121,743 \text{ t.m}$$

Donc pour l'ensemble:

$$M_G = M_{\text{POUTRE}} + M_{\text{DALLE}} + M_{\text{CCP}}$$

$$M_{GPR} = 115,148 + 121,743 + 191,225 = 428,1175 \text{ t.m}$$

$$T_{GPR} = 53,582 \text{ t}$$

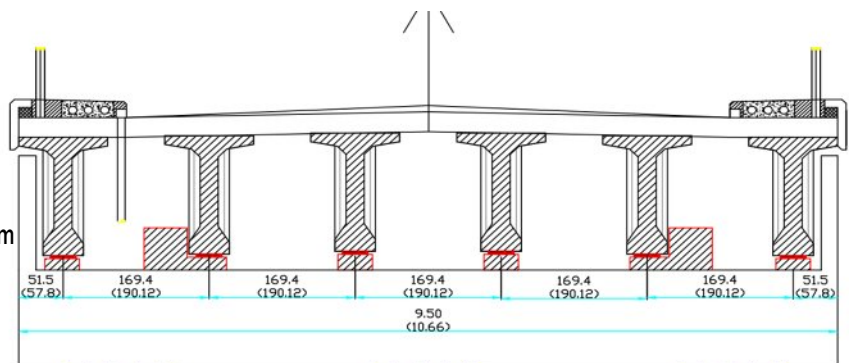


Figure 32: coupe transversale du tablier

##### A.1.2) De la poutre de intermédiaire (poutre 1 et 2) $M_{GP1,2}$ :

Poids de la dalle

$$P_d = 0,25 \times 1,694 \times 2,5$$

$$P_d = 1,0587 \text{ T/M}$$

$$M_D = \frac{1,0587 \times 33,4 \times 32,4}{8} = 143,2171 \text{ t.m}$$

Poids de ccp

$$P_{ccp} = P_{\text{REVETEMENT}} + P_{\text{corniche}}$$

$$P_{\text{REVETEMENT}} = 0,08 \times 1,694 \times 2,2 = 0,3354 \text{ t/m}$$

Donc :

$$P_{ccp} = 0,3354 \text{ t/m}$$

$$M_{ccp} = \frac{0,3354 \times 33,4 \times 32,4}{8} = 45.3711 \text{ t.m}$$

Donc pour l'ensemble:

$$M_G = M_{POUTRE} + M_{DALLE} + M_{CCP}$$

$$M_{GP2} = 191.2257 + 143.217 + 45.3711 = 379,81 \text{ t.m}$$

$$T_{GP2} = 47.619 \text{ t}$$

Les sollicitations du au poids propre sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poutre de rive (poutre3) :

	1/2	1/4
Moment fléchissant (t.m)	428.117	325.514
Effort tranchant (t)	53.582	26.791

Poutre intermédiaire (poutre1 et2) :

	1/2	1/4
Moment fléchissant (t.m)	379.81	301.192
Effort tranchant (t)	47.619	23.047

B-Calculer la répartition transversale dus au surlcharges en utilisant la méthode de GUYON-MASSONNET

Guyon a montré, en 1946, la possibilité de calculer des dalles orthotropes à rigidité torsionnelle négligeable pour une charge quelconque, à l'aide de la méthode des coefficients de répartition. C'est par ce même procédé qu'il a ensuite calculé les plaques isotropes en 1949 .Massonnet généralisa les relations trouvées par Guyon et minimisant l'effet de la torsion, dans les calculs .Ainsi se sont trouvés réunis les avantages de la méthode des coefficients de répartition.

Plusieurs auteurs ont amélioré, élargi ce qui est important, vérifié expérimentalement, sur modèles et sur constructions réalisées, cette méthode rigoureuse, rapide et avantageuse.

L'ensemble des matières de cette méthode de calcul des grillages de poutre (parfois appelée méthode de Guyon Massonnet d'après ses auteurs) était dispersé, jusqu'ici, dans un grand nombre de mémoires. L'un des auteurs de présent ouvrage (R.Bareš) s'est fixé comme but de les résumer et de les examiner systématiquement dans son livre publié en langue tchèque.

Il a précisé et élargi les tableaux originaux de Massonnet contenant les coefficients pour le calcul des déplacements verticaux et des moments , calculés en supposant le coefficient de poisson égale à Zéro .il a établi , de même , des tableaux de coefficients pour le calcul de ces grandeurs en supposant le coefficient de poisson égale à 1,5 ainsi que des tableaux de coefficient pour le calcul des efforts tranchants et réactions .Par une série d'autres compléments pratique ,surtout à des constructions Continues ,à portiques, de plancher, précontraintes ...Etc.

V.B) calcul de la répartition de moment fléchissant longitudinal :

V. B.1) Détermination des paramètres de calcul :

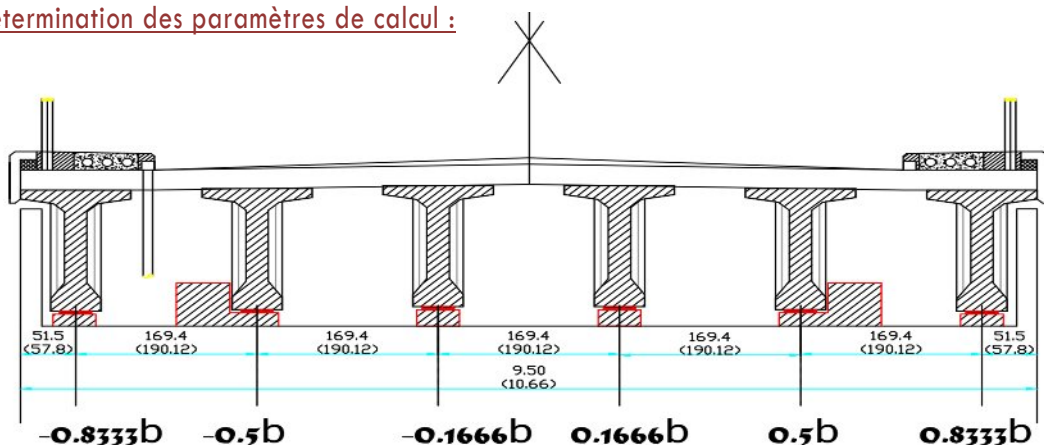


Figure °33 : position des poutres transversalement

-La largeur active (B) :

Le pont est constitué de 7 poutres ( $n=7$ ), espacées de  $b_0 = 1.694\text{m}$  (entre-axe des poutres)

Donc la largeur active du pont sera :  $B/2=b = \frac{n}{2} b_0 = \frac{6}{2} \times 1.694 = 5.082 \text{ m}$

-Position active des poutres :

D'après le schéma les positions actives des poutres seront données de la façon suivante :

$$(-0.8333b ; -0.5b ; -0.1666 ; 0.1666b ; 0.5b ; 0.8333b)$$

V.B.2) méthode de Détermination des coefficients de Guyon-Massonnet :

Comme on a dit précédemment que pour calculer de la répartition transversale des efforts par la méthode de **Guyon-Massonnet** nécessite de trouver plusieurs paramètres dépend du comportement physique de notre structure, tout ça pour avoir déterminé les coefficients de répartition transversale **K**.

Tous ses coefficients dépendent de deux paramètres essentiels :

Paramètre d'entretoisement : (caractérise la souplesse de l'entretoisement)

$$= \frac{b^4 \rho_p}{I \rho_E}$$

Paramètre de torsion : (caractérise la torsion du pont)

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \rho_p \rho_E} \quad \text{Tell que} \quad 0 \leq \alpha \leq 1$$

Notre pont ne comporte pas d'entretoises intermédiaires, c'est la dalle (l'hourdis) qui joue le rôle d'entretoises donc :

$$\rho_p = \frac{B_p}{b_1} = \frac{E I_p}{b_1} \quad \text{et} \quad \rho_E = \rho_D = \frac{E I_D}{I_1}$$

$$\gamma_E = \gamma_D = \frac{C_D}{I_1} \quad \text{et} \quad \gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$$

$$I_p = I_0 + 8 (I_M - I_0) \frac{1}{3\pi}$$

$$C_p = \frac{G}{3} \left( \sum b_i h_i + \frac{b}{2} h^3 \right) \quad \text{Avec} \quad G = E / 2 (1 + \nu)$$

Avec :

$b$  : demi largeur active de la dalle

$l$  : portée de la travée

$\rho_p$  : rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur

$\rho_E$  : rigidité flexionnelle des entretoises qui représente la dalle par unité de largeur.

$\gamma_p$  : rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur.

$\gamma_E$  : rigidité torsionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur.

$b_1$  : distance entre-axe des poutres.

$I_1$  : inertie de la Section de la poutre a mi-travée.

$I_0$  : Inertie de la Section de la poutre a l'about.

$I_M$  : Inertie de la Section de la poutre a mi-travée.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

E : module de déformation longitudinale du béton.

G : module de déformation transversale du béton.

(Dans notre cas on considère la dalle comme une entretoise «(l<sub>1</sub>=1m)»).

V.B.3) Détermination des coefficients α et θ :

On a La distance entre-axe des poutres est b<sub>0</sub> = 1.694 m

Moment d'inertie équivalente à prendre pour les calculs :

$$I_p = I_0 + 8 (I_M - I_0) \frac{1}{3\pi}$$

Avec:

$$I_0 = 162391513.9 \text{ cm}^4$$

$$I_M = 145862385.7 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$I_p = 162391513.9 + 8 (145862385.7 - 162391513.9) / 9.423 = 145862385.7 \text{ cm}^4 = 1.483540 \text{ m}^4$$

Rigidité flexionnelle de la poutre (/ml) :

$$b_1 = b_0$$

$$\rho_p = (E I_p / b_0) = E \times \frac{145862385.7}{1.694} = 875761.73 E$$

Rigidité flexionnelle de la dalle :

$$I_D = (l_1 \times \frac{d^3}{12}) = 100 \times (25)^3 / 12 = 130208.333 \text{ cm}^4$$

$$\rho_E = \rho_D = E \times I_D / l_1 = 1302.08 E$$

$$\theta = \frac{5.082}{32.4} \times \frac{875761.73 E}{1302.08 E} = 0.799$$

Donc: θ = 0.799

Paramètre de torsion :

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

$$\gamma_E = \gamma_D = \frac{C_D}{l_1} \quad \text{et} \quad \gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$$

$$C_p = \frac{G}{3} \left( \sum b_i h_i + \frac{b}{2} h^3 \right) \quad \text{Avec} \quad G = E / 2 (1 + \nu)$$

Donc on aura la rigidité comme suite :

$$C_p = \frac{G}{3} (106 \times 35^3 + 103 \times - (11+20) \times (11^2 + 20^2) + 47 \times - \times (15 + 24) \times (15 + 24))$$

$$C_p = 1024935.72 \text{ G } \text{ tell que } G = E/2.4$$

$$C_p = 1024935.72 \times E/2.4$$

$$C_p = 427.56.553 \text{ E}$$

$$C_E = C_D = 2GI_E$$

Avec :

$I_E$  : inertie de la dalle

$$I_E = I_D = I_0 \times d^3 / 12$$

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

Avec :

E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson dépend de

la nature des matériaux ; pour le béton précontraint il est recommandée de prendre  $\nu = 0.20$

D'où

$$G = 0.4166 \text{ E}$$

$$C_E = (2 \times 0.4166 \text{ E} \times I_0 \times d^3) / 12 = 108489.6 \text{ E}$$

Rigidité torsionnelle de la poutre dans le sens transversale :

$$\gamma_p = C_p / b_0 = 427056.553 \text{ E} / 169.4 = 2520.995 \text{ E}$$

Rigidité torsionnelle de la dalle dans le sens transversale :

$$\gamma_E = C_E / I_0 = 108498.6.0 \text{ E} / 100 = 1084.896 \text{ E}$$

$$\alpha = \frac{2520.995 \text{ E} + 1081.896 \text{ E}}{2E\sqrt{1302.08 \times 875761.73}} \quad \text{Donc } \alpha \text{ Sera: } \alpha = 0.053$$

V.4.1) Coefficients de répartition transversale  $K_{\alpha, \text{ moy}}$  :

$$K = f(\theta ; \alpha ; Y)$$

Ils dépendent :

- ❖ Du paramètre de l'entretoisement  $\theta$  ;
- ❖ Du paramètre de torsion  $\alpha$  ;
- ❖ De l'excentricité relative ( $e/b$ ) ;
- ❖ De l'ordonnée relative ( $y/b$ ) de la section où on veut étudiée le moment ;
- ❖ La section où on veut étudier le moment (la section la plus sollicitée)

Les valeurs de K pour ( $\alpha=0$  et  $\alpha=1$ ) dans le cas de  $\theta$  entre (0 et 2), sont consignée dans les tableaux de Massonnet, donc pour un calcul rigoureux de K dans le cas ( $0 < \alpha < 1$ ) on utilisera les formules d'interpolation de Sattler.

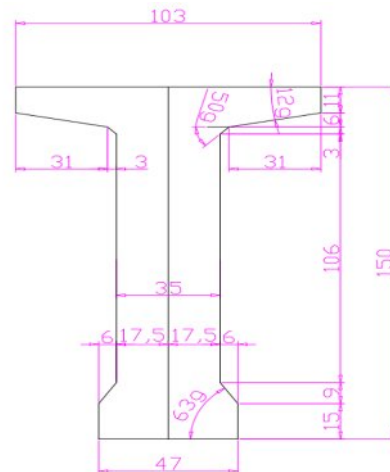


Figure °34 : les dimensions de la section de la poutre à l/4

- Si  $0 < \theta \leq 0.1$  la formule d'interpolation sera  $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.05}$
- Sinon si  $0.1 < \theta \leq 1$  la formule d'interpolation sera  $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{\left(1 - e^{-\frac{0.065\theta}{0.65}}\right)}$
- Sinon  $1.0 < \theta$  la formule d'interpolation sera  $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$

\*\*Puisque  $\theta = 0.799 < 1,00$  notre cas est la deuxième.

Dans le cas où  $\theta$  calculé ne figure pas dans les tableaux on doit faire une interpolation, dans notre cas on va faire une interpolation entre la valeur  $\theta = 0.75$  et  $\theta = 0.80$  pour trouver les valeurs correspondants  $\theta = 0.799$ .

On a trouvé pour  $\theta = 0.75$  d'après les tableaux de Massonnet les tableaux suivants :

❖ Pour  $\alpha = 0$  :

Thêta=0.75	Alfa=0 K0								
	y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
0	-0.126	0.4719	1.0606	1.5732	1.8138	1.5732	1.0606	0.4719	-0.126
b/4	-0.4324	0.0588	0.5657	1.092	1.5732	1.814	1.5951	1.1305	0.6074
b/2	-0.4953	-0.1809	0.1589	0.5657	1.0606	1.5951	1.9919	2.0449	1.9577
3b/4	-0.4508	-0.3299	-0.1809	0.0588	0.4719	1.1305	2.0449	3.0841	4.0292
b	-0.3776	-0.4508	-0.4953	-0.4324	-0.126	0.6074	1.9577	4.0292	6.6762

❖ Pour  $\alpha = 1$  :

Thêta=0.75	Alfa=1 K1								
	y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
0	0.667	0.8035	0.9869	1.2018	1.3294	1.2018	0.9869	0.8035	0.667
b/4	0.4351	0.549	0.711	0.9377	1.2018	1.3825	1.3128	1.1584	1.0233
b/2	0.2906	0.3804	0.5118	0.711	0.9869	1.3128	1.5717	1.5976	1.5456
3b/4	0.203	0.2741	0.3804	0.549	0.8035	1.1584	1.5976	2.0174	2.2628
b	0.1452	0.203	0.2906	0.4351	0.667	1.0233	1.5456	2.2628	3.1462

Tableau° 15 ; 16 : Tableaux de  $k_0$  pour  $\alpha = 0 ; 1$  et  $\theta = 0.75$

Et pour  $\theta = 0.80$  d'après les tableaux de Massonnet les tableaux suivants :

❖ Pour  $\alpha=0$  :

Thêta=0.80	Alfa=0								
	K0								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.2595	0.401	1.0595	1.6478	1.9348	1.6478	1.0595	0.401	-0.2595
b/4	-0.4898	0.0123	0.5394	1.1076	1.6478	1.9191	1.6383	1.0694	0.4362
b/2	-0.4719	-0.1844	0.1348	0.5394	1.0595	2	2.0526	2.0353	1.8428
3b/4	-0.353	-0.2834	-0.1844	0.0123	0.401	1.0694	2.0353	3.1419	4.1195
b	-0.2094	-0.353	-0.4719	-0.4898	-0.2595	0.4362	1.8428	4.1195	7.1154

❖ Pour  $\alpha=1$  :

Thêta=0.80	Alfa=1								
	K1								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.6259	0.7738	0.9802	1.2308	1.3841	1.2308	0.9802	0.7738	0.6259
b/4	0.3923	0.5089	0.6812	0.9313	1.2308	1.4371	1.3426	1.1547	0.9971
b/2	0.2516	0.3389	0.472	0.6812	0.9802	1.3426	1.6305	1.6381	1.5588
3b/4	0.1695	0.2358	0.3389	0.5089	0.7738	1.1547	1.6381	2.1023	2.3534
b	0.1177	0.1695	0.2516	0.3923	0.6259	0.9971	1.5588	2.3534	3.3539

Tableaux<sup>o</sup>17 ; 18 : Tableaux de  $k_0$  pour  $\alpha=0 ; 1$  et  $\theta=0.80$

Comme on a cité précédemment il faut maintenant de chercher les tableaux de  $K_0$  et  $K_1$  pour  $\theta=0.79$ ; on interpole une interpolation linéaire entre  $\theta=0.75$  et  $\theta=0.80$ .

Application sur notre exemple de calcul:

Pour calculer  $K_0$  relative a ( $y=-b ; e=0$ )

$$K_0(\theta=0.79) = \left( \frac{0.79-0.75}{0.80-0.75} \times (K_0(0.80) - K_0(0.75)) \right) + K_0(0.75)$$

Application numérique :

$$K_0(\theta=1.1473) = \left( \frac{0.79-0.75}{1.20-0.80-0.75 \ 1.10} \times (-0, 2595+0, 126) \right) - 0, 126 = -0.2328$$

Lorsque on applique cette procédure sur tous les tableaux on trouve les coefficients  $K_0 ; K_1$  pour  $\theta=0.79$

❖ Pour  $\alpha=0$  :

Thêta=0.79	Alfa=0 K0								
	y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
0	-0.232	0.41518	1.05972	1.63288	1.9106	1.63288	1.05972	0.41518	-0.2328
b/4	-0.478	0.0216	0.54466	1.10448	1.63288	1.89808	1.62966	1.08162	0.47044
b/2	-0.476	-0.1837	0.13962	0.54466	1.05972	1.62966	2.04046	2.03722	1.86578
3b/4	-0.372	-0.2927	-0.1837	0.0216	0.41518	1.08162	2.03722	3.13034	4.10144
b	-0.243	-0.3725	-0.4765	-0.4783	-0.2328	0.47044	1.86578	4.10144	7.02756

❖ Pour  $\alpha=1$  :

Thêta=0.79	Alfa=1 K1								
	y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
0	0.63412	0.77974	0.98154	1.225	1.37316	1.225	0.98154	0.77974	0.63412
b/4	0.40086	0.51692	0.68716	0.93258	1.225	1.42618	1.33664	1.15544	1.00234
b/2	0.2594	0.3472	0.47996	0.68716	0.98154	1.33664	1.61874	1.63	1.55616
3b/4	0.1762	0.24346	0.3472	0.51692	0.77974	1.15544	1.63	2.08532	2.33528
b	0.1232	0.1762	0.2594	0.40086	0.63412	1.00234	1.55616	2.33528	3.31236

Tableau°19 ; 20 : Tableaux de  $k_\alpha$  pour  $\alpha=0 ; 1$  et  $\varnothing=0.79$

### Calcul de $K_\alpha$

Maintenant on fait l'interpolation par la méthode de **Sattler** pour obtenir notre cas ( $\alpha=0.053$ )

Exemple de calcul:

Pour calculer  $K_\alpha$  relative a ( $y=-b ; e=0$ )

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha \left( \frac{e^{-0.065}}{1 - e^{-0.065}} \right)$$

Application:

$$K_\alpha = -0,6664 + (0,3686 + 0,6664) 0.3507^{0.5} = -0,053$$

Si on applique cette procédure sur tout les tableaux on trouve les coefficients  $K_\alpha$  pour  $\alpha=0.053$

Thêta=0.79	Alfa=0.053 K $\alpha$								
	y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
0	-0.1094	0.4670	1.0485	1.5748	1.8341	1.57483	1.04859	0.46705	-0.1094
b/4	-0.3532	0.0920	0.5649	1.0800	1.5748	1.83092	1.58796	1.09212	0.54612
b/2	-0.3718	-0.1081	0.1880	0.5649	1.0485	1.58796	1.98044	1.97927	1.82172
3b/4	-0.2944	-0.2164	-0.1081	0.0920	0.4670	1.09212	1.97927	2.98163	3.85011
b	-0.1909	-0.2944	-0.3718	-0.3532	-0.1094	0.54612	1.82172	3.85011	6.49888

Tableau°21 : Tableaux de  $k_\alpha$  pour  $\alpha=0.3507$  et  $\varnothing=0.79$

Mais si la poutre se trouve entre deux sections dont les lignes d'influence sont connues, il fallait d'interpoler en fonction  $\theta$  et  $\alpha$  et on trace la ligne d'influence propre à cette poutre.

L'ouvrage concernée par l'étude est de largeur active de  $5.082 \times 2$  m portée par 6 six poutres espacée également de 1.694 m.

A partir le tableau ci-après ; on peut conclure les coefficients de répartition transversale de notre cas :

Thêta=0.79		Alfa=0.053									
Alpha=0.053		$K_{\alpha}$									
Y e		poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0	(1°) 0.847m	-0.120	0.450	1.027	1.553	1.823	1.586	1.072	0.495	-0.080
b/4	1.2705										
b/2	2.541	(2°) 2.541m	-0.372	-0.108	0.188	0.565	1.049	1.588	1.980	1.979	1.822
3b/4	3.8115	(3°)	-0.260	-0.242	-0.196	-0.056	0.275	0.910	1.927	3.271	4.733
b	5.082	4.235m									

Tableau°22 : Tableaux de  $k_{\alpha}$  pour les différentes positions des poutres

Après avoir tracé les lignes d'influence pour chaque poutre dans la section mi travée jugée dangereuse, on doit disposer nos système de chargement (Bc , Bt ,Br) et surcharge surfacique (A(l) , accompagnée de convoi ( Mc120 , D240 )) pour chaque poutre comme notre cas on a sept poutre par symétrie on peut intéresser que par les moitié c'est-à-dire trois poutres plus la poutre intermédiaire.

La méthode de disposition de chargement, pour chaque poutre on met le chargement sur la poutre même pour avoir un cas défavorable et sollicité maximum de la poutre, par exemple concerne les poutres intermédiaires, par contre les deux poutres de rive on peut pas disposer la chargement sur les poutres a cause de l'espace entre le trottoir et l'essieu qu'on peut pas dépassés les cinquante centimes (50 cm) pour Bt , Mc120 et les 25 cm pour Bc (d'après fascicule 61 titre II) par contre la convoi exceptionnel D240 il faut la mettre au milieu du tablier, autre exception pour A(l) la charge surfacique on a disposé sur tout le tablier de pont.

Pour calculer ou métré le coefficient K, leur méthode ça change en fonction de la nature de chargement :  
 Pour des surcharges concentrées (Bc, Bt): On métrés la longueur entre l'impacte de l'essieu avec tablier et l'intersection avec la courbe d'influence, pour Bt ou Bc une voie chargée on fait la moyenne des deux longueurs.

Pour des surcharges surfaciques (A(l),Br, MC120 ,D240) : on calcule la surface encadrée par l'impact de l'essieu avec le tablier de pont et l'intersection avec la courbe d'influence divisé par la longueur de la voie (A(l)) ou la longueur d'impact (Mc120), la longueur de convoi D240.

Le calcul de moment longitudinal réparti de chaque poutre et chaque système de chargement on multiplier le coefficient K par le moment longitudinal moyen ( $M_0$  de chaque poutre).

$$M_{xt} = K_{\alpha moy} \times M_{xm}$$

**Calcul de coefficient  $K_{\alpha moy}$  :**

La disposition de nos surcharges se fait convenablement après le traçage de la ligne d'influence pour chaque poutre.

On distingue deux types de surcharges :

1. Des surcharges concentrées

$$K = \frac{\sum P_i \times K_i}{\sum P_i} = \frac{\sum K_i}{n}$$

Tel que :

$K$  : représente l'ordonnée au droit de la surcharge  $P_i$ .

$n$  : c'est le nombre de d'essieux de la rangée

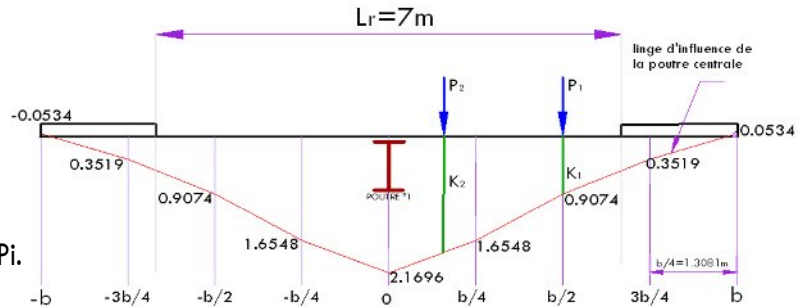


Figure °35 : calcul  $K_{\alpha moy}$  cas d'un effort concentré

2. Pour des surcharges surfacique

On doit calculer les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et le linge d'influence par la méthode de Simpson ou trapèzes à l'aide de la formule suivante :

$$\int f(x) dx = \frac{h}{3} x (1,25 Y_0 - 2 Y_1 + 0,25 Y_2)$$

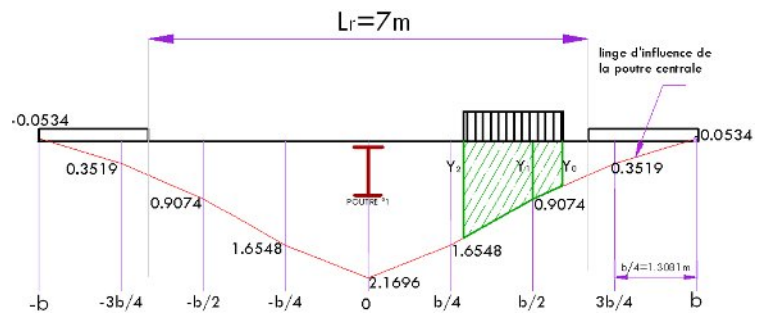


Figure °36 : calcul  $K_{\alpha moy}$  cas d'un effort repartit

Application dans notre cas pour système de charge Bc une voie chargée (charge concentrée) :

Tous ces calculs ce fait pour la poutre P2

Calcul le coefficient de répartition  $K_{\alpha moy}$

$$K_I = 1,636$$

$$K_{II} = 1,610$$

$$K_{\alpha moy} = \frac{K_I + K_{II}}{2} = \frac{1,636 + 1,610}{2}$$

$$K_{\alpha moy} = 1,623$$

Calcul le moment

$$M = K_{\alpha moy} \times M_0$$

$$M = 1,623 \times 71.45 = 115.963 \text{ t.m}$$

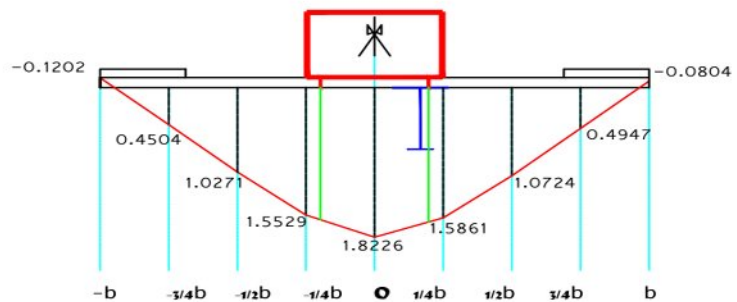


Figure °37 : calcul  $K_{\alpha moy}$  de la 2° poutre sur l'impact de Sys Bc

Application dans notre cas pour système de charge Mc<sup>120</sup> (charge Surfactive) :

Calcul le coefficient de répartition  $K_{\alpha_{\text{moy}}}$  par l'intégrale de Simpson

$$\int f(x) dx = \frac{h}{3} \times (1,25 Y_0 - 2 Y_1 + 0,25 Y_2)$$

$$\int f_1(x) dx = \frac{1}{3} \times (1,25 \times 1,61 - 2 \times 1,5861 - 0,25 \times 1,23) = -0,489$$

$$\int f_2(x) dx = \frac{h}{3} \times (1,25 Y_0 - 2 Y_1 + 0,25 Y_2)$$

$$\int f_2(x) dx = \frac{1}{3} \times (1,25 \times 1,5785 - 2 \times 1,5529 - 0,25 \times 1,194) = -0,477$$

$$\int f(x) dx = \int f_1(x) dx + \int f_2(x) dx$$

$$\int f(x) dx = -0,5206 - 0,5303 = -0,966$$

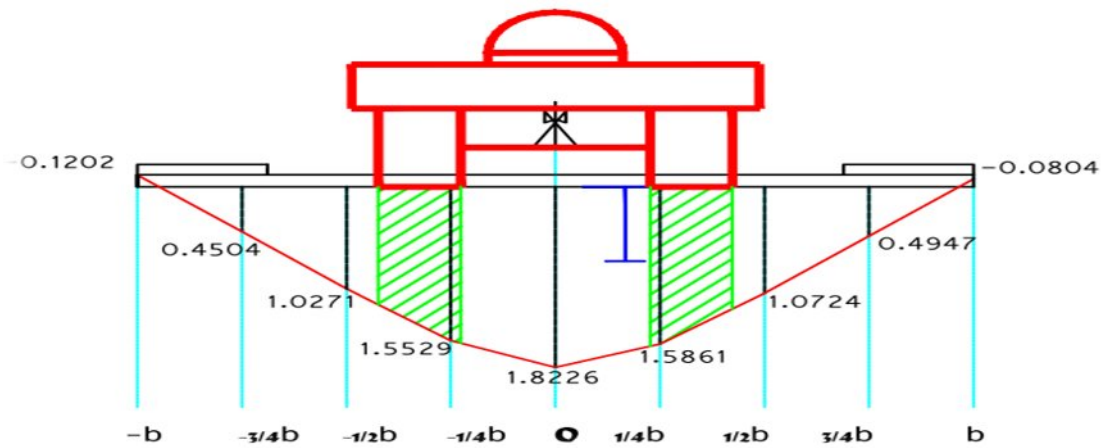


Figure °38 : calcul  $K_{\alpha_{\text{moy}}}$  de la 2<sup>o</sup> poutre sur l'impact de convoi Mc120

On appliqué ce procédure a tout les valeurs des tableaux on trouve les valeurs ci-après :

Nb : tous les calculs de  $K_{\alpha_{\text{moy}}}$  sont joindrais à l'annexe.

- Les valeurs des coefficients de répartition transversale  $K_{\alpha moy}$  ; et le moment pour chaque poutre a mi-travée (L/2)

désignation		M0 t.m	poutre 1		poutre 2		poutre 3	
			K $\alpha$ moy	M (t.m) moment réel	K $\alpha$ moy	M (t.m) moment réel	K $\alpha$ moy	M (t.m) moment réel
Charge Permanente		401.0167	-	379.8142	-	379.8142	-	428.1175
Surcharge A(L)	1V	78.2946	1.3335	104.4058	1.66866	130.6471	1.396	109.3681
	2V	156.589	1.2812	200.6221	0.98695	154.5457	0.666	104.3526
Surcharge B	BC	1V	1.61035	115.0721	1.7795	127.1592	1.788	127.7986
		2V	1.47091	195.2072	1.37468	182.4364	1.042	138.3667
	BT	1V	1.61035	70.67229	1.72657	75.77276	1.593	69.9402
		2V	1.39482	123.3235	1.21257	107.2098	0.899	79.5446
	BR	14.237	1.8226	25.94848	1.9804	28.19509	2.412	34.3462
Convoi	Mc120	145.075	1.4018	203.3667	1.45747	211.4431	1.305	189.443
	D240	231	1.656	382.536	1.72084	397.514	1.495	345.3565
Surcharge de trottoir	1T	4.565	0.3297	1.505081	1.92973	8.809217	3.692	16.8571
	2T	9.13	0.3085	2.816605	0.87354	7.97542	1.754	16.0187

Tableau°23 : Tableaux de moment réel maximum pour les déférant positions des poutres

$$M \text{ réel} = M_0 \times K_{\alpha \text{ moy}}$$

- Les valeurs des coefficients de répartition transversale  $K_{\alpha moy}$  ; et le moment pour chaque poutre a (L/4) :

désignation		M0 t.m	poutre 1		poutre 2		poutre 3	
			Kα moy	M (t.m) moment réel	Kα moy	M (t.m) moment réel	Kα moy	M (t.m) moment réel
Charge Permanente		300.8333	-	301.192	-	301.192	-	325.51
Surcharge A(L)	1V	78.2946	1.3335	104.405	1.668	130.647	1.39688	109.36
	2V	156.5892	1.2812	200.622	0.986	154.545	0.66641	104.35
Surcharge B	BC	1V	1.61035	115.072	1.779	127.159	1.78845	127.79
		2V	1.47091	195.207	1.374	182.436	1.04261	138.36
	BT	1V	1.61035	70.6722	1.726	75.772	1.59367	69.940
		2V	1.39482	123.323	1.212	107.209	0.89967	79.544
	BR	1.8226	25.9484	1.980	28.19	2.41245	34.346	
Convoi	Mc120	1.4018	203.366	1.457	211.443	1.30583	189.443849	
	D240	1.656	382.536	1.720	397.514	1.49505	345.35	
Surcharge de trottoir	1T	0.3297	1.50508	1.929	8.809	3.6927	16.857	
	2T	0.3085	2.8166	0.873	7.975	1.75452	16.018	

Tableau°24 : Tableaux de moment réel à L/4 pour les déferant positions des poutres

$$M \text{ réel} = M_0 \times K_{\alpha} \text{ moy}$$

V.4.2) combinaison de la charge pour détermination de la poutre la plus solliciter:

Position des poutres		Moment fléchissant	
		Dus aux charges permanent	Dus aux charges de trottoir
Poutre <sup>o</sup> 1	A mi-travée	379.81	2.82
	A (L/4)	301.19	2.82
Poutre <sup>o</sup> 2	A mi-travée	379.81	8.81
	A (L/4)	301.19	8.81
Poutre <sup>o</sup> 3	A mi-travée	428.12	16.86
	A (L/4)	325.51	16.86

On peut maintenant construire notre système de combinaison vis-à-vis a l'ELU et l'ELS

COMBINAISON DE CHARGE				
		P1	P2	P3
<b>ELS</b>	G+1,2(A+Tr)	623.941	575.840	579.588
	G+1,2(Bc+Tr)	617.443	609.309	614.386
	G+1,2(Bt+Tr)	531.182	519.037	543.800
	G+Mc120	623.854	633.546	655.450
	G+D240	762.350	<u>777.328</u>	773.474
<b>ELU</b>	1,35G+1,6(A+Tr)	838.251	774.117	779.919
	1,35G+1,6(Bc+Tr)	829.587	818.742	826.317
	1,35G+1,5(MC120)	787.294	798.197	833.708
	1,35G+1,5D240	1029.173	<u>1049.393</u>	1044.190

Tableau<sup>o</sup>25 : Tableaux de combinaison de moment réel vis-à-vis a l'ELU et l'ELS

\*\*conclusion

A l'ELS le cas le plus défavorable c'est : G+D240 de la poutre centrale « poutre<sup>o</sup>2»

V.B) calcul de la répartition de les efforts tranchants:

L'effort tranchant sera calculé pour la période en service ; le calcul des efforts tranchants sera calculé de la même méthode que celle utilisée pour le moment fléchissant.

Calcul de l'effort tranchant Tmax (qui revient à l'ensemble du tablier), puis Tmax (qui revient à chaque poutre)

Calcul de  $\varepsilon_\alpha$  et  $\varepsilon'_\alpha$  à partir des formules d'interpolation pour  $0 < \alpha < 1$

Si on a  $|y| + |e| \leq 3/4 b$  donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera  $\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0)\alpha$

Sinon si  $|y| + |e| > 3/4 b$  donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera  $\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0)\sqrt{\alpha}$

Pour l'effort tranchant aux appuis  $x = 0.00 L$  et  $x = L$

$\varepsilon_0 = \varepsilon'_0$  et  $\varepsilon'_1 \neq \varepsilon_1$  ( $\varepsilon'_1$  à déterminer à partir des tableaux G - M)

Calcul  $\varepsilon'_{\alpha moy}$  et  $\varepsilon_{\alpha moy}$  à partir des lignes d'influence sous chargement ; et en suit calcul de l'effort réelle.

$$T = T_0 \times \varepsilon_{\alpha moy} \quad \text{à } 0.25 L$$

$$T = T_0 \varepsilon'_{\alpha moy} \quad \text{à } L$$

Le calcul de l'effort tranchant se fait pour les positions suivantes

$$x = 0.00 L \text{ et } x = 0.25 L$$

V. B.1) Détermination de  $\varepsilon_\alpha$  et  $\varepsilon'_\alpha$ :

On a trouvés pour  $\theta = 0.70$  et  $\theta = 0.80$  d'après les tableaux de Massonnet « les tableaux sont joindre aux annexes »

A partir de ces derniers on trouve par interpolation les tableaux suivants :

Thêta=0.79	Pour alfa=0								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.037	0.066	0.169	0.260	0.304	0.260	0.169	0.066	-0.037
b/4	-0.076	0.003	0.087	0.176	0.260	0.302	0.259	0.172	0.075
b/2	-0.076	-0.029	0.022	0.087	0.169	0.259	0.325	0.324	0.297
3b/4	-0.059	-0.047	-0.029	0.003	0.066	0.172	0.324	0.498	0.653
b	-0.039	-0.059	-0.076	-0.076	-0.037	0.075	0.297	0.653	1.119

Et

Thêta=0.79	Pour alfa=1								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.045	0.077	0.128	0.224	0.163	0.224	0.128	0.077	0.045
b/4	0.026	0.044	0.072	0.126	0.226	0.412	0.234	0.140	0.083
b/2	0.017	0.028	0.045	0.077	0.135	0.242	0.254	0.259	0.153
3b/4	0.016	0.023	0.036	0.059	0.099	0.167	0.284	0.481	0.283

b	0.019	0.028	0.041	0.064	0.101	0.159	0.248	0.372	0.527
---	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

ET

<b>Thêta=1.1473</b>									
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.010	0.029	0.100	0.254	0.594	0.254	0.100	0.029	-0.010
b/4	-0.011	0.005	0.035	0.103	0.257	0.598	0.256	0.096	0.006
b/2	-0.006	0.001	0.014	0.045	0.114	0.271	0.611	0.258	0.058
3b/4	0.003	0.008	0.017	0.035	0.073	0.151	0.309	0.630	0.195
b	0.020	0.028	0.041	0.064	0.101	0.159	0.248	0.372	0.527

Tableaux°26 ; 27 ; 28 : Tableaux de epsilon 0 ; 1; 1' pour a =0 ; 1

À partir des formules d'interpolation pour  $0 < \alpha < 1$

Si on a  $|y| + |e| \leq 3/4 b$  donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera  $\epsilon'_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon'_1 - \epsilon_0)\alpha$

Sinon si  $|y| + |e| > 3/4 b$  donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera  $\epsilon'_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon'_1 - \epsilon_0)\sqrt{\alpha}$

En vert dan le tableau de  $\epsilon'_\alpha$

En concédèrent  $\alpha = 0.3507$

On obtient :

$\epsilon'_\alpha$	e	-5,235	-3,926	-2,618	-1,309	0,000	1,309	2,618	3,926	5,235
y	-	b	b3/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	b3/4	b
0	0	-0.02	0.07	0.17	0.26	0.30	0.26	0.17	0.07	-0.02
1,309	b/4	-0.05	0.01	0.09	0.17	0.26	0.31	0.26	0.16	0.08
2,618	b/2	-0.05	-0.02	0.03	0.09	0.17	0.26	0.31	0.31	0.26
3,926	3b/4	-0.04	-0.03	-0.01	0.02	0.07	0.17	0.32	0.49	0.57
5,235	b	-0.03	-0.04	-0.05	-0.04	-0.01	0.09	0.29	0.59	0.98

Et la même formule pour calculer :

$\epsilon_\alpha$	e	-5,235	-3,926	-2,618	-1,309	0,000	1,309	2,618	3,926	5,235
y	-	b	b3/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	b3/4	b
0	0	-0.03	0.06	0.16	0.26	0.32	0.26	0.16	0.06	-0.03
1,309	b/4	-0.06	0.00	0.08	0.17	0.26	0.32	0.26	0.15	0.06
2,618	b/2	-0.06	-0.02	0.02	0.08	0.17	0.26	0.39	0.31	0.24
3,926	3b/4	-0.05	-0.03	-0.02	0.01	0.07	0.17	0.32	0.53	0.55
5,235	b	-0.03	-0.04	-0.05	-0.04	-0.01	0.09	0.29	0.59	0.98

Tableaux°29 ; 30 : Tableaux de epsilon 0 ; 1; 1' pour a

Maintenant on peut trouver les valeurs de  $\epsilon_\alpha$  et  $\epsilon'_\alpha$  pour notre cas de distribution des poutres

Thêta=0.79			Alfa=0.053								
Alpha=0.053			(à 0.25l)								
Y <sub>e</sub>		poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0	(1°)	-0.003	0.090	0.201	0.294	0.313	0.237	0.128	0.025	-0.058
b/4	1.2705	0.847m									
b/2		(2°)	-0.060	-0.022	0.020	0.084	0.166	0.260	0.391	0.309	0.242
3b/4	3.8115	(3°)	-0.037	-0.033	-0.026	-0.004	0.044	0.145	0.305	0.525	0.706
b	5.082	4.235m									

Thêta=0.79			Alfa=0.3507								
Alpha=0.3507			$\epsilon'_\alpha$ (about)								
Y <sub>e</sub>		poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0	(1°)	-0.051	0.024	0.111	0.201	0.280	0.298	0.228	0.124	0.029
b/4	1.2705	0.847m									
b/2		(2°)	-0.060	-0.022	0.020	0.084	0.166	0.260	0.391	0.309	0.242
3b/4	3.8115	(3°)	-0.039	-0.036	-0.029	-0.007	0.043	0.143	0.309	0.548	0.692
b	5.052	4.235m									

Tableau°31 ; 32 : Tableaux de epsilon a pour  $\alpha=0.053$  et  $\theta=0.79$  pour notre cas des poutres

Après avoir tracé les lignes d'influence pour chaque poutre dans la section mi travée jugée dangereuse, on doit disposer nos système de chargement (Bc , Bt ,Br) et surcharge surfacique (A(l) , accompagnée de convoi ( Mc120 , D240 ))

On trouve ; après les calcule des surface en utilisant la méthode de Simpson et on trouve les résultats suivants : « tout le calcul on détail sont joindre au l'annexe »

Les valeurs des coefficients de répartition transversale  $\epsilon'_{\alpha \text{ moy}}$ , et les efforts tranchants pour chaque poutre a l'about (OL)

désignation		T0 t.m	poutre 1		poutre 2		poutre 3		
			$\epsilon'_{\alpha \text{ moy}}$	T (t.m) réaction réel	$\epsilon'_{\alpha \text{ moy}}$	T (t.m) réaction réel	$\epsilon'_{\alpha \text{ moy}}$	T(t.m) réaction réel	
Charge Permanente		49.508	-	47.619	-	47.6193	-	53.58	
Surcharge A(L)	1V	9.666	0.2434	2.352	0.2939	2.840	0.2225	2.15	
	2V	19.332	0.2169	4.193	0.1826	3.530	0.1083	2.09	
Surcharge B	BC	1V	10.043	0.2766	2.778	0.3018	3.031	0.2856	2.86
		2V	18.652	0.249	4.644	0.2277	4.247	0.1682	3.13
	BT	1V	5.535	0.2766	1.531	0.3005	1.663	0.2543	1.40
		2V	11.152	0.2363	2.635	0.1285	1.433	0.1339	1.49
	BR	1.757	0.313	0.550	0.3291	0.578	0.4281	0.75	
Convoi	Mc120	17.910	0.2317	4.149	0.21	3.761	0.2093	3.74	
	D240	28.511	0.2842	8.102	0.3144	8.963	0.2381	6.78	
Surcharge de trottoir	1T	0.563	0.0635	0.035	0.2903	0.163	0.5759	0.32	
	2T	1.126	0.0342	0.0385	0.1287	0.145	0.2718	0.30	

Tableau°33 : Tableaux de effort tranchant réel maximum pour les déférant positions des poutres

$$T \text{ réel} = T_0 \times \epsilon'_{\alpha \text{ moy}}$$

Les valeurs des coefficients de répartition transversale  $\epsilon_{\alpha \text{ moy}}$ , et les efforts tranchants pour chaque poutre a mi-travée (L/4)

désignation		T0 t.m	poutre 1		poutre 2		poutre 3		
			$\epsilon_{\alpha \text{ moy}}$	T (t.m) réactiont réel	$\epsilon_{\alpha \text{ moy}}$	T (t.m) réactiont réel	$\epsilon_{\alpha \text{ moy}}$	T (t.m) réactiont réel	
Charge Permanente		24.754	-	23.0747	-	23.0747	-	26.7912	
Surcharge A(L)	1V	29.002	0.2509	7.2766018	0.2939	8.5236878	0.2251	6.5283502	
	2V	57.915	0.2086	12.081069	0.1798	10.413117	0.1085	6.2837775	
Surcharge B	BC	1V	41.01	0.2683	11.002983	0.3019	12.380919	0.5839	23.945739
		2V	75.88944	0.2397	18.19069877	0.4205	31.91150952	0.1679	12.74183698
	BT	1V	24.7298	0.2683	6.63500534	0.3005	7.4313049	0.2586	6.39512628
		2V	49.83288	0.2287	11.39677966	0.2037	10.15095766	0.1351	6.732422088
	BR	7.875	0.2983	2.3491125	0.3906	3.075975	0.48964	3.855915	
Convoi	Mc120	86	0.2287	19.6682	0.3818	32.8348	0.2136	18.3696	
	D240	111.11	0.2727	30.299697	0.3049	33.877439	0.2552	28.355272	
Surcharge de trottoir	1T	1.7415	0.0971	0.16909965	0.2902	0.5053833	0.5869	1.02208635	
	2T	3.483	0.0441	0.1536003	0.1287	0.4482621	0.2752	0.9585216	

Tableau°34 : Tableaux de effort tranchant réel au point L/4 pour les déferant positions des poutres

$$T \text{ réel} = T_0 \times \epsilon_{\alpha \text{ moy}} \text{ à } (L/4)$$

V.4.2) combinaison de la charge pour détermination de la poutre la plus sollicitée:

Position des poutres		Effort tranchant	
		Dus aux charges permanent	Dus aux charges de trottoir
Poutre °1	MAX	47.6193	0.038532
	A (L/4)	23.0747	0.1691
Poutre °2	MAX	47.6193	0.163536
	A (L/4)	23.0747	0.505383
Poutre °3	MAX	53.5826	0.324424
	A (L/4)	26.7912	1.022086

On peut maintenant construire notre système de combinaison vis-à-vis à l'ELU et l'ELS

COMBINAISON DE CHARGE (I=0)				
		P1	P2	P3
ELS	G+1,2(A+Tr)	52.697	52.052	56.553
	G+1,2(Bc+Tr)	53.239	52.912	57.737
	G+1,2(Bt+Tr)	50.828	49.812	55.764
	G+Mc120	52.599	52.133	58.081
	G+D240	55.722	56.583	60.371
ELU	1,35G+1,6(AI+Tr)	71.057	70.196	76.297
	1,35G+1,6(Bc+Tr)	71.779	71.343	77.875
	1,35G+1,5(MC120)	69.888	69.364	77.397
	1,35G+1,5D240	75.225	76.387	81.501

Tableau °35 : Tableaux de combinaison de l'effort tranchant réel vis-à-vis à l'ELU et l'ELS 0 L/2

\*\*conclusion

A l'ELS vis-à-vis aux efforts tranchants le cas le plus défavorable c'est :  
 G+1.2 Mc120 de la poutre « poutre °2 »

COMBINAISON DE CHARGE (I/4)				
		P1	P2	P3
<b>ELS</b>	G+1,2(A+Tr)	37.775	36.177	35.852
	G+1,2(Bc+Tr)	45.106	61.975	56.753
	G+1,2(Bt+Tr)	36.954	35.862	36.097
	G+Mc120	46.677	<u>62.476</u>	48.835
	G+D240	53.374	56.952	55.146
<b>ELU</b>	1,35G+1,6(AI+Tr)	50.751	48.620	54.464
	1,35G+1,6(Bc+Tr)	60.527	83.018	76.117
	1,35G+1,5(MC120)	57.703	<u>75.478</u>	60.967
	1,35G+1,5D240	72.055	76.885	74.448

Tableau°36 : Tableaux de combinaison de l'effort tranchant réel vis-à-vis a l'ELU et l'ELSO L/4

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

### VI.1) Notion de base sur la précontrainte :

#### VI.1.1) Le principe du béton précontraint :

Le béton résistant mieux en compression qu'en traction, le but du précontraint est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression.

Les forces de traction engendrées par les charges appliquées à l'ouvrage viendront en déduction des forces de compression créées par la mise en tension des câbles de précontrainte.

Soit par exemple une poutre en béton armé reposant sur deux appuis simples. Si on la soumet à une charge, elle se déforme.

La section transversale, au droit de l'application de la charge se trouve comprimée à la fibre supérieure et tendue à la fibre inférieure. Lorsque la charge est trop forte, des fissures apparaissent à la partie inférieure de la poutre.

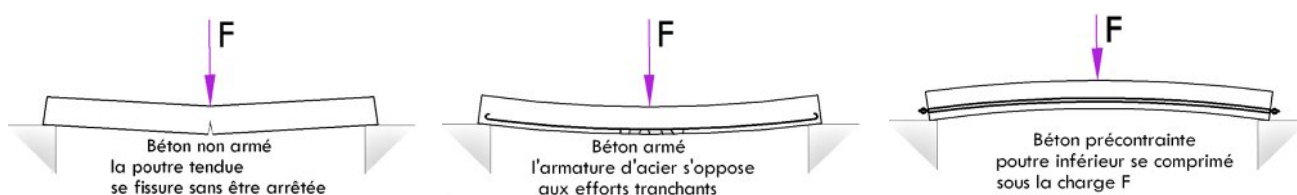
Supprimons dans cette poutre l'armature de traction classique pour la remplacer par une gaine courbe suivant la déformée de la poutre et contenant des câbles de précontrainte.

En tirant sur les câbles, on comprime la poutre. Dans la section transversale, la fibre supérieure se trouve tendue et la fibre inférieure comprimée. Si l'on applique une charge au centre de la poutre, la fibre inférieure va se tendre et la fibre supérieure se comprimer.

Il est possible de déterminer l'effort de précontrainte nécessaire pour que la poutre soit toujours comprimée quelles que soient les charges appliquées.

Lors d'un chargement les efforts de traction viennent alors en déduction des efforts de compression créés par la précontrainte mais toutes les fibres restent comprimées.

En réalité, dans les grosses poutres, il y a de nombreuses gaines. La disposition exacte de ces câbles et leur nombre dépend de nombreux paramètres (dimensions et forme de la poutre, charges à supporter, etc.). Leur position relevée vers les extrémités est destinée à améliorer la résistance à l'effort tranchant.



Nous avons décrit le principe de la précontrainte en prenant une poutre comme exemple, mais tous les éléments de construction peuvent être réalisés en béton précontraint.

En 1928, l'inventeur de la précontrainte, Eugène FREYSSINET définissait ainsi la précontrainte : "Précontraindre une construction, c'est la soumettre, avant l'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".

### VI.1.2) Le principe de La post-tension:

La précontrainte est réalisée par des armatures (câbles ou torons) mises en tension lorsque le béton a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis).

\*Il existe deux types de précontrainte par post-tension :

- intérieure au béton,
- extérieure au béton.

La mise en précontrainte par post-tension est réalisée par la succession des étapes suivantes :

- des conduits (les plus utilisés sont des "gaines") sont positionnés à l'intérieur du coffrage (précontrainte intérieure) ou à l'extérieur (précontrainte extérieure) avant bétonnage,
- les armatures sont enfilées dans les conduits après bétonnage,
- les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins et "ancrées" par des systèmes d'ancrages.
- le contrôle de la tension des armatures est effectué par mesure de leur allongement (l'allongement étant proportionnel à l'effort de traction exercé sur les armatures),
- les conduits sont injectés par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte contre la corrosion.

### Les gaines

Les gaines qui ménagent le passage de l'armature à l'intérieur des éléments à pré contraindre sont le plus souvent en aciers. La gaine la plus courante est formée par un feuillard déformé à froid, enroulé en spirale et agrafé.

De façon à former un tube souple, présentant des ondulations transversales, le but de ces ondulations est à la fois de permettre le cintrage de la gaine, de lui donner une meilleure rigidité vis-à-vis de l'écrasement, et aussi d'augmenter son adhérence au béton, en rendant impossible tout glissement longitudinal.

### 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 de  $0,9 f_{c28min}$ .

### L'injection

Le plus souvent la protection définitive des câbles est assurée par injection d'un coulis de ciment. Cette injection doit être réalisée dès que possible après la mise en tension des armatures. il est souhaitable que le délai entre ces deux opération ne dépasse pas une semaine, ce qui correspond au temps pendant lequel la protection provisoire par huile soluble, appliquée en usine puis renouvelée périodiquement sur chantier, demeure efficace.

L'injection est une opération importante car elle :

- \*Assure l'adhérence de l'armature tendue au béton qui l'entoure
- \*Protéger contre la corrosion.
- \*La pression d'injection du coulis dans les gaines est de l'ordre de 0,6 à 0,8 MPa à l'entrée de la gaine.

VI.2.1) Calcul du nombre de câbles:

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

La valeur minimale de précontrainte :

$$P_{MIN} = \sup (P_I, P_{II})$$

Avec:

$$P_I = \frac{\Delta M + \rho \times B_n (v \times \sigma_{bt2} + v' \times \sigma_{bt1})}{\rho \times h}$$

$$P_{II} = \frac{\rho \times B_n \times v \times \sigma_{bt2} + M_{max}}{\rho \times v + v' - d'}$$

Tell que :

$\sigma_{bt}$  : Contrainte de traction de béton en négative.

$M_{max}$  : moment maximum dus au poids propre plus la charge extérieur la plus grande.

$M_{min}$  : moment maximum dus au poids propre plus la charge extérieur la plus petit.

I: l'inertie nette de la section.

$B_{nette}$ : Section nette

$$B_{nette} = 0,888 \text{ m}^2.$$

$$d' : 1.5_{gaine} = 1.5 \times 0.08 = 0.12 \text{ m}$$

$\rho$  : Rendement mécanique de la section c'est de 43%

$$V' = S / \square / B_{nette} = 1.197 \text{ m}$$

$$V = h - V' = 0.553 \text{ m}$$

$$h = 1.7 \text{ m}$$

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

$$M_{max} = M_g + M_Q = 777.320 \text{ t.m}$$

$$M_{min} = M_g = 379.810 \text{ t.m}$$

$$I_{nette} = 0.254 \text{ m}^4$$

$$C' = 2 \times d' = 0.24 \text{ m}$$

Application numérique :

$$P_I = \frac{397.510 + 0.43 \times 0.888 \times (0.553 \times -4.05 + 1.197 \times -2.7)}{0.43 \times 1.70} + (-2.7 \times 0.7678) = 203.21 \text{ T}$$

$$P_{II} = \frac{0.43 \times 0.888 \times 0.553 \times -2.7 + 777.320}{0.43 \times 0.553 \times 1.197 \times -0.12} - 2.7 = 546.98 \text{ T}$$

Donc:  $P_{MIN} = \sup (P_I, P_{II}) = 546.98 \text{ T}$

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 l'effort de précontrainte économique  $P_I$  n'est plus suffisant.

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

Contrainte de la rupture assurée  $f_{prg} = 177000 \text{ t/m}^2$

Contrainte minimale de l'élasticité  $f_{peg} = 158300 \text{ t/m}^2$

\*La section minimale d'un câble :

$$A_p = \frac{1.35 \times g_l^2}{8 \times Z_p \times F_{yp}} = \frac{1.35 \times 18.08 \times 32.4^2}{1.35 \times 8 \times 1770} = 1340.37 \text{ mm}^2$$

$1340.37 / 139$  "section d'un toron" = 9.64 torons. Donc un câble de 10 T 15

Pour des obligations de fabrication; il est recommander de utiliser les câbles « 12 T 15 »

De section  $12 \times 139 = 1668 \text{ mm}^2$

L'évaluation de la force exercée par un câble est comme suit :

$$P_0 = \min \{ (0.8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0.9 \times f_{peg} \times A_p) \} = \min \{ (237.64) ; (236.18) \}$$

$$P_0 = 2.36 \text{ MN}$$

Si on a estimons les pertes de précontrainte à 20% de  $P_0$

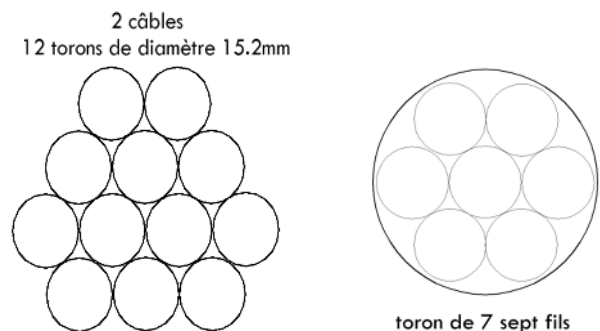
On aura :

$$P_{min} \leq 0.80 \times N \times P_0$$

$$\Rightarrow n = \frac{P_{min}}{P_0 \times 0.8} = \frac{546.98}{236.18 \times 0.8} = 2.89$$

Donc on prend  $N=3$  câbles 12T15

Figure °39 : câble 12T15



Vérification de la borne supérieure de précontrainte

Nous vérifions que  $P_0$  n'est pas excessif afin d'éviter le surplus de câble  
 La valeur de la précontrainte minimale donnée par l'expression suivante:

$$n \times p_0 \leq B_n \times \sigma_{bc} - \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\rho h}$$

7.09  $\leq 10.28$  MN (vérifié)

VI.2.2) Détermination du nombre de câbles à l'about:

NB : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule ; et avec l'hourdis à mi- travée :

VI.2.2.1) les Caractéristiques de la poutre seule à mi travée:

$d' = 0.120$  m.

$h = 1.5$  m.

$e_0 = -(v' - d') = -0.962$  m.

Section nette :  $B_n = 0.485$  m<sup>2</sup>

$V' = S/\Delta / B_n = 0.842$  m

$V = h - V' = 0.652$  cm

$I_G = I/\Delta - B \times V'^2 = 0.125$  m<sup>4</sup>

$\rho = 46\%$ .

VI.2.2.2) détermination du nombre de câble à l'about:

On a:

$f_{c28} = 35$  MPa

$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 2.7$  MPa

Pour la fibre supérieure

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{MIN}} V}{IG} + P \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{IG} \right) > -1.5 \times f_{t28}$$

Pour la fibre inférieure

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{-M_{\text{MIN}} V'}{IG} + P \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V'}{IG} \right) > -0.6 \times f_{c28}$$

AN :

$\sigma_{\text{sup}} = 10.112 + P (-3.027) > -4.05$

$\sigma_{\text{inf}} = -12.927 + P (8.561) > 21$

Alors :  $P \leq 4.683$  MN

Donc :  $P = 3.963$  MN et  $P_0 = 2.36$  MN

$$N = \frac{P}{P_0} = 1.86$$

"Donc notre section peut supporter 2 câbles de 12T15 ou mois ; donc on positionne deux câbles à l'about.  
 Et le troisième à son extrados qui sera mis en tension aux 42<sup>ème</sup> jours après le durcissement de la dalle "

VI.3) Vérification des contraintes normales:

En utilisent cette formule :

$$\sigma = \frac{-M_p V'}{I_G} + \frac{N}{B_n} + \frac{M_p V}{I_G}$$

Telles que :

$\sigma$  : contrainte supérieure ( $\sigma_{sup}$ ) ou contrainte inférieure ( $\sigma_{inf}$ ) selon V et V'

F : force de précontrainte ( $F = P_0 \times \text{pertes en } \% \times \text{mise en tension } \%$ )

$M_p$  : moment dû à la précontrainte ( $M = F \times N^\circ$  «de câbles considérés» x e)

N : effort de la précontrainte ( $N = \text{nombre de câbles} \times F$ )

$M_g$  : moment dû au poids propre

$\sigma_{max}$  : contrainte maximale.

NB : Les caractéristiques géométriques à prendre sont la section à mi travée de la poutre seule.

Les contraintes normales exercer sur l'ancrage peut pas être constante a cause de la poutre qui subit a 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.

A court terme :

\*Première étape :

- Après le septième jour, la mise en tension est 50 %.

- Les pertes considérées sont de 10 %.

$f_{c7} = 0,685 f_{c28} \log(7+1) = 21.65 \text{ MPa} = 216.5 \text{ bars}$ .

-  $\sigma_{max.} = 130 \text{ bars}$  ( $\sigma_{max.} = 0,6 f_{c7}$ ) en construction.

\*Deuxième étape :

- La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours.

- Les pertes considérées sont de 20 %.

-  $f_{c28} = 35 \text{ MPa} = 350 \text{ bars}$ .

-  $\sigma_{max} = 210 \text{ bars}$ .

A long terme :

\*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 (béton frais), 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 % ;

$f_{c7} = 350 \text{ bars}$  ;

$\sigma_{max} = 175$  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 fréquente.

VI.3.1) La vérification des contraintes à court terme :

La 1ère étape « mise en tension à 50% »:

Contraintes dues au moment de la précontrainte:

$$F1 = F2 = 2.36 \times 0.5 \times 0.9 = 0.95 \text{ MN.}$$

$$M = N \times F \times e_0 = 2 \times 0.95 \times -0.962 = -1.8272 \text{ MN}$$

$$\sigma_{sup} = M \times V / I_n = -0.9495 \times 0.5641 / 0.0854 = -9.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = M \times V' / I_n = 0.9495 \times 0.7358 / 0.0854 = 12.34 \text{ MPa}$$

Contraintes dues à la précontrainte :

$$N = 2 \times 0.95 = 1.9 \text{ MN.}$$

$$\sigma_{inf} = \sigma_{sup} = N / B_n = 1.6209 / 0.485 = 3.91 \text{ MPa}$$

Contraintes dues au poids propre de la poutre :

Moment dû au poids propre de la poutre  $M_g = 1.9124 \text{ MN.m}$

$$\sigma_{sup} = M_g \cdot V / I_n = 1.9124 \times 0.658 / 0.125 = 10.11 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{inf} = M_g \cdot V' / I_n = -12.93 \text{ MPa}$$

Contrainte totale :

$$\sigma_{sup} = (-10.11 + 3.91 + -9.66) = -15.86 \text{ MPa} = 158.6 \text{ bars} < 130 \text{ bars. Vérifiée.}$$

$$\sigma_{inf} = (-12.93 + 3.91 + 12.34) = 3.32 \text{ MPa} = 33.2 \text{ bars} < 130 \text{ bars. Vérifiée.}$$

La 2ème étape de La vérification « mise en tension à 100 % » avec une perte de 20% :

Contraintes dues au moment de la précontrainte :

$$F1 = F2 = 2.11 \times 1 \times 0.8 = 1.69 \text{ MN.}$$

$$M = N \times F \times e_0 = 2 \times 1.69 \times -0.962 = -3.2515 \text{ MN}$$

$$\sigma_{sup} = M \times V / I_n = -3.2515 \times 0.658 / 0.125 = -17.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = M \times V' / I_n = 3.2515 \times 0.842 / 0.125 = 21.95 \text{ MPa}$$

Contraintes dues à la précontrainte :

$$N = 2 \times 1.69 = 3.38 \text{ MN.}$$

$$\sigma_{inf} = \sigma_{sup} = N / B_n = 3.38 / 0.485 = 6.969 \text{ MPa}$$

Contraintes dues au poids propre de la poutre :

Moment dû au poids propre de la poutre  $M_g = 1.912 \text{ MN.m}$

$$\sigma_{sup} = M_g \cdot V / I_n = 1.912 \times 0.658 / 0.125 = 10.11 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{inf} = M_g \cdot V' / I_n = -12.93 \text{ MPa}$$

Contrainte totale :

$$\sigma_{sup} = (10.11 + 6.969 + 1011) = -0.10 \text{ MPa} = 21.15 \text{ bars} < 210 \text{ bars. } \underline{\text{Vérfiée.}}$$

$$\sigma_{inf} = (-12.93 + 6.969 - 12.93) = 15.98 \text{ MPa} = 159.80 \text{ bars} < 210 \text{ bars. } \underline{\text{Vérfiée.}}$$

### VI.3.2) La vérification des contraintes à long terme :

La 3ème étape de La vérification « mise en place de l'hourdis » avec une perte de 25% :

On estime les pertes à 20% et on utilise la section mi-travée de « la poutre + l'hourdis »

$$P = 2.11 \times 0.8 = 1.69 \text{ MN}$$

$$e_0 = -V' + d' = 0.962 \text{ m}$$

$$M_{(p+d)} = 3.7981 \text{ MN}$$

Contraintes dues au poids propre de la poutre :

$$\sigma_{sup} = M_{p+d} \cdot V / I_n = 3.798 \times 0.658 / 0.125 = 17.68 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{inf} = M_{p+d} \cdot V' / I_n = 3.798 \times 0.842 / 0.125 = -22.61 \text{ MPa}$$

Contrainte totale :

$$\sigma_{sup} = 17.68 + 6.96 - 17.17 = 7.48 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa. } \underline{\text{Vérfiée.}}$$

$$\sigma_{inf} = -22.61 + 6.96 + 21.95 = 6.29 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa. } \underline{\text{Vérfiée.}}$$

La 4ème étape de La vérification « tablier à vide + superstructure » avec une perte de 25% :

Contraintes dues au moment de la précontrainte:

$$F1 = F2 = F3 = 2 \times 1.69 + 0.75 \times 2.11 = 1.652 \text{ MN.}$$

$$M = N \times F \times e_0 = 3 \times 1.652 \times -1.077 = -5.337 \text{ MN}$$

$$\sigma_{sup} = M \times V / I_n = -5.337 \times 0.553 / 0.254 = -11.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = M \times V' / I_n = 5.337 \times 1.197 / 0.254 = 25.12 \text{ MPa}$$

Contraintes dues à la précontrainte :

$$N = 3 \times 1.652 = 4.956 \text{ MN.}$$

$$\sigma_{inf} = \sigma_{sup} = N / B_n = 4.956 / 0.888 = 5.59 \text{ MPa}$$

Contraintes dues au poids propre de la poutre + superstructure :

Moment dû au poids propre de la poutre  $M_g = 3.798 \text{ MN.m}$

$$\sigma_{sup} = M_g \cdot V / I_n = 3.798 \times 0.553 / 0.254 = 8.26 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{inf} = M_g \cdot V' / I_n = -17.87 \text{ MPa}$$

Contrainte totale :

$$\sigma_{sup} = 8.26 + 5.59 - 11.61 = 2.24 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa. } \underline{\text{Vérfiée.}}$$

$$\sigma_{inf} = -17.87 + 5.59 + 25.12 = 12.84 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa. } \underline{\text{Vérfiée.}}$$

La 5ème étape de La vérification « l'ouvrage est mis en service » avec une perte de 25% :

Contraintes dues au poids propre de la poutre + surcharge :

Moment dû au surcharge  $M = 7.773 \text{ MN.m}$

$$\sigma_{\text{sup}} = Mg \cdot V / I_n = 7.773 \times 0.553 / 0.254 = 16.91 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = Mg \cdot V' / I_n = - 36.57 \text{ MPa}$$

Contrainte totale :

$$\sigma_{\text{sup}} 16.91 + 5.59 - 11.61 = 10.88 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = -36.57 + 5.59 + 25.12 = -5.87 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa. Non Vérifiée}$$

#### VI.4) 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 varie 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. Le câble inférieur est ancré au plus bas de manière, et selon l'expression consacrée, à arroser l'appareil d'appui.

\*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 rectangulaire «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 précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

Par rapport R :

$$\begin{aligned} Y &= A X^2 + B X + C. & \text{Et} & \quad A = 4 f / l^2 \\ Y' &= 2 A X + B. & & \quad B = 4 f / l \\ Y'' &= 2 A. & & \quad Y' = \text{tg } \alpha \end{aligned}$$

Par rapport R' :

$$\begin{aligned} Y &= a X^2 & \text{Et} & \quad Y' = \text{tg } \alpha \\ Y' &= 2 a X \\ Y'' &= 2 a \end{aligned}$$

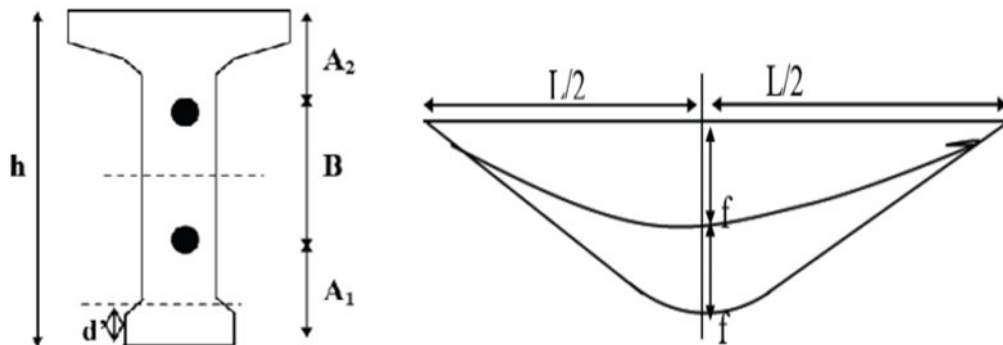


Figure °40 : partie parabole du câble

D'une autre partie; le câble dans la zone médiane de la poutre est rectiligne.

Le meilleur tracé est celui qui minimise l'intensité des contraintes de cisaillement qui sont importantes aux appuis.

VI.4.1) position des câbles 1° et 2° 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.

Détermination de A1 ; A2 ; B :

On fixe:  $B = 0.60\text{m}$

On a  $Y_g = 0.816\text{ m}$ .

$$Y_g = (A_2 + B + A_1) / 2 = 0.816\text{ m}$$

$$A_1 = 0.516\text{ m}$$

$$A_2 = 1.5 - (0.516 + 0.60) = 0.384\text{ m}$$

(Ces valeurs pourront être changées après la vérification)

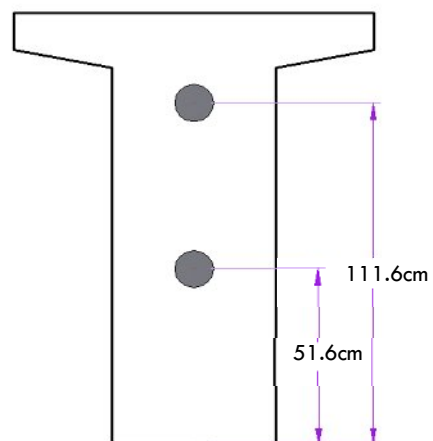


Figure °41 : position des câbles 1° et 2° sortant de l'about

VI.4.2) position des câbles 1° et 2° a la section médiane:

En respectant la distance de  $\emptyset$  autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre on choisit la disposition suivante :

Diamètre de la gaine  $\emptyset = 8\text{cm}$

$$d_1 = \emptyset + \emptyset/2 = 12\text{ cm}$$

$$d_2 = 12 + \emptyset + 2 \times \emptyset/2 = 28\text{ cm}$$

Reste à vérifiée

VI.4.3) La trajectoire

-Du câble n° 1:

Comme nous avons cité précédemment la trajectoire du câble dans la partie non rectiligne peut suivre l'équation d'une parabole sur la forme :

$$Y = a_1 X^2 + b_1 X + c_1$$

1)  $X = 0 \Rightarrow Y_1 = C_1 = 84.2 - 30 = 54.2 \text{ cm.}$

2)  $X = 16.7 \Rightarrow Y_1 = 0,12 = A_1(16.7)^2 + B_1(16.7) + 0,542.$

3)  $X = 16.7 \Rightarrow Y_1' = 2 A_1(16.7) + B_1 = 0 \Rightarrow A_1 = (- B_1) / (16,7 \times 2).$

En remplaçant  $A_1$  dans l'équation (2) on a :

$\Rightarrow B_1 = -0,05054.$  D'où :  $A_1 = 0,001513.$

Donc :  $Y_1 = 0,001513X^2 - 0,05054X + 0,542.$

$Y_1' = 0,0030.X - 0,05054 = \text{tg}\alpha$

(R) :  $Y_1 = 0,001513X^2 - 0,05054X + 0,542.$

Quand on a l'équation du câble N°1 on peut calculer les caractéristiques géométriques du câble pour les points :

$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$\alpha$ (rad)	$\alpha$ (degré) °	$\cos \alpha^\circ$
0.00	0.54	0.05	2.893	0.9987
0.50	0.52	0.05	2.807	0.9988
2.00	0.45	0.04	2.547	0.9990
4.00	0.36	0.04	2.201	0.9993
4.20	0.36	0.04	2.166	0.9993
6.00	0.29	0.03	1.855	0.9995
8.35	0.23	0.03	1.448	0.9997
10.00	0.19	0.02	1.162	0.9998
12.00	0.15	0.01	0.815	0.9999
14.00	0.13	0.01	0.468	1.0000
16.00	0.12	0.00	0.122	1.0000
16.70	0.12	0.00	0.000	1.0000

Tableau 37 : caractéristiques géométriques du câble n°1 en tous points

-Du câble n°2:

Comme nous avons cité précédemment la trajectoire du câble dans la partie non rectiligne peut suivre l'équation d'une parabole sous la forme :

$$Y = a_2 X^2 + b_2 X + c_2$$

1)  $X = 0 \Rightarrow Y_2 = C_2 = 1.142 \text{ m.}$

2)  $X = 16.7 \Rightarrow Y_2 = 0,12 = A_2(16.7)^2 + B_2(16.7) + 0,12.$

3)  $X = 16.7 \Rightarrow Y_2' = 2 A_2(16.7) + B_2 = 0 \Rightarrow A_2 = (- B_2) / (16,7 \times 2).$

En remplaçant  $A_2$  dans l'équation (2) on a :

$\Rightarrow B_2 = -0,1224.$  D'où :  $A_2 = 0,003665.$

Donc :  $Y_2 = 0,003665X^2 - 0,1224X + 1.142.$

$$Y'2=0,00605.X-0,1224 = \text{tg}\alpha$$

Quand on a l'équation du câble N°2 on peut calculer les caractéristiques géométriques du câble pour les points :

Xi (m)	Yi (m)	$\alpha$ (rad)	$\alpha$ (degré) °	$\cos \alpha^\circ$
0.00	1.14	0.12	6.9783	0.9926
0.50	1.08	0.12	6.7713	0.9930
2.00	0.91	0.11	6.1493	0.9942
4.00	0.69	0.09	5.2345	0.9958
4.20	0.54	0.08	4.4840	0.9969
6.00	0.40	0.06	3.6482	0.9980
8.35	0.38	0.06	3.5018	0.9981
10.00	0.28	0.05	2.8110	0.9988
12.00	0.20	0.03	1.9725	0.9994
14.00	0.15	0.02	1.1332	0.9998
16.00	0.12	0.01	0.2934	1.0000
16.70	0.12	0.0000	-0.0006	1.0000

Tableau°38 : caractéristiques géométriques du câble°2 en tous points

-Du câble n° 3 Sortant de l'extrados :

Pour la mise en place du vérin, le câble à l'extrados a une inclinaison de  $\alpha=25^\circ$  (standard), le câble présente une courbe parabolique de longueur 27,24m.

$$Y = a_3 X^2 + b_3 X + c_3$$

1)  $X = 0 \Rightarrow Y_3 = C_3 = 1.537 \text{ m.}$

2)  $X = 12.47 \Rightarrow Y_3 = 0,20 = A_3(12.47)^2 + B_3(12.47) + 0,1.537.$

3)  $X = 16.7 \Rightarrow Y_3' = 2 A_3(16.7) + B_3 = 0 \Rightarrow A = (- B_3) / (12.47 \times 2).$

En remplaçant A dans l'équation (2) on a :

$\Rightarrow B_3 = -0,1224.$  D'où :  $A_3 = 0,0085.$

Donc :  $Y_1 = 0,008599X^2 - 0,1224X + 1.5372.$

$$Y'1=0,00171.X^2-0,1224 = \text{tg}\alpha$$

Quand on a l'équation du câble N°3 on peut calculer les caractéristiques géométriques du câble pour les points :

Xi (m)	Yi (m)	$\alpha$ (rad)	$\alpha$ (degré) °	$\cos \alpha^\circ$
0.00	1.54	0.21	12.10	0.98
0.50	1.43	0.20	11.63	0.98
2.00	1.14	0.18	10.21	0.98
4.00	0.82	0.14	8.29	0.99
6.00	0.56	0.11	6.35	0.99
8.35	0.35	0.07	4.05	1.00
10.00	0.25	0.04	2.43	1.00
12.00	0.20	0.01	0.46	1.00

Tableau°38 : caractéristiques géométriques du câble°2 en tous points

VI.4.4) La vérification de l'angle de relevage selon le BPEL :

On a en général selon le règlement technique BPEL : on peut prendre en considération :

$$\arcsin\left(-\frac{\bar{V} - V_M}{p}\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{\bar{V} + V_m}{p}\right)$$

Telles que :

$$V_M = V_{\max}(G+1.2Mc_{120}) = 0.521 \text{ MN}$$

$$V_m = V_{\min}(G) = 0,47 \text{ MN}$$

Et

$V_m$  : l'effort tranchant du poids propre

$V_M$  : l'effort tranchant le plus défavorable

$\bar{V}$  : Effort tranchant limité que peut supporter la section d'appuis.

Sous l'effet minimal des charges  $v_{erd} = V_m - P_{\sin \alpha}$ .

Sous l'effet maximal des charges  $v_{erd} = V_M - P_{\sin \alpha}$ .

Avec :

$$\bar{V} = \bar{\tau} \cdot b_n \times 0.8h$$

$\bar{\tau}$  : Effort de cisaillement limité.

$$\bar{\tau} = \left(0.4f_{it} \left(f_{it} + \frac{2}{3}\sigma\right)\right)^{1/2}$$

Donc la contrainte normale au niveau de fibre neutre  $\sigma_x$ .

$$\sigma_x = \frac{p}{B_m} = \frac{2 \times 2.36}{1.194} = 3.95 \text{ MPa} \text{ avec}$$

$$B_m = B_{\text{brute}}(P+d) - n \times \pi \Phi^2 / 4 = 1.2041 - 2 \times 3.14 \times 0.08^2 / 4 = 1.194 \text{ m}^2$$

$$\bar{\tau} = \left(0.4 \times 2.7 \left(2.7 + 3.95 \times \frac{2}{3}\right)\right)^{1/2} = 2.53 \text{ MPa}$$

$$b_n = b_o - m \cdot k \cdot \phi$$

( $m = 1$ ) : Nombre des gaines par lit  $K = 0.5$  (gaine injectée de ciment)

$$b_n = 0.47 - 1 \times 0.5 \times 0.08 = 0.43 \text{ m}$$

$$\text{D'où: } \bar{V} = 2.53 \times 0.43 \times (0.8 \times 1.75) = 1.523 \text{ MN}$$

L'inégalité donne le résultat suivant :  $-12,25^\circ \leq \alpha \leq 24,97^\circ$

Donc telles que

$$\ll -10^\circ \leq (6.97 ; 2.89)^\circ \leq 33.5^\circ \gg$$

Les angles de relevage étant Vérifiés

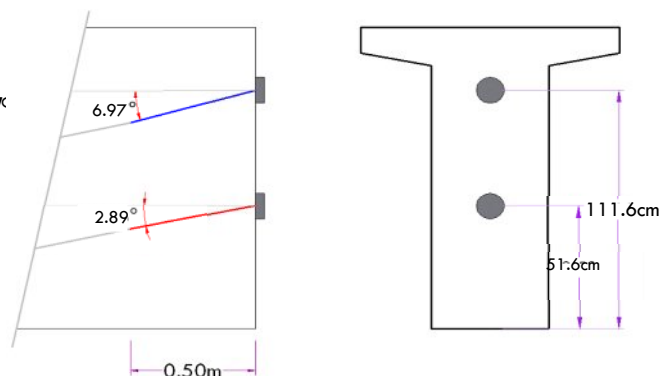


Figure 42 : Les angles de relevage

Les trajectoires des câbles sont résumées dans le tableau suivant / R :

Câble	X <sub>i</sub> (m)	0	0.5	L/8	L/4	3L/8	L/2
		0	0.5	3.2125m	6.425m	9.637m	12.85m
1	Y <sub>i</sub>	0.54	0.52	0.36	0.23	0.15	0.12
	tg α <sub>i</sub>	0.0505	0.049	0.038	0.025	0.012	0
2	Y <sub>i</sub>	1.14	1.08	0.69	0.38	0.18	0.12
	tg α <sub>i</sub>	0.122	0.118	0.091	0.061	0.03	0
Câble moyen	Y <sub>i</sub>	0.84	0.8	0.525	0.305	0.165	0.12
	tg α <sub>i</sub>	0.0863	0.0835	0.0645	0.043	0.021	0

Tableau °39 : Les trajectoires des câbles

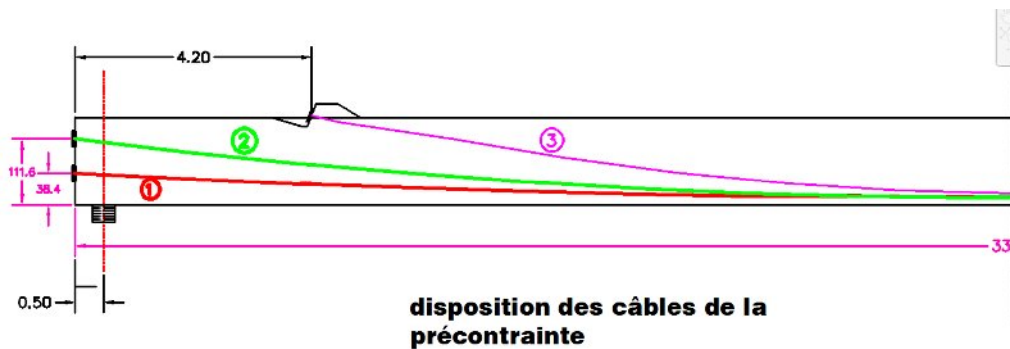


Figure °43 : Les trajectoires des câbles

VI.5) 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 :  $y = \sum y_i / i = 0.7148 \text{ m}$

$B_{\text{GAINE}} = 3.141 \times 0.04^2 = 50.25 \text{ cm}^2$

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )	V' cm	V cm	H cm
Section brute	7806	-	636988.2	-	68383973.8	81.60	68.40	150
Gaines	103.06	81.6	8409.696	402.1238597	686633.317			
Section nette	7702.94	-	628578.504	-	67697340.5			

$V' = S_{\Delta} / B = 81.60 \text{ cm}$ .

$V = h - V' = 68.40 \text{ cm}$

$I_{GN} = I_{\Delta} - B \times V'^2 = 16403856.85 \text{ cm}^4$

$i = (I_{GN} / B)^{1/2} = 46.15$

$\rho = I_G / (V \times V' \times B) = 0.38 = 38\%$ .

**Section avec hourdis:**

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )	V' cm	V cm	H cm
Section brute	12041	-	1325157.1	-	180435015	110.30	64.70	175
Gaines	103.06	81.6	8409.696	402.1238597	686633.317			
Section nette	11937.94	-	1316747.4	-	179748382			

Tableaux °40; 41 : Caractéristiques géométriques de section «P+D»+les gaines à 0.00L

$$V' = S_{\Delta} / B = 110.30 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 64.70 \text{ cm}$$

$$I_{GN} = I_{\Delta} - B \times V'^2 = 34511957.30 \text{ cm}^4.$$

$$i = (I_{GN} / B)^{1/2} = 33.57$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B) = 0.40 = 41 \text{ \%}.$$

$$X = 0.5L :$$

**Section sans hourdis :**

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )	V' cm	V cm	H cm
Section brute	5108	-	429914.27	-	50018275.8	86.72	63.28	150
Gaines	150.75	0.15	22.6125	603.185789	606.577664			
Section nette	4957.25	-	429891.658	-	50017669.2			

$$V' = S_{\Delta} / B = 86.72 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 63.28 \text{ cm}$$

$$I_{GN} = I_{\Delta} - B \times V'^2 = 12737556.79 \text{ cm}^4.$$

$$i = (I_{GN} / B)^{1/2} = 50.69$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B) = 0.47 = 47 \text{ \%}.$$

**Section avec hourdis:**

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )	V' cm	V cm	H cm
Section brute	9343	-	1118101.7	-	162069317	121.38	53.61	75
Gaines	150.75	15	2261.25	603.185789	606.577664			
Section nette	9192.25	-	1115840.5	-	162068711			

Tableaux °42 ; 43 : Caractéristiques géométriques de section «P+D»+les gaines à mi-travée

$$V' = S_{\Delta} / B = 121.39 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 53.61 \text{ cm}$$

$$I_{GN} = I_{\Delta} - B \times V'^2 = 26627644.35 \text{ cm}^4.$$

$$i = I_{GN} / B = 53.81$$

$$\rho = I_G / (V \times V' \times B) = 0.44 = 44 \text{ \%}.$$

VI.6) Calcul des pertes:

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exerce par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une date donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être classées en deux catégories :

1- Les pertes instantanées:

- Pertes dues au frottement.
- Pertes dues au recul à l'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

2- Les pertes différées :

- Pertes dues au retrait du béton.
- Pertes dues au fluage.
- Pertes dues à la relaxation des aciers.

VI.6.1) Pertes instantanées :

VI.6.1.1) Pertes dues au frottement du câble sur la gaine:

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} (1 - e^{-(f\alpha - \phi)l}),$$

Telles que :

$\alpha$ : L'angle de relevage du câble en radian.

$l$  : Longueur en courbe des câbles.

$f$  : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que  $f = 0,2^{1/\text{rad}}$ .

$\Phi$ : Perte relative de tension par mètre, telle que  $\phi = 0,002/\text{m}$ .

$\sigma_{p0}$  : Contrainte de tension à l'encrage  $\sigma_{p0} = 144000 \text{ t/m}^2$ .

$l$  : la longueur du câble calculée à l'aide des intégrales curvilignes et confirmée a partir du logiciel AUTOCAD 2009.

Section		N° câble	l (m)	$\alpha$ (rad)	$f\alpha + \phi l$	$\Delta\sigma_f$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_f$ Moy (t/m <sup>2</sup> )
0.00 L	0 m	1.00	0.00	0.05	0.01	1268.68	2147.22
		2.00	0.00	0.12	0.02	3025.76	
0.014 L	0,5 m	1.00	0.50	0.05	0.01	1409.22	2287.30
		2.00	0.50	0.12	0.02	3165.38	
L/8	4.2 m	1.00	4.21	0.04	0.02	2193.77	2820.91
		2.00	4.23	0.09	0.02	3448.05	
		3.00	0.00	0.14	0.03	3523.73	
L/2	16.7 m	1.00	16.71	0.00	0.03	4653.25	4657.90
		2.00	16.74	0.00	0.03	4662.56	
		3.00	12.59	0.00	0.03	3520.42	
L/4	8.35 m	1.00	8.35	0.03	0.02	3095.03	3467.99
		2.00	8.35	0.06	0.03	3840.94	
		3.00	4.15	0.07	0.02	2928.73	

Tableaux 44 : valeurs des pertes dues aux frottements

### VI.6.1.2) Pertes dues au recul à l'ancrage

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = 2\sigma_{p_0} \left( f \frac{\alpha}{L} + \phi \right) x$$

Telles que :

$$x = \sqrt{\frac{g \times E_a}{\sigma_{p_0} \left( f \times \frac{\alpha}{L} + \phi \right)}}$$

Avec :

g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm. D'après ALGA.

E<sub>A</sub> : module d'élasticité de l'acier = 2 10<sup>7</sup> t/m<sup>2</sup>.

L : longueur du câble.

N° Câble	L (m)	α (rad)	f (α/L) + φ	X (m)
1	0.050	33,414	0.002	19.325
2	0.120	33,482	0.003	17.899
3	0.140	25.176	0.003	16.805

La première remarque c'est que  $X_{1,2} > L/2$ , donc il faut tendre les câbles par un seul coté car on obtient des tensions plus élevées.

\*Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thalès» appliqué au diagramme des tensions :

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = \Delta\sigma_{\text{recul}} \left( 1 - \frac{X_i}{X} \right)$$

N° Câble	f(α/l)+φ	X (m)	Δσ <sub>recul</sub> à 0 L	Δσ <sub>recul</sub> à 0,5	Δσ <sub>recul</sub> à 4.2 m	Δσ <sub>recul</sub> à 8.35 m	Δσ <sub>recul</sub> à 00.5L m
1	0.0022	19.325	12419.46	8232.214	2708.047	919.393	-809.883
2	0.002	17.899	13408.34	10152.36	4379.405	1391.928	-2011.60
3	0.003	16.805	-	-	14281.76	3257.176	-3212.53

Valeurs moyennes des pertes par câble :

Désignation	Δσ <sub>recul</sub> à 0 L	Δσ <sub>recul</sub> à 0,5 m	Δσ <sub>recul</sub> à 0.25L m	Δσ <sub>recul</sub> à 3L/8	Δσ <sub>recul</sub> à 0.50L
Câble à l'about 1 et 2) moyen	12913.9	9192.28	3543.726	-1410.746	1155.661
Câble à l'extrados	-	-	14281.76	3257.176	-3212.53

Tableaux<sup>o</sup> 45 ; 46 ; 47 : Pertes dues au recul à l'ancrage

VI.6.1.3) Pertes dues au raccourcissement instantané du béton:

La valeur de pertes est donnée par la formule :

$$\Delta\sigma_a = \frac{Ea}{2Ei} \sigma'_{bj}$$

Telles que:

$\sigma'_{bj}$ : contrainte du béton.

$Ea$ : module d'élasticité de l'acier =  $2 \cdot 10^7$  t/m<sup>2</sup>.

$Ei$ : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Pertes dues à la mise en tension de la première série de câbles (deux câbles à l'about) :

**NB :** La section considérée est la section de la poutre seule.

A 7<sup>ème</sup> jours :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_j = 2324,47 \text{ t/m}^2. \\ Ei = 3,14 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2. \\ Ea = 2 \cdot 10^7 \text{ t/m}^2. \end{array} \right. \longrightarrow \Delta\sigma = 3,184 \sigma'_{bj}.$$

A 28<sup>ème</sup> jours :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{28} = 3500 \text{ t/m}^2. \\ Ei = 3,6 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2. \\ Ea = 2 \cdot 10^7 \text{ t/m}^2. \end{array} \right. \longrightarrow \Delta\sigma = 2,777 \sigma'_{bj}.$$

Donc :

$$\sigma'_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I} + \frac{M_p e}{I}$$

Avec :

$$P = N A_p (\Delta\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{frott}).$$

$$P = 2 \times 16,68 (14600 - \Delta\sigma_{frott}).$$

$M_p$ : moment de la poutre seule.

$e = V - y$ : section corrigée sans hourdis.

Les deux câbles à l'about :

Section	0,00L	à 0.5 m	à 4.2m	à L/4	à 0,5 L
Designation					
P(kg)	465214.46	464747.17	462967.05	472377.60	456838.83
I (cm <sup>4</sup> )	61545576.44	61545576.44	45016448.19	45016448.19	45016448.19
B (cm <sup>2</sup> )	7415.70	7415.70	4852.60	4852.60	4852.60
e (cm)	0.00	1.66	29.15	49.60	69.60
M poutres seules (kg.cm) à 7j	0.00	0.00	8631000.00	14630000.00	19124000.00
$\sigma'_{bij}$ (t/m <sup>2</sup> )	627.34	626.92	985.56	1070.41	1137.35
$\Delta\sigma$ à 7j (t/m <sup>2</sup> )	2415.25	2413.62	3794.40	4121.09	4378.81
$\Delta\sigma$ à 28j (t/m <sup>2</sup> )	1742.74	1741.57	2737.88	2973.60	3159.57

Tableaux<sup>o</sup> 48 : Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Pour le 3<sup>ème</sup> câble à l'extrados :

Section	0,00L	à 0.5 m	à 4.2 m	à 16.7 m	à 16.7 m
Designation	0,00L	à 0.5 m	à 4.2 m	à 16.7 m	à 16.7 m
frtt	0.00	0.00	3523.73	3467.99	3520.42
recul	0.00	0.00	14281.76	1155.66	3212.53
rac	1742.74	1741.57	3048.40	2973.60	4802.34
p1(kg)	414239.70	414278.81	-223308.62	218933.20	87560.09
P2(kg)	472377.60	472377.60	354825.82	356685.47	354936.37
Bp	7415.70	7415.70	4852.60	4852.60	4852.60
Bt	11438.95	11438.95	8875.85	8875.85	8875.85
e1	0.00	1.66	29.15	49.60	69.60
e2	-0.33	-0.27	0.12	72.39	0.70
I p(cm <sup>4</sup> )	61545576.44	61545576.44	45016448.19	45016448.19	45016448.19
It	162391513.94	162391513.94	145862385.69	145862385.69	145862385.69
M poutres seules (kg.cm) à 7j	0.00	0.00	8631000.00	14630000.00	19124000.00
MD	0.00	0.00	6514000.00	10960000.00	14434200.00
$\sigma'_{bij}$ (t/m <sup>2</sup> )	971.56	971.82	62.89	1338.05	1258.95
$\Delta\sigma$ à 28j (t/m <sup>2</sup> )	2698.98	2699.72	174.72	3717.10	3497.36

Tableaux °49 : les valeurs des pertes instantanées

 Tableau récapitulatif des pertes instantanées (t/m<sup>2</sup>) :

1-à l'about :

L'abscisse de la section		perte dus aux frottements	perte dus au recul	perte dus aux raccorssicement	LA SOMME
0L	0	2147.22	12913.90	1742.74	16803.87
L/66.8	0,5	2287.30	9192.29	1741.57	13221.16
L/7.7	4.2	2820.91	3543.73	2737.88	9102.52
L/4	8.35	3467.99	1155.66	2973.60	7597.25
L/2	16.7	4657.90	1410.75	3159.57	9228.22

Tableaux °50 : les valeurs des pertes instantanées

2-à l'extrados :

L'abscisse de la section		perte dus aux frottements	perte dus au recul	perte dus aux raccorssement	LA SOMME
0L	0	0	0	2698.98	2698.98
L/66.8	0,5	0	0	2699.71	2699.71
L/7.7	4.2	3523.73	14281.76	174.72	17980.21
L/4	8.35	3520.42	3212.53	3497.36	10230.31
L/2	16.7	3520.42	3212.53	3497.36	10230.31

Tableaux°51 : les valeurs des pertes instantanées

**VI.6.2) Pertes différées :**

**VI.6.2.1) Pertes dues au retrait du béton :**

La perte finale due au retrait du béton est donnée par :  $\Delta\sigma = \epsilon_r (1 - r(j)) E_p$ .

Avec:

$\epsilon_r = 0,0003$  étant le retrait total du béton.

$j$  : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.

$r(t)$  : fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

$r(t) = t / (t + 9 r(m))$ . Avec :  $r(m) = B_n / p$ .

$B_n$  : la section nette.

$p$  : le périmètre de la section.

Pour les deux câbles à l'about :

$B_n = 7806 \text{ cm}^2$

$p = 496.88 \text{ cm}$

$r(m) = B_n / p = 14.85 \text{ m}$

A 7 jours :  $r(t) = 7 / (7 + 9 (7806/196.88))$

$r(t) = 0.0471$

Alors :  $\Delta\sigma = 0,0003 (1 - 0,0471) 2 \cdot 10^7$ . Donc :  $\Delta\sigma = 5716.96 \text{ t} / \text{m}^2$ .

A 28 jours :  $r(t) = 28 / (28 + 9 (7806/ 196.88))$

$r(t) = 0.0727$  Alors :  $\Delta\sigma = 0,0003 (1 - 0,0727) 2 \cdot 10^7$ . Donc :  $\Delta\sigma = 5563.8 \text{ t} / \text{m}^2$ .

	p	Bn	r(m)	r(t)	$\Delta\sigma \text{ t/m}^2$
7 j	4.9688	7806	15.710	0.04717	5716.96
28 j	4.9688	7806	15.710	0.1652	5008.8

Tableaux°52 : les valeurs des pertes dues au retrait du béton

-à l'extrados :

	p	Bn	r(m)	r(t)	$\Delta\sigma \text{ t/m}^2$
28 j	379.68	12041	15.710	0.089	5463.98

Tableaux°53: les valeurs des pertes dues au retrait du béton

VI.6.2.2) Pertes dues au fluage :

sont données par :

$$\Delta \sigma_{fi} = (\sigma_b + \sigma_m) E_p / E_{ij}$$

$\sigma_b$ : la contrainte finale du béton

$\sigma_m$ : la contrainte maximale supportée par le béton dans la section considérée au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

Application sur les câbles à l'about :

Sachant que les câbles sont tirés à 7 jours :  $\sigma_b + \sigma_m = \sigma'_{bj} \times K_{fi}$

$K_{fi}$  : coefficient de fluage, selon (BAEL 91)

$$K_{fi} = (E_i - E_v) / E_v = 3 (E_i - E_v) / E_v = 2.$$

Après 7 jours on a une dissipation de 15 % du fluage du béton donc :

$$K_{fi} = (100-15)*2=1,7$$

$$K_{fi} = 1,7$$

$$\Delta \sigma_{fi} = [1.7 \times 2 \times 10^6 / 21000 (350)^{1/2}] \sigma'_{bj} = 8,654 \sigma'_{bj}.$$

A l'about :

abscisse	0,00L	à 0.5 m	à 4.2 m	à 0.25 m	à 0.5L
Pertes dues au fluage (t/m <sup>2</sup> )	5428.98	5425.32	8529.03	9263.34	9842.65

Tableaux<sup>o</sup> 54 : les valeurs des pertes dues fluage

A l'extrados :

abscisse	0,00L	à 0.5 m	à 4.2 m	à 0.25 m	à 0.5L
Pertes dues au fluage (t/m <sup>2</sup> )	4946.20	4947.54	320.20	6409.31	6812.01

Tableaux<sup>o</sup> 55 : les valeurs des pertes dues fluage

VI.6.2.3) Pertes dues à la relaxation des aciers :

$$\Delta \sigma = (6/100) \rho_{1000} [(\sigma_{pi}(x) / f_{prg}) - \mu_0] \sigma_{pi}(x).$$

$\mu_0$  coefficient égale à: 0,30 pour les armatures à relaxation normale.

0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

0,35 pour les autres armatures.

$$\sigma_i = 144000 \text{ t/m}^2 \text{ et } \mu_0 = 0,43.$$

$$\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta \sigma_i. \text{ Avec } \Delta \sigma_i : \text{ la contrainte totale instantanée.}$$

En général :  $\rho_{1000} = 2.5\%$  pour les aciers TBR

$\rho_{1000} = 8\%$  pour les aciers RN

Application sur les câbles sortant à l'about :

A l'about :

Désignation	0,00L	à 0.5 m	à 4.2 m	à 0.25 m	à 0.5L
$\Delta\sigma_p0$ (t/m <sup>2</sup> )	141600.	141600.0	141600.0	14160.00	141600.0
$\Delta\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	16803.8	13221.16	9413.0 4	7597.25	10870.99
$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	124796.	128378.8	132186.9	134002.7	130729.0
$\Delta\sigma_{reel}$ (t/m <sup>2</sup> )	1239.34	1313.90	1395.54	1435.33	1363.99

Tableaux°56 : les valeurs des pertes dues a la relaxation des aciers

A l'extrados :

Désignation	0,00L	à 0.5 m	à 4.2 m	à 0.25 m	à 0.5L
$\Delta\sigma_p0$ (t/m <sup>2</sup> )	141600.0	141600	141600.0	141600	141600.0
$\Delta\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	2698.9	2699.72	17980.22	9903.00	10230.31
$\sigma_i$ (t/m <sup>2</sup> )	138901	138900	123619.7	131697.0	131369.6
$\Delta\sigma_{reel}$ (t/m <sup>2</sup> )	1545.45	1545.43	1215.34	1384.89	1377.81

Tableaux°57 : les valeurs des pertes dues a la relaxation des aciers

Tableau récapitulatif des pertes différées (t/m<sup>2</sup>) :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_p.$$

1-à l'about :

Désignation	0,00L	à 0.5 m	à 4.2 m	à 0.25 m	à 0.5L
Pertes dues au retrait	5716.96	5716.96	5716.96	5716.96	5716.96
Pertes dues au fluage	5428.98	5425.32	9496.36	9263.34	14960.22
Pertes dues à la relaxation	1239.34	1313.90	1395.54	1435.33	1363.99
$\Delta\sigma$ totale	12178.72	12237.20	16376.27	16176.41	21813.84

Tableaux°58 : les valeurs des pertes différées

A l'extrados :

Désignation	0,00L	à 0.5 m	à 4.2 m	à 0.25 m	à 0.5L
Pertes dues au retrait	5463.98	5463.98	5463.98	5463.98	5463.98
Pertes dues au fluage	4946.20	4947.54	320.20	6409.31	6812.01
Pertes dues à la relaxation	1545.45	1545.43	1215.34	1377.81	1384.89
$\Delta\sigma$ totale	11698.05	11699.38	6796.96	13021.47	13430.07

Tableaux°59 : les valeurs des pertes totales

VI.6.2) Calcul du pourcentage des pertes totales (instantanées + différées) :

% pertes =  $\Delta\sigma$  totale / 3 x 144000. En (t/m<sup>2</sup>).

Designations	0,00L	à 0.5 m	à 4.2 m	à 0.25 m	à 0.5L
Pertes instantanées	39005.71	31841.75	54165.48	38917.06	25097.51
Pertes différées	36055.50	36173.79	39549.50	56649.15	45782.89
Pertes totales	75061.21	68015.53	93714.98	95566.21	70880.40
% pertes	18%	16%	22.1%	22.5%	16.7%

Tableaux °60 : les valeurs des pertes totales

Donc parce que tous les pourcentages est inférieures de 25% L'estimation des pertes à 25% est vérifié après le calcul, donc le nombre de câbles est bel et bien vérifie et égale à 2 câbles de 12T15 chacun.

VI.7) Vérification des contraintes :

VI.7.1) vérification a l'ELS :

A -Les contraintes normales

Durant la réalisation de l'ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes beaucoup plus importantes que celles subites par l'ouvrage en service donc on doit vérifier les contrainte 6° phase durant lequel se fait la réalisation de l'ouvrage .

Vérification de  $\sigma(y)$  :

$$\sigma_{br} \leq \sigma(y) \leq \sigma_{bc}$$

Avec :

$$P_1 = (1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_p) n A_p$$

$$\Delta\sigma_{dg} = r(t) \Delta\sigma_d$$

°La première phase

Au 7 éme jour la poutre est toujours sur le banc de construction, les câbles de la première famille sont tirés à 50%et consomment 50% des pertes instantanées.

Les câbles de la première famille sont tirés à 50% c'est-à-dire  $P=50\%$   $P_1$

$$P_1 = (1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_p) n A_p = (1.02 \times (0.5 \times 141600) - 0.8 \times (0.5 \times 9228.87)) 2 \times 1668 \cdot 10^{-6}$$

Donc :

$$P_1 = 2.28 \text{ MN}$$

Contraintes dues au moment de la précontrainte:

$$P_1 = 2.28 \text{ MN}$$

$$M = P_1 \times e_0 = 2.28 \times 0.865 = 1.9722 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = M \times V / I_n = -1.972 \times 0.632 / 0.1273 = -9.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = M \times V' / I_n = 1.972 \times 0.867 / 0.1273 = 13.47 \text{ MPa}$$

Contraintes dues à la précontrainte :

$$P_1 = 2.28 \text{ MN.}$$

$$\sigma_{inf} = \sigma_{sup} = N / B_n = 2.28 / 0.495 = 4.61 \text{ MPa}$$

Contraintes dues au poids propre de la poutre+superstructure :

Moment dû au poids propre de la poutre  $M_g = 1.912 \text{ MN.m}$

$$\sigma_{sup} = M_g \cdot V / I_n = 1.912 \times 0.632 / 0.1273 = 9.50 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{inf} = M_g \cdot V' / I_n = -13.01 \text{ MPa}$$

Contrainte totale :

$$\sigma_{sup} = 9.50 + 4.61 - 9.83 = 4.07 \text{ MPa} < 13 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

$$\sigma_{inf} = 13.47 + 4.61 - 13.02 = 5.07 \text{ MPa} < 13 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

$$\sigma(y) \leq 0.6 f_{ct} = 13 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée pour les deux fibres sup et inf.

### La deuxième phase :

Au 21<sup>ème</sup> jours la poutre est toujours sur le banc de préfabrication, on tire les câbles de la 1<sup>ère</sup> famille à 100% et vont consommer 100% des pertes instantanées.

$$P_1 = (1.02 \sigma_{p0} - 0.8 \Delta \sigma_p) n A_p = (1.02 \times (1 \times 141600) - 0.8 \times (1 \times 16803087)) 2 \times 1668 \cdot 10^{-6}$$

Donc :

$$P_1 = 4.36 \text{ MN}$$

Contraintes dues au moment de la précontrainte:

$$P_1 = 4.36 \text{ MN}$$

$$M = P_1 \times e_0 = 4.36 \times 0.865 = 3.771 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = M \times V / I_n = -3.771 \times 0.632 / 0.1273 = -18.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = M \times V' / I_n = 3.771 \times 0.867 / 0.1273 = 25.76 \text{ MPa}$$

Contraintes dues à la précontrainte :

$$P_1 = 4.36 \text{ MN.}$$

$$\sigma_{inf} = \sigma_{sup} = N / B_n = 4.36 / 0.495 = 8.81 \text{ MPa}$$

Contraintes dues au poids propre de la poutre+superstructure :

Moment dû au poids propre de la poutre  $M_g = 1.912 \text{ MN.m}$

$$\sigma_{sup} = M_g \cdot V / I_n = 1.912 \times 0.632 / 0.1273 = 9.50 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{inf} = M_g \cdot V' / I_n = -13.01 \text{ MPa}$$

Contrainte totale :

$$\sigma_{\text{sup}} -13.47+4.61 +13.01=4.15 \text{ MPa} < -0.49 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} =9.83+4.61 -9.50=4.74 \text{ MPa} < 21.56 \text{ MPa. Non Vérifiée.}$$

NB:

\*On a une contrainte de compression dans la fibre inférieure qui dépasse la contrainte limite ; on peut remédier à ce problème en ajoutant un contre poids qui va tendre les fibres supérieur.

$$\sigma(V') + \frac{M V'}{I_n} \leq f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$M \geq 0.082 \text{ MN.m}$$

Donc :

$$\sigma(-0.86) = 21 \text{ MPa} \leq 21 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifier.}$$

$$\sigma(-0.63) = -0.08 \text{ MPa} \leq 21 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifier.}$$

°La troisième phase:

Au 28 éme jour, nous posons la poutre sur les appuis, on coule la dalle, les câbles de la 1ere famille vont consommer en plus des pertes instantanées un certain pourcentage de perte diffères qui est  $r(t) \%$ ,  $t$  étant le nombre de jours entre la mise en tension à 100% et cette phase ( $t=14$  jours dans ce cas).

$$P_1 = (1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_p) n A_p$$

$$\Delta\sigma_{dg} = r(t) \Delta\sigma_d$$

$$r(t) = \frac{t}{t+9 \times r_m} \quad r(15) = \frac{15}{15+9 \times 0.5943} = 0.7235$$

Donc en peut calculer :

$$\Delta\sigma_{dg} = 0.7235 \times 218.13 = 157.81 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_{dg} + \Delta\sigma_{in}$$

$$\Delta\sigma_p = 157.81 + 92.28 = 250.10 \text{ MPa}$$

$$P_1 = (1.02(141600) - 0.8(25010)) 2.1668.10^{-6} = 4.015 \text{ MN}$$

Contraintes dues au moment de la précontrainte:

$$P_1 = 4.015 \text{ MN}$$

$$M = P_1 \times e_0 = 4.015 \times 0.865 = 4.472 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M \times V / I_n = -4.472 \times 0.632 / 0.1273 = -17.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M \times V' / I_n = 4.472 \times 0.867 / 0.1273 = 24.47 \text{ MPa}$$

Contraintes dues à la précontrainte :

$$P_1 = 4.015 \text{ MN.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \sigma_{\text{sup}} = N / B_n = 4.015 / 0.495 = 8.37 \text{ MPa}$$

Contraintes dues au poids propre de la poutre superstructure :

Moment dû au poids propre de la poutre  $M_g = 1.912 \text{ MN.m}$

$$\sigma_{\text{sup}} = M_g \cdot V / I_n = 3.34 \times 0.632 / 0.1273 = 16.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M_g \cdot V' / I_n = -22.77 \text{ MPa}$$

Contrainte totale :

$$\sigma_{\text{sup}} = -17.85 + 8.37 + 16.61 = 7.13 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 24.47 + 8.37 - 22.7 = 10.07 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

### °La 4eme phase

Au 56<sup>ème</sup> jour, après durcissement de la dalle, nous tirons les câbles de l'extrados à 100%, ils consomment la totalité des pertes instantanées.

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \times r_m} \quad r(35) = \frac{35}{35 + 9 \times 0.5943} = 0.8674.$$

$$\Delta \sigma_{\text{dg}} = 0.8674 \times 218.13 = 189.20 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_p = \Delta \sigma_{\text{dg}} + \Delta \sigma_{\text{in}}$$

$$\Delta \sigma_p = 189.20 + 286.86 = 476.07 \text{ MPa}$$

$$P_1 = (1.02(141600) - 0.8(47607)) \cdot 3(1668) \cdot 10^{-6} = 5.32 \text{ MN}$$

Contraintes dues au moment de la précontrainte:

$$P_1 = 5.32 \text{ MN}$$

$$M = P_1 \times e_0 = 5.32 \times 1.07 = 5.69 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = M \times V / I_n = -5.69 \times 0.55 / 0.254 = -12.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M \times V' / I_n = 5.69 \times 1.19 / 0.254 = 26.95 \text{ MPa}$$

Contraintes dues à la précontrainte :

$$P_1 = 5.32 \text{ MN.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \sigma_{\text{sup}} = N / B_n = 5.32 / 0.887 = 5.99 \text{ MPa}$$

Contraintes dues au poids propre de la poutre superstructure :

Moment dû au poids propre de la poutre  $M_g = 1.912 \text{ MN.m}$

$$\sigma_{\text{sup}} = M_g \cdot V / I_n = 3.344 \times 0.55 / 0.254 = 7.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = M_g \cdot V' / I_n = -15.73 \text{ MPa}$$

Contrainte totale :

$$\sigma_{\text{sup}} = -16.46 + 5.99 + 7.27 = 5.94 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 26.95 + 5.99 - 15.73 = 6.10 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

°La 5ème phase :

On installe le revêtement, les trottoirs, les gardes corps, les glissières et les corniches.

\*Les pertes différées sont :

$$\Delta\sigma_d = r (60 - 21) \Delta\sigma_d^T$$

$$r(t) = \frac{t}{t+9 \times r_m} \quad r(39) = \frac{39}{39+9 \times 0.5943} = 0.87939.$$

$$\Delta\sigma_{dg} = 0.87939 \times 218.13 = 191.821 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_{dg} + \Delta\sigma_{in}$$

$$\Delta\sigma_p = 191.82 + 286.86 = 178.68 \text{ MPa}$$

$$P_1 = (1.02(141600) - 0.8(478.68)) \cdot 2(1668) \cdot 10^{-6} = 5.31 \text{ MN}$$

Contraintes dues au moment de la précontrainte:

$$P_1 = 5.31 \text{ MN}$$

$$M = P_1 \times e_0 = 5.31 \times 1.07 = 5.68 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = M \times V / I_n = -5.68 \times 0.55 / 0.254 = -12.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = M \times V' / I_n = 5.68 \times 1.19 / 0.254 = 26.90 \text{ MPa}$$

Contraintes dues à la précontrainte :

$$P_1 = 5.31 \text{ MN.}$$

$$\sigma_{inf} = \sigma_{sup} = N / B_n = 5.31 / 0.887 = 5.98 \text{ MPa}$$

Contraintes dues au poids propre de la superstructure :

Moment dû au poids propre de la poutre  $M_g = 1.912 \text{ MN.m}$

$$\sigma_{sup} = M_g \cdot V / I_n = 3.798 \times 0.55 / 0.254 = 8.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = M_g \cdot V' / I_n = -17.86 \text{ MPa}$$

Contrainte totale :

$$\sigma_{sup} = -12.43 + 5.98 + 8.26 = -1.80 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

$$\sigma_{inf} = 26.90 + 5.98 - 17.86 = 15.01 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

La 6ème phase :

L'ouvrage est en service, on suppose que les câbles ont consommés la totalité des pertes ; la surcharge maximale correspond à la combinaison la plus défavorable qui est « G + D240 ».

$$P_1 = (1.02(1440) - 0.8(318.55)) \cdot 3(1668) \cdot 10^{-6} = 4.2918 \text{ MN}$$

Contraintes dues au moment de la précontrainte:

$$P_1 = 4.5 \text{ MN}$$

$$M = P_1 \times e_0 = 5.31 \times 1.07 = 4.592 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = M \times V / I_n = -4.592 \times 0.55 / 0.254 = -11.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = M \times V' / I_n = 4.592 \times 1.19 / 0.254 = 25.08 \text{ MPa}$$

Contraintes dues à la précontrainte :

$$P1 = 4.592 \text{ MN.}$$

$$\sigma_{inf} = \sigma_{sup} = N / B_n = 4.592 / 0.887 = 5.57 \text{ MPa}$$

Contraintes dues au poids propre de la superstructure :

Moment dû au poids propre de la poutre  $M_g = 1.912 \text{ MN.m}$

$$\sigma_{sup} = M_g \cdot V / I_n = 7.773 \times 0.55 / 0.254 = 16.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = M_g \cdot V' / I_n = -36.57 \text{ MPa}$$

Contrainte totale :

$$\sigma_{sup} = -11.59 + 5.57 + 16.90 = 10.89 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

$$\sigma_{inf} = 25.08 + 5.57 - 36.57 = -5.91 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa. Vérifiée.}$$

#### B- Justification des contraintes tangentielles à l'ELS:

Notre but dans cette vérification c'est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant est de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

Donc on doit vérifier l'inégalité suivant :

$$\left( \tau^2 \leq 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) \right) \text{ Avec } \left( \sigma_x = \frac{P}{B} + \frac{(Pe_0 + M)}{I} y \right) \text{ et } \left( \tau_{red} = \frac{V_{red} S}{b_n I} \right)$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B} = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{B} : \text{ Contrainte normale longitudinale.}$$

**Avec**

$S_{(y)}$  : Moment statique par rapport au centre de gravité de la poutre.

$b_n$  : largeur nette de la section au niveau y.

**NB :**

\*Les phases est les estimations des pertes sont les mêmes que celles prises pour la vérification des contrainte normales, (en considérant la section d'appuis).

Avec :

$I$  : Moment d'inertie de la section considérée ( $\text{cm}^4$ ).

Pour la vérification, il convient de calculer la contrainte de résistance du béton.

$f_{tj}$  : la résistance de la traction du béton à l'âge j.

$\sigma_x$  : la contrainte de la précontrainte appliquée.

$$V_{red} = T_G + T_P.$$

$T_G$  = effort tranchant.

$T_P$  = % de la mise en tension  $\times A_p \times \sigma_i (\sin\alpha_1 + \sin\alpha_2)$ .

$\sigma_i = \sigma_{po} - \Delta\sigma$ . ( $\sigma_{po} = 141600 \text{ t/m}^2$ ).

A l'about  $X = 0.00 \text{ L} : b_n = 47 - 8,1 = 38,9 \text{ cm}$ .

Vérification :

----	$T_G$ (t)	$T_P$	$V_{red}$	S	I	$T_{reduit}$	$f_{ij}$	$\sigma_x$	$T^2$	limite	l'état
Phase°1	23.60	-15.28	8.32	628578.5	67697340.51	19.80	19.00	1159.4	392.05	8956.15	vérifier
Phase°2	23.60	-70.65	-47.05	628578.5	67697340.51	-112	22.90	1755.5	12545.56	16290.63	vérifier
Phase°3	41.28	-66.00	-24.72	628578.5	67697340.51	-58.8	27.00	1667.5	3463.86	18301.36	vérifier
Phase°4	41.28	-70.19	-28.91	1316747	179748382	-54.3	27.00	931.35	2949.03	10350.23	vérifier
Phase°5	53.58	-53.06	0.52	1316747	179748382	0.98	27.00	931.35	0.95	10350.23	vérifier
Phase°6	69.19	-65.73	3.46	1316747	179748382	6.50	27.00	931.35	42.24	10350.23	vérifier

Tableaux°61 : vérification des contraintes tangentielle

Conclusion :

Donc les contraintes tangentielles sont largement respectées en toutes phases d'exécutions

VI.7.2) Vérification à la rupture:

A- Sécurité à la rupture en flexion:

Sécurité à la rupture en flexion :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 M_G + 1,5 M_Q \leq M_{RA} \\ 1,35 M_G + 1,5 M_Q \leq M_{RB} \end{array} \right.$$

$M_{RA}, M_{RB}$  / sont les moments résistants à la rupture des armatures de précontrainte et du béton.

Calcul de  $M_{RA}$ :

$M_{RA} = 0,9 h \times F$

$h = 170 - 12 = 158 \text{ cm}$

$F = \omega f_{prg} \Rightarrow F = 3 \times 16,68 \times 10^{-4} \times 177000 = 885.708 \text{ t} = 8085 \text{ MPa}$

$M_{RA} = 885.708 \times 0,9 \times 1,58 = 1274.70 \text{ t.m}$

Calcul de  $M_{RB}$ :

Pour l'âme :

$M_{RB \text{ âme}} = 0,35 b_0 \times h^2 \times f_{c28}$

L'épaisseur de l'âme  $b_0 = 21 \text{ cm}$

La hauteur utile  $h = 134 \text{ cm}$

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$M_{RB \text{ âme}} = 0,35 \times 0,21 \times 1,34^2 \times 3500 = 642.19 \text{ t.m}$

Pour l'hourdis:

On ajoutera au moment de rupture de l'âme, le moment de l'hourdis de largeur totale h et d'épaisseur h<sub>0</sub> (h<sub>0</sub> = 16 + 25 = 41 cm) constituant la table de compression. Le moment de rupture de l'hourdis sera évalué en adoptant la valeur minimale des deux résultats suivants :

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \begin{cases} 0,8 (b - b_0) (h - h_0 / 2) h_0 f_{c28} \\ 0,35 (b - b_0) h^2 f_{c28} \end{cases}$$

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \begin{cases} 0,8 (1,03 - 0,21) (1,58 - 0,41 / 2) 0,41 \times 3500 \\ 0,35 (1,03 - 0,21) 1,58^2 3500 \end{cases}$$

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \begin{cases} 1281,168 \text{ t.m} \\ 2507,63 \text{ t.m} \end{cases}$$

Alors :  $M_{RB \text{ hourdis}} = 1281,16 \text{ t.m}$

Donc :  $M_{RB} = M_{RB \text{ hourdis}} + M_{RB \text{ âme}} = 1281,16 + 642,19,91 = 1923,36 \text{ t.m}$

**Moment de fissuration :**

Le moment de fissuration est le moment qui provoquerait sur la  fibre inférieure  une contrainte résultante égale à  $2\sigma_x (2 \times (-27) = -54 \text{ kg/cm}^2)$ .

La contrainte de compression due à la précontrainte étant de  $(5,57 + 25,08) = 3066 \text{ t / m}^2$ , le moment de fissuration  $M_f$  engendre une contrainte résultante de  $(-254 \text{ t / m}^2)$ . Une contrainte élémentaire de :  $3066 + 254 = 3320 \text{ t / m}^2$ .

$$M_f \times V' / I = 3320 \Rightarrow M_f = 3320 \times 0,254 / 1,196$$

$$M_f = 705,08 \text{ t/m}^2.$$

Donc :  $M_f = 705,08 < 1049,39 \text{ t.m}$  Vérfiée.

**Sécurité Par rapport au béton :**

$$1,35 M_G + 1,5 M_Q = 1,35G + 1,5D_{240} = 1049 \text{ t.m}$$

$$M_{RB} = 1923,36 \text{ t.m}$$

$$0,7 M_{RB} = 1346,35 \text{ t.m}$$

Donc :

$$1,35 M_G + 1,5 M_Q = 1049 \text{ t.m} < 0,7 M_{RB} = 1346,25 \text{ t.m}$$
 Vérfiée.

**Sécurité Par rapport aux aciers :**

$$1,35 M_G + 1,5 M_Q = 1,35G + 1,5D_{240} = 1049 \text{ t.m}$$

$$M_{RA} = 1474.70 \text{ t.m}$$

$$0.9 M_{RA} = 1327.23 \text{ t.m.}$$

Donc :

$$1,35 M_G + 1,5 M_Q = 1049 \text{ t.m} < 0,9 M_{RA} = 1327.23 \text{ t.m} \quad \text{Vérifiée.}$$

Donc la sécurité par rapport à la flexion est bien assurée.

## 2. Sécurité à la rupture par l'effort tranchant :

$$V_u = 0.830 \text{ MN}$$

Calcul de  $T_{red}$ :

$$T_{red} = V_u / \{(\pi + 3)(0.08)0.9h\} \Rightarrow T_{red} = 1.25 \text{ MPa.}$$

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)

$$T_g(2\gamma) = 2 \times T_{red} / \sigma' b = 2 \times 125 / 506.67 = 0,493$$

$$2\gamma = \text{Arctg}(0,493) = 0.45 \text{ rad} \Rightarrow \gamma = 0.225 \text{ rad}$$

### Résistance du béton :

Elle donner par:

$$\sigma_b = \frac{2\tau_{red}}{\sin 2\gamma}$$

$$\sigma_b = 2 \times 1.25 / \sin 0.45 = 5.74 \text{ MPa} = 574 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_b < 2/3 \times 0,85 f_{c28} / \gamma_b = 2/3 \times 0,85 \times 35 / 1,5 = 13.22 \text{ MPa} = 1322,2 \text{ t/m}^2.$$

Donc :

$$\text{La condition } \sigma_b = 574 \text{ t/m}^2 < 2/3 \times 0,85 f_{c28} / \gamma_b = 1322.2 \text{ t/m}^2 \quad \text{est vérifiée}$$

### Résistance des armatures transversales :

Pour l'angle  $\alpha$  (qui fait l'étrier à l'axe neutre), on le prend  $\alpha = \pi/2$ .

On choisit les armatures transversales : 2HA8 pour  $A_s = 1,01 \text{ cm}^2$ .

$$\frac{A_s \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left( \tau_{red} - \frac{f_{ti}}{3} \right) \text{tg}(\gamma)$$

Telles que:

$$S_t = 30 \text{ cm.}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$b_n = 12.9 \text{ cm}$$

$$T_{red} = 125 \text{ t/m}^2$$

$$f_{t28} = 270 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma = 0.22 \text{ rad}$$

$$\frac{A_s \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} = 90.77 \text{ t/m}^2.$$

$$\left( \tau_{red} - \frac{f_{ti}}{3} \right) \times tg(\gamma) = 7.82 \text{ t/m}^2.$$

Donc :  $90.77 > 7.82 \text{ t/m}^2$ . Vérifie

### VI.8) Ferrailage passif :

#### VI.8.1) Ferrailage longitudinal:

##### VI.7.1.1) Armatures longitudinales de peau :

Le but est de répartir les effets de retrait et des variations de températures, elles sont disposées dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne.

$$A_{min} \geq \max \{ 3 \text{ cm}^2/\text{m} ; 0.1\% \text{ de la section de la poutre homogène} = 0,001 \times 4957 \text{ cm}^2 = 9.19 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{min} \geq 9.19 \text{ cm}^2.$$

On va choisir une armature 14HA10 espacée de 25cm.

##### VI.8.1.2) Armatures longitudinales dans les zones tendue :

Les armatures transversales et longitudinales seront utilisées en quantités suffisantes pour tenir compte des sollicitations secondaires.

Avec :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{\sigma_{Bt}} \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$B_t$  : surface du béton tendu ( $\text{m}^2$ )

$N_{Bt}$ : Effort normal dans la partie du béton tendu = surface de la partie du diagramme des contraintes dans la zone du béton tendu.

$f_{tj}$  : contraintes de traction du béton calculée à partir de  $f_{ct}$

$\sigma_{Bt}$ : valeur absolue de la contrainte maximale de la traction dans la section

$f_{tj} = 2.7 \text{ Mpa}$  : la résultante des efforts de traction

$h_{bt}$  : correspond au lieu ou la contrainte est nulle

$f_e = 400 \text{ MPa} = 40000 \text{ t/m}^2$

$i^2 = 0.5381^2 = 0.2895 \text{ m}^2$

$B_t$  : l'aire de la partie tendue du béton ( $\text{m}^2$ ).

#### **\*Calcul de $B_t$ :**

Comme on a dits précédemment dans la dernière phase de vérification de contraintes normales :

$$P_1 = 162.47 \text{ t} = 1.6247 \text{ MN}$$

$$\sigma_1(y) = 960.03 + 558.10$$

$$y: \text{ donc } \left( \begin{array}{l} \sigma_1(0.553) = 108995 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_1(0.553 - 0.2) = 849805 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_1(0 - 1.197) = -591.08 \text{ t/m}^2 \end{array} \right)$$

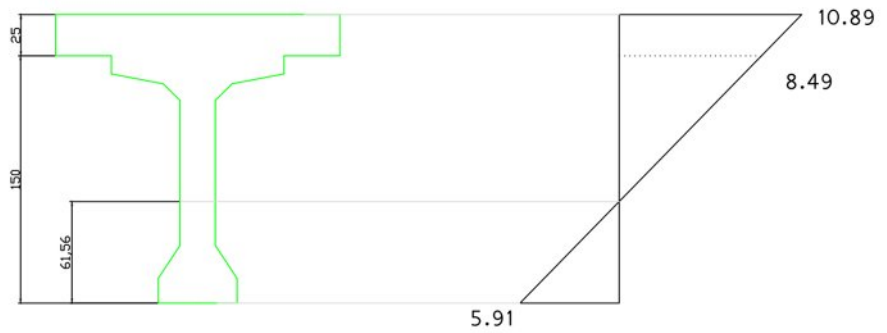


Figure °44 : diagramme de contrainte de la section poutre + l'hourdis

Donc on a :

$$\frac{1.75 - 0.2 - y'}{849.80} = \frac{y'}{591.08}$$

On obtient :  $y' = 0.61$  m

Donc  $B_t = 0.1942$  m<sup>2</sup>

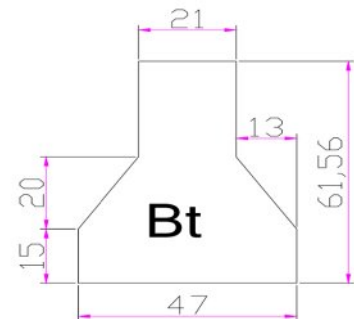


Figure °45 : la partie tendue du béton

$$\sigma_{Bt} = \frac{N}{B} + \left(1 + \frac{V'xe}{i^2}\right) - \left(\frac{M_g \cdot xy}{I}\right) = \frac{545.59}{0.8875} + \left(1 + \frac{1.19 \times 1.07}{0.2895}\right) - \left(\frac{192.24 \times 0.61}{0.2543}\right) = 1662.19 \text{ t/m}^2$$

$$N_{Bt} = \frac{\sigma_{Bt} \cdot xB_t}{2} = \frac{144527}{2} \times 0.1637 = 16139 \text{ t}$$

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{\sigma_{Bt}} \times \frac{f_{ti}}{f_e}$$

Application numérique

$$A_s = 8.49 \text{ cm}^2$$

On prend Solen BAEL: 6HA14 = 9.24 cm<sup>2</sup> de section nominale

VI.8.2) Ferrailage passif transversales :

VI.8.2.1) Armatures transversales de peau :

La section de ces armatures doit être telle qu'il y'ait au moins 2cm<sup>2</sup> d'acier (soit 1 cadre HA12) par mètre de parement ; ces armatures sont disposées parallèlement aux sections droites.

VI.8.2.2) Armatures transversales minimales :

Celle-ci doivent être telle que :

$$\frac{A_t}{b_n S_t} \times \frac{f_e}{1.15} \geq 60t / m^2$$

Avec :  $S_t \leq \inf(1m, 0.8h, 3b_0) = \inf(1m, 0.8 \times 1.7, 3 \times 0.47) = \inf(1m, 0.8 \times 1.7, 3 \times 0.47) = 1m$

Donc on fixe:  $A_t = 2.26 \text{ cm}^2$  (cadre de HA12)

Pour ca on devra avoir :  $S_t \leq \frac{A_t f_e}{1.15 \times 0.6 \times b_n} = \frac{2.26 \times 10^{-4} \times 40000}{1.15 \times 0.6 \times 0.47} = 0.28m$

On prend  $S_t = 30 \text{ cm} < 100 \text{ cm}$

Cadre du talon :

Les cadres du talon sont en continuité avec les armatures transversales de l'âme de poutre

$$\overline{\sigma_{en}} = 3500t / m^2 \quad \text{Et} \quad \overline{\sigma_{28}} = 210t / m^2$$

Soit : l'enrobage nécessaire de la section à mi travée de la poutre et on prend  $c=6 \text{ cm}$  on

Doit avoir

$$\frac{\overline{W}_t}{t} = c \frac{\overline{\sigma_{28}}}{\overline{\sigma_{en}}} \times 100 = 0.06 \times \frac{210}{3500} \times 10 = 3,6 \text{ cm}^2 / ml$$

On choisit 4 cadres HA12/ml. On fixe l'espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$  à l'about et à 30cm en travée.

VI.8.2.2) Armatures supérieures de la table de compression :

L'aile de la poutre est sollicitée par les efforts suivants :

Le poids propre :  $q_1 = [25 \cdot 6 \times 51,5] \times 2.5 \times 1.00 \times 10^{-4} = 0,32 t / ml$ .

Le béton frais hourdis :  $[25 \times 51.5] \times 2.5 \times 1.00 \times 10^{-4} = 0,32 t / ml$

Une surcharge de 450 kg/m provoquée par la présence des ouvriers et du matériel de travaux lors de la construction.

$$q_1 = 1.2 \times 0.45 \times 0.515 \times 1.00 = 0,27 t / ml$$

$$q = q_1 + q_2 + q_3 = 0,9 t / ml$$

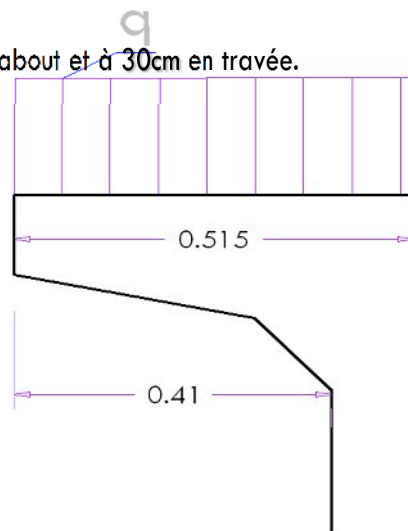


Figure °46 : la table de compression chargée

L'aile de la poutre est donc supposée comme une console.

Le moment est :  $M = \frac{ql^2}{2} = \frac{0.91 \times 0.515^2}{2} = 0,12 t.m/ml.$

$A_s = 0,48 \text{ cm}^2$

On prend HA12 tous les 30cm.

VI.8.3) Etude de la zone d'about:

L'about d'une poutre est soumis à une concentration d'efforts dus à la transmission des réactions par l'appui et à l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage.

VI.8.3.1) Première zone de régularisation :

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrages, c'est ce qu'on appelle la première zone de régularisation :

- Une zone de surface tendue
- Une zone intermédiaires comprimée
- Une zone d'éclatement tendue

$h_t = 150 \text{ cm}.$   
 $b = 47 \text{ cm}.$

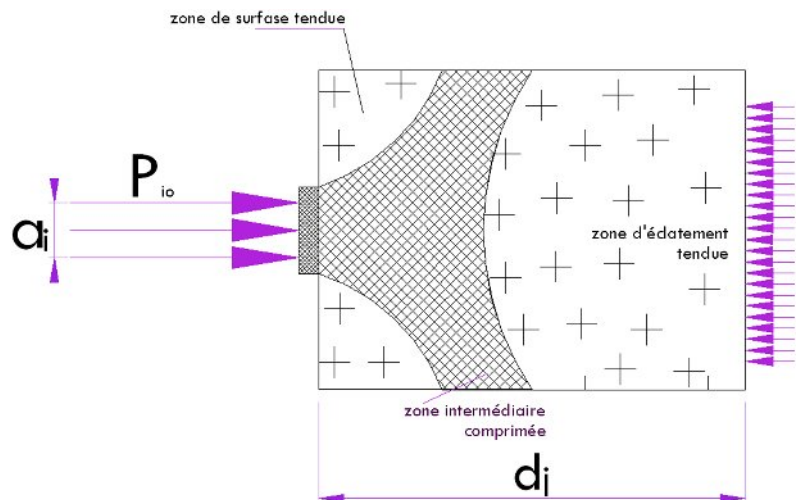


Figure °47 : l'influence des efforts d'ancrages sur la zone d'about

$d1 = \min(2c1, c2) = 60 \text{ cm}$   
 $d2 = \min(2c3, c2) = 60 \text{ cm}$

On prend  $d_1 = d_2 = 60 \text{ cm}$

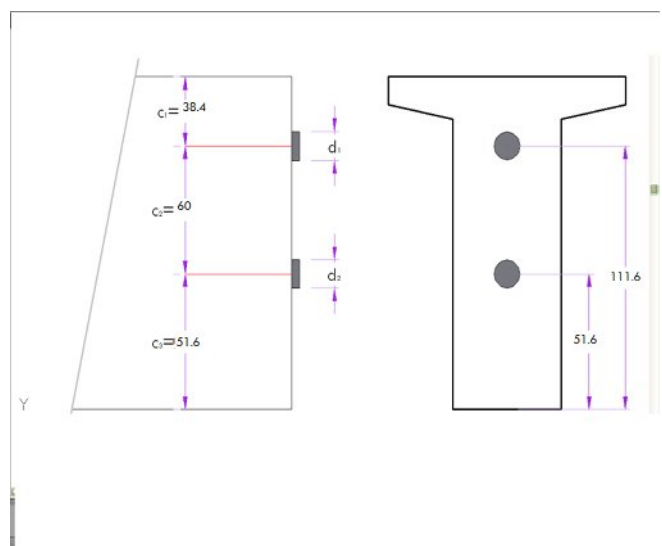


Figure °48 : position des câbles 1° et 2°

a)-Zone de surface tendue :

On doit disposer un ferrailage de surface donné par la formule suivante :

$$A_s = 0.04 \frac{\text{Max } P_{j0}}{\sigma_s \text{ lim}}$$

$$\sigma_s \text{ lim} = 2/3 f_e ;$$

$P_{j0}$  la force maximale. ;  $P_{j0} = \sigma_{p0} \cdot A_p = 2.36 \text{ MN}$

Plan vertical:

$$A_s = 0.04 \frac{2.36}{\frac{2}{3} \cdot 400} = 3.54 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3^\circ \text{ cadre de HA14}$$

Plan horizontal:

$$A_s = 0.04 \frac{2 \times 2.36}{\frac{2}{3} \times 400} = 7.08 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5^\circ \text{ cadre de HA14}$$

b)-Zone intermédiaire comprimée:

On doit s'assurer que la contrainte moyenne ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression.

$$m_j = \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj} \quad \text{avec } b \text{ la largeur de la poutre}$$

Au 7<sup>ème</sup> jour :

Les câbles sont tirés à 50%, avec  $f_{c7} = 23.178 \text{ MPa}$ .

$$\frac{2.36 \times 0.50}{0.47 \times 0.6} = 4.18 \leq \frac{2}{3} f_{cj} = 15.452 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

Au 21<sup>ème</sup> jour :

Les câbles sont tirés à 100%, avec  $f_{c21} = 33.123 \text{ MPa}$ .

$$\frac{2.36}{0.47 \times 0.6} = 8.368 \leq \frac{2}{3} f_{cj} = 22.08 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

c) - Zone d'éclatement :

c-1)-Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_j = 0.50 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

$\tau_j$ : Contraint de traction.

$a_j$ : la dimension moyenne dans le plan d'étalement, des organes d'ancrages.

\*Au 7<sup>ème</sup> jour :  $f_{t7} = 1.99 \text{ MPa}$

Plan vertical:

$$\tau_{e7} = 0.50 \left(1 - \frac{0.26}{0.60}\right) \times \frac{2.36 \times 0.50}{0.47 \times 0.6} = 1.18 \text{ MPa} \leq 1.25 f_{tj} = 2.487 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

Plan horizontal:

$$t_{e7} = 0.50 \left( 1 - \frac{0.26}{0.47} \right) \times \frac{2.36 \times 0.50}{0.47 \times 0.60} = 0.35 \text{ MPa} \leq 1.25 f_{tj} = 2.487 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

\*Au 21<sup>ème</sup> jour :  $f_{t21} = 2.55 \text{ MPa}$

Plan vertical:

$$t_{e21} = 0.50 \left( 1 - \frac{0.26}{0.60} \right) \times \frac{2.36}{0.47 \times 0.60} = 1.18 \text{ MPa} \leq 1.25 f_{tj} = 3.187 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

Plan horizontal:

$$t_{e21} = 0.50 \left( 1 - \frac{0.26}{0.47} \right) \times \frac{2.36}{0.47 \times 0.60} = 0.35 \text{ MPa} \leq 1.25 f_{tj} = 3.187 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

c-2-Ferraillage d'éclatement  $A_e$  :

$$A_e = \max \left( \begin{array}{l} 0.25 \left( 1 - \frac{a_i}{d_i} \right) \times \frac{P_{jo}}{\sigma_{s \text{ lim}}} \\ 0.15 \frac{\max P_{jo}}{\sigma_{s \text{ lim}}} \end{array} \right)$$

Plan vertical:

$$A_e = \max \left( \begin{array}{l} 0.25 \left( 1 - \frac{0.26}{0.60} \right) \times \frac{2.36}{2/3 \times 400} \\ 0.15 \frac{2.36}{266.66} \end{array} \right) = \max \left( \begin{array}{l} 12.53 \\ 13.27 \end{array} \right) = 13.27 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_e = 13.27 \text{ cm}^2}$$

On disposera donc <sup>o</sup>5 cadres de HA14 de section minimale (15.4 cm<sup>2</sup>) sur une longueur  $d_j = 60 \text{ cm}$

Donc :

$$St = 60/5 = 12 \text{ cm d'espacement.}$$

Plan horizontal:

$$A_e = \max \left( \begin{array}{l} 0.25 \left( 1 - \frac{0.26}{0.47} \right) \times \frac{2 \times 2.36}{2/3 \times 400} \\ 0.15 \frac{2 \times 2.36}{266.66} \end{array} \right) = \max \left( \begin{array}{l} 19.77 \\ 26.5 \end{array} \right) = 26.5 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_e = 25.6 \text{ cm}^2}$$

On disposera donc <sup>o</sup>5 cadres de HA14 de section minimale (15.4cm<sup>2</sup>) autour de chaque ancrage.

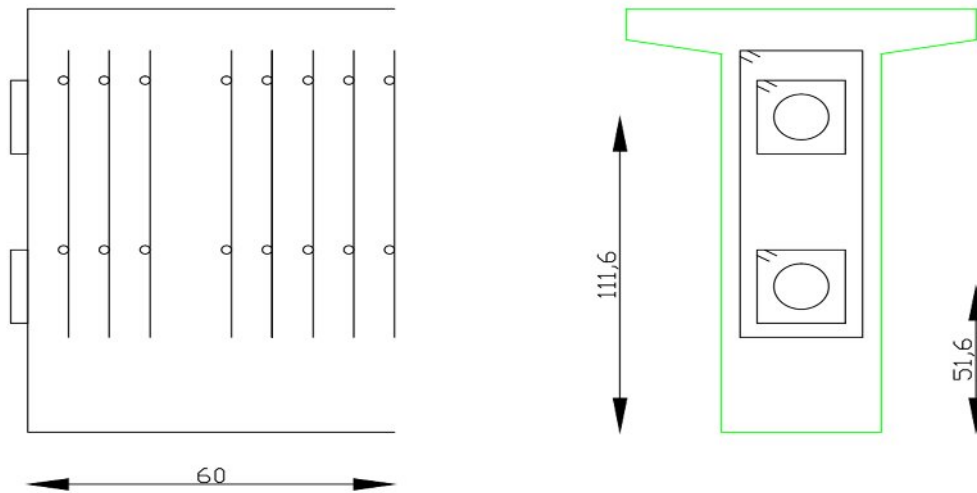


Figure °49 : Schéma montrant le ferrailage de la 1ère zone de régularisation

VI.8.3.2)-La deuxième zone de régularisation :

Nous étudions l'équilibre général de l'about de la poutre en isolant la portion de longueur  $l_r$ , cette portion est équilibrée selon le schéma suivant :

Avec :

$N_t$  : Effort normal

$V_x$  : Effort tranchant

Selon un plan de coupure quelconque (BC)

On obtient:

$$V_x = \sum P_i \cos \alpha_i - b \int_t \sigma(P_i) dt$$

$$V_x = \sum P_i \cos \alpha_i - b \int_t \sigma(P_i) dt$$

VI.8.3.2-1) Justification des contraintes

La justification des contraintes dans la 2<sup>ème</sup> zone de régularisation est effectuée par le biais de l'inégalité suivante :

$$\tau_{\max} = \max. (\tau_x + \tau) \leq 1.5 f_{tj}$$

$$\tau_x = \frac{2 \times V_x}{b \times l_r} \text{ et } \tau = \frac{V_{red} \times S(y)}{b_n \times I_n}$$

Avec :

$b$  : Largeur de la section

$l_r$  : Longueur de régularisation

$\tau_x$  : Contraint due à la diffusion pure

**VI.8.3.2.2)- Ferrailage :**

La section d'acier est donnée par l'expression :

$$A_c = \frac{|V_{x\max}| - N_{tc}}{2/3 \times f_e}$$

Avec :

$$V_{x\max} = V_{x\max} \left[ 1 - \left( \frac{f_{tj}}{3\alpha_{\max}} \right) \right]$$

$S_i : A_c \leq A_s + A_e$  donc Les armatures complémentaires ne sont pas nécessaires

$S_i : A_c > A_s + A_e$  donc Les armatures à mettre en place est la différence  $A_c - (A_s + A_e)$

**Applications:**

$$P_i = (p_0 - \Delta_{ins}) A_p$$

$$P_i = (1176.96 - 151.37) 1668 \times 10^{-6} = 1.62 \text{ MN}$$

**\* Section équivalente:**

Propriété de la section :

Aire net:  $0.7806 \cdot 2 \times \text{aires}_{\text{des gaines}} = 0.7702 \text{ m}^2$

Périmètre: 4.6600m

Moments d'inertie nette:  $I = 0.1640 \text{ m}^4$

$V'_n = 0.8160 \text{ m}$

$V_n = 0.6840 \text{ m}$

$x + y = h = 1150 \text{ cm}$

$x = 13.5 \text{ cm}$

$y = 136.5 \text{ cm}$

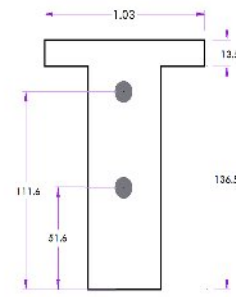


Figure °50 : Section équivalente:

Nb° CABLE	Pi (MN)	$\alpha_i^\circ$	$P_i \sin \alpha_i$	$P_i \cos \alpha_i$	$e_i$ (m)	$P_i \cos \alpha_i e_i$
1	2.08	2.9	0.1052	2.0773	0.3	0.6232
2	2.08	6.98	0.2527	2.0645	0.3	0.6193
la somme	-	-	0.3580	4.1419	0.6	1.2425

Tableaux °62 : caractéristiques géométriques des câbles moyens

**\*Calcul de  $\sigma$ :**

$$\sigma(y) = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{B_n} + \frac{\sum P_i \cos \alpha_i \times e_i}{I_n} y$$

$V'_n = 0.816 \text{ m}$  et  $0 \leq t \leq h$

$Y = (t - V'_n) = t - 0.816$

Donc :

$$\sigma(y) = 5.370 + 2.410 y$$

$$\sigma(t) = 4.554 + 2.410 y$$

$$\sigma(y) = \sum_{i=1}^n P_i \cos \alpha_i - b \int_t \sigma(P_i) dt$$

$$t = (0.516 - \epsilon) \quad V_x = -0.47 (4.554y + 1.205 y^2)^{0.516} = -0.780 \text{ MN}$$

$$t = (0.516 + \epsilon) \quad V_x = 2.07 - 0.47 (4.554y + 1.205 y^2)^{0.516} = 1.289 \text{ MN}$$

$$t = (1.116 - \epsilon) \quad V_x = 2.07 - 0.47 (4.554y + 1.205 y^2)^{1.116} = 1.34 \text{ MN}$$

$$t = (1.116 + \epsilon) \quad V_x = 2.06 - 0.47 (4.554y + 1.205 y^2)^{1.116} = 1.33 \text{ MN}$$

$$t = (1.365) \quad V_x = 4.1419 - 0.47 (4.554y + 1.205 y^2)^{1.365} = 2.16 \text{ MN}$$

\*Calcul de  $\tau$  et  $\tau_x$

$$\tau = \frac{V_{red} S(y)}{I_n b_n}$$

$$V_{red} = V_G - \sum P_i \sin \alpha_i = 0.236 - 0.358 = -0.122 \text{ MN}$$

$$\tau = \frac{V_{red}}{I_N} \times \frac{S(y)}{b_n}$$

tellesque

$$\text{pour } t \in [0; 1.136] \text{ "donc" } S(y) = b_0 t \left( V'_n - \frac{t}{2} \right) = 0.47 t \left( 0.816 - \frac{t}{2} \right)$$

$$t \in [1.136; 1.50] \text{ "donc" } S(y) = b_0 t \left( V'_n - \frac{t}{2} \right) = 1.03 t \left( 0.816 - \frac{t}{2} \right)$$

$$\tau_x = \frac{2V_x}{b \times l_n}$$

t	b (m)	Bn (m)	S (m³)	$\tau$		$V_x$		$\tau_x$		$\tau + \tau_x$	
				+ $\epsilon$	- $\epsilon$	+ $\epsilon$	- $\epsilon$	+ $\epsilon$	- $\epsilon$	+ $\epsilon$	- $\epsilon$
1,365	1,030	0,7806	0,085	-0.7868	-0.7868	2.16	2.16	1.398	1.398	0.611	0.611
1.116	0,470	0,7806	0,271	-0.4116	-0.4116	1.33	1.34	1.887	1.901	1.475	1.489
0,516	0,470	0,7806	0,296	-0.3612	-0.361	1.28	-0.78	1.816	-1.106	1.454	-1.467

Tableaux°63 : La contrainte totale de cisaillement

°Conclusion

La contrainte totale de cisaillement max dans le béton est bien vérifiée.

\*Ferrailage d'équilibre général :

$$N_t = \sum_{i=1}^n P_i \cos \alpha_i - b \int_t \sigma(P_i) dt$$

$$= \frac{\sum_{i=1}^n P_i \sin \alpha_i \times S(t)}{l_n \times b_n}$$

A:  $t=1.365$  m ;  $V_{x_{max}}=2.16$  MN et

$$N_{tc} = \sum_{i=1}^n P_{ie} \sin \alpha_i - b \frac{\sum_{i=1}^n P_{ie} \sin \alpha_i}{l_n \times b_n} \int S(t) dt = 0.357 \text{ MN}$$

$f_{t21}=2.55$  MPa

$$V_{x_{max}} = 2.16 \left[ 1 - \left( \frac{2.55}{3 \times 1.901} \right)^2 \right] = 1.9 \text{ MPa}$$

$$A_c = \frac{|0.357 - 1.9|}{2/3 \times 400} = 56 \text{ cm}^2$$

On a  $A_s + A_e = 3^\circ \text{cadres HA14} + 5^\circ \text{cadres HA14} + 8^\circ \text{HA14} = 12.32 \times 2 = 24.64 \text{ cm}^2 < 56 \text{ cm}^2$

$A_c > A_e + A_s$

La section à mettre en place est la différence  $A_c - (A_s + A_e) = 31.36 \text{ cm}^2$  et est répartie sur  $2/3 l_r = (2/3)1.50\text{m} = 1.00\text{m}$ .

La section est de  $7.14 \text{ cm}^2$  soit  $5^\circ$  cadre de HA14

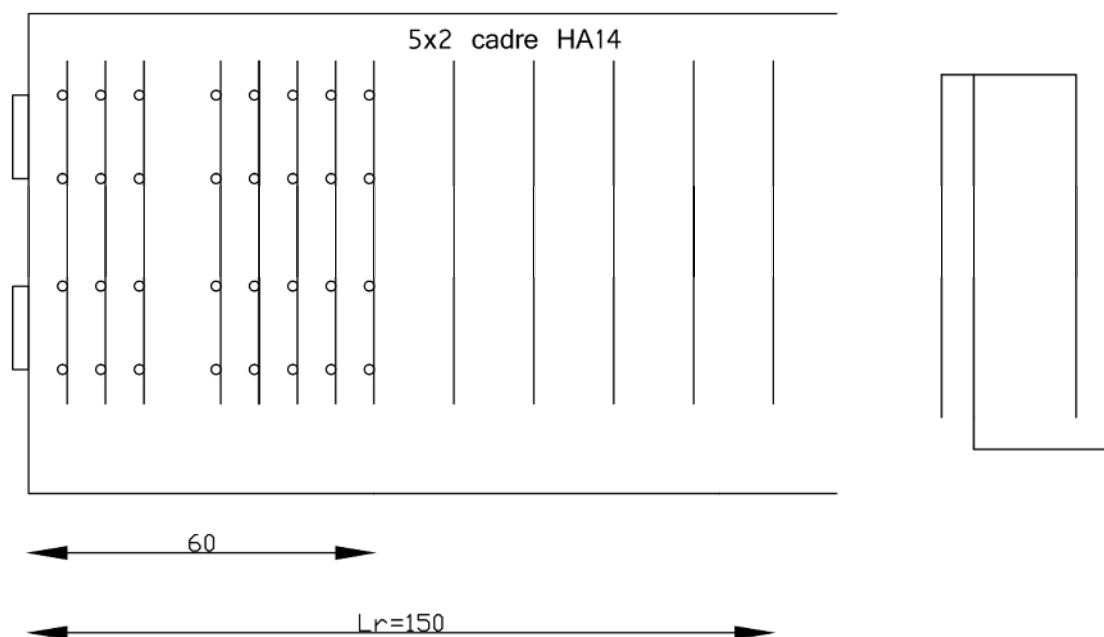


Figure °51: Ferrailage de la zone d'about

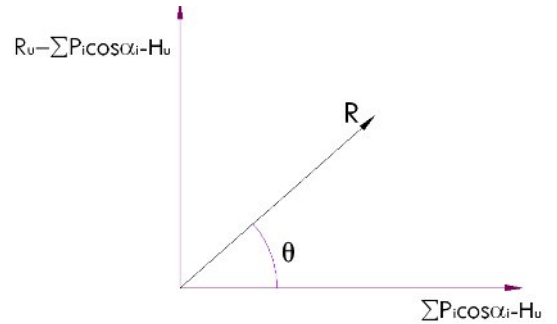
VI.8.4) Etude de la zone d'appui:

Il y a deux vérifications particulières :

- 1-Equilibre de la bielle d'about.
- 2-Equilibre du coin inférieur du béton

VI.8.1) Equilibre de la bielle d'about :

L'appui transmet au béton une réaction verticale  $R_U$  et une réaction horizontale  $H_U$ ; le béton est soumis aussi aux efforts de précontrainte qui sont  $\sum P_i \cos \alpha_i$  et  $\sum P_i \sin \alpha_i$



La résultante R conduit à une rupture lorsque son inclinaison «  $\theta$  » dépasse l'angle d'apparition de fissures par la bielle  $\beta_u$ , donné par la formule :

$$\text{tg } 2 \beta_u = \frac{2T_u}{\sigma_{x,u} - \sigma_{y,u}}$$

La condition :  $\text{tg } \theta \leq \text{tg } \beta_u$

\*Hypothèse de calcul selon (BPEL) :

- Il est retenu un fonctionnement en treillis, ce qui nécessite un calcul à l'ELU
- La bielle a une inclinaison  $\beta_u$  bornée inférieurement à  $30^\circ$
- La contrainte limite dans les armatures équilibrant l'effort horizontal :
  - Armatures de précontrainte :  $\text{Min} (1.2\sigma_{pm}; f_{prg}/1.15)$
  - Armatures passives :  $f_e / \gamma_s ; (\gamma_s = 1.15)$

\*Le calcul consiste à chercher le niveau « r » tel que :

$$\sum_1^r \bar{P}_i \text{Cos} \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum \bar{P}_i \text{Sin} \alpha_i) \text{cotg} \beta_u$$

Avec :

$\bar{P}_i$  : Effort correspondant à la contrainte limite

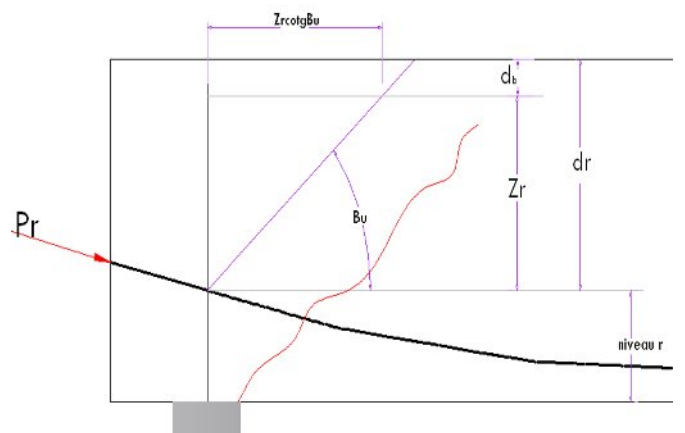


Figure °52 : le niveau « r »

Application :

$$R_u = 1,35G + 1,6(B_c + Tr) = 0.83 \text{ MN}$$

$$H_u = 0.12 G_{\text{Propre}} = 0.712 \text{ MN}$$

$$\bar{P}_i = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 1.2 \times \sigma_{pm} \times A_p = 1.2(\sigma_{po} - \Delta\sigma) A_p = 1.2 \times (141600.69 - 7561) \times 0.001668 = 268.29 \text{ t} = 2.68 \text{ MN} \\ \frac{f_{prg}}{\gamma_s} \times A_p = \frac{177000}{1.15} \times 0.001668 = 2.56 \text{ MN} \end{array} \right.$$

Donc  $\bar{P}_i = 2.56 \text{ MN}$

$$V_{\text{red } u} = R_u - \sum P_i \sin \alpha_i$$

$$= 0.83 - 0.35 = 0.48 \text{ MN}$$

$l_h$ ( m <sup>4</sup> )	$B_h$ ( m <sup>2</sup> )	$V'$ ( m )	$V$ ( m )	$S(t)$ ( m <sup>3</sup> )
0.16405	0.8218	0.816	0.684	0.670

Tableaux °57 : Caractéristiques géométriques homogènes (poutre + l'hourdis)

$$u = \frac{V_{\text{red}} \times S(t)}{b_n \times I_h} = 0.5269 \frac{0.48}{0.39 \times 0.16405} = 3.95 \text{ MN}$$

$$\sigma_x = \frac{\sum \bar{P}_i \times \cos \alpha_i}{B_h} = 6.94 \text{ MN}$$

$$\text{Tg } 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x} \longrightarrow \beta_u = 24.34^\circ \text{ on prend } \underline{30^\circ}$$

\*Recherche du niveau « r »

Pour câble n°1

$$\sum P_i \times \cos \alpha_i - H_u = 2.36 \times (\cos 2.9^\circ) - 0.712 = 1.644 \text{ MN}$$

$$(R_u - \sum P_i \sin \alpha_i) \cot g \beta_u = (0.83 - 2.36 \sin 2.9^\circ) \cot g 30^\circ = 1.23 \text{ MN}$$

Donc puisque : 1.644 > 0.23 donc le niveau « r » correspondant du câble n°1

Conclusion : la fissure due à la bielle va s'arrêter à ce niveau.

$$Z = 2/3 h = 1.00 \text{ m}$$

$$d_r = 150 - 0.516 \text{ m} = 0.984 \text{ m}$$

$$Z_r = d_r - d_b = d_r - 0.1 h = 0.9825 \text{ m}$$

$Z > Z_r$ : La densité d'étriers déjà calculée doit être multipliée par  $(Z/Z_r)$  et placée sur une longueur

$(Z_r \cot g \beta_u)$  à partir de l'appui

$$Z/Z_r = 1.017$$

$$\text{et } Z_r \cot g \beta_u = 1.70 \text{ m}$$

La quantité d'armatures est donc :  $A't = A_t \times 1.017$

$$A_t = 8 \text{ cadres HA14, d'où : } A't = 10 \text{ cadres HA14}$$

VI.8.2) Vérification du coin inferieur :

On doit s'assurer qu'il n'y a pas de risque de rupture du coin inferieur, pour cela il faut que :

$$Tg\alpha \leq Tg\varnothing$$

Avec :

$\varnothing$ : angle de frottement interne du béton

$\alpha$ : angle de la résultante avec la normale à  $P_i$

Il faut donc verifier:

$$\sum \bar{P}_i \cdot \text{Cos}\alpha_i - Hu \geq (Ru - \sum \bar{P}_i \cdot \text{Sin}\alpha_i) \frac{1.5 - tg\theta}{1 + 1.5tg\theta}$$

$$tg\theta = Tg\ 30^\circ$$

$$\sum \bar{P}_i \cdot \text{Cos}\alpha_i - Hu = 3.428MN$$

$$(Ru - \sum \bar{P}_i \cdot \text{Sin}\alpha_i) \frac{1.5 - tg\theta}{1 + 1.5tg\theta} = 0.23MN$$

$$3.428MN > 0.23 \quad \text{vérifié}$$

\*Section minimale d'aciers passifs

$$tg\varnothing = 0.23 / X = 2/3$$

$$\text{Donc } X = 0.345m$$

Donc l'appareil d'appui n'est pas atteint par le flux de précontrainte ( $k=0$ )

$$A_{lmin} = \frac{0.04 \times Ru}{f_e / \gamma_s} (5 - 4K)$$

$$Ru = 0.83MN$$

$$A_{lmin} = 4.77cm^2 \quad \text{soit } 4HA14 (6.16cm^2)$$

## CHAPITRE VII : CALCUL DES DEFORMATION

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte l'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement ...ect). Néanmoins, il est nécessaires 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 pourquoi dans la plus part des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettant la liberté des rotations et les déplacements d'appui.

### VII.1) Flèches et contre flèches :

#### VII.1.1) Flèche due au poids propre :

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).  
 Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie à raison de « q/ml » L

la flèche est donnée par la formule suivante :

$$F_G = \frac{5ql^4}{384.E_v.I}$$

$$L = 32,4 \text{ m}$$

$$q = 2.55 \text{ t/ml} \quad (\text{poutre + l'hourdis})$$

$I_{EQ}$  : Inertie équivalent

$$I = 25436782,43 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 11000 \frac{\sqrt[3]{f_{c28}}}{3} = 11993.91 \text{ Mpa}$$

$$f_G = \frac{5 \times 2.55 \times (32,4)^4}{384 \times 1199391 \times 0.25436782} = 0.1199 \text{ m}$$

$$f_G = 11.99 \text{ cm}$$

#### VII.1.2) contre flèche de précontrainte :

à cause de la symétrie du diagramme des moments de précontrainte par rapport à l'axe de la poutre  $f_p$  sera donné par :

$$f_p = \int_0^{l/2} \frac{M}{EI} \cdot x \cdot dx$$

Diagramme des moments de précontraintes

$$M_p = N.E$$

N : effort de précontrainte

E : excentricité de câble par rapport au centre d'ancrage

Ces moment sont calculés dans les sections (milieu, quart, l'appui) les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Section	N (t)	E (m)	Mp (Tm)
0.00L	363.73	-0.38	-138.21
0.25L	363.73	-0.706	-256.78
0.5L	545.59	-1.076	-587.05

Tableaux °64 : contre flèche de précontrainte

$$N = P \sum \cos \alpha$$

P : l'effort de précontrainte donnée par câble.

Diagramme du Moment de précontrainte :

$$X_G = \frac{h}{3} \left( \frac{2B+b}{B+b} \right)$$

$$X_{G1} = \frac{8.35}{3} \left( \frac{2 \times 256.78 + 138.21}{138.21 + 256.78} \right) = 4.592.m$$

$$X_{G2} = \frac{8.35}{3} \left( \frac{2 \times 587.05 + 256.78}{587.05 + 256.78} \right) = 4.770.m$$

$$X_{G1} = 4.592.m$$

$$X_{G2} = 13.120.m$$

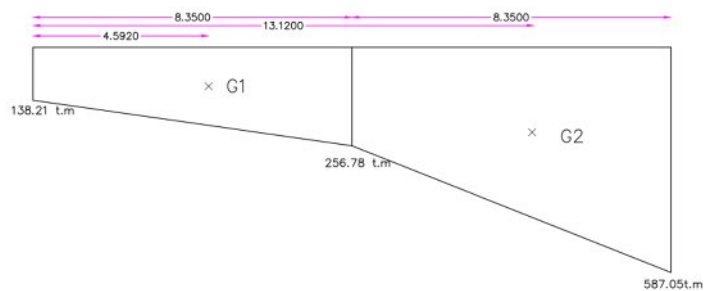


Figure °53 : Diagramme du Moment de précontrainte

Calcul du moment statique :

	Aire ( m <sup>2</sup> )	Distance X <sub>G</sub>	S <sub>Δ</sub> / AB (cm <sup>3</sup> )
1	$-\left(\frac{256.78+138.21}{2}\right) \times 8.35 = -1694.08$	4.592	-7779.21
2	$-\left(\frac{587.05+256.78}{2}\right) \times 8.35 = -3522.99$	13.120	-46221.62
			$\sum = -54000$

Tableaux °65 : valeur du moment statique

$$f_G = \frac{-54000}{1199391 \times 0.25436782} = -0.1769.m$$

D'où

$$f_p = -17.69cm$$

VII.1.3) Flèche due à la surcharge :

Le maximum est du au convoi D240 à mi- travée Mq=397.51 t.m

$$\text{---} = 397.51 \text{ t.m} \quad \text{d'où : } q = \frac{x}{\text{---}} = 3.03 /$$

$$= \frac{\times \cdot \times \cdot}{\times \cdot \times \cdot} = 4.76 \text{ cm}$$

VII.1.3) 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 :

$$f_c = \frac{3}{4}(f_p - f_G) = \frac{3}{4}(17.69 - 11.99) = 4.28 \text{ Cm}$$

VII.1.3) la flèche totale :

En service à vide :

$$f = f_p + f_g + f_c = -17.69 + 11.99 + 4.28 = -1.42 \text{ Cm}$$

En service en charge : = + + + = -17.69 + 11.99 + 4.28 + 4.76 = 3.34 cm

F = - 0.0142 m ≤ L/500 = 0.0514 m la condition de flèche limite a l'ELS est vérifiée

VII.2) calcul des rotations :

VII.2.1) Rotation sous le poids propre :

$$\theta_G = \frac{qL^3}{24 \times E_v \cdot I}$$

I : moment d'inertie (poutre + hourdis) à l'about.

$$I = 34511957,30 \text{ cm}^4$$

E<sub>v</sub> : module d'élasticité différée du béton

$$E_v = 119939 \text{ t/m}^2$$

D'où 
$$\theta_G = \frac{2.55 \times (32,4)^3}{24 \times 119939 \times 0.37699599} = 7.99 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

VII.2.2) rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte :

$$\theta_p = \frac{1}{2EI} \int_0^L M dx$$

On procède de la même façon que précédemment (flèche) :

$\int_0^L M dx$  Représente alors simplement, l'aire du diagramme des moments de précontrainte.

Surface de ABEF

$$\int_0^L M dx = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} M dx = 2(-521707) = -1043414. \text{ m}^2$$

D'où

$$\theta_p = \frac{-1043414}{2 \times 119939 \times 0.25436782} = -0.0171 \text{ rd}$$

VII.2.3) rotation sous surcharge D240

La rotation est donnée par  $\frac{p\alpha a}{24EI} (4L^2 - 4\alpha^2 - \alpha^2)$

$$a = \frac{L}{2} = 16,2$$

$\alpha$  : Longueur de la surcharge  $D_{240} = 18.6$  m

P : surcharge répartie/ml = 12.903 t/ml

$$\theta = \frac{p\alpha(3L^2 - \alpha^2)}{48EI}$$

D'où 
$$\theta = \frac{12.9 \times 18.6 \times (3 \times (32,4)^2 - (18.6)^2)}{48 \times 119939 \times 0.25436782}$$

$$\theta = 0,0459rd$$

VII.2.4) rotation total :

En service à vide :

$$\theta = \theta_G + \theta_p = 7.99 \times 10^{-3} - 0.0171 = -9.11 \times 10^{-3}$$

En service en charge:

$$\theta = \theta_G + \theta_p + \theta_G = -9.11 \times 10^{-3} + 45.9 \times 10^{-3}$$

$$\theta = 0.03679rd$$

VII.3) calcul des déplacements :

VII.3.1) Déplacement du à une rotation d'appui :

$$\Delta f_\theta = \frac{Bh}{2} = 7.99 \times 10^{-3} \times \frac{1.50}{2} = 5.992 \times 10^{-3} m$$

$$\Delta f_\theta = 0.005992 m$$

VII.3.2) Retrait :

$$\Delta r = 2 \times 10^{-4} \frac{L}{2} = 2 \times 10^{-4} \frac{33,4}{2} = 3,34 \times 10^{-3}$$

$$\Delta r = 0.00324m$$

VII.3.3) Fluage :

$$E_p = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$\Delta f = \frac{l}{2} \cdot \frac{\Delta \sigma f}{E_p} = \frac{32.4}{2} \cdot \frac{229.01}{2 \times 1199391} = 0.00159 m$$

VII.3.4) déplacement du à la variation de température :

$\Delta l = \pm 2 \times 10^{-4}$  Pour variation de température de  $\pm 20^\circ\text{C}$  pour chaque appui on a :

$$\Delta t = \pm 2 \times 10^{-4} \frac{L}{2} = \pm 2 \times 10^{-4} \cdot \frac{334}{2}$$

$$\Delta t = \pm 0.00334 .m$$

VII.3.5) déplacement total :

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta B + \Delta r + \Delta f) + \Delta t = \frac{2}{3} (0.005992 + 0.00324 + 0.00159 ..) + 0.00334$$

$$\Delta_{\max} = 0.010581 .m$$

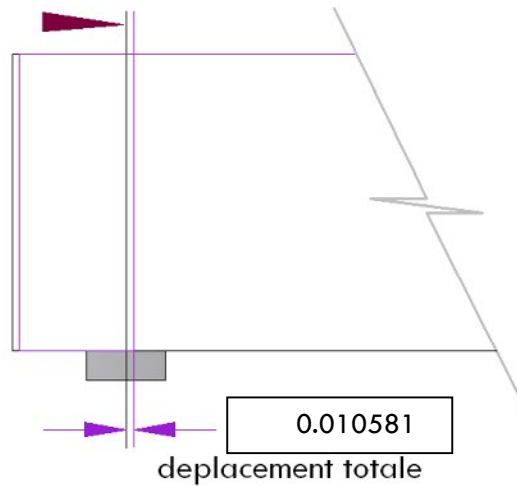


Figure °54 : déplacement total

## CHAPITRE VII : ETUDE DE L'HOUDIS

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier, On calcule les moments transversaux par la méthode de GUYON-MASSONET.

Par ailleurs, parallèlement à ce raisonnement on supposera que le pont est rigidement entretoisé, ceci veut dire que dans une section transversale du tablier les poutres restent dans un même plan, les moments correspondants seront donnés par l'effet local dans l'hourdis (flexion simple).

Donc nous avons à étudier deux types de flexions :

- \*Flexion transversal des hourdis
- \*Flexion localisée.

### VI.1) Etude de flexion transversale:

#### VI.1.1) procédure de calcul :

D'après la méthode de Guyon-Massonnet, le moment transversal est donné par la formule :

$$M_y = P \times b \times \mu_\alpha \sin (\pi x / l)$$

Avec:

b : demi largeur du pont

x : abscisse de la bande étudiée en flexion transversale

l : la portée de la travée

P : le poids de la charge à étudier.

$\mu_\alpha$ : est donnée par l'une des trois formules d'interpolation suivantes :

$$\text{Si } 0 < \theta < 0.1 \text{ donc } \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{0.05}$$

$$\text{Si } 0.1 < \theta < 1.0 \text{ donc } \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^\beta \quad \text{où} \quad \beta = \frac{(0.065 - \theta)}{[1 - e^{-0.665}]}$$

$$\text{Si } \theta > 1.0 \text{ donc } \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{0.5}$$

Dans notre cas le coefficient  $\mu_\alpha$  est donné par la formule d'interpolation :

$$\theta > 1.0 \text{ donc } \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{0.5}$$

A-Pour le calcul de moment :

#### 1-Pour une charge uniformément répartie q:

$$M_y = \left(\frac{4q}{\pi}\right) \times \sin^2 \left(\frac{\pi}{2}\right) \times \mu_\alpha \quad \sin (\pi / 2) = 1$$

#### 2-Pour une charge concentrée Q :

$$M_y = \left(\frac{2Q}{l}\right) \times \sin \left[\frac{(\pi x)}{l}\right] \times \mu_\alpha$$

#### 3-Pour une charge partiellement répartie q:

$$M_y = \left(\frac{4q}{\pi}\right) \times \sin \left(\pi \frac{d}{l}\right) \times \sin \left(\pi \frac{x}{l}\right) \times \mu_\alpha$$

x : la moitié de la largeur chargée

B-Pour le calcul des coefficients  $\mu_{\alpha moy}$  sous différent cas de charges :

Pour les surcharges uniformément réparties ou partiellement réparties, on applique la formule suivante :

$$S = \frac{h \times (\mu_1 + 4 \mu_1 + 2 \mu_1 + \dots + \mu_n)}{3}$$

Pour les surcharges concentrées on applique la formule suivante :

$$\mu_{\alpha Moy} = \sum \mu_i / n$$

Remarque :

-Si  $\alpha = 0$  alors  $Q_{xm} = P_m \times (l / b) \times \varepsilon_0 \times \cos (m \times \pi \times x / l)$

VI.1.2) Calcul de la valeur de  $\mu_{\alpha m}$  : pour notre projet

On a  $\theta = 0.79$

\*Tableau donnant la valeur de  $\mu_0 \times 10^{-4}$  et  $\mu_1 \times 10^{-4}$

Thêta=0.79	U <sub>0</sub>								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-963.77	-587.57	-142.30	514.44	1541.1	514.44	-142.30	-587.57	-963.77
b/4	-513.73	-399.35	-245.18	40.22	581.65	1492.26	293.26	-638.75	-1474.28
b/2	-206.35	-199.36	-175.06	-89.74	124.88	547.69	1234.36	-344.11	-1819.60
3b/4	-45.12	-54.25	-59.23	-48.61	-2.49	105.52	300.85	591.17	-1559.90
b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableaux°66 : les valeurs de  $\mu_0 \times 10^{-4}$

Theta=0.79	U <sub>1</sub>								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-284.74	-243.37	-144.30	150.71	958.57	150.71	-144.30	-243.37	-284.74
b/4	-193.34	-198.34	-190.00	-115.87	158.68	945.99	111.58	-224.59	-393.50
b/2	-123.22	-140.36	-159.89	-165.76	-106.12	148.97	901.82	-2.39	-485.11
3b/4	-65.06	-79.12	-98.34	-120.47	-130.24	-83.75	128.25	760.08	-449.72
b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableaux°67 : les valeurs de  $\mu_1 \times 10^{-4}$

\*Valeur de  $\mu_{\alpha}$  pour : «  $\alpha = 0.053$  et  $\theta = 0.79$  »

$$\mu_{\alpha} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{0.5}$$

$$\text{Et } \alpha^{0.5} = 0.1423$$

Donc :

$$\mu_{\alpha} = \mu_0 + [(\mu_1 - \mu_0) \times 0.1423]$$

\*Tableau donnant les valeurs de  $\mu_\alpha \times 10^{-4}$

Theta=1.147	U <sub>1</sub>								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-867.14	-538.5	-142.58	462.68	1458.2	462.68	-142.58	-538.59	-867.14
b/4	-468.14	-370.7	-237.32	18.00	521.46	1414.52	267.40	-579.82	-1320.48
b/2	-194.52	-190.9	-172.90	-100.56	92.01	490.95	1187.04	-295.48	-1629.70
3b/4	-47.96	-57.79	-64.80	-58.84	-20.67	78.59	276.29	615.21	-1401.92
b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableaux°68 : les valeurs de  $\mu_0 \times 10^{-4}$

**Important :**

Comme même on voit que le calcul de  $\mu_\alpha$  pour les différentes positions des poutres est inutile car on travail ici avec l'hourdis et pas avec les poutres.

Après avoir déterminé les  $\mu_\alpha$  correspondants on trace les lignes d'influences et on procède au chargement des systèmes [A(l), B<sub>c</sub>, B<sub>r</sub>, M<sub>c120</sub>, D<sub>240</sub>] les surcharges sont placées dans le cas le plus défavorable de façon a obtenir les  $\mu_{\alpha\max}$  et on respectant les prescriptions de CPC fascicule.61

VI.1.3) Valeurs des coefficients  $\mu\alpha_m$  pour les différentes positions étudiées :  $\mu\alpha_{moy}$  (d'après les linges d'influence)

désignation		position 1		position 2		position 3		position 4		
		$\mu\alpha < 0$	$\mu\alpha > 0$	$\mu\alpha < 0$	$\mu > 0$	$\mu\alpha < 0$	$\mu\alpha > 0$	$\mu\alpha < 0$	$\mu\alpha > 0$	
Surcharge A(L)	1V	240.72	642.60	186.05	802.73	-	568.62	10.32	202.91	
	2V	240.72	642.60	210.34	533.29	65.86	307.31	31.22	101.45	
Surcharge B	BC	1v	-	672.18	-	608.70	-	648.13	-	213.23
		2v	5.25	1261.37	179.00	506.75	156.45	415.60	46.58	227.55
	BT	1v	-	672.18	-	608.70	-	648.13	-	213.23
		2v	124.93	1066.53	226.06	503.32	93.35	706.68	37.43	273.00
	BR	-	1403.34	-	1391.32	-	991.03	-	373.35	
Convoi	Mc1 20	179.41	725.35	68.77	812.92	20.85	448.04	32.40	363.17	
	D240	-	841.49	-	805.00	-	596.62	12.83	157.15	
Surcharge de trottoir	2T	629.33	-	584.57	-	461.57	-	286.77	213.23	

Tableau°69 : Valeurs des coefficients  $\mu\alpha_m$  pour les différentes positions étudiées

VI.1.4) Calcul des moments fléchissant transversaux  $M_y$  :

VI.1.4.1) Le moment fléchissant transversal est maximum à mi portée  $x = 0.50L$

\*Surcharge A (l)

1-Pour une voie chargée :

$$b = 4,75\text{m}$$

$$q = 3,58\text{t/ml} \quad P = \frac{4q}{\pi} = 4,560\text{ T}$$

$$M_y = P b \mu_\alpha \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

$$M_y = 4,560 \times 4,75 \mu_\alpha = 21,66 \mu_\alpha$$

\*Surcharge trottoirs

Pour 1er trottoir chargée :

$$q = 0.2025\text{ t/ml}$$

$$M_y = \frac{4q}{\pi} \times b \times \mu_\alpha = 1.225 \mu_\alpha$$

2-Pour deux voies chargées :

$$q = 7,15\text{ t/ml} \quad \text{et } P = \frac{4q}{\pi} = 9,108\text{ T}$$

$$M_y = P b \mu_\alpha \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

$$M_y = 9,108 \times 4,75 \mu_\alpha = 43,263 \mu_\alpha$$

Pour 2ème trottoir chargée :

$$q = 0.405\text{ t/ml}$$

$$M_y = \frac{4q}{\pi} \times b \mu_\alpha = 2,450 \mu_\alpha$$

\*Convoie exceptionnelle D240 :

On a :

$$q = 12.9032\text{ t/ml}$$

$$d = l / 2 = 16,2\text{m}$$

$$x = 9.3\text{m}$$

$$P = \left(\frac{4q}{\pi}\right) \times \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

$$\text{Avec } \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) = 1 \quad \text{donc } P = (16.4372) \times 1 \times (0.784) = 12,886\text{ T}$$

$$M_y = p \times b \times \mu_\alpha$$

$$M_y = 12,886 \times 4,75 \times \mu_\alpha = 61,2085 \mu_\alpha .$$

\*Surcharge Mc120:

$$q = 19,45\text{ t/ml}$$

$$x = 3.05\text{m} \quad d = 16,2 \quad \text{et } P = \left(\frac{4q}{\pi}\right) \times \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

$$\text{Avec } \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) = 1 \quad \text{donc } P = (24,777) \times 1 \times (0.2914) = 7,220\text{ T}$$

$$M_y = p \times b \times \mu_\alpha = 7,220 \times 4,75 \times \mu_\alpha = 34,295 \mu_\alpha .$$

\*Système Bc:

La résultante est appliquée comme déjà expliqué au chargement pour le moment longitudinal:

$$M_y = \frac{2Q}{L} () \times \mu_\alpha \times \sum \sin\left[\frac{(\pi x_i)}{L}\right]$$

La résultante est à l'abscisse 14,475 m donc :

$$1^{\text{ere}} \text{ roue de 3 t est à l'abscisse } d1 = 8,475\text{ m} \quad \text{donc: } \sin\left[\frac{(\pi x_i)}{L}\right] = \sin\left[\frac{(3,14 \times 8,475)}{32,4}\right] = 0.732$$

2<sup>ere</sup> roue de 3 t est à l'abscisse  $d_2 = 18,975$  m donc:  $\sin \left[ \frac{(\pi d_i)}{L} \right] = \sin \left[ \frac{(3,14 \times 18,975)}{32,4} \right] = 0.964$

1<sup>ere</sup> roue de 6 t est à l'abscisse  $d_3 = 12,975$  m donc:  $\sin \left[ \frac{(\pi d_i)}{L} \right] = \sin \left[ \frac{(3,14 \times 12,975)}{32,4} \right] = 0.951$

2<sup>ere</sup> roue de 6 t est à l'abscisse  $d_4 = 14,475$  m donc:  $\sin \left[ \frac{(\pi d_i)}{L} \right] = \sin \left[ \frac{(3,14 \times 14,475)}{32,4} \right] = 0.985$

3<sup>ere</sup> roue de 6 t est à l'abscisse  $d_5 = 23,475$  m donc:  $\sin \left[ \frac{(\pi d_i)}{L} \right] = \sin \left[ \frac{(3,14 \times 23,475)}{32,4} \right] = 0.762$

4<sup>ere</sup> roue de 6 t est à l'abscisse  $d_6 = 24,975$  m donc:  $\sin \left[ \frac{(\pi d_i)}{L} \right] = \sin \left[ \frac{(3,14 \times 24,975)}{32,4} \right] = 0.660$

On a :  $P = \frac{\sum P_i}{L} \sin \frac{\pi \cdot d_i}{L}$

$$P = \frac{2 \times 3}{32,4} (0.732 + 0.964) + \frac{2 \times 6}{32,4} (0.951 + 0.985 + 0.762 + 0.660)$$

$$P = 0.314 + 1.243 = 1,557 \text{ T}$$

Pour deux camions bc alors  $P = 3,115 \text{ T}$

Pour une file de camions :

$$M_y = 3,115 \times 1.07 \times 1.2 \times 4,75 \mu_\alpha = 19 \mu_\alpha$$

Pour deux files de camions :

$$M_y = 2 \times 3,115 \times 1.08 \times 1.1 \times 4,75 \mu_\alpha = 35,155 \mu_\alpha$$

\*Système Bt :

La résultante est appliquée comme déjà expliqué au chargement pour le moment longitudinal:

$$M_y = \left( \frac{2Q}{L} \right) \times \mu_\alpha \times \sum \sin \left[ \frac{(\pi x_i)}{L} \right]$$

La résultante est à l'abscisse 16,2m donc :

1<sup>ere</sup> roue de 16 t est à l'abscisse  $d_1 = 15,525$  m donc:  $\sin \left[ \frac{(\pi x_i)}{L} \right] = \sin \left[ \frac{(3,14 \times 15,525)}{32,4} \right] = 0.997$

2<sup>ere</sup> roue de 16 t est à l'abscisse  $d_2 = 16,875$  m donc:  $\sin \left[ \frac{(\pi d_i)}{L} \right] = \sin \left[ \frac{(3,14 \times 16,875)}{32,4} \right] = 0.997$

On a :  $P = \frac{\sum P_i}{L} \sin \frac{\pi \cdot d_i}{L}$  donc :  $P = \frac{2 \times 8}{32,4} (0.997 + 0.997) = 0,985 \text{ T}$

Pour deux camions bt alors  $P = 1,970 \text{ T}$

Pour un tandem:

$$M_y = 1,970 \times 1.06 \times 1 \times 4,75 \mu_\alpha = 9,918 \mu_\alpha$$

Pour deux tandems:

$$M_y = 2 \times 1,970 \times 1.068 \times 1 \times 4,75 \mu_\alpha = 19,987 \mu_\alpha$$

\*Système Br

$$P = \frac{1 \times 10}{32,4} \sin \left[ \frac{(3,14 \times 16,2)}{32,4} \right] = 0,308 \text{ T} \quad \text{et} \quad M_y = 0,308 \times 1.06 \times 4,75 \mu_\alpha = 1,55 \mu_\alpha$$

VI.1.5) Tableau récapitulatif des moments transversaux  $\mu y \times 10^{-4}$  :

désignation		position 1		position 2		position 3		position 4	
		M < 0	M > 0	M < 0	M > 0	M < 0	M > 0	M < 0	M > 0
Surcharge A(L)	1V	5214.08	13918.61	4029.84	17387.13	-	12316.29	223.53	4394.99
	2V	10414.44	27800.59	9099.77	23071.73	2849.34	13295.15	1350.67	4389.03
Surcharge B	BC	-	12771.33	-	11565.30	-	12314.38	-	4051.43
		184.56	44343.46	6292.75	17814.80	5500.00	14610.42	1637.34	7999.52
	BT	-	6666.63	-	6037.09	-	6428.10	-	2114.82
		2496.88	21316.64	4518.26	10059.79	1865.79	14124.31	748.15	5456.45
Br	-	2175.18	-	2156.55	-	1536.10	-	578.69	
Convoi	Mc120	6152.87	24875.78	2358.47	27879.16	715.05	15365.57	1111.16	12454.84
	D240	-	51506.28	-	49272.84	-	36518.34	785.00	9618.61
Surcharge de trottoir	2T	1541.87	-	1432.19	-	1130.84	-	702.57	522.42

Tableau°70 : récapitulatif des moments transversaux  $\mu y \times 10^{-4}$

VII.2) Etude de la flexion localisée

VII.2.1) Moments dans l'hourdis dûs à la flexion localisée :

Les abaques PIGEAUD permettent de déterminer les moments fléchissant au centre d'une dalle, rectangulaire simplement appuyée sur ses 4 côtés pour une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque d'où l'on peut déduire, par combinaisons diverses de rectangles chargés, ceux correspondant aux surcharges civiles (Bc, Bt ou Br) ou militaire (système Mc 120 appelé communément char de 110 tonnes).

Les abaques ci-joints visent à déterminer directement les moments fléchissant maximaux produits au centre de la dalle par les surcharges civiles et militaires

La dalle a une épaisseur de 20cm recouvert d'une couche de revêtement de 8cm.

VII.2.1.1) Moment due à la charge permanente :

Ces moments sont calculé ont utilisant les abaques de Pigeaud pour les charges uniformément répartie , les abaques permettant la détermination des moments fleurissants rapportés à l'unité de longueur au centre d'une dalle simplement appuyée sur 4 cotés . et pour les surcharges A(l) , Bc , Bt et Mc1 20 on utilise les abaques de Thenoz figurant dans les documents Setra .

1) Moments Ma et Mb au centre de la dalle :

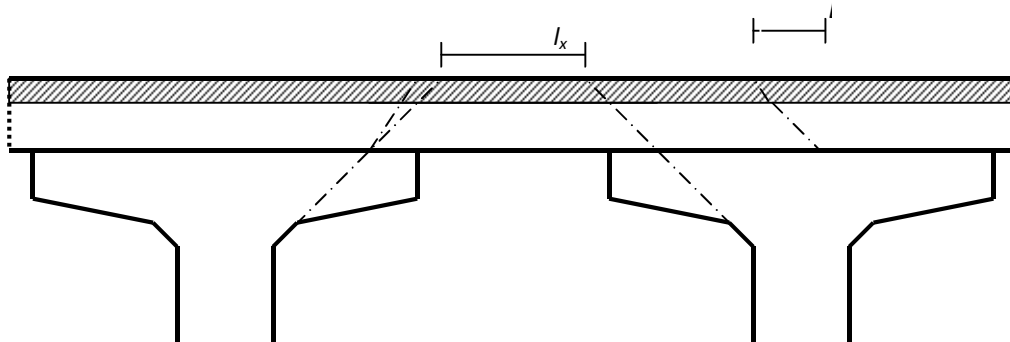
Pour l calcul des moments dues aux surcharges les abaques nous donnent directement ces moments en fonction de E, a et b où :

E : la hauteur de répartition

a : la petite portée lx

b : la grande portée ly

Calcul de E :



$$E = \frac{3}{4}(\text{épaisseur de la chaussée}) + \frac{1}{2}(\text{épaisseur de la dalle}) = 6 + 12,5 = 18,5 \text{ cm} = 0.185 \text{ m}$$

$$lx = a = 0.574 \text{ m}$$

$$ly = b = 32,4 \text{ m}$$

Charge permanente :

Poids propre des hourdis :  $0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ t/m}^2$

Poids propre de revêtement :  $0.08 \times 2.2 = 0.176 \text{ t/m}^2$

Poids total=  $P \times lx \times ly = (0.625 + 0.176) \times 32,4 \times 0.574 = 14,89 \text{ t}$

2-Moment due au poids propre :

Le poids propre étant une charge uniformément répartie, on utilise les abaques de Pigeaud donnant les moments M1 et M2 en fonction de :

$$\rho = a / b$$

$$a < b$$

$$\rho' = b / a$$

$$a < b$$

M1 : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la petite portée  $l_x = a$

M2 : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la grande portée  $l_y = b$

Les valeurs des moments fléchissant unitaires au centre de la dalle seront donc :

$$M_a = (M_1 + \gamma M_2) P$$

$$M_b = (M_2 + \gamma M_1) P$$

$\gamma$  : Coefficient de poisson, = 0.15 pour le béton armé

$$\rho = l_x / l_y = 0.574 / 32,4 = 0.01771 < 0.4$$

Donc le panneau travail dans un sens (celui de la portée)

### 2-1-Moment longitudinal Mb :

$$\rho = 0.01771$$

$$M_1 = 0.0028$$

$$\rho' = 56,44$$

$$M_2 = 0.000$$

$$M_b = (M_2 + 0.15M_1) \times P = (0.15 \times 0.0028 + 0.00) \times 14,89 = 0.00625 \text{ t.m/ml}$$

En travée :

$$0.8M_b = 0.8 \times 0.00644 = 0.0050 \text{ t.m/ml}$$

Sur appui :

$$M'_{br} = -0.5M_b = -0.5 \times 0.00644 = -0.0031 \text{ t.m/ml}$$

### 2-2-Moment transversal Ma:

$$M_a = (M_1 + 0.15M_2) \times P = (0.0028 + 0.15 \times 0.00) \times 14,89 = 0.0416 \text{ t.m/ml}$$

En travée :

$$M_{ar} = 0.8 M_a = 0.0333 \text{ t.m/ml}$$

Sur appui :

$$M'_{ar} = -0.5M_a = -0.0208 \text{ t.m/ml}$$

### 3-Moment due à la surcharge A(l) :

$$A(l)_{max} = 1.023 \times 32,4 \times 0.574 = 19,025 \text{ t}$$

### 3-1-Moment longitudinal Mb:

$$M_b = (M_2 + 0.15M_1) \times P = 0.15 \times 0.0028 \times 19,025 = 0.00799 \text{ t.m/ml}$$

En travée :

$$M_{br} = 0.8 M_b = 0.00639 \text{ t.m/ml}$$

Sur appui :

$$M'_{br} = -0.5 M_b = -0.00399 \text{ t.m/ml}$$

### 3-2-Moment transversal Ma:

$$M_b = (M_1 + 0.15M_2) \times P = 0.0028 \times 19,025 = 0.0532 \text{ t.m/ml}$$

En travée :

$$M_{ar} = 0.8 M_a = 0.0426 \text{ t.m/ml}$$

Sur appui :

$$M'_{ar} = -0.5M_a = -0.0266 \text{ t.m/ml}$$

### 4-Moment due à la surcharge Bc :

Calculons le coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times l} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Avec :

l : min [sup (entre axes des poutres de rive, largeur rouable), portée de la travée]

l : min [sup (8.47 ,7), 32,4] = 8.47m .

G : poids total d'une section de couverture sur une carrée de cotée l = 8.47m .

l : min [sup (entre axes des poutres de rive, largeur rouable), portée de la travée]

l : min [sup (8.47 ,7), 32,4] = 8.47m .

G : poids total d'une section de couverture sur une carrée de cotée l = 8.47m

Poids propre de l'hourdis :  $0.25 \times (8.47)^2 \times 2.5 = 44,83 \text{ t}$

Poids propre du revêtement:  $0.08 \times (8.47 \times 7) \times 2.2 = 10,43 \text{ t}$

Poids total:  $G = 55,26 \text{ t}$

Surcharge maximal:  $S = 2 \times 30 = 60 \text{ t}$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 8,47} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{594,1}{60 \times 1,2}}$$

$\delta = 1.1656$

4-1-Moment longitudinal :

Les abaques de Thenoz donnent les moments pour des valeurs de  $a \geq 2m$  et nous avons dans notre cas

$a = 0.574$  qui ne figure pas dans les abaques on prend  $a = 2m$

$b = \text{infini (32,4)}$  ,  $\alpha = 2m$  ,  $E = 0.185$

D'après l'abaque  $M_b = 1600 \text{ kg.m/ml}$

Le moment majoré est :  $M'b = M_b \times bc \times \delta \times 1.2 \times 0.8$

$M'b = 1.600 \times 1.1 \times 1.1656 \times 1.2 \times 0.8 = 1.97 \text{ t.m/ml}$

4-2-Moment transversal :

$b = \text{infini (32,4)}$  ,  $\alpha = 2m$  ,  $E = 0.185$

D'après l'abaque  $M_a = 2496 \text{ kg.m/ml}$

$M'a = 2.496 \times 1.1 \times 1.165 \times 1.2 \times 0.8 = 3.07 \text{ t.m/ml}$

5-Surcharge Br :

l : min [sup (entre axes des poutres de rive, largeur rouable), portée de la travée]

l : min [sup (8.47 ,7), 32,4] = 8.47m

Surcharge maximal:  $S = 2 \times 32 = 64 \text{ t}$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 8,47} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{594,1}{10}}$$

$\delta = 1.150$

5-1-Moment transversal :

$b = \text{infini (32,4)}$  ,  $\alpha = 2m$  ,  $E = 0.185$

D'après l'abaque  $M_b = 1633 \text{ kg.m/ml}$

$M'b = 1.633 \times 1 \times 1.150 \times 1.2 \times 0.8 = 1,802 \text{ t.m/ml}$

5-2-Moment longitudinal :

$b = \text{infini (32,4)}$  ,  $\alpha = 2m$  ,  $E = 0.185$

D'après l'abaque  $M_a = 1135 \text{ kg.m/ml}$

$M'a = 1.135 \times 1 \times 1.150 \times 1.2 \times 0.8 = 1.2530 \text{ t.m/ml}$

5-Surcharge Bt :

l : min [sup (entre axes des poutres de rive, largeur rouable), portée de la travée]

l : min [sup (8.47, 7), 32,4] = 8.47m

Surcharge maximal:

$$S = 2 \times 32 = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1+0.2l} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 8.47} + \frac{0.6}{1+4\frac{594,1}{64 \times 1.2}}$$

$$\delta = 1.161$$

5-1-Moment transversal :

b = infini (32,4)

, a = 2m

, E = 0.185

D'après l'abaque n

M<sub>b</sub> = 2240 kg.m/ml

$$M'b = 2,240 \times 1 \times 1.161 \times 1.2 \times 0.8 = 2,4966 \text{ t.m/ml}$$

5-2-Moment longitudinal :

b = infini (32,4)

, a = 2m

, E = 0.185

D'après l'abaque

M<sub>a</sub> = 1100 kg.m/ml

$$M'a = 1.100 \times 1 \times 1.161 \times 1.2 \times 0.8 = 1.2260 \text{ t.m/ml}$$

6-Surcharge Mc120:

Calculons le coefficient SMC :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1+0.2l} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 8.47} + \frac{0.6}{1+4\frac{55,260}{110}}$$

$$\delta = 1.348$$

6-1-Moment transversal :

b = infini ( 32,4 )

, a = 2m

, E = 0.185

D'après l'abaque M<sub>a</sub> = 2680kg.m/ml

$$M'a = 2.680 \times 1.348 \times 0.8 = 2,890 \text{ t.m/ml}$$

6-2-Moment longitudinal :

Le moment longitudinal est néant

7-Surcharge du Convoie D240 :

On utilise les abaques de Pigeaud pour la surcharge uniformément répartie sur un rectangle concentrique

U \* V au milieu de la dalle :

$$U = a + 2 E = 0.574 + 2 \times 0.185 = 0.944 \text{ m}$$

$$V = b' + 2E = 18.6 + 2 \times 0.185 = 18.97 \text{ m}$$

$$U / a = 1.6445$$

$$, V / a = 33,048$$

$$, V / b = 0,585$$

7-1-Moment transversal :

$$M_a = ( M_1 + 0.15 M_2 ) \times P$$

M<sub>1</sub> et M<sub>2</sub> étant les moments unitaires pour une charge concentrée P = 1 s'exerçant sur la surface réduite

U×V, on utilise les tables de Pigeaud pour avoir M<sub>1</sub> et M<sub>2</sub>

On a : ρ = 0.02603

On doit interpoler entre 0.0 et 0.2 :

Pour ρ = 0.0

$$V / \alpha = 33,04$$

D'après les tables on aura :

$$M_1 = 0.042$$

Pour  $\rho = 0.4$

$$, U / \alpha = 1,6445$$

$$, M_2 = 0.001$$

$$V / \alpha = 33,04$$

D'après les tables on aura :

$$M_1 = 0.03497$$

Donc on aura pour  $\rho = 0.017$

$$M_1 = 0.0394$$

Pour  $\rho = 0.4$

$$, U / \alpha = 1,6445$$

$$, M_2 = 0.00061$$

$$, M_2 = 0.000896$$

$$V / \alpha = 33,04$$

$$P = (240 \times 0.574) / 3.2 = 43,05 \text{ t}$$

$$M_a = (M_1 + \gamma M_2) \times P = (0.0394 + 0.15 \times 0.000896) \times 43,05 = 1.7019 \text{ t.m/ml}$$

$$M'_a = 0.8 M_a = 1.3615 \text{ t.m/ml}$$

$$, U / \alpha = 1,6445$$

#### 7-2-Moment longitudinal :

$$M_b = (M_2 + \gamma M_1) \times P = (0.000896 + 0.15 \times 0.0394) \times 43,05 = 0.2929 \text{ t.m/ml}$$

$$M'_b = 0.8 M_b = 0.2343 \text{ t.m/ml}$$

#### 8-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 encastéré de la dalle ; par les surcharges réglementaires (titre II CPC) en fonction de :

- l'épaisseur E ( $1/2$  épaisseur de la dalle +  $3/4$  épaisseur de la chaussée)
- de demie 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  $45^\circ$
- 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 .

#### Moment de continuité sur poutre $M_{cp}$ :

On note pour un pont de 1<sup>ère</sup> classe, les cas de charge les plus défavorable sont les systèmes  $B_c$  et  $M_{c120}$

#### 8-1-Système $B_c$ :

$$b = \text{infini (32,4m)}$$

D'après l'abaque

$$M'_{cp} = 1.500 \times 1.1 \times 1.1656 \times 1.2 = 2.307 \text{ t.m/ml}$$

$$, \alpha = 2\text{m} , E = 0.185 \quad A = 0,205$$

$$M_{cp} = 1500 \text{ kg.m/ml}$$

#### 8-2-Système $M_{c120}$ :

$$b = \text{infini (24.7m)}$$

D'après l'abaque

$$M'_{cp} = 1.740 \times 1.348 = 2.345 \text{ t.m/ml}$$

$$, \alpha = 2\text{m} , E = 0.16 \quad A = 0,205$$

$$M_{cp} = 1740 \text{ kg.m/ml}$$

9-Récapitulation des moments à prendre en compte pour ferrailer l'hourdis :

Flexion générale :

Le poids propre :

Moment en travée  $M_{>0} = 5,1506 \text{ t.m}$   
 Moment sur appui  $M_{<0} = 1,0414 \text{ t.m}$

Flexion localisée :

Charges permanentes :

**Moment transversal :**

Moment en travée  $M_1 = 0.0333 \text{ t.m}$   
 Moment sur appui  $M_2 = 0.0208 \text{ t.m}$

**Moment longitudinal :**

Moment en travée  $M_1 = 0.0050 \text{ t.m}$   
 Moment sur appui  $M_2 = 0.0031 \text{ t.m}$

Surcharge :

**Moment transversal :**

Moment en travée  $M = 3.07 \text{ t.m}$

**Moment longitudinal :**

Moment en travée  $M = 1.57 \text{ t.m}$

**Moment de continuité :**

Moment de continuité  $M_{cp} = 2.345 \text{ t.m}$

Moments maximums :

Transversalement :

Moment en travée  $M_{max} = 5,1506 + 0.0333 + 3.07 = 8,2539 \text{ t.m}$   
 Moment sur appui  $M_{max} = 1,0414 + 0.0208 + 2.345 = 3.1472 \text{ t.m}$

Longitudinalement :

Moment en travée  $M_{max} = 0.0050 + 1.97 = 1.575 \text{ t.m}$   
 Moment sur appui  $M_{max} = 0.0031 \text{ t.m}$

VII.2.2) Etude de l'effort tranchant :

Charge total P uniformément répartie sur toute la surface de la dalle :

Poids propre :

On calcule les efforts tranchant en employant la formule approchée donnée par Pigeaud :

$$P = 0.294 \times 32,4 \times (0.25 \times 2.5 + 0.08 \times 2.2) = 7,630 \text{ t}$$

L'effort tranchant par unité de longueur est :

Au milieu de la petite côte « a » :  $T_a = P/3b = 7,630 / 97,2 = 0.078 \text{ t/ml}$

Au milieu de la grande côte « b » :  $T_b = P/2b + a = 7,630 / 65,374 = 0.116 \text{ t/ml}$

VII.2.2) Effort tranchant du aux surcharges :

VI.2.2.1) Effet du système Mc120 :

$$P = 110 \text{ T}$$

Impact réel :  $v \times u = (6.10 \times 1.00) = 6.1000 \text{ m}^2$

Impact diffusée :  $V \times U = (6.47 \times 1.37) = 8.8639 \text{ m}^2$

Donc l'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit côté est :

$$T_u = (P / (6 \times V)) = 2,833 \text{ t/ml}$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit côté est :

$$T_v = P / (4 \times V + 2 \times U) = 3,843 \text{ t/ml}$$

VI.2.2.2) Effet du convoi D240 :

$$P = 240 \text{ T}$$

Impact réel :  $v \times u = (18.6 \times 0.643)$

Impact diffusée :  $V \times U = (18.97 \times 1,013)$

Donc l'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit côté est :

$$T_u = (P \times u / 3.2) / (3 \times V) = P \times u / (9.6 \times V) = 0.847 \text{ t/ml}$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit côté est :

$$T_v = (P \times u / 3.2) / ((2 \times V) + U) = 48.225 / 37.842 = 0,386 \text{ t/ml}$$

VI.2.2.3) Effet des surcharges A(l):

$$A(l) = 1,023 \text{ t/m}^2$$

$$P = 1,023 \times 32,4 \times 0.574 = 19,025 \text{ t}$$

Donc l'effort tranchant par unité de longueur au milieu de dimension a:

$$T_u = P / (3 \times b) = 19,025 / 97,2 = 0.195 \text{ t/ml}$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu de dimension b:

$$T_v = P / (2b + a) = 19,025 / (64,8 + 0.574) = 0.291 \text{ t/ml}$$

VI.2.2.4) surcharge de type Br :

$$P = 10 \text{ t}$$

Impact réel :  $u \times v = (0.30 \times 0.60)$

Impact diffusée :  $U \times V = (0.67 \times 0.97)$

Donc l'effort tranchant par unité de longueur au milieu de u :

$$T_u = P / (3 \times V) = 3,436 \text{ t/ml}$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu de v :

$$T_v = P / (2V + U) = 3,831 \text{ t/ml}$$

Surcharge Mc120 :

$$T_u = T \times \delta_{mc120} = 2,833 \times 1,348 = 3,818 \text{ t}$$

$$T_v = T \times \delta_{mc120} = 3,843 \times 1.348 = 5.180 \text{ t}$$

Surcharge Br :

$$T_u = T \times 1.1464 \times 1.2 = 3,436 \times 1.150 \times 1.2 = 4,741t$$

$$T_v = T \times 1.1464 \times 1.2 = 3,831 \times 1.150 \times 1.2 = 5,286t$$

Surcharge A(l) :

$$T_u = T \times 1 \times 1 \times 1.2 = 0.195 \times 1.2 = 0.234 t$$

$$T_v = T \times 1 \times 1 \times 1.2 = 0.291 \times 1.2 = 0.349 t$$

On remarque que la surcharge Br un effet très important sur la dalle donc  $T_{max} = T_G + 1.2 T_{br}$

Transversalement :

$$T_u = 0,078 + 4,741 = 4,819 t$$

Longitudinalement :

$$T_v = 0.116 + 5,286 = 5,402t$$

VI.2.3) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = T / (b \times z) \leq 1.15 \bar{\sigma}_b = \bar{\tau}_b$$

Avec :

$\tau_b$  : contrainte de cisaillement dans l'hourdis

$\bar{\tau}_b$  : Contrainte admissible du béton

$t$  : 5,402 t

$b$  : 100 cm

$Z = (7/8) \times h = (7/8) \times 25 = 21,875$  cm

D'où :

$$\tau_b = \frac{5,402 \times 10^3}{100 \times 21,875} = 2,469 \text{ kg/cm}^2 < 8.17 = \bar{\tau}_b \quad \text{condition vérifiée}$$

VI.3) Ferrailage du hourdis :

Transversalement :

$\mu$  : Coefficient de frottement de remplissage.

$M_u$  : moment à l'état limite ultime.

$\sigma_{bc}$  : contrainte de compression du béton.

$\gamma_b$  : 1.15 D240 combinaisons sont rares

\*En travée :

$$M_{cp} = 0.0333 \text{ t.m}$$

$$M_{CD} = 5,1506 + 3.07 = 8,2206 \text{ t.m/ml}$$

$$M_u = 1.35 \times 0.0333 + 1.35 \times 8,2206 = 11,1427 \text{ t.m/ml}$$

$$f_{bu} = 25,87$$

$$\mu = \frac{11,1427 \times 10^{-2}}{1 \times 0.225^2 \times 25,87} = 0.085 \quad \mu < \mu_c \text{ section sans armatures comprimé}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.085}}{0.8} = 0.1112$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.1112) = 0.2149 \text{ m}$$

$\mu \leq 0,186$  oui donc

$$\dot{\epsilon}_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11,1427 \times 10^{-2}}{0,2149 \times 400} = 12,96 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 7\emptyset 16 = 14,07 \text{ cm}^2$$

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier constituant les armatures transversales = 400 MPa

\*Sur appui :

$$M_{cp} = -0,02208 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{CD} = -1,0414 - 2,345 = -3,3864 \text{ t.m/ml}$$

$$M_u = 1,35 (-0,02208 - 3,3864) = -4,6014 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,6014 \times 10^{-2}}{1 \times 0,225^2 \times 25,87} = 0,03513 \quad \mu < \mu_c \text{ section sans armatures comprimé}$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}] = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03513}] = 0,0447$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,225 \times (1 - 0,4 \times 0,0447) = 0,2208 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4,6014 \times 10^{-2}}{0,2208 \times 400} = 5,21 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5\emptyset 14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

Longitudinalement :

\*En travée :

$$M_{cp} = 0,0050 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{CD} = 1,57 \text{ t.m/ml}$$

$$M_u = 1,35 (0,0050 + 1,97) = 2,666 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,666 \times 10^{-2}}{1 \times 0,225^2 \times 25,87} = 0,0203$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}] = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0203}] = 0,026$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,225 \times (1 - 0,4 \times 0,026) = 0,222 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,666 \times 10^{-2}}{0,21 \times 400} = 3,002 \text{ cm}^2$$

On prend T12 e=20 cm

\*Sur appui :

$$M_{cp} = 1,0414 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{CD} = 0,0031 \text{ t.m/ml}$$

$$M_u = 1,35 (1,0414 + 0,0031) = 1,4100 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,4100 \times 10^{-2}}{1 \times 0,225^2 \times 25,87} = 0,0107$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}] = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0107}] = 0,0135$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,225 \times (1 - 0,4 \times 0,0135) = 0,2238 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.4100 \times 10^{-2}}{0.2237 \times 400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Comme les sections calculées longitudinalement (en travée  $A_t = 3,002 \text{ cm}^2$  sur appui  $A_t = 1.57 \text{ cm}^2$ ) sont négligeables, donc on fait ferrailage constructif c'est pour cela nous avons calculé des sections qui satisfait la condition de non fragilité du béton qui est donnée par B.A.E.L 91.

Condition de non fragilité :

$$\rho = (A_t / bd) \geq 0.23 (f_{tj} / f_e)$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \times 1 \times 0.225 \times 2.1 / 400 = 2,716 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{s \text{ min}} = 3.14 \text{ cm}^2$ .

On prend T12 e=20cm

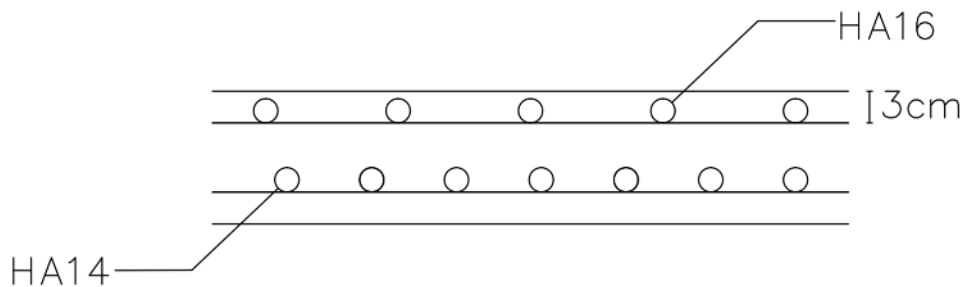


Figure °55 : ferrailage transversal de l'hourdis sur ml

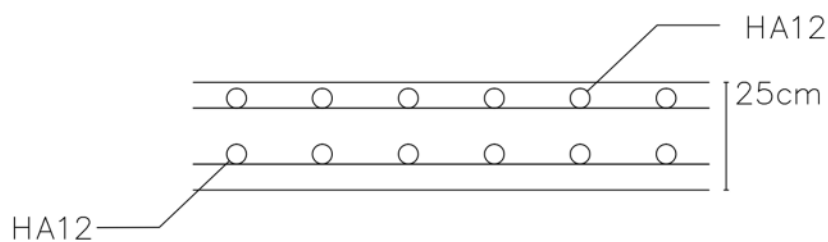


Figure °56 : ferrailage longitudinal de l'hourdis sur ml

## CHAPITRE IX : CALCUL DES EQUIPEMENTS DU PONT

### IX.1) Les appareils d'appui :

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

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 métalliques.

### Charge permanente et surcharges :

D'après les chapitres précédents la poutre la plus touchée par les efforts tranchants engendre une réaction maximale de la réaction max  $R_{max} = 55.96 \text{ t}$ .

### IX.1.1) Dimensionnement selon bulletin technique N°04 de SETRA :

#### XI.1.1.1) Aire de l'appareil d'appui :

On désigne par a, b; l'aire de l'appareil d'appui où :

a : côte parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : côte perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

La contrainte de compression de l'appareil  $\sigma'_m$  est limitée à  $150 \text{ kg/cm}^2$

$$a \times b > R_{max} / 150 = 373 \text{ cm}^2$$

#### XI.1.1.2) Hauteur nette de l'élastomère :

La prescription de SETRA, la recommandation la plus prépondérante (distorsion)

$$\tau_{H1} \leq G \text{ tg } \gamma_1 = G \times U_1 / T \leq 0.5 \times G \quad U_1 / T \leq 0.5$$

$$T \geq U_1 / 0.5$$

Avec :

$U_1 : \Delta l_{max}$  qui est la déformation lente (retrait, fluage et température)

$$U_1 = 10.581 \text{ mm} \quad T \geq U_1 / 0.5 = 21.162 \text{ mm}$$

On prend :  $T \geq 30 \text{ mm}$

Donc 3 feuillets de 10 mm donc  $T=30\text{mm}$   $3(8 + 2)$

#### XI.1.1.3) Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 5T \leq a \leq 10T \Rightarrow 5T \leq a \leq 10T \quad \text{Avec } a < b$$

On choisit en général un appuis rectangulaire avec le coté a parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage et  $a < b$ , afin de limiter les contraintes dues à la rotation .

Donc :  $15\text{cm} \leq a \leq 30\text{cm} \Rightarrow a = 25\text{cm}$  et on prend  $\Rightarrow b = 30\text{cm}$

$a \times b = 750 \text{ cm}^2 \Rightarrow 750 > 373\text{cm}^2$  La condition est vérifiée

IX.1.2) Efforts horizontaux :

IX.1.2.1) Efforts dus au freinage :

Système A(l) :

L'effort de freinage correspond à la charge A est égale à la fraction suivante :

$$= \frac{\quad}{(\quad \times)}$$

$$F_A = \frac{33.4 \times 7.15}{20 + (0.0035 \times 33.4 \times 7)} = 11.47t$$

La force qui revient à chaque appareil d'appui :

$$H_A = \frac{11.47}{(12)} = 0.95t$$

Système Bc :

Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner  $F = 30t$

$$H_A = \frac{30 \times 1.2}{(12)} = 3t$$

IX.1.2.2) Effort du au séisme : selon « RPOA ver2008 » :

$\epsilon_h = 0.12 \text{ G}$  horizontalement

$\epsilon_v = \pm 0.3 \times 0.12 = 0.036 \text{ G}$  verticalement

Avec le poids propre du tablier :

$G = 594.10 \text{ t}$

$\epsilon_h = 0.12 \times 594.10 = 71.292 \text{ t}$

$\epsilon_v = 0.036 \times 594.10 = 21.387 \text{ t}$

Donc :

$\epsilon_{h/appui} = 178.23 / 2 \times 6 = 5.941 \text{ t}$

$\epsilon_{v/appui} = 53.469 / 2 \times 6 = 1.782 \text{ t}$

IX.1.2.3) Effort du à la déformation (déplacements) :

$\epsilon = \Delta_{max} = 0.01058 \text{ m}$

$G = 80 \text{ t/m}^2$  On a le moment d'élasticité transversale  
 $T = 3 \text{ Cm}$  Et la hauteur nette de l'élastomère

Effort de longue durée :

$\epsilon = (H \times T) / (G \times a \times b)$

$H = G \times a \times b \times \epsilon / T$

$$H = 80 \times 0.25 \times 0.30 \times 0,01058 / 0.03 \quad H = 2.116 \text{ t}$$

IX.1.2.4) Effet dû au vent :

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression de 250 Kg/cm<sup>2</sup>.

La section latérale sur laquelle agit le vent est :

$$S = 33.4 (1,5 + 0,25 + 0.20) = 65.13 \text{ m}^2$$

$$P = 65.13 \times 0,25 = 16.282 \text{ t}$$

$$H_{\text{vent}} = 8.738 / 2 \times 6 = 1.356 \text{ t donc } H_{\text{vent}} = 1.356 \text{ t}$$

IX.1.2) Vérification des contraintes :

IX.1.2.1) Limitation des contraintes de cisaillement :

a. Sollicitation sous charge verticale :

$\sigma_m$  : contrainte de compression sous  $N_{\text{max}}$

$$N_{\text{max}} = 55.96 \text{ T.}$$

$$\sigma_m = N_{\text{max}} / a \times b \leq 150 \text{ kg/cm}^2.$$

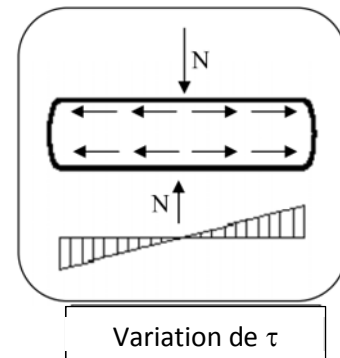
$$T_N = 1.5 \times \sigma_m / \beta \leq 3 \text{ G.}$$

$T_N$ : contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage.

$$\beta = a \times b / 2 t (a + b) = 25 \times 30 / 2 \times 1 \times (25 + 30) = 6.82.$$

$$\sigma_m = 55.96 \times 10^3 / 25 \times 30 = 74.62 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ Kg / cm}^2.$$

$$\text{D'où : } T_N = 1,5 \times 74.62 / 6.82 = 16.42 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\tau} = 24 \text{ Kg/cm}^2.$$



Vérifié.

Vérifié.

b. Sollicitation due à un déplacement horizontal ou à un effort horizontal :

Sous déplacement lent (dilatation, retrait, fluage) :

$$T_{H1} = G U_1 / T \leq 0,5 \text{ G.}$$

$$T_{H1} = 8 \times 1.05 / 3 = 2.8 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Donc } T_{H1} = 2.8 \leq 0,5 \times 8 = 4 \text{ Kg/cm}^2.$$

Vérifiée

Sous un effort dynamique (freinage) :

$$T_{H2} = H_A / a \times b.$$

$$H_A = 3 \text{ t.}$$

$$T_{H2} = 3000 / 25 \times 30 = 4.00 \text{ Kg / cm}^2.$$

Déformation lente + déformation rapide :

Il faut que :  $T_H \leq 0,7 \text{ G.}$

$$T_H = T_{H1} + 0,5 T_{H2}.$$

$$T_H = 2.8 + 0,5 \times 4 = 4.8 \text{ Kg/cm}^2 \leq 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ Kg / cm}^2$$

Vérifié

Sollicitation due à une rotation :

$$\tau_a = \frac{G a^2 (\alpha_T + \alpha_0)}{2 t^2 n}.$$

$\alpha_0$  = rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

Pour les bétons préfabriqués  $\alpha_0 = 1 \times 10^{-2} \text{ rad.}$

$\alpha_T$  = rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

$$\alpha_T = -9.11 \times 10^{-3} \text{ rad.}$$

$$T_\alpha = 8 \times 25^2 (-0,0911 + 0,01) / 2 \times 1^2 \times 6 = -3.70 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$T = T_N + T_H + T_\alpha \leq 5 G$$

$$T = 16.42 + 5.6 - 3.70 = 18.32 \text{ Kg/cm}^2 \leq 40 \text{ Kg/cm}^2.$$

Vérifié

\*Pour vérifier la stabilité il faut garantir que le phénomène suivant soit vérifié.

IX.1.2) Condition de non cheminement et non glissement

$$\sigma_{\min} \geq 20 \text{ Kg / cm}^2.$$

$$H \leq f N_{\min}.$$

$$\sigma_{\min} = 74,6 \times 10^3 / 25 \times 30$$

$$\sigma_{\min} = 99,46 \geq 20 \text{ Kg/cm}^2.$$

Vérifié

f: Coefficient de frottement.

$$f = 0,12 + (0.2 / \sigma_{\min}) = 0,12 + 20 / 99.46 = 0,321$$

$$f \times N_{\min} = 0,321 \times 55.96 = 17.967 \text{ t.}$$

H due à la déformation lente :

H : force horizontale correspondante à  $N_{\min}$ .

$$H = G \times a \times b \times \varepsilon / T.$$

$$H = 8 \times 25 \times 30 \times 1.058 / 3 = 2,116 \text{ t} < 17.967 \text{ t.}$$

Vérifié

H due au séisme :

$$H_s = 5.941 < 17.967 \text{ t.}$$

Vérifié

IX.1.3) Condition de non-soulèvement :

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha = +0,01 - 0,0911 = -0.1011$$

Vérification

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_{\min}}{G}$$

$G = 8 \text{ kg/cm}^2$  : module d'élasticité transversale

$t = 1 \text{ cm}$  : épaisseur d'un feuillet élémentaire

$\beta = 6.82 \text{ Cm}^2$  : coefficient de forme

$$\sigma_{\min} = 99,46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha_T = -0.1011 \leq \frac{3}{6.82} \times \frac{1}{25^2} \times \frac{99.46}{8} = 0.00875 \text{ rd}$$

La condition est vérifiée

IX.1.4) Condition de non flambement :

$$T = 3 \leq (a / 5) = 25 / 5 = 5$$

La condition est vérifiée

\*En peut dimensionner les frettes

**IX.1.5) Dimensionnement de frettes :**

La frette est déjà vérifiée par le constructeur.

$$\begin{cases} ts \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \Rightarrow ts \geq \frac{25}{6.82} \times \frac{99.46}{2200} = 0.165\text{Cm} \\ ts \geq 2\text{mm} \end{cases} \quad \text{Donc} \quad \underline{T_s = 3 \text{ mm}}$$

La hauteur total est donc sera désigné par l'application suivante :  
 (n = T + T<sub>s</sub>) avec t = 10 mm et T<sub>s</sub> = 3 mm.

Donc : H<sub>TOTAL</sub> = 13x3 = 39mm.

Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes : 300 x 250 x 3 (10 + 3)  
 Nous avons donc :

- 2 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur t = 10 mm
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur t/2 = 5mm
- 3 frettes intermédiaires d'épaisseur t<sub>s</sub> = 3mm

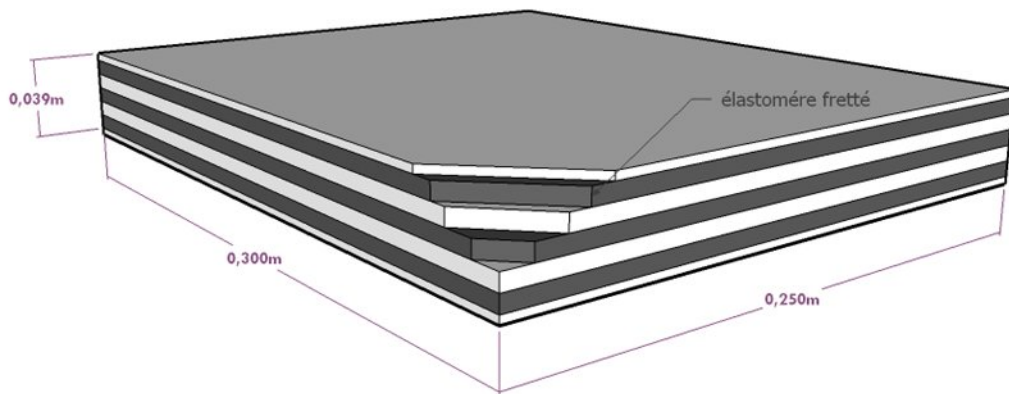


Figure °57 : l'appareil d'appui

**IX.2.2-Dimensionnement des dés d'appui :**

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis inférieurs et supérieurs présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débordement de 5cm

A= 25 + 10 cm= 35cm

B= 30 + 10cm =40cm

$$\geq \frac{2 \times \times}{+}$$

$$\geq \frac{2 \times 25 \times 30}{2(25 + 30)} = 13.63$$

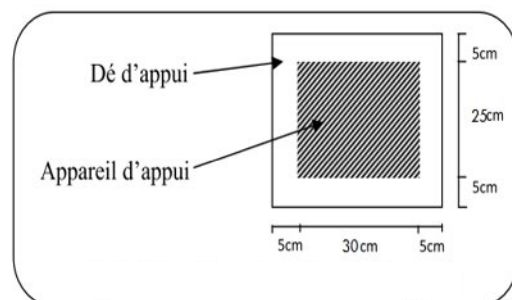


Figure °58 : dés d'appui

La hauteur des dés d'appuis est variable dans notre pont ( on fonction de leur position dans le pont), il est croissant de gauche ver l'adroit pour faire une pente de tablier de 2,5%.

IX.1.5) Ferrailage de dé d'appui:

IX.1.5.1) Armatures de chainage:

La section calculée doit reprendre un effort  $R = 25\%R_{max}$

$$A_C = 0,25.R_{max}/\sigma_s$$

R étant l'effort maximum

$$R_{MAX} = 55.96 \text{ t}$$

$$\sigma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_C = 4.02 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 7\text{HA}10 = 5.50 \text{ cm}^2$$

Ces armatures sont disposées en une seule nappe

IX.1.5.2) Armatures de profondeur:

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

$$A_h = 0.125 R_{max} / \bar{\sigma}_s = 2.355\text{cm}^2. \text{ On prend } 4\text{HA}10 \text{ pour } A_h = 3.14 \text{ cm}^2.$$

IX.1.5.3) Armatures de diffusion :

1-Ferrailage de surface:

Frette supérieure :

Ce sont des armatures capables de reprendre 4%  $R_{max}$

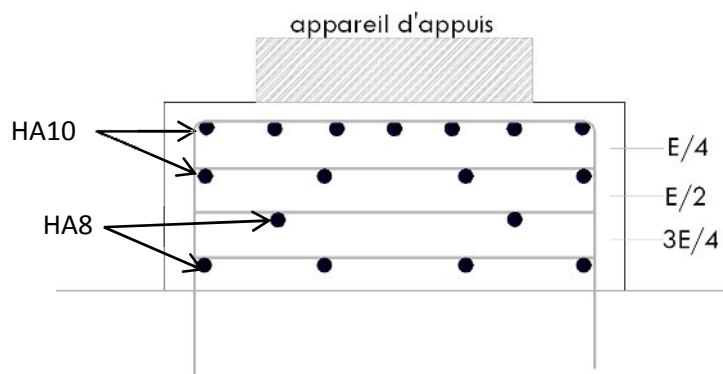
$$A_s = 0.04.R_{max} / \sigma_s = 0.643 \text{ cm}^2 \text{ Alors: } 2\text{HA}8 = 1.01\text{cm}^2$$

Placés à la face supérieure des dés d'appuis

2- Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf » :

$$A_s = 0.1 R_{max} / \bar{\sigma}_s = 1,608 \text{ cm}^2. \text{ Alors : } 4 \text{ HA}8 \text{ pour } A_s = 2,01 \text{ cm}^2.$$

Disposée en profondeur entre  $E/3$  et  $E$  à partir de la face supérieure de l'appui.



HA8 / armatures des construction

Figure °59 : ferrailage de dé d'appuis

IX.2) Le joint de chaussée :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Dans la plus part des cas, le joint 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 à une classification basée sur l'intensité du trafic, on distingue : Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules, Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicule et Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

IX.2.1) Calcul des joints :

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

1-Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) plus le déplacement dû au freinage

$$(\Delta t + \epsilon_f) < T.$$

2-Le déplacement dû aux variations linaires plus le déplacement dû au séisme

$$(\Delta t + \epsilon_s) < 1,3 T$$

**T** : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi, qui est les joints ALGAFLEX.

IX.2.1.1) Déplacement dû aux variations linéaires :

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$$\Delta t = \Delta f + \Delta r + \Delta T = 1,258 \text{ cm.}$$

IX.2.1.2) Déplacement dû au freinage :

Le déplacement dû au freinage calcule par la formule suivante :  $\epsilon_f = T H/G S$ .

Avec **G** : module de déformation transversale.

$G = 8 \text{ kg/cm}^2$  pour des variations lentes.

$G = 16 \text{ kg/cm}^2$  pour des variations instantanées.

$$\epsilon_f = 3 \times 3000 / 16 \times 25 \times 30 = 0,75 \text{ cm} = \mathbf{7.5 \text{ mm.}}$$

IX.2.1.3) Déplacement dû au séisme :

$$\epsilon_s = T H_s / G S.$$

avec  $H_s = 5.94 \text{ t/appareil}$ .

$$\epsilon_f = 3 \times 5940 / 16 \times 25 \times 30 = 1.235 \text{ cm} = 12.35 \text{ mm.}$$

Combinaison :

$$\Delta t + \epsilon_f = 12.58 + 7.5 = 20.08 \text{ mm}$$

$$\Delta t + \epsilon_s = 12.58 + 12.35 = 24.93 \text{ mm}$$

D'après le bulletin technique d'**ALGA**, on opte au joint **T50**

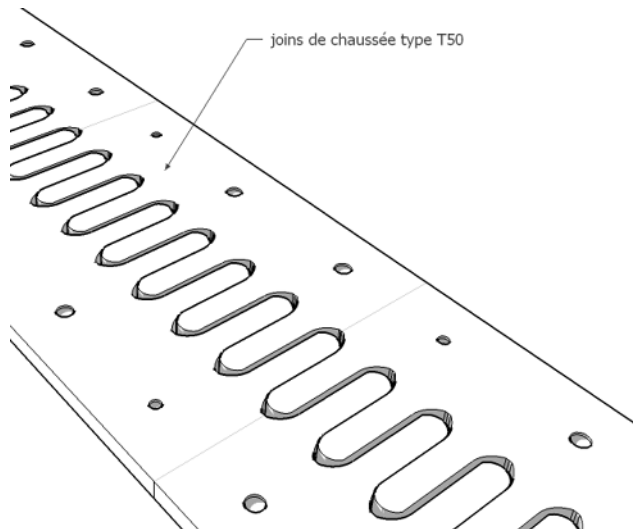


Figure °60: joint de chaussée

**X.1) ETUDE DE LA PILE**

Le choix du type des piles dépend essentiellement des caractéristiques mécaniques de la pile elle-même, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissant sur la pile. Notre ouvrage franchissant des conduites, pour cela nous avons le choix de plusieurs types de piles, on propose une pile composée de fûts à section circulaire.

**X.1.1) dimensionnement des piles:**

**1- Chevêtre :**

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

- Longueur : L = 10.66 m
- Largeur : E = 2.10 m.
- Hauteur :  $1\text{ m} \leq H \leq 1,6\text{ m}$  donc H = 1,2m.

**2- Fûts :**

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

Un diamètre fixe à 1.20 m et des hauteurs mentionnées dans le tableau suivant :

**3- Semelle:**

- Epaisseur: 1,50m.
- Largeur: 6m.
- Longueur: 10.66 m.
- Béton de propreté: 0.10 m .

Designation	Pile
Hauteur de la pile (m)	9.18m
Hauteur du Fût (m)	6.98m

Tableau °71 : description des piles

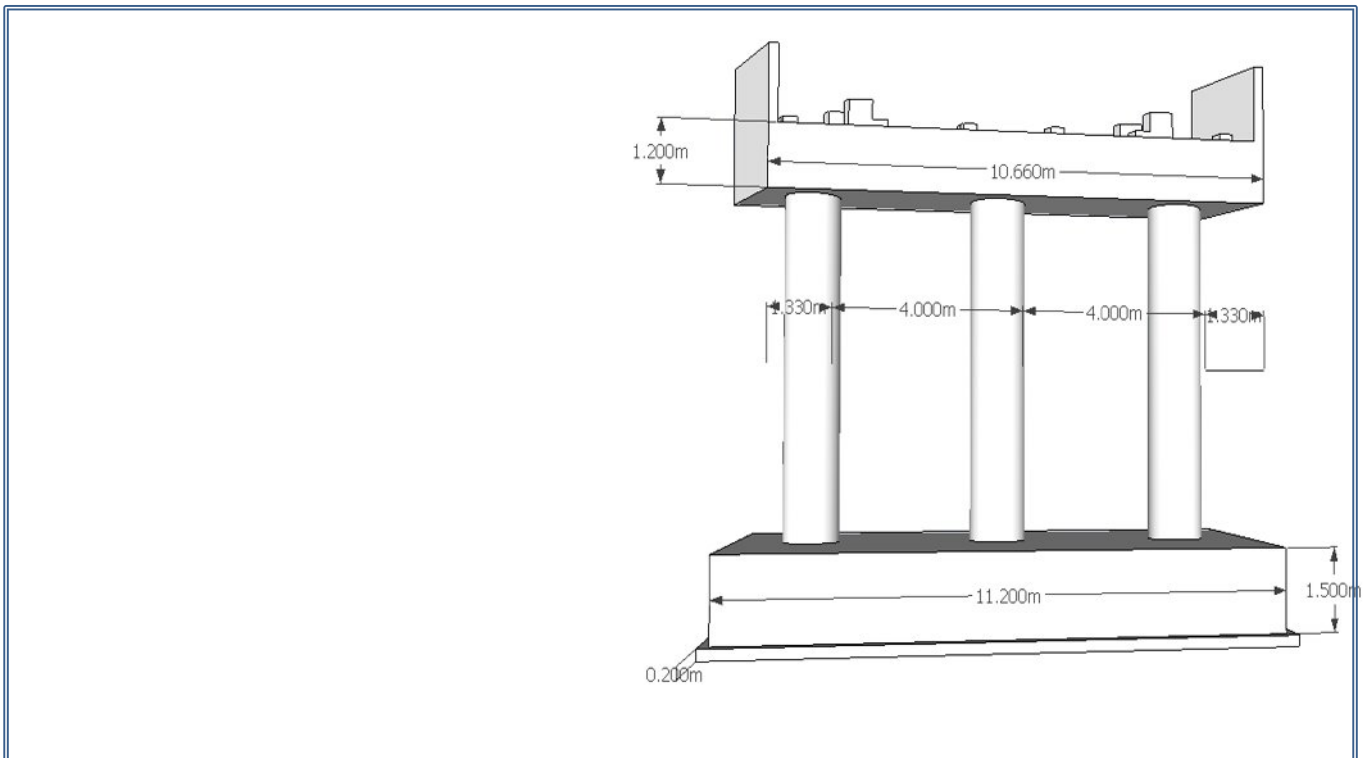


Figure °61 : dimensions de la pile

X.1.2) Calcule Charges et sur charges :

X.1.2.1) Répartition des charges sur la pile :

$$\sum g = 17.79 \text{ t/ml}$$

1 travée (phase de construction) :

$$R_A = 1/2 \times 17.79 \times 32.4 = 288.98 \text{ t}$$

$$N = 288.98 \text{ t}$$

$$M_l = R_l \times 0.55 = 288.98 \times 0.55 = 158.939 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0 \text{ t.m}$$

1 travée :

$$R_A = R_B = 288.90 \text{ t}$$

$$N = 288.98 \times 2 = 577.96 \text{ t}$$

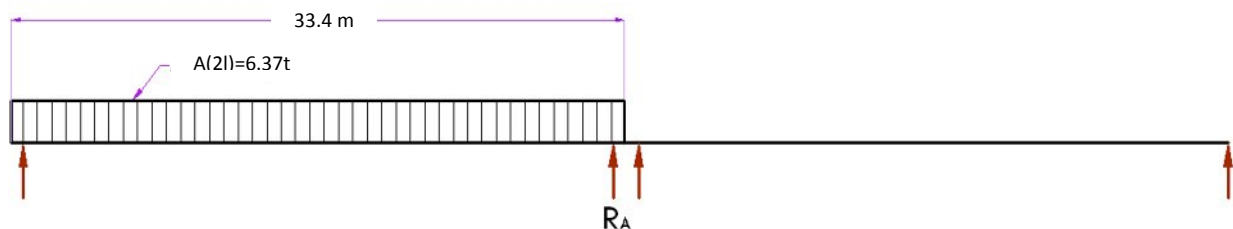
$$M_l = (R_g - R_d) \times 0.55 = 0 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0 \text{ t.m}$$

X.1.2.2) Répartition des surcharges sur la pile :

1-La surcharge A (l) :

1 travée :



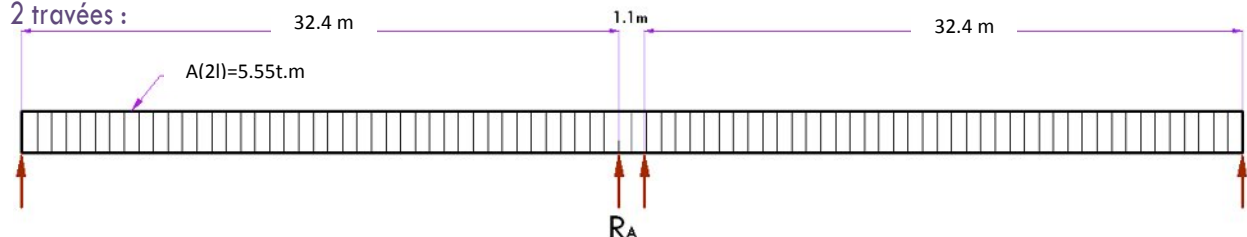
$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{12 + 33.4} = 1.022 \text{ t/m}^2$$

$$A(l) \times a_1 \times a_2 = 0.910 \text{ t/m}^2$$

$$R_A = 0.910 \times 7 \times 33.4 / 2 = 106.379 \text{ t}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 106.379 \text{ t} \\ M_l = 106.379 \times 0.55 = 58.50 \text{ t.m} \\ M_t = 0 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

2 travées :



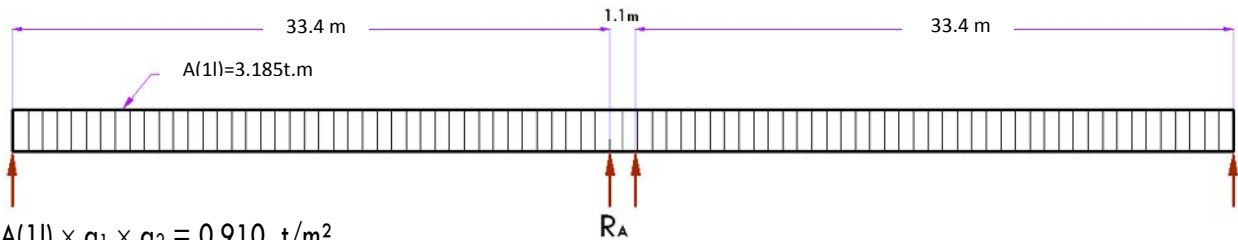
$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{12 + 66.80} = 0.686 \text{ t/m}^2$$

$$A(2l) \times a_1 \times a_2 = 0.797 \text{ t/m}^2$$

$$R_t = 0.797 \times 7 \times 66.80 / 2 = 186.338 \text{ t}$$

$$\begin{cases} N = 186.338 \text{ t} \\ M_l = (R_g - R_d) \times 0.55 = 0 \text{ t.m} \\ M_t = 0 \text{ t.m} \end{cases}$$

2 travées : (1vc) :



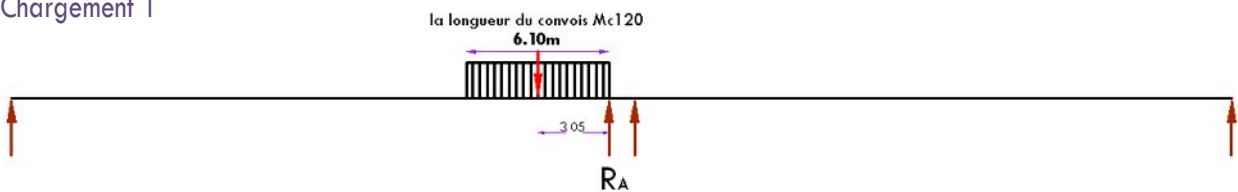
$$A(1l) \times a_1 \times a_2 = 0.910 \text{ t/m}^2$$

$$R_A = 0.910 \times 3.5 \times 33.4 / 2 = 53.19 \text{ t}$$

$$\begin{cases} N = 106.379 \text{ t} \\ M_l = (R_g - R_d) \times 0.55 = 0 \text{ t.m} \\ M_t = 53.19 \times 2 \times 3.925 / 2 = 208.77 \text{ t.m} \end{cases}$$

### 2-Charge $M_{c120}$ :

Chargement 1

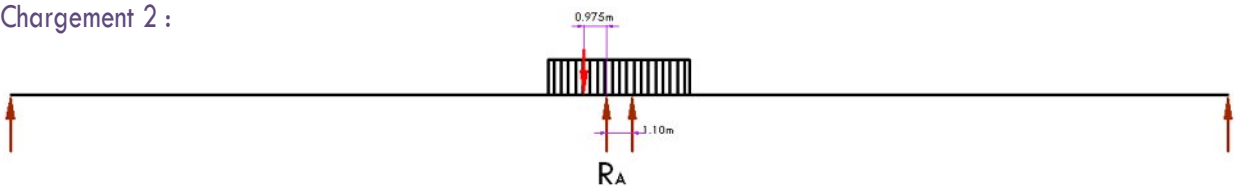


$$\delta = 1.08$$

$$R_A = \frac{110}{32.4} \times 29.35 \times \delta = 99.64 \times 1.08 = 107.61 \text{ t}$$

$$\begin{cases} N = 107.61 \text{ t} \\ M_l = R_A \times 0.55 = 59.18 \text{ t.m} \\ M_t = 107.61 / 2 \times ((3.925 - 0.5) - (3.3 - 3.925 + 0.5)) = 191 \text{ t.m} \end{cases}$$

Chargement 2 :



$$R_t = \frac{31.275}{32.40} \times 2 \times 55 \times \delta = 106.180 \times 1.08 = 114.675 \text{ t}$$

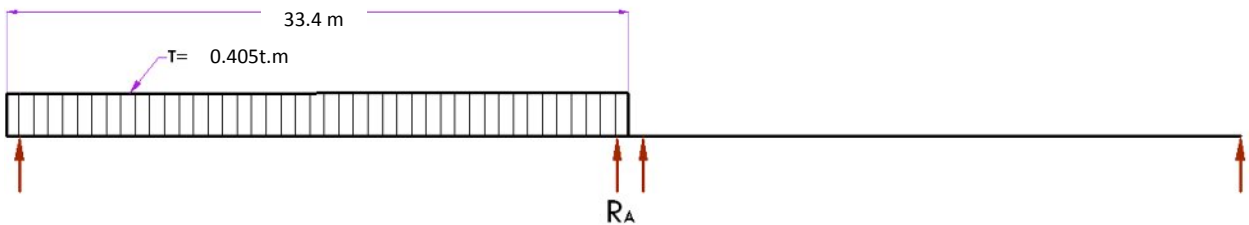
$$\begin{cases} N = 114.675 \text{ t} \\ M_l = 0 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$M_t = 107.61 / 2 \times ((3.925 - 0.5) - (3.3 - 3.925 + 0.5)) = 191 \text{ t.m}$$

3-Surcharge trottoirs : 150 kg/m<sup>2</sup>

1 travées :

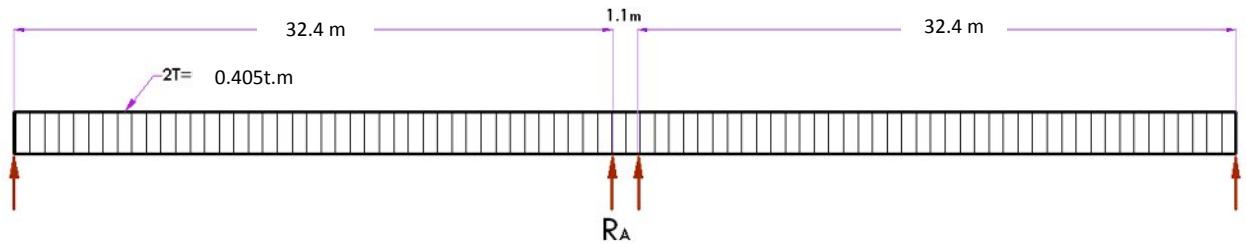
$$0.150 \times 2 \times 1.35 = 0.405 \text{ t/ml}$$



$$R_1 = 0.405 \times 33.4 / 2 = 6.763 \text{ t}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 6.763 \text{ t} \\ M_l = R_A \times 0.55 = 3.72 \text{ t.m} \\ M_t = 0 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

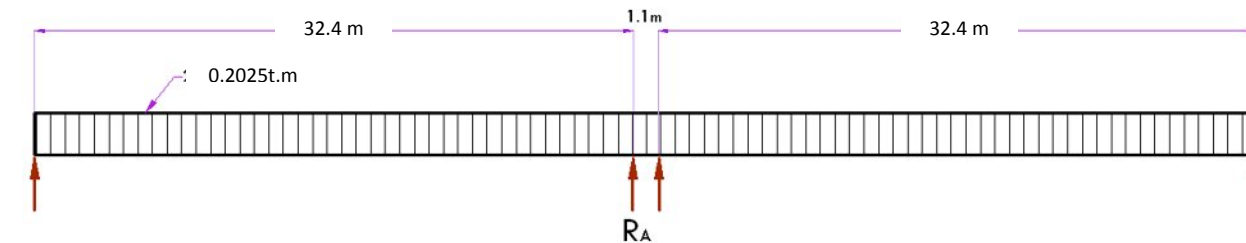
2 travées :



$$R_t = R = 0.405 \times 334 = 135.27 \text{ t}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 13.527 \text{ t} \\ M_l = (R_g - R_d) \times 0.55 = 0 \text{ t.m} \\ M_t = 0 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

2 travées : (1 vc) :



$$R_t = 0.405 / 2 \times 334 = 6.7635 \text{ t}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 6.763 \text{ t} \\ M_l = (R_g - R_d) \times 0.55 = 0 \text{ t.m} \\ M_t = 6.76 \times 4.68 = 31.67 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

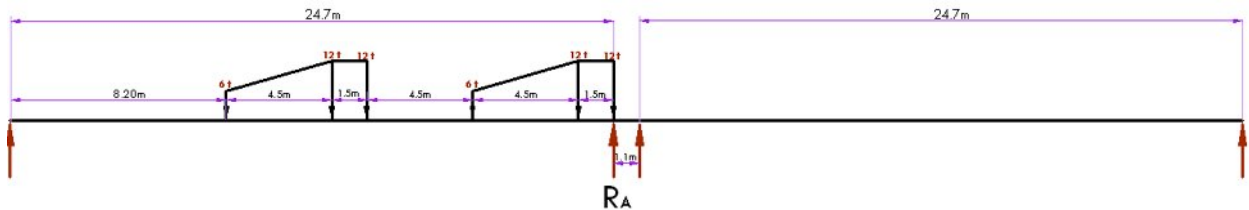
4-Chargement  $B_c$  :

$S = 2 \times 2 \times 30 = 120 \text{ t}$

Avec :  $\delta = 1.08$

$G = 594.10 \text{ t}$

Chargement<sup>o</sup>1

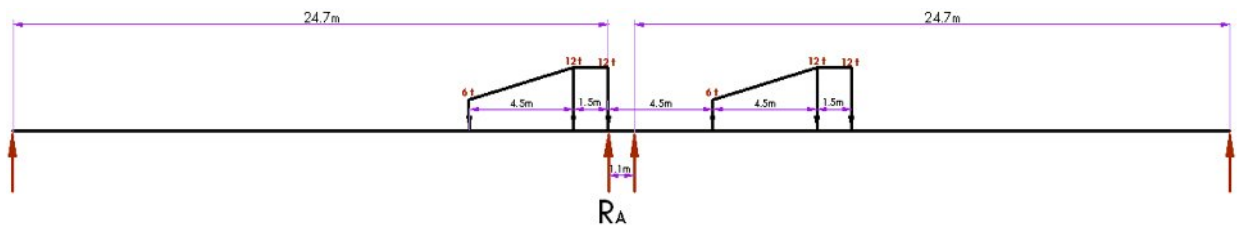


Poutre de longueur = 33.4 m ; entre mur d'appui 32.95 m

$R = \frac{1}{32.4} \times (24 \times 33.4 + 24 \times 30.9 + 12 \times 26.6 + 24 \times 21.9 + 24 \times 20.4 + 12 \times 15.9) \delta = 94.40 \times 1.08 = 101.952 \text{ t}$

- $N = 101.952 \text{ t}$
- $M_l = R_A \times 0.55 = 56.07 \text{ t.m}$
- $M_t = 101.952 / 4 \times (0.25 + 2.25 + 2.75 + 4.75) = 254.88 \text{ t.m}$

Chargement<sup>o</sup>2 : position défavorable :



$R_1 = \frac{1}{32.4} \times (24 \times 32.4 + 24 \times 30.9 + 12 \times 26.4) \delta = 94.703 \times 1.08 = 102.28 \text{ t}$

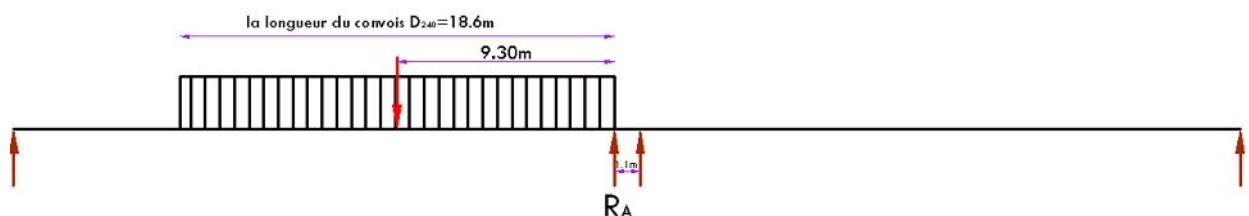
$R_2 = \frac{1}{32.4} \times (24 \times 29 + 24 \times 24.5 + 12 \times 23) \delta = 48.148 \times 1.08 = 52 \text{ t}$

$R_t = R_1 \times bc = 154.28 \times 1.1 = 169.708 \text{ t}$

- $N = 169.708 \text{ t}$
- $M_l = (R_g - R_d) \times 0.55 = 93.33 \text{ t.m}$
- $M_t = 169.708 / 4 \times (0.25 + 2.25 + 2.75 + 4.75) = 424.27 \text{ t.m}$

5-Chargement  $D_{240}$  :

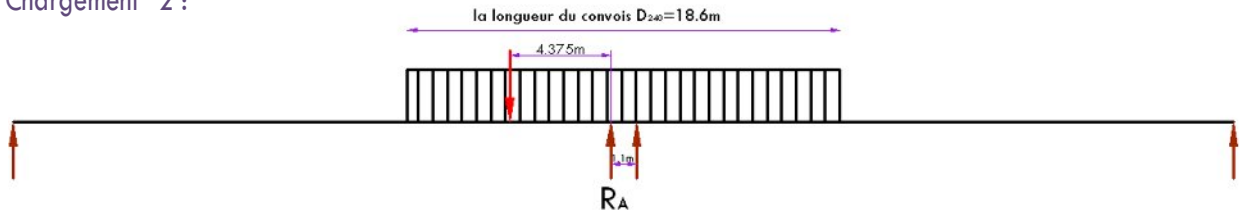
Chargement<sup>o</sup>1



$$R_1 = \frac{240}{32.4} \times 23.1 = 171.111 \text{ t}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 171.111 \text{ t} \\ M_l = R_A \times 0.55 = 94.11 \text{ t.m} \\ M_t = 171.111 \times 2.325 = 392.83 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

Chargement °2 :



$$R_2 = R_1 = 120 \times 28.025 / 32.4 = 136.153 \text{ t}$$

$$R_1 + R_2 = 272.306 \text{ t}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 136.153 \text{ t} \\ M_l = (R_g - R_d) \times 0.55 = 0 \text{ t.m} \\ M_t = 272.153 \times 2.325 = 632.75 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

\*Réaction totale :

$$R_{\max} = V_1 = 600.960 + 272.30 = 873.26 \text{ t}$$

### X.1.2.3. Sollicitation horizontales

#### A. Freinage dû à A(L)

$$H = \frac{Al}{20 + 0.0035 \times S} = \frac{186.338}{20 + 0.0035 \times 33.4 \times 2 \times 7 \text{ m}} = 8.612 \text{ t}$$

$$M = \frac{1}{2} (17.224 [0.20 + 6.98 + 1]) = 70.45 \text{ t.m}$$

#### B. Freinage dû à Bc (camion de 30t)

$$M = \frac{1}{2} (30.00 \times 10.38) = 155.7 \text{ t.m}$$

#### C. Séisme

Selon le RPOA notre ouvrage est de 2<sup>ème</sup> groupe (liaison importante) dans une zone sismique faible (zone I) donc les coefficients d'accélération de séisme est :

$$K_h = 0.12$$

$$K_v = 0.036$$

$G=594.10 \text{ t}$

$V=594.10+533=1127.1\text{t}$

$H = 0.12 \times 1066.42 = 114.48 \text{ t}$

$M = 0.12 \times (594.10 \times 9.38 + 55.112 \times 8.58 + 21.98 \times 4.74 + 287.98 \times 1.25) = 781.16 \text{ t.m}$

Tableau récapitulatif :

		Trot	AL	BC	MC120	D240
1 <sup>er</sup> CAS	N (t)	13.527	186.338	169.708	114.675	272.30
	M <sub>l</sub> (t.m)	0	0	93.33	0	0
	M <sub>t</sub> (t.m)	0	0	424.27	191	632.75
	H (t)	-	8.612	15	-	-
2 <sup>eme</sup> CAS	N (t)	6.763	106.379	101.952	107.61	171.11
	M <sub>l</sub> (t.m)	3.720	58.50	56.07	59.180	94.11
	M <sub>t</sub> (t.m)	0	0	254.88	191	392.83
	H (t)	-	4.306	15	-	-
3 <sup>eme</sup> CAS	N (t)	6.763	106.379	101.952	107.61	171.11
	M <sub>l</sub> (t.m)	0	0	93.33	0	0
	M <sub>t</sub> (t.m)	31.67	208.77	15	191	392.83
	H (t)	-	4.306	15	-	-

Tableau 72 : efforts agissant sur la pile

X.1.2.4) la charge de la pile:

Chevêtre :  $1.10 \times 1.88 \times 10.68 \times 2.5 = 55.112 \text{ t}$

Futs :  $3 \times 3.141 \times 0.60^2 \times 6.48 \text{m} \times 2.5 = 21.98 \text{ t}$

Semelle :  $1.5 \times 6 \times 11.20 \times 2.5 = 168 \text{ t}$

Poids des terres sur semelle :  $1.8 \times (6 \times 2.5 \times 11.20 - ((3 \pi / 4) 1.2^2 \times 2.5)) = 287.97 \text{ t}$

V<sub>2</sub> = la somme = 533 t

Caractéristiques géométrique de la semelle :

$A = 6.00 \times 11.20 = 44.8 \text{ m}^2$

$W_x = 11.20 \times (6)^2 / 6 = 67.2 \text{ m}^3$

$W_y = 6.00 \times (11.20)^2 / 6 = 125.44 \text{ m}^3$

V.1.2.5. Contraintes

\*Sans séisme :

$$\sigma_{\max} = \frac{1406.26}{6.00 \times 11.20} + \frac{70.45 \times 6}{6^2 \times 11.20} = 21.97 \text{ t/m}^2 \leq 30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1406.26}{6.00 \times 11.20} - \frac{70.45 \times 6}{6^2 \times 11.20} = 19.87 \text{ t/m}^2 \geq 0.00 \text{ t/m}^2$$

\* Avec séisme :

$$\sigma_{\max} = \frac{1127.1 \times 1.036}{6.00 \times 11.20} + \frac{881.16 \times 6}{11.00^2 \times 11.80} = 28.87 \text{ t/m}^2 \geq 30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1127.1 \times 1.036}{6.00 \times 11.20} - \frac{880.739 \times 6}{6.00^2 \times 11.20} = 5.75 \text{ t/m}^2 \geq 0.00 \text{ t/m}^2$$

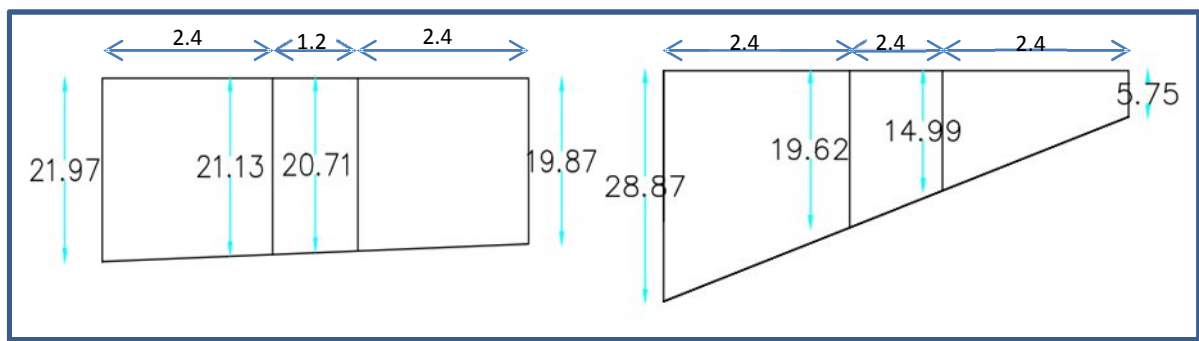


Figure °62 : contraintes dans la semelle

Contrainte (t/m <sup>2</sup> )	Sans séisme	Avec séisme
$\sigma_1$	21.97	28.87
$\sigma_2$	21.13	19.62
$\sigma_3$	20.71	14.99
$\sigma_4$	19.87	5.75
$\sigma_{\text{moy}}$	21.445 ≤ 30 (vérifié)	23.09 ≤ 30 (vérifié)

Tableau °63 : contrainte dans la semelle

Glissement :

$$\frac{H}{V} \leq \frac{c}{\sigma} = 0.385$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\sigma = 30 \text{ t/m}^2$$

1<sup>er</sup> cas : sans séisme :

$$H = 6.65 \text{ t}$$

$$V = 1406.26 \text{ t}$$

$$\mu = 0.0040 \leq \mu_{lim} = 0.385$$

1<sup>er</sup> cas : sans séisme :

$$H = 114.48 \text{ t}$$

$$V = 1127 \times 1.036 = 1167.572 \text{ t}$$

$$\mu = \text{tg} \varphi = 0.577$$

$$\mu = 0.098 \leq 0.577$$

X.1.3) étude de la Chevêtre

X.1.3.1) Calcul des sollicitations :

Notre chevêtre est composée de trois fûts peut présenter par le schéma statique suivante:



Figure ° 47 : schéma statique du chevêtre

Poids de tablier surcharges

$$P_1 = V_1 / 10.66 \text{ m} = 873.26 / 10.66 = 81.92 \text{ t/ml}$$

Poids de chevêtre

$$P_2 = 55.112 / 10.66 = 5.169 \text{ t/ml}$$

Donc la somme des deux poids c'est le poids total :

$$P_T = P_1 + P_2 = 87 \text{ t/ml}$$

X.1.3.1.1) Calcul des sollicitations à l'ELS :

A l'ELS:  $P_{SER} = 87 \text{ t/ml}$

Le moment fléchissant :

Sur appuis :

$$M_0 = \frac{-87 \times 1.33^2}{2} = -76.95 \text{ t.m}$$

$$M_1 = \frac{-87 \times 4.00^2}{2} + 2 \times 4 \times 76.95 = 135.525 \text{ t.m}$$

$$M_2 = M_0 = -76.95 \text{ t.m}$$

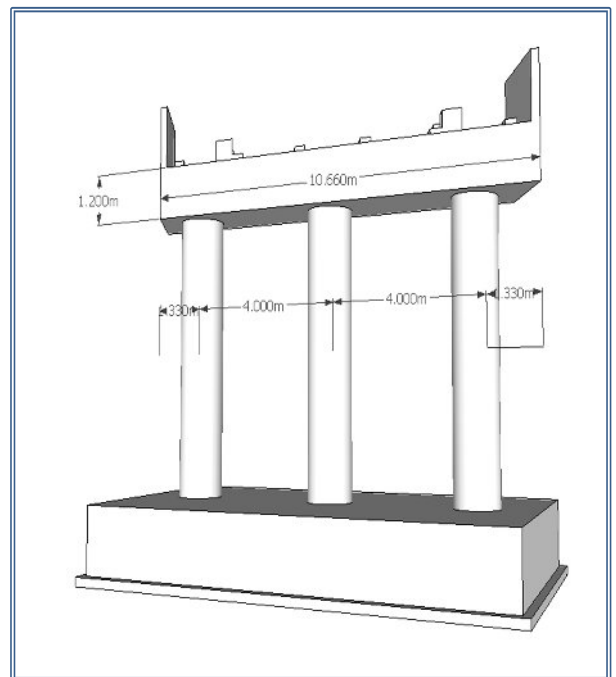


Figure ° 64 : schéma statique du chevêtre

Sur mi- travée de chevêtre :

$$M(X) = PL\frac{X}{2} - P\frac{X^2}{2} - M_0\left(1 - \frac{X}{L}\right) - \frac{M_1xX}{L}$$

$$M'(X) = PL/2 - PX + \left(\frac{M_0}{L}\right) - \frac{M_1}{L}$$

$$X = L/2 + M_0/PL - M_1/PL$$

$$X = 4/2 + (76.95 - 135.525)/(87 \times 4) = 1.84$$

Donc :

$$M(\text{travée}) = 87 \times 4 \times 1.84 / 2 - 82.1.84^2 / 2 - 76.95(1 - 1.84/4) - 135.525(1.84/4) = 68.991 \text{ t.m}$$

Les efforts tranchants :

$$T_{0G} = T_{1D} = 87 \times 1.33 = 115.71 \text{ t}$$

$$T_{0D} = T_{1G} = \frac{4}{2} \times 87 - (135.525 - 76.95) / 4 = 159.356 \text{ t}$$

$$T_{1D} = 4/2 \times 87 + (135.525 - 76.95) / 4 = 188.643 \text{ t}$$

Et par symétrie :  $T_{2G} = 188.643 \text{ t}$

$$R1 = 275.066 \text{ t}$$

$$R2 = 2 \times 188.643 = 377.286 \text{ t}$$

$$R3 = R1 = 275.066 \text{ t}$$

X.1.3.1.2) Calcul des sollicitations à l'ELU :

$$\text{A l'ELU: } P_{ULT} = 1.35 \times 87 = 117.45 \text{ t/ml} \quad (1.35G + 1.35D240)$$

Le moment fléchissant :

Sur appuis :

$$M_0 = \text{«par sym» } M_2 = \frac{117.45 \times 1.33^2}{2} = 103.79 \text{ t.m}$$

$$M1 = M1 = \frac{1}{x} [-117.45 \times - \times 2 + 2 \times 4 \times 103.79] = 183.00 \text{ t.m}$$

$$M2 = M0 = 103.79 \text{ t}$$

Sur mi-travée de chevêtre :

$$M(X) = PL\frac{X}{2} - P\frac{X^2}{2} - M_0\left(1 - \frac{X}{L}\right) - \frac{M_1xX}{L}$$

$$M'(X) = PL/2 - PX + \left(\frac{M_0}{L}\right) - \frac{M_1}{L}$$

$$X = L/2 + M_0/PL - M_1/PL$$

$$X = 4/2 + (103.79 - 183)/(117.45 \times 4) = 1.93$$

Donc :

$$M(\text{travée}) = 117.45 \times 4 \times 1.93 / 2 - 117.45 \times 2.16^2 / 2 - 103.79 \times (1 - 1.93/4) - 183 \times (1.93/4) = 93.11 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{max travée}} = 93.11 \text{ t.m}$$

Les efforts tranchants :

$$T_{0G} = T_{1D} = 117.45 \times 1.33 = 156.20 \text{ t}$$

$$T_{0D} = T_{1G} = \frac{4}{2} \times 117.45 - (183 - 103.79) / 4 = 215.09 \text{ t}$$

$$T_{1D} = T_{1G} = \frac{4}{2} \times 117.45 + (183 - 103.79) / 4 = 254.70 \text{ t}$$

$$R_0 = 156.20 + 215.14 = 271.34 \text{ t}$$

$$R_1 = 254.70 \times 2 = 509.4 \text{ t}$$

$$R_2 = 271.34 \text{ t}$$

Les diagrammes des sollicitations agissants sur Le chevrete :

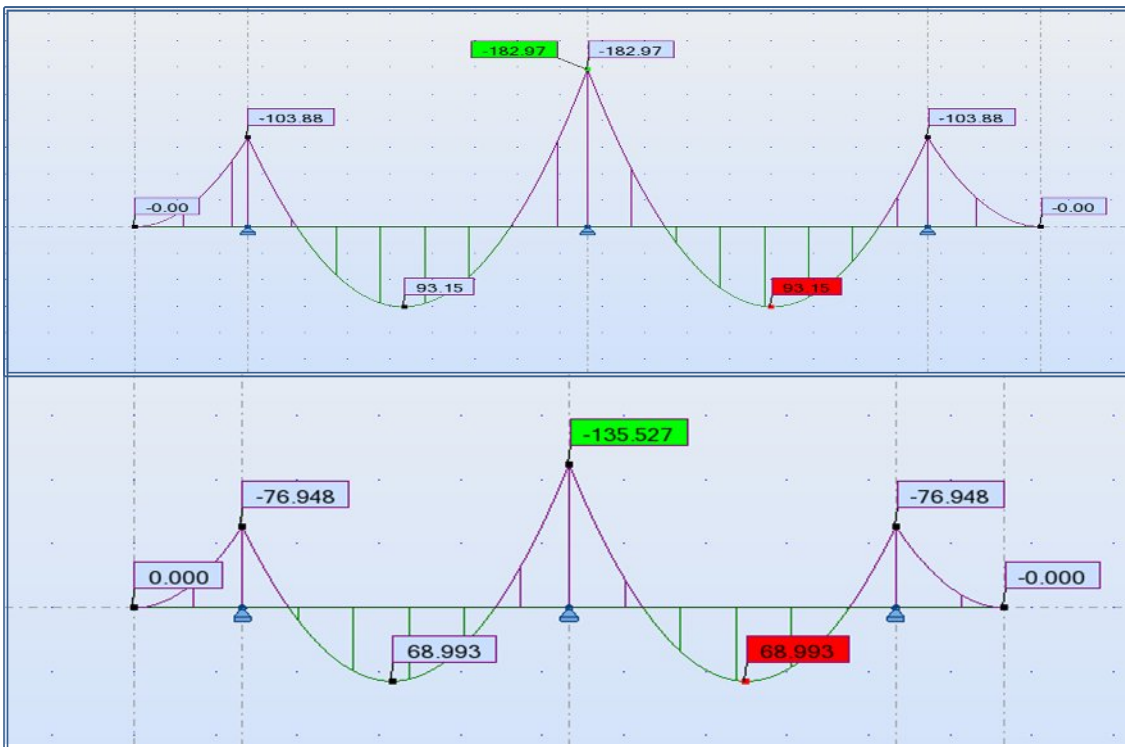
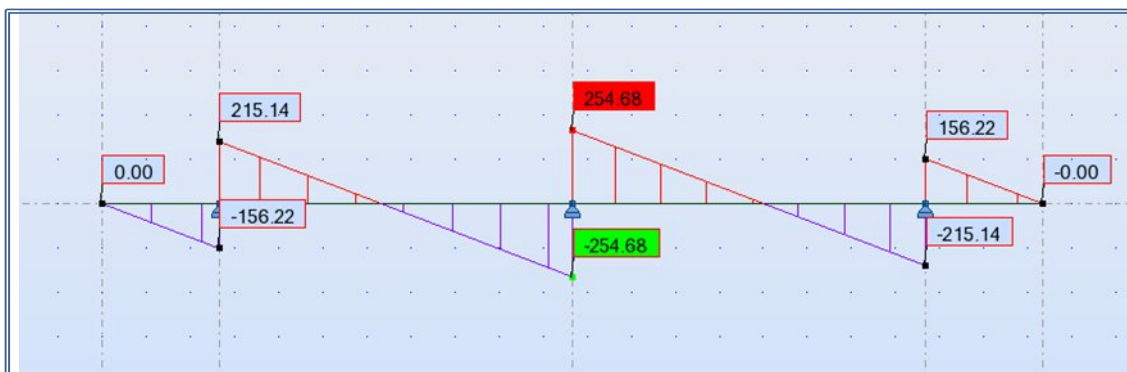


Figure °65,66: diagrammes de moments sollicitant le chevrete



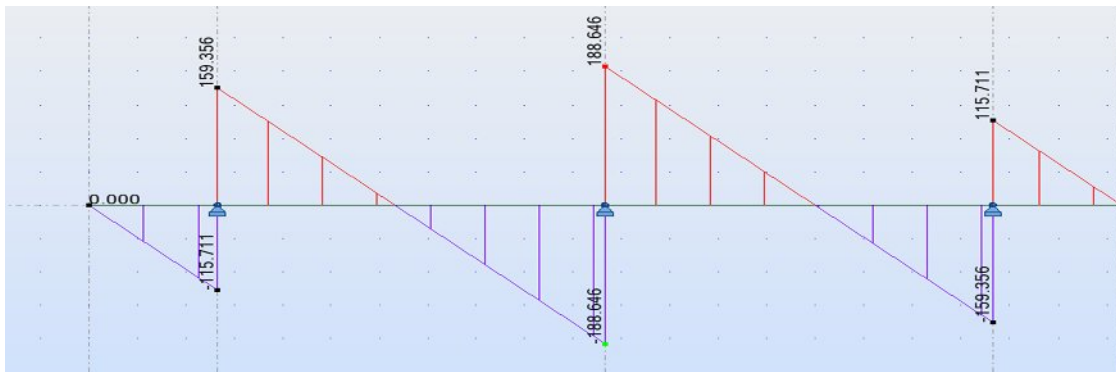


Figure °67,68: diagrammes des efforts tranchants sollicitant le chevêtre

**Moment de torsion :**

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une Seule travée chargée et de dissymétrie de la charge Bc à cause de l'excentricité transversale des charges (e= 55cm).

$$Mt = R1 \times d$$

Une travée chargée par D240

$$Mt = (171.111 + 6.763) \times 1,2 \times 0,55 = 117.40 \text{ t.m}$$

**X.1.3.2) ferrailage de chevêtre à la flexion :**

Section (2.10 x 1.2) m

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

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 de l'acier  $\gamma_s = 1.15$

Coeff. De durée du chargement :  $\theta = 1$

Enrobage = 0.05 m

Le calcul est fait selon les règles de BAEL91

**X.1.3.2.1) Armature Longitudinale :**

**Section d'armature supérieure (sur appui) :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ Avec, } f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } \theta = 1 \text{ et } \gamma_b = 1,5$$

D'où,  $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec:  $M_u = 182.97 \text{ t.m}$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \times 1,2 = 1,08 \text{ m.}$$

$$b = 2.1 \text{ m}$$

D'où :  $\mu = \frac{182.97}{2.1.(1,08)^2.14.17} \cdot 10^{-2} = 0,0527$

$P = \mu u / M_{ser} = 1.35$

$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$  Avec :  $f_e = 400$  MPa et  $E_s = 200000$  MPa

D'où :

$\varepsilon_{es} = \frac{400}{1,15.200000} = 1.74 \times 10^{-3}$

$\alpha_r = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \varepsilon_{es}} = 0,66$

$\mu_r = 0,8\alpha_r(1 - 0,4\alpha_r) = 0,39$

$\mu < \mu_r$  Dans ce cas, on est dans le domaine 2-a

( $\mu < 0,186$  donc  $\varepsilon_{es} < \varepsilon_s$ )

Donc, notre section sans armature comprimée

$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,0677$

$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,0507\text{cm}$

$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s}$  Avec :  $\sigma_s = 348$  MPa

D'où :

$A_s = \frac{203.03}{1,105 \times 348} \cdot 10^2 = 50.04 \text{ cm}^2$

Section d'armature supérieure (sur appuis)

**$A_s = 52.04 \text{ cm}^2$**  ; soit : 11HA25 (54.01 cm<sup>2</sup>)

Section d'armature inférieure (en travée)

Par la même méthode on trouve :

**$A_s = 25.12 \text{ cm}^2$**  ; soit : 9 HA20 (28.27 cm<sup>2</sup>)

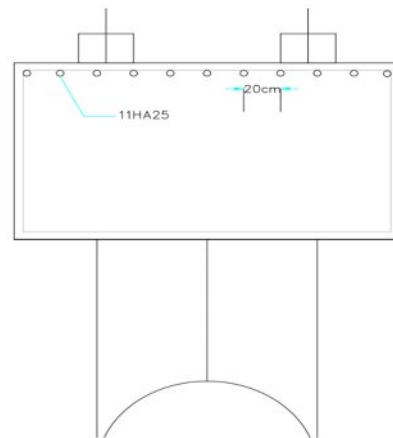


Figure °69: disposition des armatures supérieures du chevêtre

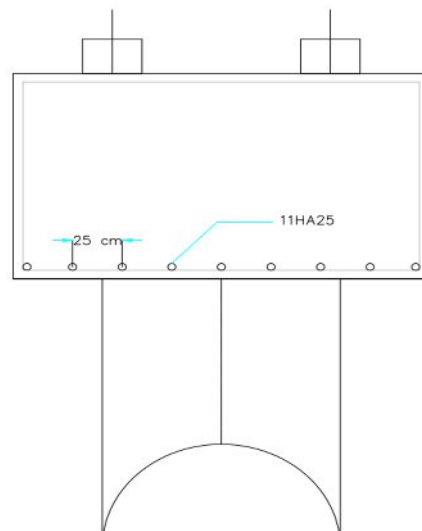


Figure °70: disposition des armatures inférieures du chevêtre

Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable  $\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, \max (0.5 f_e ; 110 (n f_{ij})^{1/2})) = 201.63 \text{ MPa}$ .

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

Vérification des contraintes à mi travée:

$$X = 15 \sigma_{bc} / (15 \sigma_{bc} + \sigma_{st}) \times d = 0.57 \text{ m}$$

$$Z = d - X / 3 = 0.89 \text{ m}$$

$$M1 = 1/2 \times b \times \sigma_{bc} \times Z \times X = 0.5 \times 2.1 \times 15 \times 0.89 \times 0.57 = 7.989 \text{ N.m} = 798.99 \text{ t.m} \geq M_{ser} \quad (\text{S.S.A.C})$$

$$A_{ser} = M_{ser} / Z \sigma_{st} = 68.993 / (0.89 \times 201.63) = 38.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{CNF} = 0.23 f_{t28} / f_e b d = 5.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} \geq A_{CNF} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

Vérification des contraintes sur appui :

$$M_{ser} = 135.525 \text{ t.m}$$

$$A_{ser} = 75.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{cnf} = 5.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} \geq A_{CNF}$$

X.1.3.2.2) Armature transversale :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min [ 0,1 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ MPa} ] = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte tangentielle dans le béton.

$V_u$  : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU

$$\tau_u = 254.68 / ( 2.1 \times 1.08 ) = 112.30 \text{ t/m}^2 = 1.12 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}. \text{ Condition vérifiée.}$$

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 » :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e} \gamma_s b_o. \text{ Avec } k = 1 \text{ pas reprise de bétonnage.}$$

$$S_{t \text{ max}} = \min (0.9d, 20 \text{ cm}) \text{ soit: } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_{t1} \geq 4.93 \text{ cm}^2$$

**Soit  $A_{t1} = 5.65 \text{ cm}^2$  : 5 cadres HA12**

X.1.3.3) Etude et ferrailage du chevêtre à la torsion :

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 ( $e = 55 \text{ cm}$ ).

C : moment de torsion.

\*Une travée chargée par D240 :

$$M_T = R1 \times d$$

$$M_{T1} = (171.111) \times 0.55 = 94.12 \text{ t.m}$$

\*Une travée chargée par A(l) + charge d'un trottoir :

$$M_T = R_l \times d$$

$$M_{T2} = (6.763 + 106.379) \times 1.2 \times 0.55 = 62.229 \times 102 = 74.674 \text{ t.m}$$

\*Moment de torsion du au poids propre :

On considère le cas où l'ouvrage est en construction ou une seule travée repose sur le chevêtre.

$$R_{\max} = 297 \text{ t}$$

$$M_{T3} = 288.198 \times 0,55 = 158.50 \text{ t.m}$$

\*Moment de torsion du freinage :

$$R_{\max} = 15 \text{ t}$$

$$M_{T3} = 15 \times 1.2 \times (1.2 + 0.2) = 25.2 \text{ t.m}$$

Donc :  $C_{\max} = \text{Max} (M_{T1}, M_{T2}, M_{T3}) / 10.66 \text{ ml} = 14.86 \text{ t.m}$

A ELU :  $C_{\max} = 1.35 \times 158.50 / 10.66 = 20.061 \text{ t.m}$

\*Ferrailage :

Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion on considère une section de forme rectangulaire.

Les essais ont montré que la partie centrale d'une section pleine ne jouait aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion, donc pour calculer les contraintes de torsion dans une section pleine, on remplacera la section réelle par une section creuse dont l'épaisseur fictive de la paroi adoptée par les règles BAEL est égale :

$$a \rightarrow e = a/6$$

a : diamètre du plus grand cercle inscrit dans la section du chevêtre.

$$a = 1.2 \text{ m}$$

$$e = a/6 = 0.2 \text{ m}$$

Ω : l'aire de contour

$$\Omega = (1.2 - 2 \times 0.2) \times (2.1 - 2 \times 0.2) = 1.36 \text{ m}^2$$

La contrainte tangentielle :

$$\tau_{bt} = \frac{C_{\max}}{2\Omega e} = \frac{20.161}{2 \times 1.36 \times 0.2} = 37.06 \text{ t/m}^2.$$

Armatures longitudinales:

Avec U : périmètre extérieur

$$A_l \geq \frac{C_{\max} U}{2\Omega f_e / \gamma_s} = \frac{20.61 \times 2 \times (1.2 + 2.1) \times 1.15}{2 \times 1.36 \times 40000} = 14.38 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend 10HA14 pour  $A_s = 15.40 \text{ cm}^2$

Armatures Transversals:

$$A_{t2} \geq \frac{C_{\max}}{2\Omega f_e / \gamma_s} S_t = 0.435 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: } S_t = 20 \text{ cm}$$

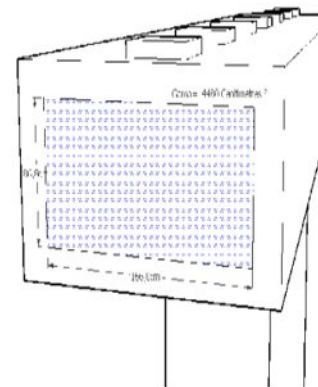


Figure °71 : section active du chevêtre Ω

$A_t = A_{t1} + A_{t2}$  (d'après SETRA).

D'où:  $A_t = A_{t1} + A_{t2} = 5.65 + 0.435 = 6.085 \text{ cm}^2$ .

Soit  $A_{t*} = 6.085 \text{ cm}^2$ : 6 cadres HA 12 (6.79 cm<sup>2</sup>)

Ecartement armatures transversals:

$St = \min [h_t (1 - (0,3\tau_b / \bar{\sigma}_b)); 0,2 h_t] = \min [0,31; 0,24] = 24 \text{ cm}$ .

Il faut prévoir des cadres de HA12 avec  $St = 10 \text{ cm}$  sur appui et  $St_2 = 20 \text{ cm}$  en travée.

\*pour facilite la tâche de construction on prend 10 cm par tout.

- Vérifications des contraintes:

✓ Justification du béton :

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{im}^2.$$

$$\tau_v = V_U / b_0 d = 254.68 / 2,1 \times 1.08 = 112.29 \text{ t/m}^2.$$

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 = 13983 \text{ t/m}^2.$$

$$\tau_{im} = \min \{0,2f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}\} = \min \{3,6 ; 5 \text{ MPa}\} = 3,6 \text{ MPa}.$$

$$\text{Donc : } \tau_b^2 + \tau_v^2 = 1.39 \text{ MPa} \leq \tau_{im}^2 = 12.96 \text{ MPa}.$$

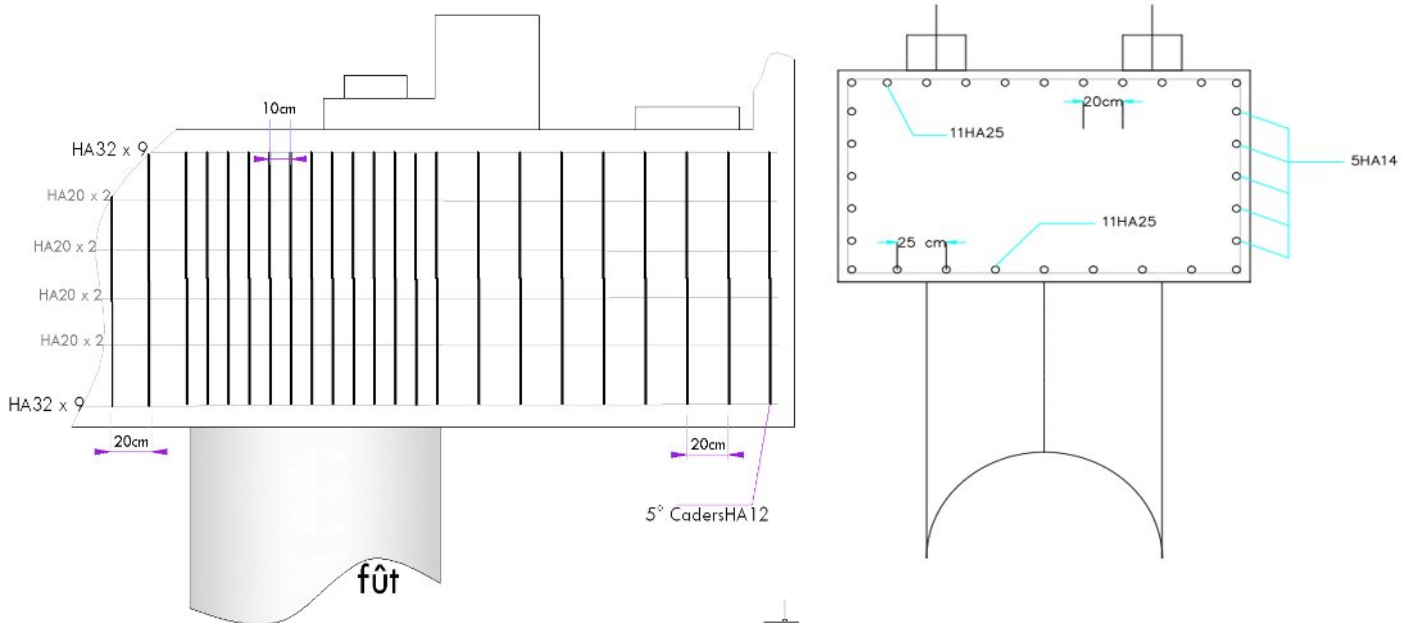


Figure °72 : ferrailage du chevêtre

X.1.4) calcul de fut :

Les fûts ont pour rôle de transmettre aux fondations les efforts dus aux charges et surcharges. Ils sont encastres dans la semelle et le chevêtre.

- 1- Hauteur de fût : 6.48 m
- 2- Diamètre de fût  $\varphi=1.20$  m
- 3- Nombre du fût  $n= 3$  fûts

X.1.4.1) Vérification de flambement du fût :

$$L_c = 0.7 \times 6.48 = 4.536 \text{ m}$$

$$\lambda = L_c / i. \text{ telle que : } i = 1.20 / 4 = 0.3$$

$$\lambda = 4.536 / 0,3 = 15.12 < 50$$

Pas de déformation sur l'axe hors l'axe d'application des efforts de la pièce.

Donc : pas de risque de flambement.

X.1.4.2) Evaluation des efforts :

a. Conditions normales :

-Charges verticales :

$$P_{\text{fûts}} = 21.98 \text{ t}$$

$$\text{Tablier} + \text{chevêtre} + 3 \text{ fûts} = 594.186 + 55.112 + 21.98 = 671.278 \text{ t}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : D240} = 272.30 \text{ t}$$

$$Q_{V \text{ ELS}} = 671.278 + 272.30 = 943.578 \text{ t}$$

$$Q_{V \text{ ELU}} = 1.35 \times 671.278 + 1,35 \times 272.30 = 1273.830 \text{ t}$$

$$\text{Soit par fût : } Q_{V \text{ ELS}} = 314.526 \text{ t}$$

$$Q_{V \text{ ELU}} = 424.61 \text{ t}$$

-Charges horizontales :

Freinage de  $B_C$ :

$$H_{BC} = \frac{30 \times 1.2}{2} = 18 \text{ T}$$

$$\text{Soit par fût : } H_{BC} = 18/3 = 6 \text{ t /fut}$$

Effet dû au vent :

Le vent agit sur une surface latérale du pont avec une intensité  $q = 0,25 \text{ t/m}^2$ .

Tablier :

$$H = (33.4 (1,5 + 0,2 + 0,28) \times 0.250) = 16.533 \text{ t}$$

$$\text{Fûts} + \text{chevêtre} = 0,25(3 \times 1.2 \times 3.141 \times 3.98 + 2,1 \times 1,2) = 11.881 \text{ t}$$

$$H_{HV} = 16.533 + 11.881 = 28.414 \text{ t}$$

$$\text{Soit par fût : } H_{HV} = 9.74 \text{ t}$$

- Récapitulatif :

Effort normal :  $N = 364.02t$ .

Moments à la base du fût :

- Freinage :  $M_{BC} = 6 \times (7.68 + 0.2) = 47.28 \text{ t.m}$

- Le vent :  $M_V = 9.74 \times (7.68 + 1.5)/2 = 43.47 \text{ t.m}$

Donc :  $N_{serMAX} = 314.526 \text{ t}$        $N_{ELU MAX} = 424.610 \text{ t}$

$M_{serMAX} = 90.75 \text{ t.m}$        $M_{ELUMAX} = 122.512 \text{ t.m}$

b. Conditions sismiques :

L'intensité du séisme est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_H = 0,12G \Rightarrow \varepsilon_H = 0,12 \times 594.186 \Rightarrow \varepsilon_H = 71.30 \text{ t} \\ \varepsilon_V = 0,036 G \Rightarrow \varepsilon_V = \pm 0,036 \times 594.186 \Rightarrow \varepsilon_V = \pm 21.390 \text{ t} \end{array} \right.$$

À L'ELS :

$M_{SH} = 0,12 (594.186 \times 7.88 + 55.12 \times 7.08 + 21.98 \times (6.48/2)) = 617.062 \text{ t.m}$

Soit le moment par fût :  $M_{SH} = 205.687 \text{ t.m}$

Donc :  $M_{MAX} = 90.75 + 205.687 = 296.437 \text{ t.m}$

$N_{max} = 314.526 + 21.390 = 335.916 \text{ t}$

À L'ELU :

Soit le moment par fût :  $M_{SH} = 205.687 \times 1.35 \text{ t.m}$

Donc :  $M_{MAX} = 400.189 \text{ t.m}$

$N_{max} = 453.186 \text{ t}$

X.1.4.3) Ferrailage:

Armatures longitudinales :

Le fût est soumis à un moment fléchissant et à un effort normal, donc il sera calculé à la flexion composée, sous les efforts engendrés par la condition sismique.

En utilisant le logiciel robot expert version 24.0 on trouve :

$$\underline{A_s = 198 \text{ cm}^2}$$

Choix des barres : on prend 25HA32 SOIT (201.06cm<sup>2</sup>)

Avec un espacement  $e=15 \text{ cm}$

Armatures transversale :

$$\phi_t \geq \phi_l / 3 = 32 / 3 = 10,66 \text{ mm}$$

On a un espacement minimal  $\leq 15\phi_t = 15 \times 3.2 = 48 \text{ cm}$

On prend  $\phi_t = 10 \text{ cm}$  avec un espacement de :

10cm pour la (zone de recouvrement)

25cm pour la (zone centrale).

Condition de non fragilité :

$$A_s = 0,23 \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \frac{f_{t28}}{f_e} = 13,65 \text{ cm}^2 < 198,9 \text{ cm}^2 \text{ (la condition est vérifiée)}$$

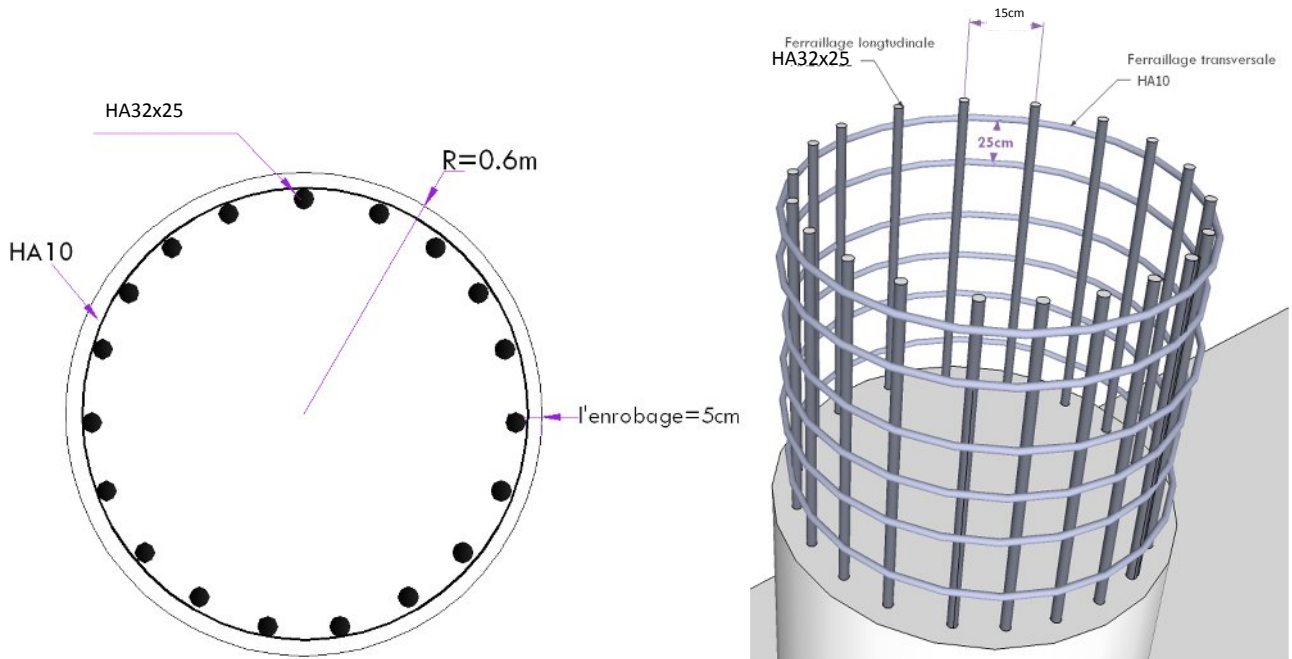


Figure °73: ferrailage du fût

X.1.5) étude de La semelle :

X.1.5.1) Evaluation des efforts :

Longueur :  $L = 11.20 \text{ m}$

Largeur :  $B = 6.0 \text{ m}$

Epaisseur :  $E = 1.50\text{m} + 0.20\text{m}$  béton de propreté

a. Conditions normales :

- Charges verticales :

CP (Tablier + 3Fûts + Chevêtre) =  $671.278 \text{ t}$

Surcharges D240 =  $272.30 \text{ t}$

Poids de la semelle :  $287.97 \text{ t}$

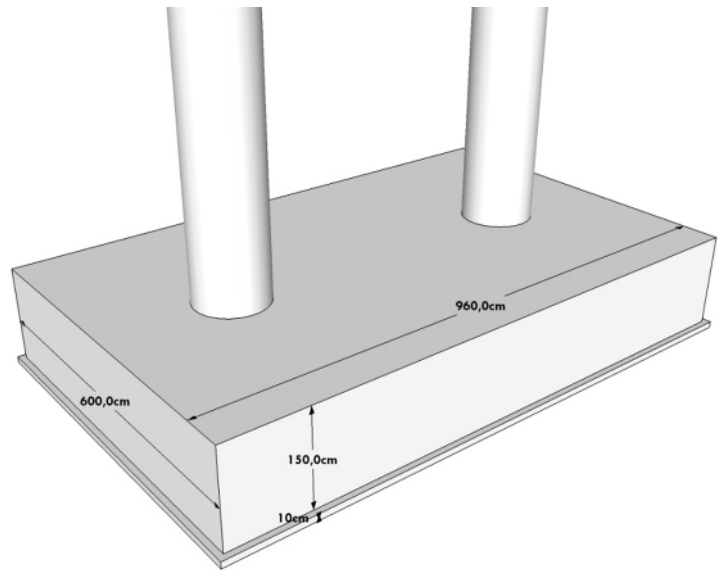


Figure °74 : description de la semelle

Poids des terres :  $287.97 \text{ t}$

Donc :  $N_{\max} = 1231.548 \text{ t}$

- Charges horizontales :

Freinage :  $F_{BC} = 18 \text{ t}$ .

Vent :  $F_v = 0,25 \text{ t/m}^2$ .

- Récapitulatif :

Effort normal :  $N_{\max} = 1231.548 \text{ t}$

Moments à la base du fût :

- Freinage :  $M_{BC} = 18 \times (7.68 + 0.2) = 141.84 \text{ t.m}$

- Vent:  $M_v = 130.41 \text{ t.m}$

Donc :  $N_{\max} = 1231.548 \text{ t}$ .

$M_{\max} = 272.25 \text{ t.m}$

b. Condition sismique :

$G (1 \pm 0,036)$  avec  $G = 594.186 \text{ t}$

$M = 0.12 \times (594.10 \times 9.38 + 55.112 \times 8.58 + 21.98 \times 4.74 + 287.98 \times 1.25) = 781.16 \text{ t.m}$

Donc :  $M_{\max} = 262.71 + 1164.45 = 1427.16 \text{ t.m}$

$N_{\max} = 1231.548 + 21.390 = 1252.93 \text{ t}$

**X.1.5.3) Ferrailage de la semelle :**

Après le calcul des contraintes au niveau de la semelle on a obtenu :

**\*Sans séisme :**

$$\sigma_{\max} = \frac{1406.26}{6.00 \times 11.20} + \frac{70.45 \times 6}{6^2 \times 11.20} = 21.97 \text{ t/m}^2 \leq 30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1406.26}{6.00 \times 11.20} - \frac{70.45 \times 6}{6^2 \times 11.20} = 19.87 \text{ t/m}^2 \geq 0.00 \text{ t/m}^2$$

**\* Avec séisme :**

$$\sigma_{\max} = \frac{1127.1 \times 1.036}{6.00 \times 11.20} + \frac{881.16 \times 6}{11.00^2 \times 11.80} = 28.87 \text{ t/m}^2 \geq 30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1066.42 \times 1.036}{6.00 \times 11.20} - \frac{880.739 \times 6}{6.00^2 \times 11.20} = 5.75 \text{ t/m}^2 \geq 0.00 \text{ t/m}^2$$

Contrainte (t/m <sup>2</sup> )	Sans séisme	Avec séisme
$\sigma_1$	21.97	28.87
$\sigma_2$	21.13	19.62
$\sigma_3$	20.71	14.99
$\sigma_4$	19.87	5.75
$\sigma_{\text{moy}}$	21.445 $\leq 30$ (vérifié)	23.09 $\leq 30$ (vérifié)

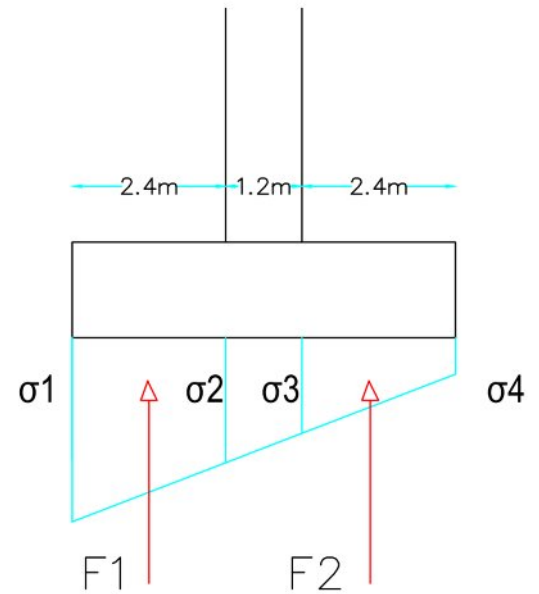


Figure °75 : contrainte dans la semelle

**Sans séisme :**

$$F_1 = \frac{\dots}{\dots} \times 2.40 \times 1 = 21.55 \times 2.40 = 51.72$$

$$X_1 = \frac{\dots}{\dots} \times 2.40 = 1.20 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright M_1 = F_1 \times X_1 = 51.72 \times 1.20 = 62.46 \text{ t}$$

$$F_2 = \frac{\dots}{\dots} \times 2.40 \times 1 = 20.29 \times 2.40 \times 1 = 48.696 \text{ t}$$

$$X_2 = \frac{\dots}{\dots} \times 2.40 = 1.20 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright M_2 = F_2 \times X_2 = 48.696 \times 1.20 = 58.83 \text{ t}$$

**Avec séisme :**

$$F_1 = \frac{\dots}{\dots} \times 2.40 \times 1 = 24.245 \times 2.40 = 58.188$$

$$X_1 = \frac{\dots}{\dots} \times 2.40 = 1.27 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright M_1 = F_1 \times X_1 = 58.188 \times 1.27 = 74.265 \text{ t}$$

$$F_2 = \frac{\dots}{\dots} \times 2.40 \times 1 = 10.37 \times 2.40 \times 1 = 24.888 \text{ t}$$

$$X_2 = \frac{\dots}{\dots} \times 2.40 = 1.38 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright M_2 = F_2 \times X_2 = 24.888 \times 1.38 = 34.30 \text{ t}$$

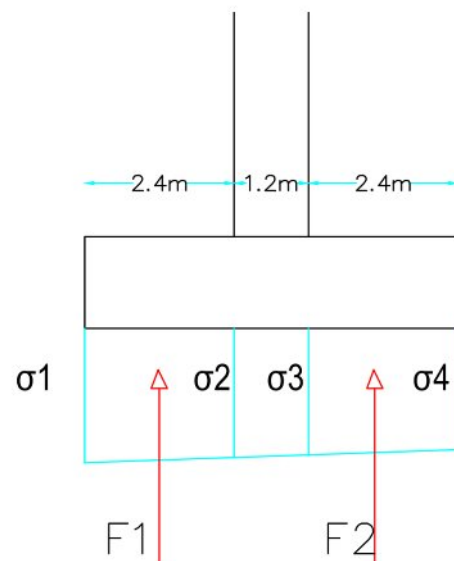


Figure °76 : contrainte dans la semelle cas sismique

**a- Armatures transversales :**

Contrainte du béton  $f_{c28}=25\text{MPa}$

Limite élastique de l'acier  $f_e= 400 \text{ MPA}$

Section rectangulaire

Largeur de la section  $b=1.0 \text{ m}$

Hauteur total  $h=1.20 \text{ m}$

**a-1 nappe inférieure :**

$M =74.265 \text{ t}$

$As=18.8\text{cm}^2$

La section adoptée est  $As=6\text{HA}20/1\text{ml}$

**a-2 nappe supérieure :**

$M =58.83 \text{ t}$

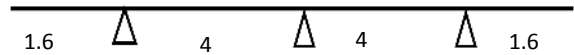
$As=14.90\text{cm}^2$

La section adoptée est  $As=6\text{HA}20 /1\text{ml}$

**b- Armatures longitudinales :**

$q(\text{t/ml})=23.09 \times 1=23.09 \text{ t/ml}$  (on prend un tronçon de 1 m)

En appuis :  $M_{ap}=ql^2/2=29.55 \text{ t.m}$



En travée :  $M_{tr}= ql^2/24=15.39 \text{ t.m}$

Figure °77 : schéma statique de la semelle

**b-1 nappe supérieure :**

$M =29.55 \text{ t.m}$

$As=15.086 \text{ cm}^2$

La section adoptée est :  $6\text{HA}20/1\text{ml}$

**b-2 nappe inférieure :**

$M=ql^2/24=15.39 \text{ t.m}$

$As=12.2\text{cm}^2$

La section adoptée est :  $As=7\text{HA}16/1\text{ml}$

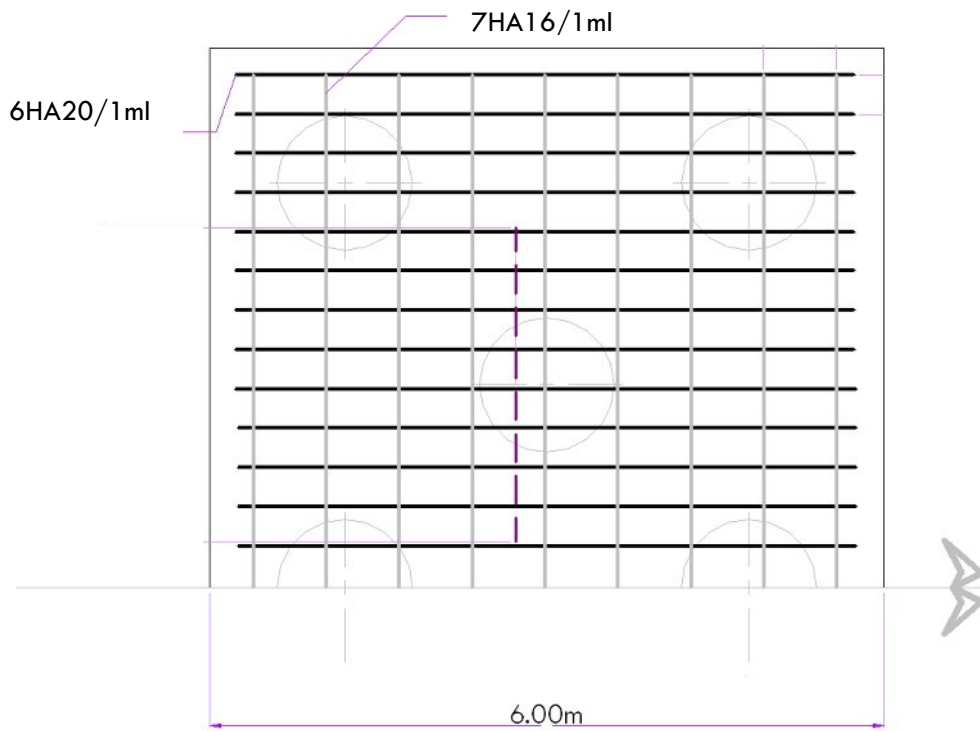


Figure °78 : ferrailage de la nappe inférieure de la semelle

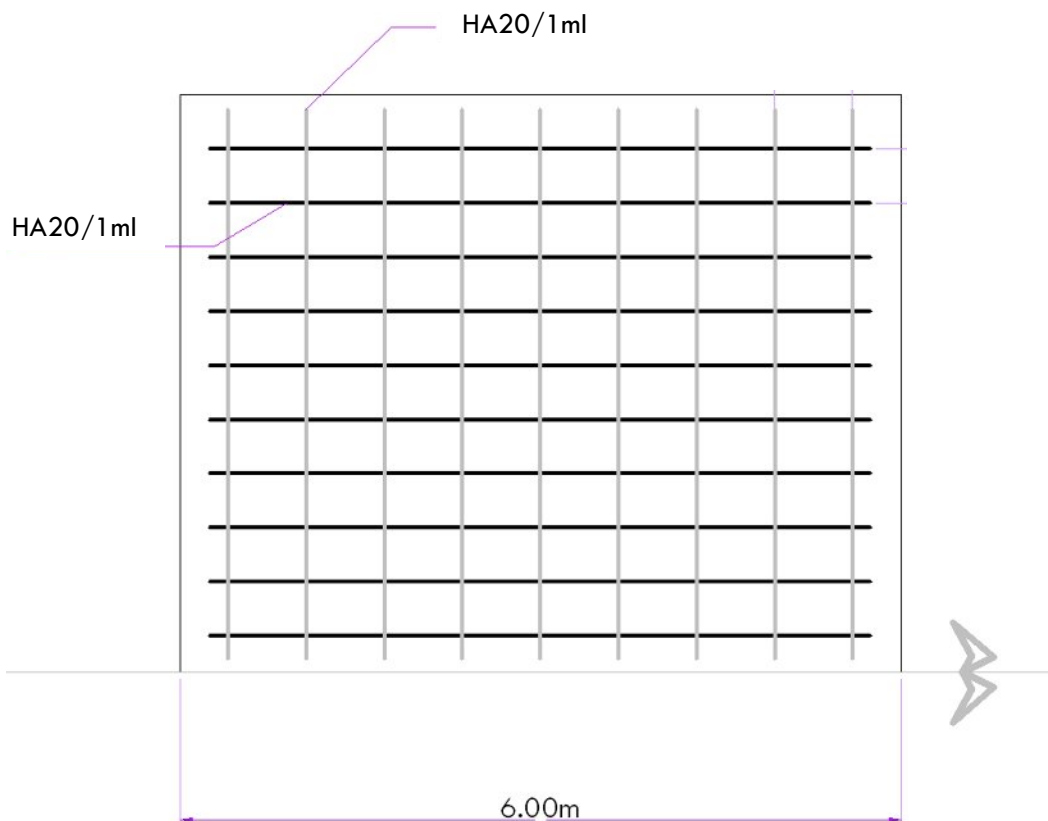


Figure °79 : ferrailage de la nappe supérieure de la semelle

**X.2) ETUDE DE LA CULEE :**

La culée est l'un des éléments primordiaux de l'ouvrage et elle raccorde l'ouvrage au Terrain naturel et la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

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

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

**X.2.1) Dimensionnement de la culée :**

D'après les levés topographiques on trouve que la hauteur de la culée est de 12,20 m

Dimensionnement des éléments de la culée

1- Mur garde grève :

- La hauteur :  $H = 2\text{ m}$
- L'épaisseur :  $E = \text{Max} (0.3\text{ m} ; H/8) = 0.3\text{ m}$

2- La dalle de transition

Longueur L :  $L = \text{Min} [6\text{ m}, \text{max} (4\text{ m}, 0.6H)]$   
 Avec H : hauteur de remblai  $H = 12,2\text{ m}$   
 Donc on prend :  $L = 6.00\text{ m}$   
 Dans les cas courants : l'épaisseur de la dalle est de 30cm

5-La semelle :

- L'épaisseur :  $E = 1.5\text{ m}$
  - La largeur :  $L_a = 6.00\text{ m}$  soit 6.73 en biais
  - La longueur :  $L = 11.20\text{ m}$  soit 12.75 en biais
  - Béton de propriété :  $B_p = 0.20\text{ m}$ .
- Le choix de fondation utilisé semelle superficielle

3- Mur en retour

- Épaisseur du mur en retour compris entre 30 cm et 60cm. -En fixe  $e = 50\text{ cm}$ .
- Longueur  $L = 7,95$ .

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  $L = \text{largeur de pont}$  10.66m.
  - Largeur  $l = 1.00\text{ m}$ .
  - Hauteur  $h = 8.70\text{ m}$

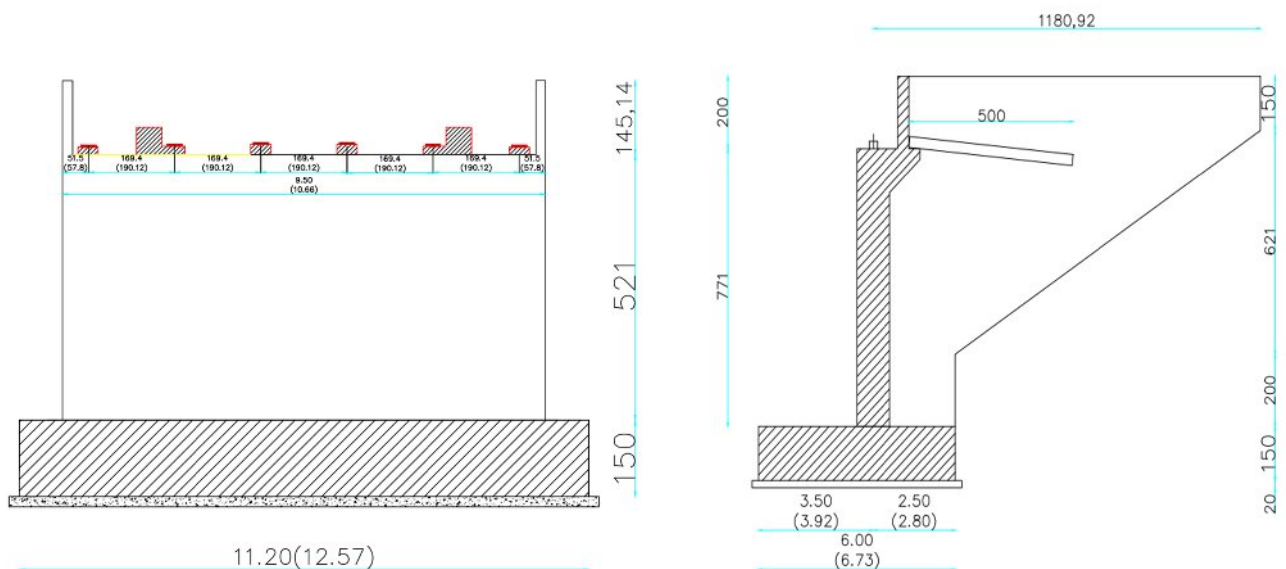


Figure °80 : dimensions de la culée

X.2.2) Evaluation Des Efforts Sollicitant La Culée :

\*Selon: RPOA ver-2008

La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. A 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:

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left( 1 + \frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta} \right)}$$

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.

$$\text{tg}\theta = \frac{k_H}{1 \pm k_v} \quad \theta = \text{arctg}\left(\frac{k_H}{1 \pm k_v}\right)$$

Selon l'RPOA on a :

$\varepsilon_h$  « Coefficient sismique horizontale » = 0.12 donc :

$\varepsilon_v$  « Coefficient sismique verticale » = 0.036

On a fait les calculs sur 4<sup>quatre</sup> cas favorables de séismes correspondant à :

1<sup>ère</sup> cas : cas normale sans séisme

«  $\varepsilon_h = \varepsilon_v = 0$  »

2<sup>ème</sup> cas : cas de séisme « horizontal+verticale vers le bas »

«  $\varepsilon_h = 0.12$  ;  $\varepsilon_v = 0.036$  »

3<sup>ème</sup> cas : cas de séisme « horizontal »

«  $\varepsilon_h = 0.12$  ;  $\varepsilon_v = 0$  »

4<sup>ème</sup> cas : cas de séisme « horizontal+verticale vers le haut »

«  $\varepsilon_h = 0.12$  ;  $\varepsilon_v = - 0.036$  »

Quand on a appliqué les formules sur notre cas on trouve que :

-Tableau de valeurs des paramètres  $k_{ad}$  ;  $k$  et  $\theta$  :

Action du séisme	Notation	$\varepsilon_H$	$\varepsilon_V$	K	$\theta^\circ$	$K_{ad}$
Condition normale (pas de séisme)	Cas N°1	0	0	1,000	0	0.33
Vertical+horizontal	Cas N°2	0,12	0,036	1,04	6,60	0.40
Horizontal	Cas N°3	0,12	0	1,007	6,84	0.39
Vertical+horizontal	Cas N°4	0,12	-0,036	0,97	7,09	0.36

Tableau<sup>o</sup>74 : Valeurs  $k_{ad}$  ;  $k$  et  $\theta$  pour 4 cas de séisme

Toutes les charges appliquant sur la culée sont traité dans le tableau suivant :

Sollicitation Désignation		Cas°	Clacul de P (t)	Efforts horizontaux $F_h = \epsilon H * P$	Efforts verticaux $F_v = (1 \pm \epsilon v) * P$ (t)	Bras de levier <v> (m)	Bras de levier <h> (m)	Moment renversant (t.m)	Moment stabilisant (t.m)
Mur de garde grève	cas n°1	15,99	15,99	0.00	15.99	10.21	4.41	0.00	70.52
	cas n°2			1.91	16.56			19.50	73.03
	cas n°3			1.91	15.99			19.50	70.52
	cas n°4			1.91	15.41			19.50	67.96
Corbeau	cas n°1	16.72	16.72	0.00	16.72	8.77	4.36	0.00	72.90
	cas n°2			2.01	17.32			17.60	75.52
	cas n°3			2.01	16.72			17.60	72.90
	cas n°4			2.01	16.12			17.60	70.27
Mur frontal	cas n°1	183.11	183.11	0.00	183.11	5.35	3.50	0.00	640.89
	cas n°2			21.97	189.70			117.56	663.96
	cas n°3			21.97	183.11			117.56	640.89
	cas n°4			21.97	176.52			117.56	617.82
Mur en retour	cas n°1	150.93	150.93	0.00	150.39	7.81	8.29	0.00	1246.73
	cas n°2			18.05	155.80			140.95	1291.62
	cas n°3			18.05	150.39			140.95	1246.73
	cas n°4			18.05	144.98			140.95	1201.85
Semelle	cas n°1	252.00	252.00	0.00	252.00	0,75	3.00	0.00	756.00
	cas n°2			30.24	261.07			22.68	783.22
	cas n°3			30.24	252.00			22.68	756.00
	cas n°4			30.24	242.93			22.68	728.78
Dalle de transition	cas n°1	35.63	35.63	0.00	35.63	9.00	7.07	0.00	251.90
	cas n°2			4.57	36.91			41.09	260.97
	cas n°3			4.57	35.63			41.09	251.90
	cas n°4			4.57	34.35			41.09	242.84
Poids des terres sur DDT	cas n°1	145.35	145.35	0.00	145.35	10.21	7.07	0.00	1027.62
	cas n°2			17.44	150.58			178.08	1064.62
	cas n°3			17.44	145.35			178.08	1027.62
	cas n°4			17.44	140.12			178.08	990.63
sur la semelle extérieure	cas n°1	100.80	100.80	0.00	100.80	2.75	5.00	0.00	504.00
	cas n°2			12.10	104.43			33.26	522.14
	cas n°3			12.10	100.80			33.26	504.00
	cas n°4			12.10	97.17			33.26	485.86
Poids des surcharges	cas n°1	22.80	22.80	0.00	22.80	9.41	5.00	0.00	114.00
	cas n°2			2.74	23.62			25.75	118.10
	cas n°3			2.74	22.80			25.75	114.00
	cas n°4			2.74	21.98			25.75	109.90
Poussée des terres	Mur de garde grève+ Mur frontal	cas n°1		269.56		3.23		872.47	
		cas n°2		325.09				1052.20	
		cas n°3		316.02				1022.85	
		cas n°4		297.47				962.81	
	Semelle	cas n°1		8.48		0.50		4.24	
		cas n°2		10.23				5.12	
		cas n°3		9.95				4.97	
		cas n°4		9.36				4.68	

Poussée des surcharges	Mur de garde grève+ Mur frontal	cas n°1	37.01	4.86	179.7
		cas n°2	46.25		224.53
		cas n°3	43.39		210.68
		cas n°4	39.38		191.17
	Semelle	cas n°1	7.54	0.75	5.66
		cas n°2	9.42		7.07
		cas n°3	8.84		6.63
		cas n°4	8.02		6.02

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	322.60	922.79	-	1062.07	4684.57
	Cas n°02	502.00	956.00		1904.88	4853.18
	Cas n°03	489.22	922.792		1861.10	4684.56
	Cas n°04	465.25	889.56		1780.66	4515.90

α-Vérification de la stabilité de la culée à vide (culée + remblais) :

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

**Stabilité au renversement :**

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5 \quad \text{condition normale}$$

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \quad \text{condition sismique}$$

**Stabilité au glissement :**

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi \geq 1,5 \quad \text{condition normale}$$

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi \geq 1,00 \quad \text{condition sismique}$$

Cas	V ( t )	H ( t )	MR ( t.m )	MS ( t.m )	$\frac{M_s}{M_R}$	$\frac{V}{H} \text{tg } \varphi$
1	922.79	322.60	1062.07	4684.57	4.41	1.65
2	956.00	502.00	1904.88	4853.18	2.55	1.10
3	922.792	489.22	1861.10	4684.56	2.52	1.09
4	889.56	465.25	1780.66	4515.90	2.54	1.10

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

**b- Vérification de la stabilité de la culée en service :**

Charges permanentes :

Poids propre du tablier  $G = 594.10\text{t}$

La réaction de culée :  $R_G = 297.05\text{ t}$

**Effort de freinage** :  $H (f) = 18\text{ t}$ .

Effort de séisme qui revient à la culée :  $H_s = 0,12 \times G = 35.646\text{ t}$   
avec  $G = 594.10\text{t}$  : poids de tablier.

La réaction maximale est donnée par la combinaison  $G + D240$

$R_{MAX} = 569.91\text{ t}$

Tableau des sollicitations :

Sollicitation Désignation	Cas°	Clacul de P (t)	Efforts horizontaux $F_h = \epsilon H * P$	Efforts verticaux $F_v = (1 \pm \epsilon v) * P$ (t)	Bras de levier <v> (m)	Bras deevier <h> (m)	Moment renversant (t.m)	Moment stabilisant (t.m)
Poids de tablier	cas n°1	297,05	0	297.05	9.71	3.5	0	1039.675
	cas n°2		35.64	307.74			346.0644	1077.1033
	cas n°3		35.64	297.05			346.0644	1039.675
	cas n°4		35.64	286.35			346.0644	1002.2467
effort de freinage	tout	18	18	9.71		174.78		
tablier surchargé	tout	171.11		171.11		3.5	598.885	
culée à vide	cas n°1	-	322.60	922.79		-	1062.07	4684.57
	cas n°2		502.00	956.00			1904.88	4853.18
	cas n°3		489.22	922.792			1861.10	4684.56
	cas n°4		465.25	889.56			1780.66	4515.90
somme			340.59	1862.67			1263.85	6323.04
			625.6	1915.85			2491.93	6529.09
			611.4	1862.67			2448.16	6323.04
			584.8	1809.46			2367.70	6116.95

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (en service ) tout en vérifiant les deux conditions suivantes : -stabilité au renversement

-stabilité au glissement

Cas	V ( t )	H ( t )	MR ( t.m )	MS ( t.m )	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{V}{H} \text{ tg } \varphi$
1	1862.67	340.59	1263.85	6323.04	5.00	3.16
2	1915.85	625.6	2491.93	6529.09	2.62	1.77
3	1862.67	611.4	2448.16	6323.04	2.58	1.76
4	1809.46	584.8	2367.70	6116.95	2.58	1.79

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

• **Vérification de l'excentricité :**

On vérifié la stabilité de la culée en enfoncement pour le cas (culée + remblais + tablier)

Le moment au centre de gravité de la semelle  $M_G$  :

$$M_G = |M_S \pm M_R| = |F_V \times d \pm F_H \times e|$$

$e = \frac{M_G}{F_V}$  et on doit vérifier que  $0 < e < \frac{B}{6}$  avec B : la largeur de la semelle.

Vérification de l'excentricité en service :

$$M_G = |M_S \pm M_R| = |F_V \times d \pm F_H \times e|$$

$$d = x - x_G = x - 3.38$$

$$e = y - y_G = y - 0,75$$

D'ou :  $M_G = |F_V(x - 3,00) \pm F_H(y - 0,75)|$  avec :

$$x = \frac{M_S}{F_V} \quad , \quad y = \frac{M_R}{F_H}$$

Cas	X	Y	X-X <sub>G</sub>	Y-Y <sub>G</sub>	M <sub>G</sub>	e
1	4.55	3.71	1.17	2.96	613.22	0.44
2	4.55	4.48	1.17	3.73	395.92	0.28
3	4.55	4.51	1.17	3.76	419.38	0.30
4	4.54	4.56	1.16	3.81	414.54	0.31

Dans les 04 cas, on remarque bien que :  $e \leq \frac{B}{6} = 1$  .....(OK)

4) Contraintes admissible de sols:

$$\sigma = \frac{N}{S} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \leq \overline{\sigma_{\text{SOL}}}$$

Cas	N	—	$1 \mp \frac{6e}{B}$			$\sigma_{\text{min}}$	
1	1862.67	18.40	1.39	0.61	25.61	11.19	22.00
2	1915.85	18.98	1.25	0.75	23.63	14.32	21.31
3	1862.67	18.40	1.27	0.73	23.33	13.47	20.86
4	1809.46	17.82	1.27	0.73	22.69	12.94	20.25

Dans les 04 cas, on remarque bien que :  $\leq 30 / \text{ }^2$  ..... (OK)

X.2.2) Etude et ferrailage de la culée :

1-Mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

\*Forces verticales :

- Du poids propre
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur
- De la réaction de la dalle de transition

\* Forces horizontales :

- Poussée des terres
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc

Poussée des terres :

1-Le moment d'encastrement est :

$$M_{\text{pt}} = P \times (h / 3) \text{ ET } K_a = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.333$$

$$\gamma_r = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Avec : } P = \frac{1}{2} \gamma_r \times h^2 \times K \times l = \frac{1}{2} \times 1.8 \times (2)^2 \times 0.333 = 1,18 \text{ t}$$

$$M_{\text{ser}} = 1,18 \times (2 / 3) = 0,792 \text{ t.m/ml}$$

$$M_u = 1.35 \times 0,792 = 1,07 \text{ t.m/ml}$$

2-Moment du à la force de freinage Bc:

Nous considérons un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seul roue .Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45°.

$$M_f = \frac{2u \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

Avec  $\nu$  : coefficient de pondération  $\nu=1.6$  à ELU  
 $\nu=1.2$  à ELS

$$M_{f_{UL}} = \frac{2(1.6) \times 6 \times 2}{0.25 + 2.(2)} = 9,035 t.m / ml$$

$$M_{f_{SER}} = \frac{2(1.2) \times 6 \times 2}{0.25 + 2.(2)} = 6,77 t.m / ml$$

3. Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :

L'effet le plus défavorable est produit par les deux essieux arrière de 12 tonnes de deux camions accolés, placés de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière de mur garde grève. Les rectangles sont de dimension  $0.25 \times 0.75 m^2$

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface F donnée par :

$$F = 12 / (0.75 \times 0.25) = 64 t/m^2$$

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h a pour expression générale:

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)} dx$$

Avec :  $K=K_a \times bc \times \delta \times \mu$ .

$\delta = 1$  coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai).

$\mu$  coefficient de pondération:  $\mu = 1.2$  à l'ELS.

$\mu = 1.6$  à l'ELU.

$bc = 1.1$  et  $K_a = 0.33$

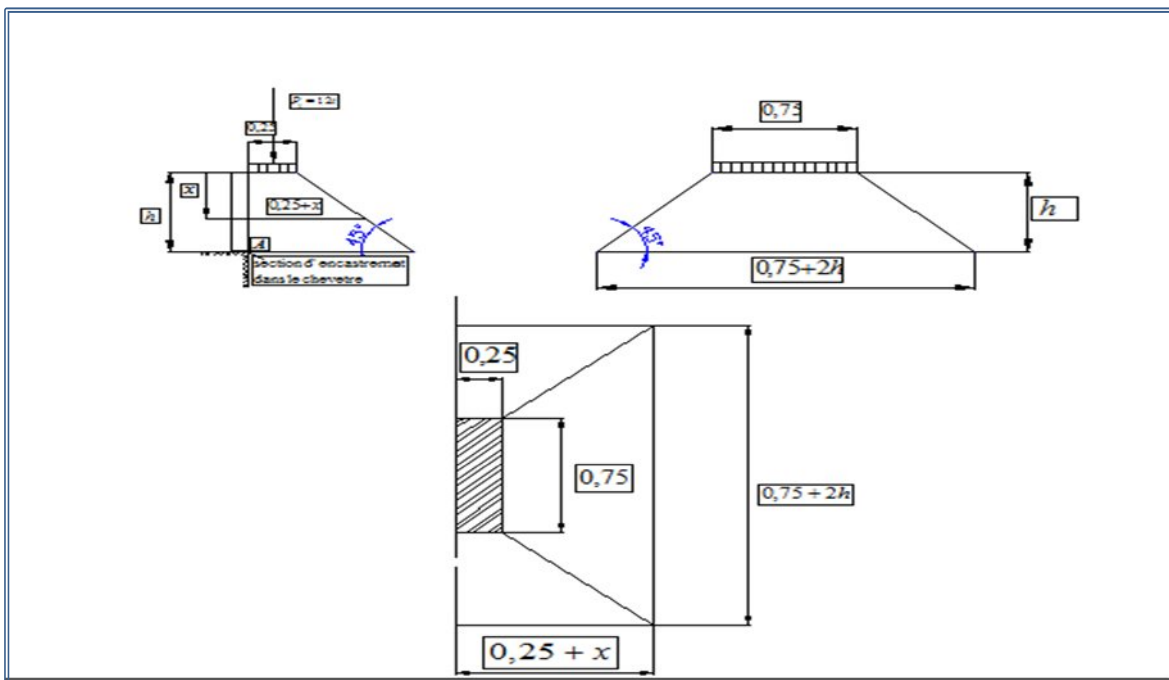


Figure °81 : rectangle d'impact

La valeur  $M_p / K$  est explicitée ci-dessous pour différents valeurs de  $h$  :

H (m)	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
$M_p/K$ (T.m)	2.23	3.40	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Donc on a pour  $h=2m$   $M_p/K=7,45.ml$

$K=0.435(ELS)$

$K=0.580(ELU)$

Donc:

$M_p(ELS) = 3,24.m/ml$

$M_p(ELU) = 4,32.m/ml$

Combinaison d'action:

$M_u = 1.35M_G + 1.6M_Q = 1.07 + 9.035 + 4.32 = 14.425 \text{ t.m/ml}$

$M_{ser} = M_G + 1.2M_Q = 0.792 + 6.77 + 3.24 = 10.803 \text{ t.ml/ml}$

**Ferraillage de MGG :**

Le mur garde grève est sollicité par flexion simple.

1- Le ferraillage vertical :

Supposent a une section rectangulaire  $b=1.00 \text{ m}$ ,  $h= 0.3 \text{ m}$ .

Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire à l'E.L.S :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $b_0 = 1 \text{ m}$  ;  $d=0.27\text{m}$

la fissuration est considérée préjudiciable :

à l'E.L.S :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_{e_s}; 110\sqrt{nf_{ij}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Et} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$x = \frac{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \cdot d = 0.142 \text{ m}$$

$$Z = d - x/3 = 0.222 \text{ m}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\sigma}_{bc} \times Z = \frac{1}{2} \times 1 \times 15 \times 0.222 \times 0.142 = 2.36 \text{ MN.m}$$

Alors comme on a  $M_{ser} = 0.108 \leq \overline{M}_1 = 2.36$  donc **Section Sans Armature Comprimé**

$$\overline{Z} = \min\left\{Z, d - \frac{h}{3}\right\} = 0.17 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma}_{st}} = 31.21 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend: } 10\text{HA}20 \text{ soit } (31.40 \text{ cm}^2)$$

Pour des raisons constructives on prend :  $A'_s = A_s / 3 = 10.46 \text{ cm}^2$  soit 7HA14 (10.78cm<sup>2</sup>)  
 2- Le ferrailage horizontal :

$A_y = A_s / 4 = 7.85 \text{ cm}^2$  Soit 7HA12  $A'_s = 7.92 \text{ cm}^2$

**Les contraintes :**

$\sigma_{st} = \min[ 2f_e / 3 ; 150\eta ] = 240 \text{ MPa}$

$\frac{b}{2} \times X^2 + nA_s(X - C) - nA_s(d - X) = 0$

$\frac{1}{2} \times X^2 + 15 \times 10.78 \times 10^{-4} (X - 0.025) - 15 \times 31.40 \times 10^{-4} (0.27 - X) = 0$

$0.5 \times X^2 + 0.01617 \cdot (X - 0.004) - 0.0471 \cdot (0.27 - X) = 0$

$0.5 \times X^2 + 0.0632 \times X - 0.0133 = 0 \quad X = 0.111$

$I = (b \times \frac{X^3}{3}) + n \times A_s (d - X)^2$

$I = (1.0 \times \frac{0.111^3}{3}) + 15 \times 31.40 \times 10^{-4} (0.27 - 0.111)^2 = 0.001646 \text{ m}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times x = \frac{0.108 \times 0.111}{0.001646} = 7.28 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$

c'est vérifier

$\sigma_{st} = n \times (M_{ser} / I) \times Z = \frac{15 \times 0.108 \times (0.27 - 0.111)}{0.001646} = 156.48 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$

c'est vérifier

**Condition de non fragilité :**

$31.40 \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 0.23 \times \frac{2.1 \times 1 \times 0.27}{400} = 3.26$  C'est vérifier

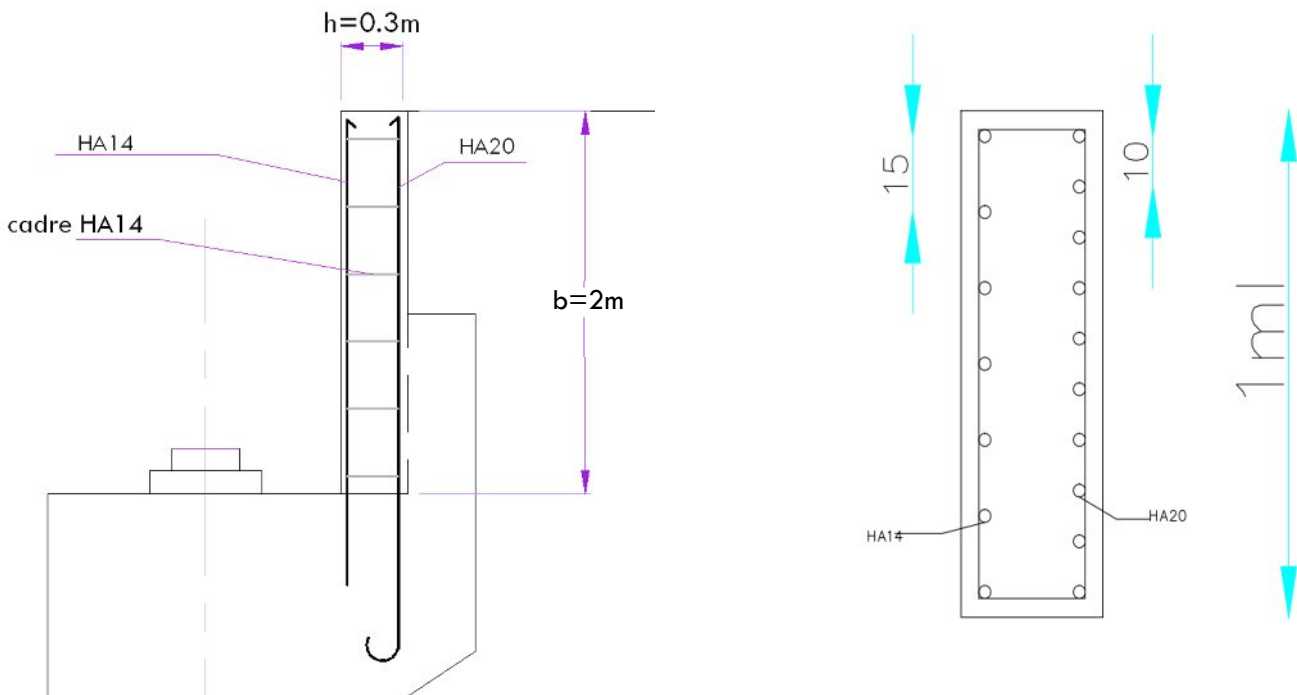


Figure °82 : ferrailage de mur garde grève

2-Dalle de transition :

Evaluation des efforts :

- Remblai :  $\gamma_r \times 1.70 = 3.06 \text{ t/m}^2$   
 Poids propre de la dalle :  $0.3 \times 1 \times 2.5 = 0.750 \text{ t/m}^2$   
 Revêtement :  $2.2 \times 0.08 = 0.176 \text{ t/m}^2$   
 Surcharges :  $1 \times 1.2 = 1.2 \text{ t/m}^2$  (surcharges sur remblai)

Type de charge	Q ( t/ml )	Moment ( t.m/ml )	Effort tranchant ( t )
Poids propre	0.750	1.50	1.50
Revêtement	0.176	0.35	0.35
Remblai	3.060	6.12	6.12
Surcharges	1.200	2.40	2.40

Tableau°79 : Efforts agissant sur la dalle de transition

A l'ELS:

$$M_{ser} = MG + 1.2 MQ = (2.34+9.56+0.55) + 1.2 \times (3.75) = 10.85 \text{ t.m/ml}$$

$$V_{ser} = VG + 1.2 VQ = (1.875+0.44+7.65) + 1.2 \times (3.0) = 10.85 \text{ t/ml}$$

À l'ELU :

$$M_u = 1.35MG + 1.6 MQ = 1.35 \times (2.34+9.56+0.55) + 1.6 \times (3.75) = 14.59 \text{ t.m/ml}$$

$$V_u = 1.35 VG + 1.6 VQ = 1.35 \times (1.875+0.44+7.65) + 1.6 \times (3.0) = 14.59 \text{ t/ml}$$

Ferraillage :

En utilisant le logiciel robot expert version 24.0 on trouve  $A_s = 18.45 \text{ cm}^2$

On prend 6HA20  $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{Smin} \geq 0.23 \times \frac{f_{ty} \times b \times d}{f_e} = 0.23 \times \frac{2.1 \times 1 \times 0.27}{400} = 3.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérier}$$

Pour des raisons constructive on prend :  $A'_s = A_s / 3 = 6.28 \text{ cm}^2$

soit 4HA16  $A'_s = 8.04 \text{ cm}^2$

$A_y = A_s / 4 = 4.71 \text{ cm}^2$  alors on prend : 4HA14

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min[ 2f_e / 3 ; 150\eta ] = 240 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times X^2 + nA_s(X - C') - nA_s(d - X) = 0$$

$$\frac{1}{2} \times X^2 + 15 \times 8.04 \times 10^{-4} (X - 0.025) - 15 \times 18.85 \times 10^{-4} (0.27 - X) = 0$$

$$0.5 \times X^2 + 0.0120(X - 0.025) - 0.0282(0.27 - X) = 0$$

$$0.5 \times X^2 + 0.0402 \times X - 0.00791 = 0 \quad x = 0.0918 \text{ m}$$

$$I = (b \times \frac{x^3}{3}) + n \times A_s (d - x)^2$$

$$I = (1 \times \frac{0.0918^3}{3}) + 15 \times 18.85 \times 10^{-4} (0.27 - 0.0918)^2 = 0.00115 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times x = \frac{10.85 \times 10^{-2} \times 0.0918}{0.00115} = 8.66 \text{ MPa} < 16.2 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \times (M_{ser} / I) \times Z = \frac{15 \times 10.85 \times 10^{-2} \times (0.222 - 0.0198)}{0.00115} = 252.19 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

non vérifiée

$$M_s = 0.0866$$

$$Z = 0.222$$

$$A_s = 0.0866 / (0.222 \times 240) = 16.25 \text{ cm}^2 \text{ on prend 8HA16 soit (16.08)}$$

Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{14.59}{1 \times 0.27} = 0.540 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{et } \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{vérifiée}$$

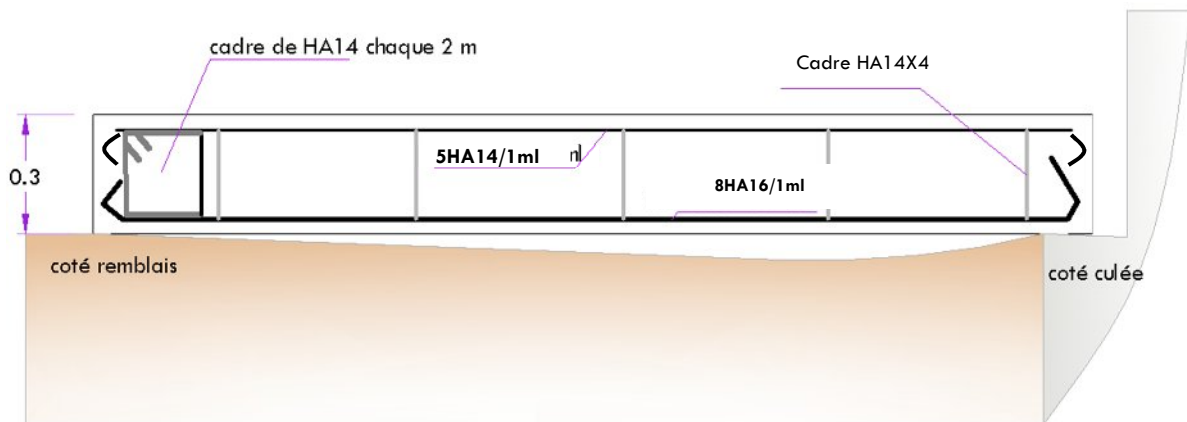


Figure °83: ferrailage de la dalle de transition sur 1 ml

3-Corbeau d'appui de la dalle de transition :

Le corbeau sert d'appui à la dalle de transition, il est soumis à la réaction de celle-ci :

Evaluation des charges et surcharges :

- Réaction due à la dalle de transition :  $R_1 = qL / 2 = 0,3 \times 9.3 \times 2,5 / 2 = 1.875 \text{ t/ml}$
- Réaction des poids des terres :  $R_2 = qL / 2 = 0,75 \times 2.58 \times 1,8 / 2 = 7.65 \text{ t/ml}$
- Réaction due au revêtement :  $R_3 = qL / 2 = 0,08 \times 7.00 \times 2,2 / 9.3 = 0.44 \text{ t/ml}$
- Réaction due au poids propre du corbeau :  $R_4 = qL = 2.5 \times 0.135 \times 1 = 0.3375 \text{ t/ml}$
- Réaction due aux surcharges sur remblai :  $R_5 = qL / 2 = 1,2 / 2 = 3 \text{ t/ml}$

Réactions :  $R_{ELU} = 1,35 (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5 = 4.474 \text{ t/ml.}$   
 $R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 = 6.022 \text{ t/ml.}$

Moments :  $M_{ELU} = [1,35(M_1 + M_2 + M_3 + M_4) + 1,6 M_5] = 0.903 \text{ t/ml.}$   
 $M_{ELS} = [(M_1 + M_2 + M_3 + M_4) + 1,2 M_5] = 0.671 \text{ t/ml.}$

**Ferraillage :**

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$X = \frac{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} \times d}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15 \times 0.405}{15 \times 15 + 201.63} = 0.213 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.333 \text{ m}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\sigma}_{bc} \times Z = \frac{1}{2} \times 1 \times 15 \times 0.333 = 2.49 \text{ MN.m}$$

Alors comme on a  $M_{ser} = 0.671 \leq \overline{M}_1 = 2.49$  donc **Section Sans Armature Comprimé**

$$\overline{Z} = \min \left\{ Z, d - \frac{h}{3} \right\} = 0.255 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{Z} \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0.671 \times 10^{-2}}{0.255 \times 201.63} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 2\text{HA}12 \quad A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 0.23 \times \frac{2.1 \times 0.405}{400} = 4.89$$

N'est pas vérifier donc la section d'acier calculé insuffisante donc on doit rajouter une autre quantité d'acier. Donc 5 barres de HA12 (5HA12)  $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

Pour des raisons constructive On prend  $A'_s = A_s / 3 = 1.88 \text{ cm}^2$  soit 3HA10  $A'_s = 2.36 \text{ cm}^2$   
 $A_y = A_s / 4 = 1.42 \text{ cm}^2$  alors On prend 3HA10

**Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min [ 2f_e / 3 ; 150\eta ] = 240 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times X^2 + n A_s (X - C') - n A_s (d - X) = 0$$

$$\frac{1}{2} \times X^2 + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (X - 0.025) - 15 \times 5.65 \times 10^{-4} (0.405 - X) = 0$$

$$0.5 \times X^2 + 0.00354 \cdot (X - 0.025) - 0.00847 \cdot (0.405 - X) = 0$$

$$0.5 \times X^2 + 0.01201 \times X - 0.00351 = 0 \quad X = 0.0726 \text{ m}$$

$$I = \left( b \times \frac{X^3}{3} \right) + n \times A_s (d - X)^2$$

$$I = \left( 1.00 \times \frac{0.0726^3}{3} \right) + 15 \times 5.65 \times 10^{-4} (0.405 - 0.0726)^2 = 0.001036 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times x = \frac{0.671 \times 10^{-2} \times 0.0726}{0.001036} = 0.47 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \times (M_{ser} / I) \times Z = \frac{15 \times 0.671 \times 10^{-2} \times (0.333)}{0.001036} = 32.35 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

**Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0.0474}{1.00 \times 0.405} = 0.117 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \text{ pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$\text{et } \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

vérifiée

4-Etude du mur frontal :

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharges d'exploitation.

Les efforts à la base de mur frontal :

		Cas°	Clacul de P (t)	Efforts horizontaux Fh= εH*P	Efforts verticaux Fv=(1±εv)*P (t)	Bras de levier <v> (m)	Bras deevier <h> (m)	Moment renversant (t.m)	Moment stabilisant (t.m)
Mur de garde grève		cas n°1	15,99	0.00	15.99	7.71	0.91	0.00	14.55
		cas n°2		1.91	16.56			14.73	15.07
		cas n°3		1.91	15.99			14.73	14.55
		cas n°4		1.91	15.41			14.73	14.02
Corbeau		cas n°1	16.72	0.00	16.72	6.27	0.86	0.00	14.38
		cas n°2		2.01	17.32			12.58	14.90
		cas n°3		2.01	16.72			12.58	14.38
		cas n°4		2.01	16.12			12.58	13.86
Mur frontal		cas n°1	183.11	0.00	183.11	2.85	0.00	0.00	0.00
		cas n°2		21.97	189.70			62.62	0.00
		cas n°3		21.97	183.11			62.62	0.00
		cas n°4		21.97	176.52			62.62	0.00
Mur en retour		cas n°1	150.93	0.00	150.39	5.31	4.79	0.00	720.37
		cas n°2		18.05	155.80			95.83	746.30
		cas n°3		18.05	150.39			95.83	720.37
		cas n°4		18.05	144.98			95.83	694.43
Dalle de transition		cas n°1	38.21	0.00	252.00	7.71	4.08	0.00	1028.16
		cas n°2		4.57	253.37			35.20	1033.75
		cas n°3		4.57	252.00			35.20	1028.16
		cas n°4		4.57	250.63			35.20	1022.57
Poids des terres sur DDT		cas n°1	151.20	0.00	151.20	1.25	3.58	0.00	541.30
		cas n°2		18.14	156.64			22.68	560.78
		cas n°3		18.14	151.20			22.68	541.30
		cas n°4		18.14	145.76			22.68	521.81
Poussée des terres	Mur de garde grève+ Mur frontal	cas n°1		269.56		2.39		644.24	
		cas n°2		364.10				870.20	
		cas n°3		353.94				845.92	
		cas n°4		333.17				796.27	
Poussée des terres	Mur de garde grève+ Mur frontal	cas n°1		37.01		3.61		133.62	
		cas n°2		46.25				166.95	
		cas n°3		43.39				156.65	
		cas n°4		39.38				142.15	

Poids de tablier	cas n°1	297,05	0	297.05	7.91	0	0	0
	cas n°2		35.64	307.74			281.9124	0
	cas n°3		35.64	297.05			281.9124	0
	cas n°4		35.64	286.35			281.9124	0
effort de freinage	tout	18	18		7.91		142.38	
tablier sur charger	tout	171.11		171.11		0		0

		Effort horizontal h(t)	Effort vertical v(t)	Le moment a la base de mur (t.m)
La somme des efforts	cas n°1	324.57	1038.15	300.75
	cas n°2	493.66	1069.36	406.47
	cas n°3	481.74	1038.15	418.99
	cas n°4	459.17	1006.93	396.62

Tableau°80 : Les efforts agissant sur la base de mur frontale

Condition normale :

Effort normale :

$$N_{ser} = 1038.57 \text{ t} = 97.37 \text{ t/ml}$$

$$N_u = 1402.06 \text{ t} = 131.52 \text{ t/ml}$$

Moment :

$$M_{ser} = 300.75 \text{ t.m} = 28.21 \text{ t.m par 1m}$$

$$M_u = 406.01 \text{ t.m} = 38.08 \text{ t.m par 1m}$$

Condition sismique la plus défavorable n°3 :

Effort normale :

$$N_{ser} = 1038.15 \text{ t} = 97.38 \text{ t/ml}$$

$$N_u = 1401.50 \text{ t} = 131.47 \text{ t/ml}$$

Moment :

$$M_{ser} = 418.99 \text{ t.m} = 39.30 \text{ t.m par 1m}$$

$$M_u = 565.63 \text{ t.m} = 53.06 \text{ t.m par 1m}$$

Ferraillage en flexion composée :

La condition plus défavorable est la condition sismique.

$$N_u = 131.47 \text{ t/ml}$$

$$M_u = 53.06 \text{ t.m/ml}$$

Section rectangulaire : b=1.00 m h=1.00m.

Et c' (enrobage)=5cm.

Calcul de l'excentricité : e=M<sub>u</sub>/N<sub>u</sub>=0.40m

$$M_{UA} = M_u + N_u \times (d - H/2) = 53.06 + 131.47 \times 0.4 = 105.75 \text{ t.m/ml}$$

Le ferraillage se fait en flexion composée à l'ELS avec : f<sub>c28</sub> = 25 MPa; b<sub>0</sub> = 1m; h = 1.00 m.

A l'aide de logiciel ROBOT expert v-24.0 on a trouvé la section de :

$$A_s = 10 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{S \min} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 12.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc 5barres de HA25 (10HA25) } A_s = 15.71 \text{ cm}^2$$

Armature de construction :

$$A_t = A_s / 3 = 5.23 \text{ cm}^2. \text{ On utilise 5HA12.}$$

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = V_u / bd = 0.30 / 1.00 \times 0.9 = 0.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau'_s = \inf [ 4\text{MPa} ; 0,1 f_{c28} ] = 2,5 \text{ MPa.}$$

Pour les fissurations préjudiciables ou très Préjudiciables.

Telles que  $\tau'_s > \tau_u$  Vérifié.

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0.8 f_e} = 0,33 \times 1 / 0,8 \times 400 = 0,104 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \text{Min} [0,9d; 40\text{cm}] = 40 \text{ cm. Soit } S_t = 30 \text{ cm.}$$

$$A_t \geq 30 \times 0.104 = 4.521 \text{ cm}^2$$

-Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0,4b}{f_e} = 0,4 \times 100 / 400 = 0,10 \text{ cm. Avec } S_t = 30 \text{ cm et } A_t > 1,8\text{cm}^2.$$

Soit 2 cadre de HA12/ml pour  $A_s = 3.12 \text{ cm}^2$

Horizontalement:

La section d'armateur transversal à mettre en place est au moins égale à 0,05% de la section vertical de béton  
 $ASH = 0,05\% \times h \times E$

$$ASH = 0,05\% \times 769 \times 100$$

$$ASH = 3.60\text{cm}^2/\text{ml. Soit } 5\text{HA}14.$$

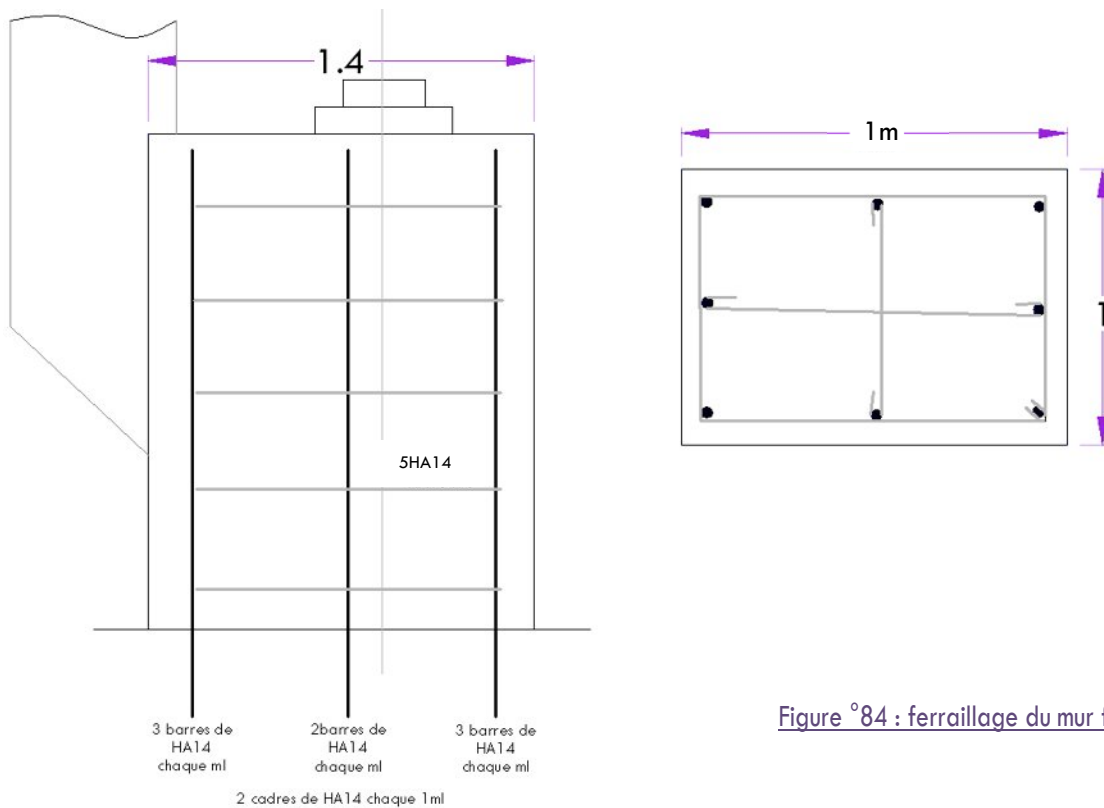


Figure °84 : ferrailage du mur frontal sur 1 ml

5-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**.

Calcul des pressions :

$$p = k_a[q + \gamma h]$$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} k_a = 0.333 \\ \gamma = 1.8 \text{ t/m}^2 \\ q = 1.2 \text{ t/m}^2 \text{ (majorée à l'ELS)} \end{array} \right.$$

a) Pression au-dessus de la dalle de transition :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } h = 0 \text{ m} & p_0 = k_a q = 0.399 \text{ t/m}^2 \\ \text{Pour } h = 1.5 \text{ m} & p_1 = 1.298 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

b) Pression au-dessous de la dalle de transition :

$$P = k_a \gamma h$$

$$h = 0$$

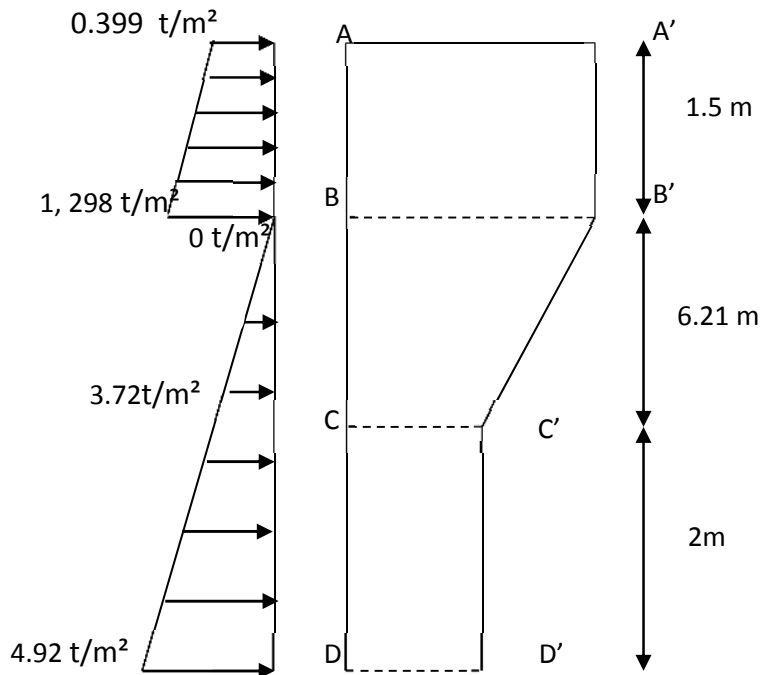
$$p_0' = 0$$

$$h = 6.21 \text{ m}$$

$$p_1' = 3.72 \text{ t/m}^2$$

$$h = 8.21 \text{ m}$$

$$p_2' = 4.92 \text{ t/m}^2$$



**Ferrailage de la tranche AA'BB'**

a) Calcul des moments fléchissant

- En encastrement le long BB'

$$M = 0.399 \times 1.5 \frac{1.5}{2} + (1.298 - 0.399) \frac{1.5^2}{6} = 0.786 \text{ tm/ml}$$

- En encastrement le long AB

$$M = \frac{(0.399 + 1.298)}{2} \times 10.7 \times \frac{10.7}{2} = 48.57 \text{ tm/ml}$$

b) Calcul des armatures :

\* **Horizontalement (Els)**

$$M_{ser} = 48.57 \text{ t.m/ml}$$

$$h_m = 50 \text{ cm} = 0,5 \text{ m}$$

$$x = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \sigma_{st}} \times d = \frac{15 \times (15)}{15 \times (15) + 201.63} \times 0.45 = 0.237 \text{ m}$$

$$Z = (d - \frac{x}{3}) = 37 \text{ cm}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_{bc} Z x b = \frac{1}{2} (15)(0,37)(1) = 2.77 \text{ MN.m}$$

$$\bar{M}_1 = 277 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} < \bar{M}_1 \Rightarrow \text{SSAC} \quad A_s' = 0$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{48.57 \times 10^4}{37 \times (201.63)}$$

$$A_s = 64.10 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

**Condition de non fragilité(C,N,F)**

$$A_s \leq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} b.d = 5.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_s, A_{\min}) = 64.10 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

**Choix des Barres :**

Pour la nappe intérieure horizontale: **8T32 soit (64.34cm<sup>2</sup>)**

Pour la nappe extérieure horizontale: **8T25 soit (39.25 cm<sup>2</sup>)**

**\* Verticalement**

$$M_{ser} = 0.786 \text{ tm/ml}$$

$$M_{ser} < \overline{M}_1 \Rightarrow \text{SSAC} \quad A_s' = 0$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,786 \times 10^4}{37 \times (201.63)}$$

$$A_s = 1.05 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**Condition de non fragilité(C,N,F)**

$$A_s \leq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} b.d = 5.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max ( A_s , A_{\min} ) = 5.43 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit intérieurement vertical      **3T16**    soit (6.03 cm<sup>2</sup>)

Soit extérieurement vertical      **3T14**    soit (4.62 cm<sup>2</sup>)

**Ferraillage de la tranche BB'.CC'**

**a) Calcul des moments fléchissant**

➤ En encastrement le long CC' :

$$M = \frac{0+3.72}{2} \times 6.21 \times \frac{6.21}{3} = 23.90 \text{ t.m /ml.}$$

➤ En encastrement le long BC :

$$\text{Pression moyenne } p_m = (0+3.72)/2 = 1.86 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Longueur moyenne } L_m = (6.21 + 2)/2 = 4.105 \text{ m}$$

$$M = 1.86 \times 4.1 \times \frac{4.1}{2} = 15.63 \text{ t.m/ml}$$

**b) Calcul des armatures:**

➤ **Horizontalement (ELS)**

$$M_{ser} = 15.63 \text{ t.m/ml}$$

$$h_m = 50 \text{ cm} = 0,5 \text{ m}$$

$$x = \frac{15 \times \overline{\sigma}_{bc}}{15 \times \overline{\sigma}_{bc} + \sigma_{st}} \times d = \frac{15 \times (15)}{15 \times (15) + 201.63} \times 0.45 = 0.237 \text{ cm}$$

$$Z = (d - \frac{x}{3}) = 37 \text{ cm}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \overline{\sigma}_{bc} Z x b = \frac{1}{2} (15)(0,37)(1) = 2.77 \text{ MN.m}$$

$$\overline{M}_1 = 277 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} < \overline{M}_1 \Rightarrow \text{SSAC} \quad A_s' = 0$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{15.63 \times 10^4}{37 \times (201.63)}$$

$$A_s = 20.95 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**Condition de non fragilité(C,N,F)**

$$A_s \leq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} b.d = 5.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max ( A_s , A_{\min}) = \mathbf{20.95 \text{ cm}^2/\text{ml}}.$$

**Choix des Barres :**

Pour la nappe intérieurement horizontal:     **T 25 / ml** espacement de 20cm  
 Pour la nappe extérieurement horizontal:   **T 16 / ml** espacement de 20cm

**Ferraillage de la tranche CC'DD'**

➤ En encastrement le long DD'

$$M = 3.72 \times 2 \times \frac{2}{2} + (4.92 - 3.72) \frac{2^2}{6} = 5.95 \text{ t.m /ml.}$$

➤ En encastrement le long CD

$$M = \frac{(3.72 + 4.92)}{2} \times 2 \times \frac{2}{2} = 8.64 \text{ t.m/ml}$$

**Calcul des armatures:**

➤ **Horizontalement (ELS)**

$$M_{ser} = 8.64 \text{ t.m/ml}$$

$$x = \frac{15 \times \overline{\sigma}_{bc}}{15 \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times (15)}{15 \times (15) + 201.63} \times 0.45 = 23.7 \text{ cm}$$

$$Z = (d - \frac{x}{3}) = 37 \text{ cm}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \overline{\sigma}_{bc} Z x b = \frac{1}{2} (15)(0,37)(1) = 2.77 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} < \overline{M}_1 \Rightarrow \text{SSAC} \quad A_s' = 0$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \overline{\sigma}_{st}} = \frac{8.64 \times 10^4}{37 \times (201.63)}$$

$$A_s = 11.58 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

**Condition de non fragilité(C,N,F)**

$$A_s \leq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} b.d = 5.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max ( A_s , A_{\min}) = \mathbf{11.58 \text{ cm}^2/\text{ml}}.$$

**Choix des Barres :**

Pour la nappe intérieurement horizontal:     **T 20 / ml** espacement de 20cm  
 Pour la nappe extérieurement horizontal:   **T 14 / ml** espacement de 20cm

➤ **Verticalement**

$$M_{ser} = 5.95 \text{ tm/ml}$$

$$M_{ser} < \overline{M}_1 \Rightarrow \text{SSAC} \quad A_s' = 0$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.95 \times 10^4}{37 \times (201.63)}$$

$$A_s = 7.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité(C,N,F)**

$$A_s \leq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} b.d = 5.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max ( A_s , A_{\min} ) = 7.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des Barres :**

Pour la nappe intérieurement vertical: T 20/ ml espacement de 20cm

Pour la nappe extérieurement vertical: T 16 / ml espacement de 20cm

6- étude de La semelle :

Longueur : L = 11.20 m

Largeur : B = 6.0 m

Epaisseur : E = 1,5 m

1. Evaluation des efforts :

Evaluation des efforts agissants sur la semelle :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissant sur la semelle pour les différents cas :

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	340.60	1390.95	-	1263.85	6323.04
	Cas n°02	555.65	1434.86		2491.93	6529.09
	Cas n°03	542.86	1390.95		2448.16	6323.04
	Cas n°04	518.89	1347.03		2367.70	6116.95

Tableau°81 : les efforts agissants sur la semelle

Conditions normales CAS °1:

$$N_{\max} = 1390.95 \text{ t}$$

$$M_{\text{MAX}} = 6323.04 - 1263.85 = 5059.19 \text{ t.m}$$

Condition sismique la plus défavorable: cas°2

$$N_{\max} = 2491 \text{ t}$$

$$M_{\text{MAX}} = 6529.09 - 2491.93 = 4037.16 \text{ t.m}$$

A) Calcul des moments :

ELS

A l'état limite de service les contraintes sont maximums en condition normale (C.N)

$$tg\alpha = \frac{25.61-11.19}{6} = \frac{\sigma_1-11.19}{3} = \frac{\sigma_2-11.19}{2}$$

On calcul  $\sigma_1$  car elle est la plus grande

$$\sigma_1 = 18.4 \text{ t/m}^2$$

\*Remblai gauche (coté oued) :

$$\sigma = 2.5 \times 1.8 = 4.5 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} *V &= \Sigma V - V_{\text{semelle}} - V_{\text{rmg}} = 1390.95 - 151.2 - 283.5 \\ &= 956.25 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\sigma = 956.25 / ((3+1) \times 12.57) = 19.125 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Donc : } \sigma_{\text{haut}} = 4.475 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{bas}} = 10.15 \text{ t/m}^2$$

$$F1 = \frac{1}{2} \times (4.475 + 10.15) \times 3 = 24.24$$

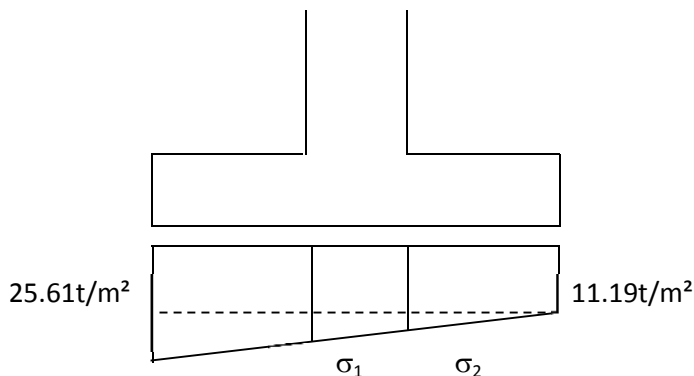
$$X1 = \frac{(4.475 \times 3) \times 3}{3 \times (4.475 + 10.15)} = 1.75 \text{ m}$$

$$M1 = F1 \times X1 = 42.64 \text{ t.m}$$

$$F2 = \frac{1}{2} \times (4.475 + 10.15) \times 3 = 41.265$$

$$X2 = \frac{(10.15 \times 3) \times 3}{3 \times (4.475 + 10.15)} = 1.63$$

$$M2 = F2 \times X2 = 67.30 \text{ t.m}$$



B) fibre inférieure:

Les sollicitations sont :

$$\text{ELS : } M_s = 67.30 \text{ t.m / ml}$$

$$\text{ELU : } M_u = 87.75 \text{ t.m/ml}$$

Avec l'utilisation du logiciel robot expert version 20.4 nous avons la section d'armature suivante:

$$A_s = 24.7 \text{ cm}^2 \text{ on prend HA25 } e = 15 \text{ cm}$$

- Condition de non fragilité : selon le règlement BAEL on a :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

- $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$ .
- $d = 0,9h = 0,9 \times 1,5 \text{ m} = 135 \text{ cm}$

Donc :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times 135 \times 100 \times \frac{2,10}{400} \rightarrow \text{Vérifie}$$

$$A_{s,\min} \geq 7.76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Résultats des calculs aux ELS :

1. Contrainte du béton de fibre supérieure, inférieure respectivement :  
 $1.7 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$  et  $0,0 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$
2. Contrainte des armatures supérieures et inférieures respectivement :  
 $0.0 \text{ MPa} < 207,3 \text{ MPa}$  et  $23 \text{ MPa} < 207,3 \text{ MPa}$

c) fibre supérieure:

Les sollicitations sont :

$$\text{ELS : } M_S = 42.64 \text{ t.m / ml}$$

$$\text{ELU : } M_u = 57.56 \text{ t.m/ml}$$

Avec l'utilisation du logiciel robot expert version 20.4 nous avons la section d'armature suivante:

$$A_s = 15.4 \text{ cm}^2 \text{ on prend HA20 } e = 15 \text{ cm}$$

- Condition de non fragilité : selon le règlement BAEL on a :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 7.76 \text{ cm}^2$$

- Résultats des calculs aux ELS :

1. Contrainte du béton de fibre supérieure, inférieure respectivement :  
 $1.1 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$  et  $0,0 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$
2. Contrainte des armatures supérieures et inférieures respectivement :  
 $15.1 \text{ MPa} < 207,3 \text{ MPa}$  et  $0.0 \text{ MPa} < 207,3 \text{ MPa}$

C) Armatures transversales:

$$At = \frac{As}{4} = \frac{24.7}{4} = 6.175 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :  $At \text{ eff} = 8,59 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 6\text{HA}14$

Soit :  $St = 30 \text{ cm}$

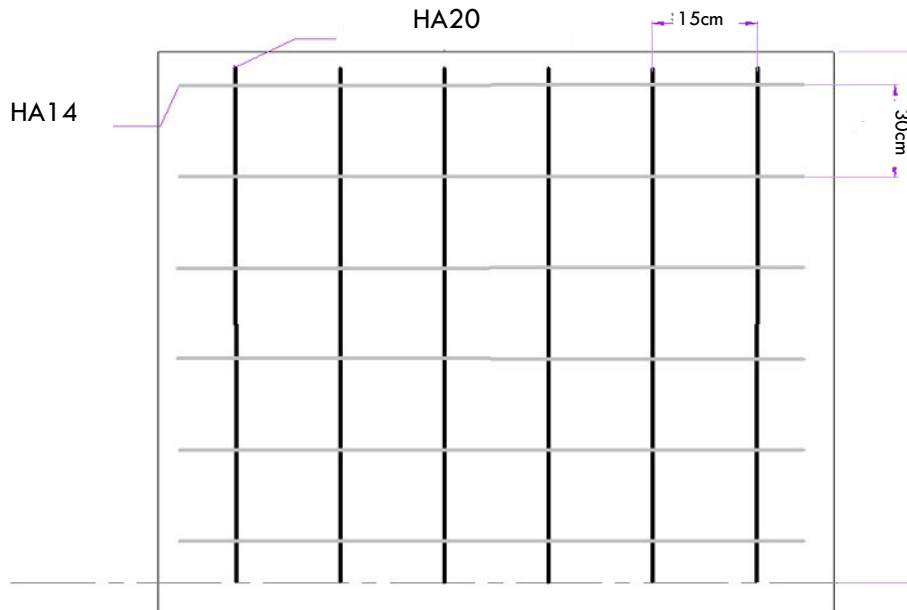


Figure °85 : ferrailage de la nappe supérieure de la semelle de la culée

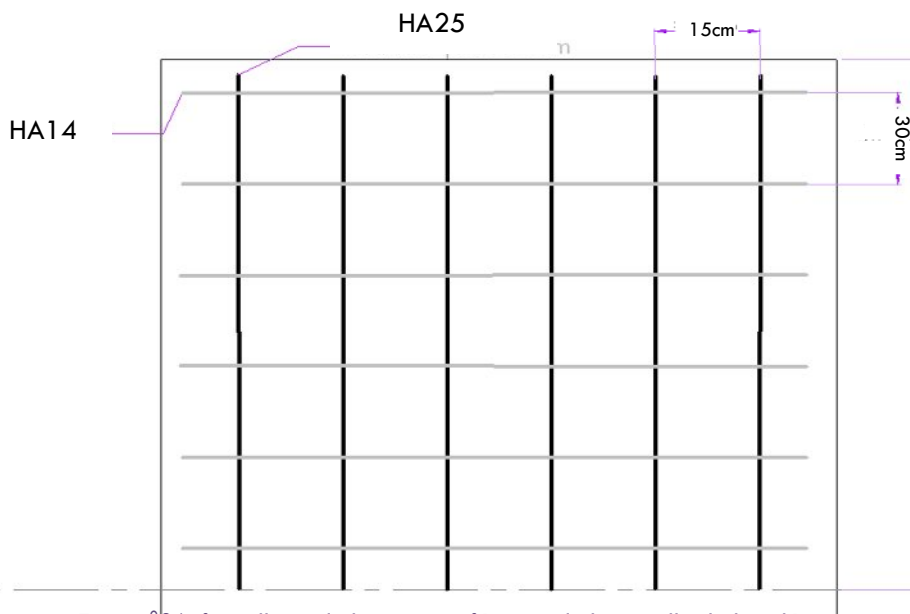


Figure °86: ferrailage de la nappe inférieure de la semelle de la culée

**X.2.4) 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.

**X.2.4.1) Estimation des efforts agressants sur le plot :**

Solen RPOA : Le bloc est soumis à un séisme horizontal équivalent de 12% du poids propre de tablier :  
 $F=0.12 (G/2) = 29.76 \text{ t}$

Si le plot était encastré dans le mur frontal, la force est transmise au bloc par une force latérale

$Q = 59.52 \text{ t}$

$M = Q \times L [(L/2) + 0,2] = 13.392 \text{ t.m}$

**X.2.4.2) Le ferrailage :**

Le ferrailage se fait en flexion simple:

1<sup>er</sup> le cas:

$M_{ELU} = 13.392 \text{ t.m}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; b_0 = 0.50\text{m}; d = 0,45 \text{ m.}$

$A_s = 9 \text{ cm}^2$  Soit : 3HA20 pour  $A_s = 9.42 \text{ cm}^2$

Pour l'armateur de construction on prend :

$A'_s = A_s / 3 = 3.14 \text{ cm}^2$ . Soit : 3HA25

Pour l'armature transversale, On prend des HA12 espacés de 15cm.

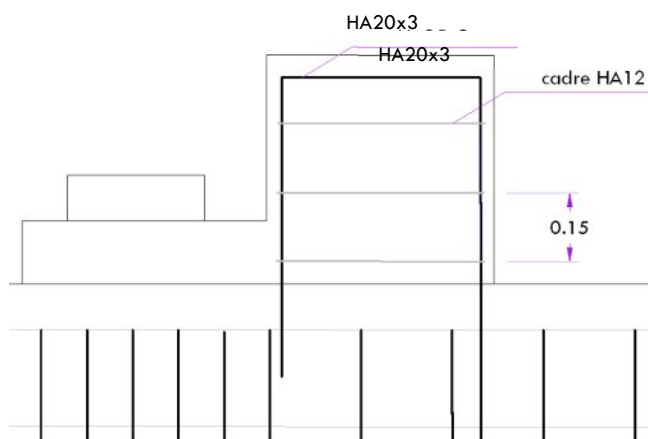
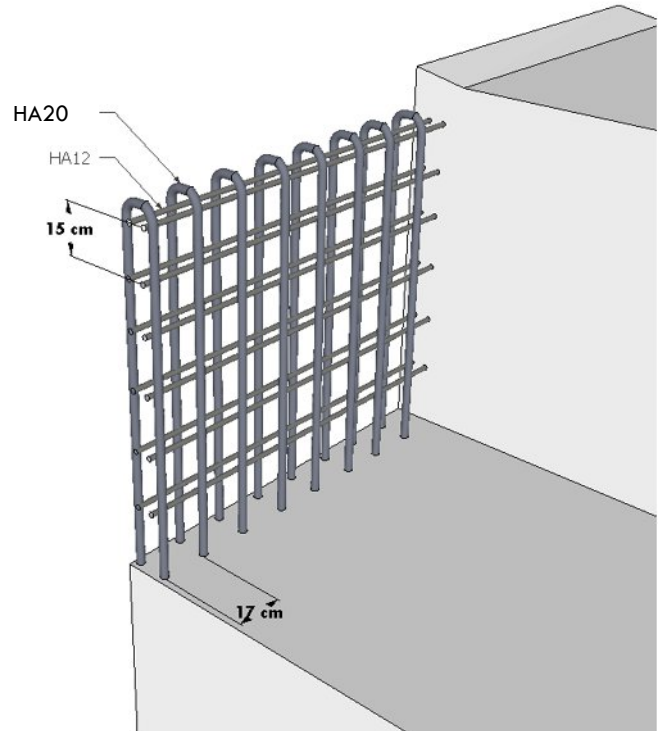
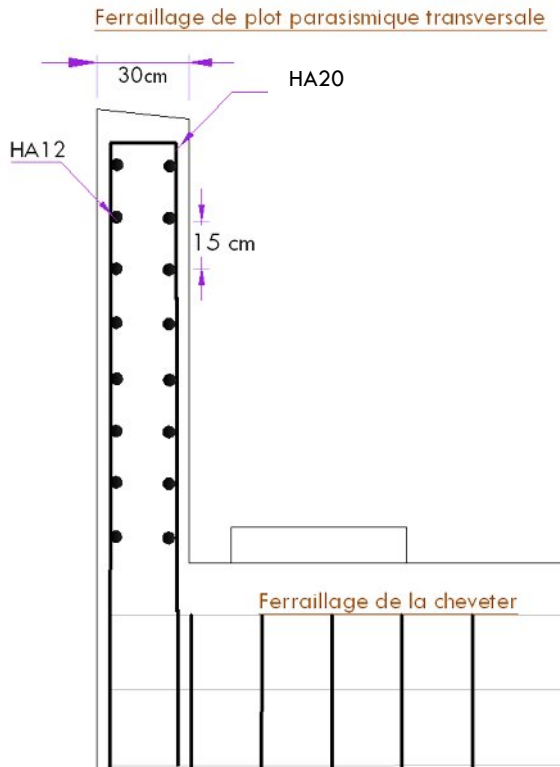


Figure °87 : ferrailage de plan parasismique culé

2<sup>o</sup>ème cas:

On adapte même ferrailage que le plot de la pile :



Figures °88,89 : ferrailage de la murette cache culée

## CHAPITRE XI : PROCEDURE DE CONSTRUCTION

### XI.1) FONDATIONS

#### XI.1.1) LES TERRASSEMENTS

Avant de commencer les travaux de construction de l'ouvrage, on doit effectuer des terrassements légers, pour niveler le terrain et décaper la terre végétale sur toute au niveau des appuis et des accès à l'ouvrage et ses installations de construction (Base de vie), cette opération se fait en utilisant un BULDOZER + NIVELLEUSE.



Photo° 1: les terrassements

#### XI.1.2) EXECUTION DE LA SEMELLE

Après le déblayage mécanique et le recépage on procède de la manière suivante:

##### \* Mise en place de béton de propreté :

En utilisant la benne à béton qui sera guidée par des ouvriers, le nivellement se fait manuellement avec des pelles.

\* Mise en place du ferrailage : à l'aide d'une grue, on met la cage d'armature sur le béton de propreté de façon à ce que les armatures des pieux soient à l'intérieur de la cage, cette tâche est complétée par des opérations de liaisonnée sur place, pour assurer la liaison pieux - semelles. Dans les semelles on prévoie les attentes des fûts.



Photo° 2 : ferrailage de la semelle

### XI.2) REALISATION DE LA PILE

#### XI.2.1) LE FUT.

La réalisation des fûts, surtout ceux qui ont une hauteur importante se fait avec phase, chaque phase de construction permet l'exécution de 03 mètres des fûts de la pile, cette mesure a pour but d'éviter les ségrégations du béton.

Le ferrailage:

La cage d'armature de chaque partie de fût est mise en place avec une grue et liaisonnée à la base avec les armatures d'attentes.



Photo° 3 ; 4 : mise en place du ferrailage du fut

### Le coffrage.

Il se fait avec des pièces métalliques circulaires, le coffrage est mis en place à l'aide d'une grue, l'assemblage et la fixation se font par boulonnage.



Photo°5 : coffrage du fut

### Le bétonnage.

Le coulage de béton fait avec la benne à béton, tenue à l'aide d'une grue et guidée par des ouvriers qui, au fur et à mesure de bétonnage, assurent une répartition et pénétration du béton grâce au vibreur (aiguille vibrante).

## XI.2.2) LE CHEVETRE

### - Le coffrage:

La première tâche s'agit de la mise en place du fond de moule mixte (Métal-Bois) soutenu par des étais incorporés au niveau des fûts ensuite on pose la cage d'armature et on vient coffrer les joues latérales.

### -Le ferrailage:

La cage d'armature est mise sur le fond de moule, les armatures d'attentes doivent être liaisonnées à.

L'intérieur de la cage, et on laisse des attentes des armatures des dès d'appuis.

- Le bétonnage: Le bétonnage se fait à l'aide d'une benne portée par une grue.



Photo°6: coffrage du fut

## XI.2.3) LES DES D'APPUIS

Après le coulage du béton du chevêtre et durcissement suffisant, on procède au coffrage et au bétonnage des dès d'appuis.

## XI.3) REALISATION DE LA CULEE REMBLAYEE :

Après le terrassement et l'exécution des pieux et la semelle la réalisation se fait par phase pour des raisons constructives et pour éviter la ségrégation du béton et bien vibrer compactée le béton, chaque phase permet l'exécution d'un élément.

### XI.3.1) REALISATION DES ELEMENTS :

#### LE MUR GARDE GREVE ET LE CORBEAU

##### - Le coffrage:

Le coffrage se fait de façon à permettre le bétonnage à la fois du mur garde grève et celui du corbeau: les pièces métalliques lourdes seront mises en place à l'aide d'une grue.

##### - Le bétonnage:

On fait à la fois le bétonnage du mur garde grève et celui du corbeau à l'aide d'une benne à béton portée par une grue.

### LE MUR EN RETOUR :

- Le coffrage: la forme du mur en retour exige un coffrage mixte
- Le bétonnage: il se fait de la même manière que les autres éléments.

### LES DES D'APPUIS :

On les coffre et on les bétonne de la même façon que ceux des piles.

### DALLE DE TRANSITION :

Après le décoffrage du corbeau et du mur en retour, on remblaie et on compacte la partie entre les murs en retour jusqu'au niveau où doit reposer la dalle de transition.

- La couche de béton de propreté:

C'est la couche de béton non armée sur laquelle va reposer la dalle de transition.

- Coffrage et armature de la dalle de transition:

Après avoir placé le coffrage, on met la cage d'armature.

- Bétonnage:

S'effectue à l'aide d'une benne à béton et on doit assurer toujours la répartition et la compacité du béton.



Photo°7 : coffrage du mur garde grève.



Photo°8 : coffrage du mur en retour.

### XI.3.2) LE REMBLAI

#### a) Mise en place des remblais:

La mise en place des remblais se fait avec un camion à benne mobile, celui-ci doit les déposer derrière la culée en se reculant au fur et à mesure du dépôt pour assurer en quelque sorte la répartition du remblai. L'opération qui s'effectue par couche.

#### b) Compactage des couches de remblai:

Chaque fois que le remblai est déposé on doit l'étaler et le compacter par couches successives d'épaisseur ne dépassant pas 30 cm. On utilise pour cela un compacteur pneumatique.

#### XI.4) REALISATION DU TABLIER

Dans tout ce qui suit, on décrit les différentes opérations de la construction d'un tablier pour une seule travée, en effet, toutes les travées seront réalisées de la même manière.

##### LA POSE DES POUTRES

Les poutres étant en béton précontraint (post-tension), leur pose se fait avec beaucoup de soins en les surélevant avec une grue installée dans un endroit qui lui permet d'effectuer sa tâche sans gêne et sans déplacement.

Le repos de la poutre sur les appareils d'appuis est assuré par deux ouvriers de part et d'autre, l'entre axes des poutres doit être vérifié avant le détachement des câbles de suspension.



Photo°9 ; 10 : exemple sur la pose des poutres

##### LA DALLE

**Coffrage (Inférieur) de la dalle :**

Après avoir posé toutes les poutres (d'une travée) on commence à coffrer la partie inférieure de la dalle, les vides situés entre les poutres seront couverts grâce à des éléments rectangulaires de la tôle nervurée TN40.

**-Ferrailage de la dalle :**

Le ferrailage de la dalle doit comprendre aussi celui des trottoirs, et c'est dans cette étape que l'on doit mettre en place les gargouilles.

**-Le coffrage de la dalle :**

Une fois le ferrailage est terminé, on coffre les bordures de la dalle et s'assurer qu'il n'y a pas de fuites avant le bétonnage.

**-Bétonnage de la dalle :**

Généralement le bétonnage de la dalle s'effectue par partie jusqu'à terminaison, le coulage du béton se fait grâce à une benne portée par une grue, les ouvriers doivent assurer une bonne vibration à l'aide des vibreurs (aiguille vibrante).

**-Les trottoirs**

Après la mise en place des garde corps des glissières de sécurité et le coffrage nécessaire des trottoirs on les bétonne de la même manière que la dalle.



Photo°11 : exemple sur armatures de jonction

### MODE DE PREFABRICATION DE POUTRES (VIPP)

#### PRECONTRAINTE PAR POST TENSION:

La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets.

On entend par précontrainte par post tension, la mise en tension des armatures après le coulage du béton, cela suppose donc que l'en doive tendre les aciers en s'appuyant, soit sur la zone d'about.

Le procédé peut être réalisé en usine ou sur chantier, dans notre cas, les poutres sont préfabriquées en site.

### METHODOLOGIE

La méthode de préfabrication et de mise en tension suit généralement les cycles suivants :

1. Nettoyage des moules (coffrage métalliques de grande longueur, articulés pour faciliter le décoffrage).
2. Mise en place d'huile de décoffrage sur les moules pour empêcher le béton de coller aux parois du moule.



Photo°12 : Coffrage+d'huile de décoffrage

3. Déroulement des armatures (torons)
4. Mise en place des armatures passives: cadres, étriers, armatures longitudinales pour reprendre les efforts de traction.



Photo°13 ; 14 ; 15 : armatures passif et active de la PP

5. Mise en place des moules dans leur position finale, mise en place des masques d'exterminés des éléments pour empêcher le béton de s'échapper hors du coffrage.
6. Mise en place des déviateurs éventuels dispositifs qui transforme le tracé rectiligne du câble en une parabole.
7. après le durcissement partiel du béton de la poutre mise en tension des torons par des vérins situés à une des extrémités.
8. Mise en place du béton par pont roulant ou grue, lissage de la partie supérieure à la règle pour assurer une surface correcte;
9. Vibration du Béton en général par vibration extérieur grâce à des vibreurs excentriques placés sur les moules ou sous le banc.
10. Etuvage ou chauffage du béton pour accélérer son durcissement et un décoffrage rapide;
11. Décoffrage.
14. Manutention et stockage des éléments en prenant soin de ne pas les retourner, ni de les stocker avec des points d'appui intermédiaires.



Photo°16 : la forme de la poutre après décoffrage



Photo°17 ; 18 : exemple sur l'ancrage fixe

## CONCLUSION

Notre mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont à poutres, qui est basé sur les règles fondamentales de : la mécanique des sols, la résistance des matériaux, du béton armé et du béton précontraint ; ainsi que l'effet de séisme. Ce travail nous a permis d'approfondir et de compléter nos connaissances acquises tout au long de notre formation au sein de l'ENSTP.

Dans notre projet les procédés de calcul sont faites manuellement et avec des logiciels de calcul automatique pour bien comprendre les différentes méthodes de calcul.

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.

C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance.

## Liste des figures page

Figure °1 : carte de la région de l'ouvrage.....	1
Figure °2 : vue en plan.....	2
Figure °3 : profile en long de l'ouvrage.....	2
Figure °4 : profile en travers de la voie portée.....	3
Figure °5 : coupe géologique .....	3
Figure °6 : tablier mixte.....	5
Figure °7 : Coupe transversale de la poutre sur appui.....	7
Figure °8 : Coupe transversale de la poutre à mi travée.....	7
Figure °9 : répartition transversale des poutres.....	7
Figure °10 : coupe transversale de la poutre.....	8
Figure °11 : répartition transversale des poutres.....	8
Figure °12 : pont BP VIPP.....	9
Figure °13 : sections de la poutre.....	11
Figure °14 : répartition transversal des poutres.....	11
Figure °15 : calcul à l'ELU « diagramme parabole-rectangle ».....	13
Figure °16 : schéma représente les goussets et les épaisseurs de la poutre.....	18
Figure °17 : dimensions de la dalle .....	18
Figure °18 : les dimensions de la section de la poutre à mi-travée.....	20
Figure °19 : les dimensions de la section de la poutre+l'hourdis à mi-travée.....	21
Figure °20 : les dimensions de la section de la poutre à l'about .....	22
Figure °21 : les dimensions de la section de la poutre+ l'hourdis à l'about .....	23
Figure °22 : les dimensions de la section de la poutre à l'about .....	24
Figure °23 : les dimensions de la section de la poutre+l'hourdis à l'bout .....	25
Figure °24 : équipement du pont .....	27
Figure °25 : les dimensions de la poutre .....	28
Figure °26 : système Bc longitudinalement .....	32

Figure °27 : système Bt .....	35
Figure °28 : système Br longitudinalement .....	37
Figure °29 : convois Mc120 longitudinalement.....	38
Figure °30 : espace d'impact du convoi Mc120.....	38
Figure °31 : convoi D240 longitudinalement.....	39
Figure °32 : coupe transversale du tablier .....	47
Figure °33 : position des poutres transversalement .....	49
Figure °34 : les dimensions de la section de la poutre à l/4.....	52
Figure °35 : calcule Ka moy cas d'un effort concentré .....	57
Figure °36 : calcule Ka moy cas d'un effort reparté .....	57
Figure °37 : calcule Ka moy de la 2° poutre sur l'impact de Sys Bc .....	57
Figure °38 : calcule Ka moy de la 2° poutre sur l'impacte de convoi Mc120.....	58
Figure °39 : câble 12T15.....	72
Figure °40 : partie parabole du câble .....	78
Figure °41 : position des câbles 1° et 2° sortant de l'about .....	78
Figure °42 : Les angles de relevage .....	81
Figure °43 : Les trajectoires des câbles .....	82
Figure °44 : diagramme de contrainte de la section poutre + l'hourdis .....	101
Figure °45 : la partie tendue du béton .....	101
Figure °46 : la table de compression chargée .....	102
Figure °47 : l'influence des efforts d'ancrages sur la zone d'about .....	103
Figure °48 : position des câbles 1° et 2° .....	103
Figure °49 : Schéma montrant le ferrailage de la 1ère zone de régularisation .....	106
Figure °50 : Section équivalente.....	107
Figure °51 : Ferrailage de la zone d'about .....	109
Figure °52 : le niveau « r .....	110
Figure °53 : Diagramme du Moment de précontrainte .....	114

Figure °54: déplacement total .....	117
Figure °55: ferrailage transversal de l'hourdis sur ml .....	134
Figure °56: ferrailage longitudinal de l'hourdis sur ml .....	134
Figure °57: l'appareil d'appui .....	139
Figure °58 : dés d'appui .....	139
Figure °59 : ferrailage de dé d'appuis .....	140
Figure °60 : joint de chaussée .....	142
Figure °61 : dimensions de la pile .....	143
Figure °62 : contraintes dans la semelle.....	150
Figure °63 : contrainte dans la semelle .....	150
Figure °64 : schéma statique du chevêtre .....	151
Figure °65,66 : diagrammes de moments sollicitant le chevêtre .....	153
Figure °67,68 : diagrammes des l efforts tranchants sollicitant le chevêtre .....	154
Figure °69 : disposition des armatures supérieures du chevêtre .....	155
Figure °70 : disposition des armatures inférieures du chevêtre .....	155
Figure °71 : section active du chevêtre $\Omega$ .....	157
Figure °72 : ferrailage du chevêtre .....	158
Figure °73 : ferrailage du fût .....	161
Figure °74 : description de la semelle .....	162
Figure °75 : contrainte dans la semelle .....	163
Figure °76 : contrainte dans la semelle cas sismique .....	163
Figure °77 : schéma statique de la semelle .....	164
Figures °78 : ferrailage de la nappe inférieure de la semelle.....	165
Figure °79 : ferrailage de la nappe supérieure de la semelle.....	165
Figure °80 : dimensions de la culée.....	166
Figure °81 : rectangle d'impact .....	173
Figure °82 : ferrailage de mur garde grève.....	175

Figure °83 : ferrailage de la dalle de transition sur 1 ml .....	177
Figure °84 : ferrailage du mur frontal sur 1 ml.....	182
Figures °85 : ferrailage de la nappe supérieure de la semelle de la culée .....	190
Figure °86 : ferrailage de la nappe inférieure de la semelle de la culée .....	190
Figure °87 : ferrailage du mur frontal sur 1 ml.....	191
Figures °88,89 : ferrailage de la murette cache culée.....	162

### Liste des photos page :

Photo° 1: les terrassements.....	193
Photo°2 : ferrailage de la semelle.....	193
Photo°3 : mise en place du ferrailage du fut .....	193
Photo°5 : coffrage du fut.....	194
Photo°6 : ferrailage du fut.....	194
Photo°7 : coffrage du mur garde grève. ....	195
Photo°8 : coffrage du mur en retour. ....	195
Photo°9;10 : exemple sur la pose des poutres.....	196
Photo°11 : exemple sur l'armature de jonction poutres-dalle .....	197
Photo°12 : Coffrage+d'huile de décoffrage.....	197
Photo°13 ; 14 ; 15 : armatures passif et active de la PP .....	198
Photo°16 : la forme de la poutre après décoffrage .....	199
Photo°17 ; 18 : exemple sur l'ancrage fixe.....	199

## Liste des tableaux page

Tableau°1 : coefficient d'accélération sismique.....	4
Tableau°2 : espace de comparaison .....	12
Tableau°3 : caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée.....	19
Tableau°4 : caractéristiques géométriques de la poutre+l'hourdis à mi-travée.....	20
Tableau°5 : caractéristiques géométriques de la poutre à l'intermédiaire .....	21
Tableau°6 : caractéristiques géométriques de la poutre+l'hourdis à l'intermédiaire .....	22
Tableau°7 : caractéristiques géométriques de la poutre à l'about .....	23
Tableau°8: caractéristiques géométriques de la poutre+l'hourdis à l'about .....	24
Tableau°9 : poids totale de tablier .....	29
Tableau°10 : les valeurs des coefficients $a_1$ .....	31
Tableau°11 : Tableau de coefficients $b_c$ .....	33
Tableau°12 : Tableau de coefficients $b_t$ .....	35
Tableau°13 : Tableau des sollicitations maximums dus aux charges est surcharges .....	41
Tableau°14 : Tableau des sollicitations au point $L/4$ dus aux charges est surcharges .....	46
Tableaux°15 ; 16 : Tableaux de $k_0$ pour $\alpha=0 ; 1$ et $\varnothing=0,75$ .....	53
Tableaux°17 ; 18 : Tableaux de $k_0$ pour $\alpha=0 ; 1$ et $\varnothing=0,80$ .....	54
Tableau°19 ; 20 : Tableaux de $k_a$ pour $\alpha=0 ; 1$ et $\varnothing=1,79$ .....	55
Tableau°21 : Tableaux de $k_a$ pour $\alpha=0,053$ et $\varnothing=0,79$ .....	55
Tableau°22 : Tableaux de $k_a$ pour les déférant positions des poutres .....	56
Tableau°23 : Tableaux de moment réel maximum pour les déférant positions des poutres.....	52
Tableau°24 : Tableaux de moment réel à $L/4$ pour les déférant positions des poutres.....	59
Tableau°25 : Tableaux de combinaison de moment réel vis-à-vis a l'ELU et l'ELS.....	61
Tableaux°26 ; 27 ; 28 : Tableaux de $\epsilon_0 ; 1 ; 1'$ pour $\alpha=0 ; 1$ .....	63
Tableaux°29 ; 30 : Tableaux de $\epsilon_0 ; 1 ; 1'$ pour $\alpha=0,053$ .....	63
Tableaux°31 ; 32 : Tableaux de $\epsilon_a$ pour $\alpha=0,3507$ et $\varnothing=1,147$ pour notre cas des poutres.....	64
Tableau°33 : Tableaux de effort tranchant réel maximum pour les déférant positions des poutres.....	65

Tableau°34 : Tableaux de effort tranchant réel au point L/4 pour les déférant positions des poutres.....	66
Tableau°35 : Tableaux de combinaison de l'effort tranchant réel vis-à-vis a l'ELU et l'ELS a l/2.....	67
Tableau°36 : Tableaux de combinaison de l'effort tranchant réel vis-à-vis a l'ELU et l'ELS a l/4.....	68
Tableau°37 : caractéristiques géométriques du câble°1 dans tous points.....	79
Tableau°38 : caractéristiques géométriques du câble°2 dans tous points.....	80
Tableau°39 : Les trajectoires des câbles.....	82
Tableaux°40 ; 41 : Caractéristiques géométriques de section «P+D»+les gaines à 0.00L.....	83
Tableaux°42 ; 43 : Caractéristiques géométriques de section «P+D»+les gaines à mi-travée.....	83
Tableau°44 : valeurs des pertes dus aux frottements.....	84
Tableaux°45 ; 46 ; 47 : Pertes dues au recul à l'ancrage.....	85
Tableau°48 : Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.....	86
Tableau°49;50;51 : les valeurs des pertes instantanées .....	87
Tableau°52,53 : les valeurs des pertes dues au retrait du béton.....	88
Tableau°54,55 : les valeurs des pertes dues fluage .....	89
Tableau°56,57 : les valeurs des pertes dues a la relaxation des aciers .....	90
Tableau°58 : les valeurs des pertes différées.....	90
Tableau°59,60 : les valeurs des pertes totales .....	90
Tableau°61 : vérification des contraintes tangentielle .....	97
Tableau°62 : caractéristiques géométrique des câbles moyens.....	107
Tableau°63 : La contrainte totale de cisaillement.....	108
Tableau°64 : contre flèche de précontrainte .....	114
Tableau°65 : valeur du moment statique .....	114
Tableau°66 : valeur la valeur de $\sigma_0, \sigma_1 \times 10^{-4}$ .....	119
Tableau°67 : valeur la valeur de $\sigma_1 \times 10^{-4}$ .....	119
Tableau°68 : valeur la valeur de $\sigma_\alpha \times 10^{-4}$ .....	120
Tableau°69 : Valeurs des coefficients $\alpha$ m pour les différentes positions étudiées.....	121
Tableau°70 : récapitulatif des moments transversaux $\gamma \times 10^{-4}$ .....	124

Tableau°71 : description des piles .....	143
Tableau°72 : efforts agissant sur la pile .....	149
Tableau°73 : contrainte dans la semelle .....	150
Tableau°74 : Valeurs $k_{ad}$ ; $k$ et $\emptyset$ pour 4 cas de séisme .....	167
Tableau°75 : valeurs des efforts agissant sur la culée .....	169
Tableau°76 : Vérification de tiers centrale.....	171
Tableau°77 : Vérification de renversement .....	170
Tableau°78 : Vérification de glissement.....	171
Tableau°79 : Efforts agissant sur la dalle de transition .....	176
Tableau°80 : Les efforts agissant sur la base de mur frontale .....	181
Tableau°81 : les efforts agissants sur la semelle .....	187