



**ZIE**  
Fondation ZIE

Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement  
International Institute for Water and Environmental Engineering

**ETUDES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART :  
CAS D'UN PONT EN BETON ARME SUR LE BOLO PRES DE  
ZAWARA**

**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU  
MASTER D'INGENIERIE DE L'EAU ET DE  
L'ENVIRONNEMENT OPTION GENIE CIVIL**

Présenté et soutenu publiquement le 21 juin par

**Francine SANHOUDI**

**Travaux dirigés par : M. Tyoro YAGUE**

**Dr Ismaela GUEYE**

Enseignant, Chercheur, ISM

*Jury d'évaluation du stage :*

Président : Ismaela GUEYE

Membres et correcteurs : M. Tyoro YAGUE

Abdou LAWANE

**Promotion [2011/2012]**

## DEDICACE

*Parce qu'Il vit je n'ai rien à craindre,  
Mes lendemains sont assurés.  
Entre ses mains, Il tient ma vie.  
Pour ce temps et l'éternité  
Je sais qu'Il vit.  
Merci SEIGNEUR.*

## REMERCIEMENTS

Avant toutes choses, il apparaît opportun d'exprimer notre reconnaissance à toutes ces personnes qui, de près comme de loin, ont contribué au bon déroulement de notre formation et à la création du produit final que représente ce mémoire de fin d'études

Mes remerciements vont à l'endroit de :

- Monsieur Tyoro YAGUE, mon maître de stage qui m'a formée et accompagnée durant toute cette expérience avec beaucoup de patience et de pédagogie ;
- Messieurs Ismaela GUEYE et Adamah MESSAN nos tuteurs pédagogiques ;
- Toutes l'équipe pédagogique du 2iE particulièrement celui de l'UTER Infrastructures et Sciences des matériaux ;
- Aux étudiants du Master II de la promotion 2012 : je pense spécialement à Blaise GHOMSI qui m'a beaucoup soutenue lors de la rédaction de ce document, à Sébastien BAYALA pour sa disponibilité, et à mes amies sœurs Fatou , Zalia, Rach, Nath et Himé.

Aussi je remercie particulièrement le Père Saturnino FRAILE pour son accompagnement durant cette formation.

Enfin je remercie toute ma famille particulièrement Maman, Caro, Steffi et Steph qui a été pour moi un soutien infaillible et qui m'a accompagnée jusqu'ici.

Mon souhait est que DIEU bénisse abondamment tous ceux qui m'ont aidée d'une manière ou d'une autre.

## RESUME

La présente étude s'inscrit dans le cadre des travaux de construction d'un pont sur le Bolo, un affluent du Mouhoun, près de la localité de Zawara. La construction du pont permettra de désenclaver ladite localité, surtout en période d'hivernage. À cet effet, il a d'abord été effectué la présentation et l'état des lieux de la zone d'étude ; ensuite des études techniques et financières ont été menées. Le pont qui doit être construit est en béton armé avec poutres sous chaussée. Il a une largeur totale de 9 m, avec deux voies d'une largeur de 3,5 m chacune et des trottoirs de 1 m de part et d'autre. La longueur totale du pont est estimée à 60 m et divisée en trois travées identiques de 20 m chacune. Pour chaque travée, le tablier est constitué de cinq poutres d'une hauteur de 1,30 m et de 40 cm de large et le hourdis a une épaisseur de 20 cm. La méthode de GUYON MASSONNET a permis de faire de la répartition transversale des charges au niveau des poutres. Les appuis du pont seront constitués de piles-culées aux extrémités et de deux piles centrales d'une hauteur de 7,5 m. Ces appuis sont constituées de deux colonnes de diamètre 80 cm chacune, surmontées par un chevêtre d'une section de 1mx1m et d'une longueur de 9 m. Quant aux les colonnes, elles reposent sur une semelle continue de section 2,3 mx9 m et de 0,9 m de hauteur surmonté d'une nervure d'une section de 0,9 mx8 m et d'une hauteur de 0,9 m. De plus, pour le bon fonctionnement du pont, il sera équipé d'appareils d'appuis en élastomères frettés de section 25 cmx 30 cm et d'une hauteur de 5,1cm. et d'un joint de chaussée de 25 mm. Une évaluation environnementale a abordée. Il a été question d'évaluer et de recenser les impacts potentiels liés aux différentes phases du projet et de proposer des mesures d'atténuations selon la nature de l'impact identifié. Enfin, l'analyse financière a estimé le coût des travaux de construction à **698 394 400 F CFA** en hors taxes.

Mots clés : Pont à poutres - charges routières - répartition transversale - Béton armé - impact environnemental

## ABSTRACT

This study is done within the framework of the construction of a bridge across the Bolo, tributary of the Mouhoun, near the town of Zawara. The Construction of the bridge will open up the locality especially during rainy season. To this end, it was first made the presentation of the study area, and then the technical and financial studies have been conducted. The bridge is to be built with reinforced concrete beams under the roadway. Furthermore, it has a total width of 9 m, including two ways with a width of 3.5 m each and sidewalks of 1 m on either side. The total length of the bridge is estimated at 60 m and divided into three identical spans of 20 m each. For each span, the deck consists of five beams 1, 30 m high and 40 cm wide, and the slab has is 20 cm thick. The GUYON MASSONET method has been used for the distribution of solicitations in beams. The studies also showed that the supports of the bridge will consist of row of piles at the extremities and of two central piers each 7.5 m high. Each supports consist of two columns of 80 cm diameter, each surmounted by a header of a section de 1m x 1m and a length of 9 m. They are also equipped with tile transition, low walls of the lateral wall of ballast wall of a crow and used to support the transition slab. As for the columns, they rely on a continuous sole with a section of 2.3 x 9 m and 0.9 m high topped with a rib with a section of 0.9 x 8 m<sup>2</sup> and a height of 0.9 m. Moreover, for the proper functioning of the bridge, it will be equipped with support devices in hooped elastomer with a section of 25 cm x 30 cm and 5.1 cm. high. 25 mm wide joints have also been foreseen. To ensure sustainability of the project, an environmental assessment was discussed. There was discussion to evaluate and identify potential impacts associated with different phases of the project and propose some solutions. Finally, financial analysis estimated the cost of construction to **698 394 400 CFA F** without taxes.

Key words: Bridge with beams – Road loadings – transversal distribution - Reinforced concrete – environmental impact

## **LISTE DES ABREVIATIONS**

BAEL: règlement Béton Armé aux Etats Limites

ELS: Etats Limites de Service

ELU: Etats Limites Ultimes

HA: Haute Adhérence

MID: Ministère des Infrastructures et du Désenclavement

Pk: Point Kilométrique

RD 124: Route Départementale N° 124

RDM: Résistance Des Matériaux

RN1: Route Nationale N°1

SETRA: Service d'Etude sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements

TDR: Termes de Références

**TABLE DES MATIERES**

<b>LISTE DES TABLEAUX .....</b>	<b>2</b>
<b>LISTES DES FIGURES .....</b>	<b>3</b>
<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>4</b>
<b>CHAPITRE 1: PRESENTATION DU PROJET .....</b>	<b>6</b>
1.1. Contexte de l'étude.....	6
1.2. Objectifs généraux du projet.....	6
1.3. Présentation de la zone d'étude.....	7
1.4. Problématique de l'étude : .....	7
1.5. Description de l'ouvrage.....	7
<b>CHAPITRE 2: CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE .....</b>	<b>9</b>
2.1. Hypothèses et bases de calcul : .....	9
2.2. Tablier .....	9
2.2.1. Prédimensionnement du tablier.....	9
2.2.2. Calcul du tablier.....	11
2.3. Appuis .....	23
2.3.1. Préambule : .....	23
2.3.2. Pile-culée .....	25
2.3.3. Piles .....	34
2.4. Fondations .....	36
2.4.1. Synthèses du rapport géotechnique : .....	36
2.4.2. Prédimensionnement.....	37
2.4.3. Calcul de la semelle .....	37
<b>CHAPITRE 3: COUT ESTIMATITIFDES TRAVAUX.....</b>	<b>39</b>
<b>CHAPITRE 4: EVALUTION ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE.....</b>	<b>39</b>
4.1. Evaluation des impacts du projet : .....	39
4.1.1. Impacts négatifs .....	39
4.1.2. Impacts positifs .....	39
4.2. Principales mesures mises en œuvre .....	39
<b>CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS .....</b>	<b>42</b>
4.1. Conclusion .....	42
4.2. .Recommandations .....	42
<b>BIBLIOGRAPHIE.....</b>	<b>44</b>
<b>ANNEXES .....</b>	<b>45</b>

## **LISTE DES TABLEAUX**

Tableau I: Ferrailage du hourdis .....	15
Tableau II: Coefficients de GUYON-MASSONNET .....	20
Tableau III: Ferrailage des poutres.....	21
Tableau IV: Moments de calcul des entretoises .....	23
Tableau V: Ferrailage des entretoises .....	23
Tableau VI: Moments de calcul du chevêtre sur culée.....	27
Tableau VIII: Ferrailage du chevêtre sur culée .....	27
Tableau VIII: Ferrailage de la dalle de transition.....	32
Tableau IX: Ferrailage du corbeau.....	33
Tableau X: Moment de calcul pour chevêtre sur piles .....	35
Tableau XI: ferrailage du chevêtre sur piles .....	36
Tableau XIII: ferrailage des semelles.....	38

## **LISTES DES FIGURES**

Figure 1: Situation géographique de l'ouvrage.....	8
Figure 2 : coupe transversale du tablier.....	11
Figure 3: position de la roue Br sur le hourdis .....	12
Figure 4:Position des roues du tandem Bt.....	13
Figure 5: position de la chenille sur le hourdis.....	13
Figure 6: Modèle de chargement du système A .....	16
Figure 7: Position du convoi le plus défavorable .....	18
Figure 8: Position de l'effort tranchant maximal .....	18
Figure 9: Position de l'effort tranchant maximal .....	18
Figure 10: Position de l'effort tranchant .....	19
Figure 11: Modélisation des charges sur le chevêtre.....	26
Figure 12: Modèle de calcul des semelles.....	38

## INTRODUCTION

Le réseau routier inventorié du Burkina Faso en 2008 a une longueur totale de 61.367 km. Toutes les routes ne sont pas praticables en saison pluvieuse à cause du manque d'ouvrages de franchissement. Ce qui entraîne régulièrement un isolement de certaines zones pendant l'hivernage. Les infrastructures de routières et la politique publique d'investissement qu'elles sous-tendent ont un rôle essentiel dans le développement économique d'une région. A cet effet, le Professeur Prud'homme a affirmé que : « *la route du développement passe par le développement de la route* ». Suivant cette assertion, le gouvernement Burkinabè a mis en place une politique de développement du réseau routier. Il faut noter que l'amélioration de la qualité des infrastructures de communication fera des régions des pôles de développement. C'est dans cette perspective que la construction d'un pont a été initiée pour permettre l'embranchement de la zone de Zawara avec la RN1. En effet, cette infrastructure aidera les populations locales à sortir de l'enclavement et à communiquer avec le reste du pays. Ainsi, la réalisation de cet ouvrage nécessite une étude technique préalable comme l'exige toute infrastructure d'envergure. C'est dans cette optique, que le présent projet est mené pour la construction d'un pont. Il s'agira pour nous de faire une étude technique et financière de cet ouvrage, et enfin évaluer l'impact environnemental et social.

De façon spécifique, il s'agira pour nous de :

- prédimensionner et concevoir le pont ;
- dimensionner le pont conçu ;
- estimer les coûts des travaux prévus ;
- évaluer l'impact environnemental et social du projet.

Au terme de l'étude les principaux résultats attendus sont :

- les plans de l'ouvrage projeté
- le devis estimatif et quantitatif.

Pour atteindre ces résultats une bonne méthodologie doit être suivie. La méthodologie adoptée consistait dans un premier temps à faire une recherche documentaire. Ensuite il eut la collecte des données consistant à regrouper des données disponibles sur le projet. C'est ainsi que nous avons obtenu :

- le rapport géotechnique ;
- le rapport hydrologique et hydraulique ;
- l'ensemble des données obtenues lors de la visite du site : images photographiques, des levés topographiques, la morphologie du site.

Enfin la réalisation de l'étude proprement dite a suivi la démarche suivante:

- le prédimensionnement structural de l'ouvrage ;
- l'évaluation des charges permanentes et des charges routières appliquées sur chaque élément de l'ouvrage ;
- le calcul des armatures ;
- l'élaboration des plans de ferrailage ;
- l'estimation quantitative et financière des travaux projetés.

## **CHAPITRE 1: PRESENTATION DU PROJET**

### **1.1. Contexte de l'étude**

Le Gouvernement du Burkina Faso, dans le cadre de sa stratégie de développement des transports, s'est fixé plusieurs objectifs et en ce qui concerne le volet Infrastructures routières, ces objectifs se résument comme ci-suit :

- assurer une bonne structuration du réseau national et lui permettre de jouer pleinement son rôle dans le développement des échanges entre les provinces du pays et avec l'extérieur ;
- maintenir le réseau dans un bon état pour diminuer les coûts d'exploitation des véhicules, accroître la sécurité des usagers et renforcer ainsi les activités productrices et commerciales ;
- rattraper le retard d'entretien périodique qui rend inefficace et onéreux l'entretien courant ;
- désenclaver les régions qui ont des potentialités importantes en matière de production agropastorales, de richesses touristiques et minières, contribuant ainsi à la lutte contre la pauvreté ;
- assurer la desserte administrative des chefs lieux de département et soutenir les efforts en faveur de la décentralisation ;
- faciliter les évacuations sanitaires des villages vers les centres urbains.

En 2000, le réseau routier national du Burkina Faso comptait deux cents cinquante-trois (253) ouvrages d'art jugés important sur le plan hydraulique et structurel. Cependant, des zones importantes pour le développement du pays restent enclavées. L'accès à ces zones à partir des centres à grand trafic national et international reste difficile en toute saison pour certaines et en hivernage pour d'autres. Pour y accéder, des détours de grandes distances contournant ainsi les cours d'eau sont rendu nécessaires, occasionnant ainsi des pertes de temps et rendant les produits d'import et export très onéreux.

La situation actuelle montre une insuffisance d'ouvrage d'art et en particulier de ponts sur le réseau routier national. C'est dans ce cadre général que s'inscrit ce projet. Ainsi, avec le concours des partenaires financiers de l'État Burkinabé, des travaux de renforcement ou d'aménagement de certaines routes ont été entrepris ou sont en cours d'exécution. Ces travaux ont prévu la construction d'ouvrages neufs au droit des passages d'eau qui en nécessitent. Un ouvrage est alors prévu pour le franchissement du Bolo sur la RD 124 dans localité de Zawara. En effet, le site actuel est un bas-fond qu'il est impossible de franchir en saison pluvieuse si bien que la localité de Zawara reste enclavée.

### **1.2. Objectifs généraux du projet**

Ce projet, qui prévoit la construction d'un ouvrage de franchissement sur le Bolo, s'inscrit dans le Programme de développement des transports du MID dont les principaux objectifs visent à :

- Améliorer la praticabilité du tronçon par l'augmentation du niveau de service afin de maintenir une liaison routière permanente entre Zawara et la RN1.
- Diminuer le temps de parcours des personnes et des biens.
- Faciliter les échanges commerciaux
- Développement du tourisme : un festival de masque s'organise chaque année dans la localité de Zawara mais le non-confort de la route constitue un handicap.

### **1.3. Présentation de la zone d'étude**

L'ouvrage devra permettre le franchissement du Bolo, un affluent du Mouhoun

Le site de l'ouvrage est situé au PK8 de la RD 124 (intersection RN1-Zawara-Silly), à l'entrée de la localité de Zawara dans la commune rural de Zawara, province du Sanguié, Région Centre-Ouest (Voir figure 1 suivante). Le climat dans cette zone est tropical de type nord-soudanien avec une pluviométrie moyenne annuelle variant entre 700 mm et 1000 mm. C'est aussi une zone de plaine avec une savane arborée et une forêt de galerie le long du cours d'eau (Bolo).

### **1.4. Problématique de l'étude :**

Le site actuel est un bas-fond inondé en saison pluvieuse entraînant une coupure du trafic routier entre la localité de Zawara et la RN1. Pour pallier à cette situation, il est indispensable de construire un pont.

### **1.5. Description de l'ouvrage**

Le cours d'eau Bolo, présente au droit du franchissement, un lit étalé, encaissé et quelques peu encombré par la végétation. Son écoulement est intermittent.

La brèche à franchir est de l'ordre de 60 m. Suite au rapport hydrologique-hydraulique, il a été proposé un pont en béton armé de 60 m, trois travées indépendantes de 20m de longueur, à poutres multiples sous chaussée.

En fonction du réseau routier du Burkina Faso et du fait que l'ouvrage sera construit en rase campagne et sur une route départementale, les caractéristiques du pont retenues sont :

- Pont de première classe
- Largeur de la chaussée 7 m
- Largeur du trottoir 1 m de chaque côté
- Les voies sont au nombre de deux et large de 3,5 m chacune.

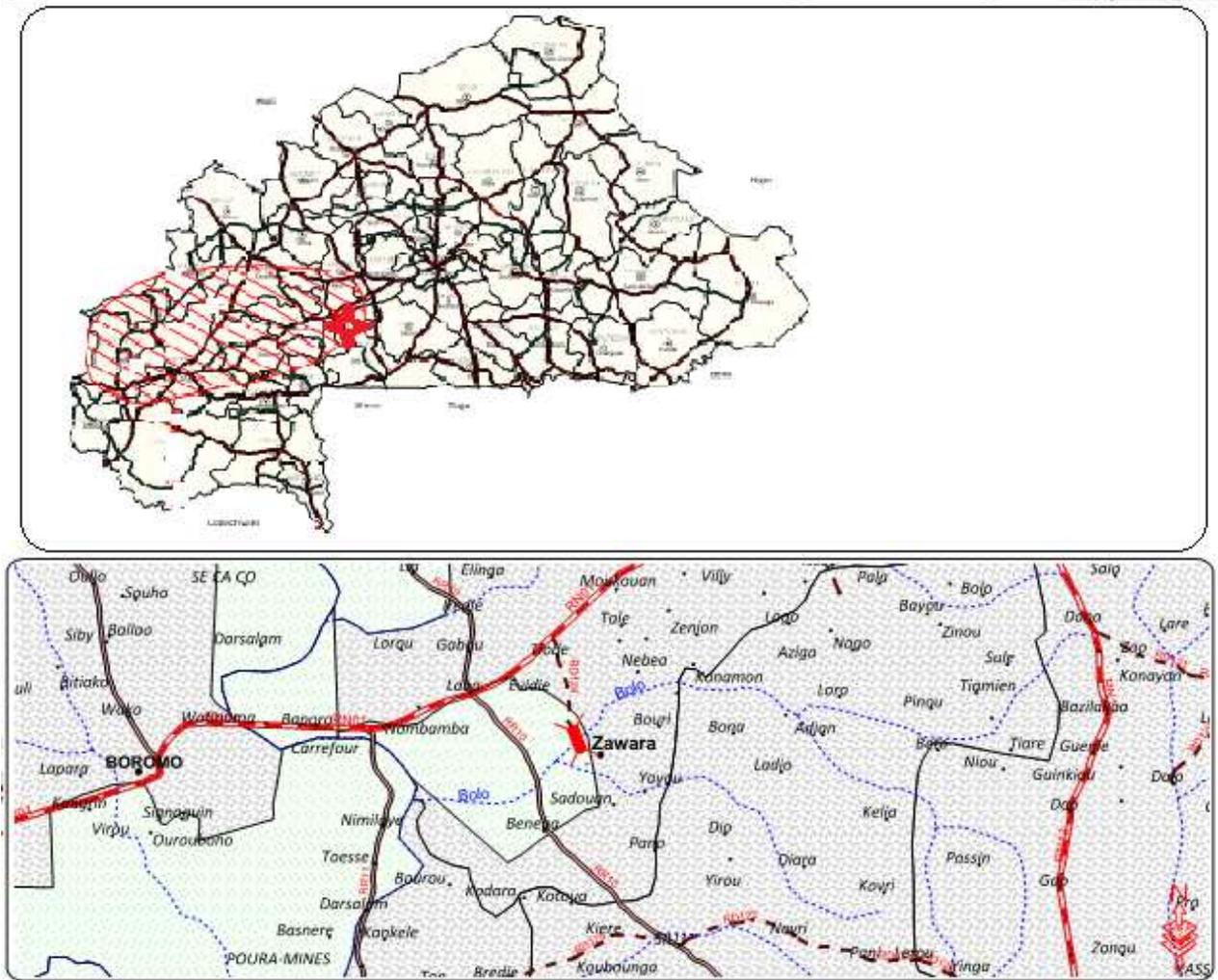


Figure 1: Situation géographique de l'ouvrage

## CHAPITRE 2: CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE

### 2.1. Hypothèses et bases de calcul :

#### **Règlements:**

Règles BAEL 91 révisées 99

Fascicule 61 titre II du cahier des prescriptions communes (CPC) «Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'arts »

#### **Béton:**

- $f_{c28} = 30$  MPa pour tous les éléments en Béton Armé
- Enrobage : 3 cm pour tout l'ouvrage car la fissuration est préjudiciable

#### **Acier:**

- la limite d'élasticité  $f_e = 400$  Mpa

### 2.2. Tablier

Le tablier envisagé est en béton armé avec poutres sous chaussée et sans entretoises intermédiaires.

Il sera équipé de :

- deux corniches ;
- deux dispositifs de retenu. ;
- deux trottoirs de part et d'autre de la largeur roulable ;
- deux bordures de trottoir de part et d'autre de la chaussée. ;
- Une couche d'étanchéité ;
- des joints de chaussée et de trottoir.

#### 2.2.1. Prédimensionnement du tablier

##### 2.2.1.1. Poutres

###### a) Nombre de poutres

Le nombre de poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier, de la position des poutres de rives et de l'espacement entre les poutres. De façon générale l'espacement entre les poutres varie de 3,50 à 2,00 m.

Pour la présente étude :

- largeur de la chaussée :  $l_c = 7,00$  m
- largeur des accotements :  $l_a = 1,00$

Le nombre de poutre se détermine à l'aide de la formule suivante, en prenant l'entraxe des poutres à 2,00 m environ :

$$n = \frac{Lc + 2 \times La}{2}$$

Ce qui donne 5 poutres pour le tablier.

#### **b) Hauteur de la poutre**

La hauteur des poutres est économique pour un élanement des poutres situé entre  $1/16$  et  $1/17$  de la portée ( $\text{Portée}/17 \leq h \leq \text{Portée}/16$ ) (CALGARO, 2000). Ce qui permet de fixer la hauteur totale du tablier à  $h=1,30\text{m}$ .

#### **c) La largeur de la poutre**

La largeur  $b_0$  de la poutre est comprise entre  $1/2$  et  $1/5$  de la hauteur de la poutre. Ce qui donne  $\frac{h}{5} \leq b_0 \leq \frac{h}{2}$  ainsi la largeur retenue est  $b_0=0,40\text{m}$

#### **2.2.1.2. Hourdis**

La hauteur de la dalle dépend de l'écartement des poutres (EP) :

$$\text{Si } E_p > 3,5 \text{ m} \Rightarrow e \geq 20 \text{ cm}$$

$$E_p < 3,5 \text{ m} \Rightarrow e \geq 18 \text{ cm}$$

$$E_p \leq 2,75 \text{ m} \Rightarrow e \geq 16 \text{ cm (OUATTARA, 2011)}$$

Comme l'écartement entre les poutres est de 2,15 m, une épaisseur de 20 cm est prise pour minimiser le ferrailage transversal

#### **2.2.1.3. Entretoises**

##### **a) Nombre d'entretoises**

Les entretoises assurent l'encastrement à la torsion des poutres sur les appuis. Actuellement les ouvrages sont réalisés avec seulement les entretoises d'about pour effectivement jouer ce rôle d'encastrement à la torsion mais aussi son rôle indispensable pour le vérinage (CALGARO, 2000).

##### **b) Section des entretoises**

Les entretoises ont sensiblement la même hauteur que les poutres mais il faudra laisser des réservations pour le vérinage lors du changement des appareils d'appuis.

En plus pour des raisons d'esthétique il est préférable de diminuer la hauteur des entretoises les rendant ainsi invisible entre les poutres. Donc une hauteur de 50 cm sera retranchée. Finalement, la section retenue est : une hauteur de 80 cm et une largeur de 40 cm pour les entretoises.

Le tablier se présente alors de la façon suivante :

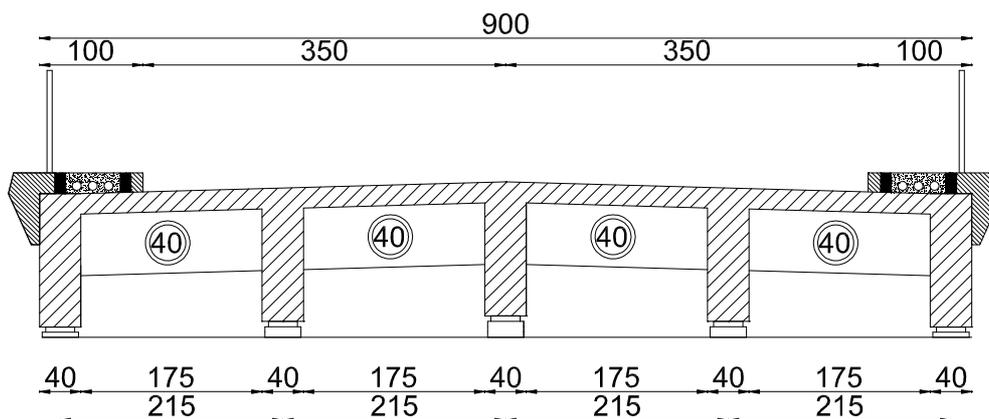


Figure 2 : coupe transversale du tablier

## 2.2.2. Calcul du tablier

### 2.2.2.1. Hourdis

C'est la dalle sur laquelle se fait la circulation sur le pont. Cette dalle repose sur des poutres et des entretoises. Pour le dimensionnement il sera considéré un panneau de dalle entre deux poutres et les entretoises.

Le panneau de hourdis repose sur les poutres et les entretoise et a les dimensions suivantes :  $L_x=1,75$

m et  $L_y=19,20$  m. le paramètre  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,091 < 0,4$  donc le panneau porte dans un seul sens,

celui de  $L_x$ .

- **Évaluation des sollicitations dues aux charges permanentes**

Pour l'évaluation des charges permanentes du hourdis, seul le revêtement, l'étanchéité, et le poids propre de la dalle sont pris en compte. La somme des charges permanentes appliquées sur le hourdis est de  $g = 31,8$  kN/ml (Voir annexe 1).

Les sollicitations dues aux charges permanentes sont :

- Moment maximum :  $M_x = \frac{g l_x^2}{8} = 12,17 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant :  $V_x = \frac{g l_x}{2} = 27,83 \text{ kN}$

Comme la dalle porte dans le seul sens de  $L_x$ ,  $M_y$  et  $V_y$  sont nuls.

- **Evaluation des sollicitations dues aux charges routières**

Vu les dimensions du panneau de dalle seuls les systèmes Br, Bt et Mc120 seront utilisés pour l'évaluation des charges routière.car elles sont les plus défavorable.

✓ **Détermination du coefficient de majoration pour le système B**

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times G}{S}}$$

La plus grande surcharge affectée des coefficients de pondération est celui du système de Bc alors avec  $S = 660KN$  et  $G = 1558,2KN$  on a :  $\delta = 1,22$

• **Système Br**

La roue isolée de 10 t de surcharge  $S_{Br} = 100kN$  est centrée sur le panneau comme indiqué dans la figure 2 suivante.

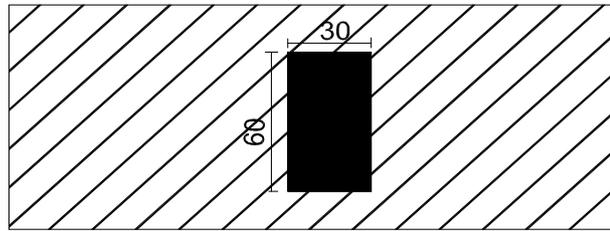


Figure 3: position de la roue Br sur le hourdis

✓ **Détermination des sollicitations**

Les calculs se font à mi feuillet. Les dimensions au mi feuillet sont les suivantes :  $a = 80cm$  et  $b = 50cm$ .

➤ **Moment maximum**

Le moment se détermine à l'aide des Abaques de PIGEAUD à partir des paramètres  $u, v$  et  $\alpha$

définis de la façon suivante :  $u = \frac{a}{lx} = 0,457$  ,  $v = \frac{b}{ly} = 0,026$  et  $\alpha = \frac{lx}{ly} = 0,091$ .

L'interpolation à partir de  $\alpha=0$  et  $\alpha=0,2$  nous donne  $M_1 = 0,1594$  et  $M_2 = 0,1150$

$M_{0x} = (M_1 + \eta M_2)P$  et  $M_{0y} = (M_2 + \eta M_1)P$  avec  $P = \delta \times S_r = 122,41KN$  et le coefficient de poisson  $\eta=0$  pour le calcul des sollicitations en béton armé. D'où  $M_{0x} = 19,5kN.m$  et  $M_{0y} = 14,08kN.m$

➤ **Effort tranchant**

Il est aussi donné des formules de calcul de l'effort sur les abaques de PIGEAUD.

$$\text{Suivant le sens de } x \quad V_x = \frac{P}{2a+b} = \frac{100}{2 \times 0,8 + 0,5} = 58,29 \text{ kN}$$

$$\text{Suivant le sens } y \quad V_y = \frac{P}{3a} = \frac{100}{3 \times 0,8} = 51 \text{ kN}$$

- **Système Bt**

Une file de deux roues de tandem est centrée sur le panneau comme suit :

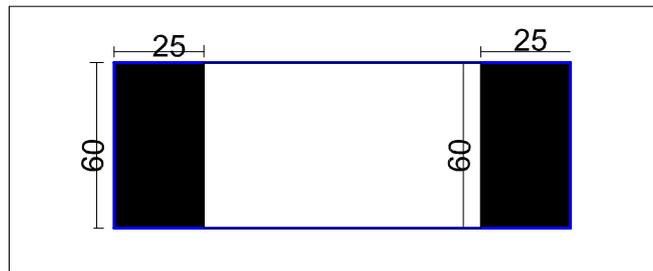


Figure 4: Position des roues du tandem Bt

Le calcul est analogue au précédent (roue Br) en soustrayant les sollicitations dues au petit rectangle (en blanc) de ceux du grand rectangle (en bleu) pour avoir celui du système Bt. Les résultats obtenus sont (Voir annexe 1 pour les détails) :

Moment suivant lx  $M_{ox} = 33,66 \text{ kN/m}$

Moment suivant ly  $M_{oy} = 16,80 \text{ kN/m}$

Effort tranchant suivant lx  $V_x = 41,68 \text{ kN}$

Effort tranchant suivant ly  $V_y = 99,93 \text{ kN}$

- **Charges militaires Mc120**

Une chenille est centrée sur le panneau de dalle, ce qui donne une surcharge de 550kN sur une surface d'impact de 1,00m×6,10m.

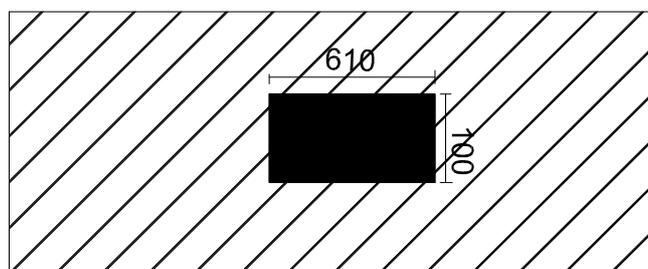


Figure 5: position de la chenille sur le hourdis

Calcul du coefficient de majoration pour la charge militaire :

$$S = 1100kN \text{ et } G = 1558,2kN \text{ avec : } \delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times G}{S}} \text{ Ainsi on a : } \delta = 1,26$$

Le calcul des sollicitations se fait de la même manière que pour le système Br. Les résultats obtenus sont (Voir annexe 1 pour les détails) :

Moment suivant lx  $M_{ox} = 72,64kN/m$

Moment suivant ly  $M_{oy} = 31,10kN/m$

Effort tranchant suivant lx  $V_x = 79,44kN$

Effort tranchant suivant ly  $V_y = 36,54kN$

- **Vérification du poinçonnement de la dalle**

Il est nécessaire de vérifier le poinçonnement de la dalle sous la roue Br qui est le système qui exerce la plus grande pression sur la dalle.

$$h_0 \geq h_p = \frac{Q_u}{0,045 \times U_c \times f_{c28}}$$

$h_0$  = épaisseur de la dalle

$h_p$  = épaisseur minimale que la dalle doit avoir pour pouvoir supporter la charge  $Q_u$

$U_c$  = périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen ;  $U_c = 2(a+b) = 2,6m$

$Q_u$  = charge concentré à l'ELU. Nous avons alors :  $Q_u = 1,605 \times \delta \times S_{Br} = 196,47kN$

$a = h_o + a_0$  et  $b = h_o + b_0$  avec  $b_0 = 30cm, a_0 = 60cm, h_o = 20cm$

Nous trouvons  $h_p = 56$  mm ce qui est inférieur à  $h_o = 200$  mm donc pas besoin d'armatures de poinçonnement.

- **Calculs des armatures**

La fissuration étant préjudiciable, les calculs se feront à l'ELS pour les moments et à ELU pour l'effort tranchant. Pour le calcul des armatures d'un pont les combinaisons sont les suivantes :

$$ELU : 1,35 + \max \left\{ \begin{array}{l} 1,07 \times 1,5A \\ 1,07 \times 1,5B \\ 1,35M \end{array} \right\} + 1,07 \times 1,5T$$

$$\text{ELS : } G + \max \left\{ \begin{array}{l} 1,2A \\ 1,2B \\ M \end{array} \right\} + 1,2T$$

Le calcul du hourdis se fera sur une bande de 1m par la méthode forfaitaire c'est à dire  $0,8M_0$  pour le ferrailage en travée et  $0,5M_0$  pour le ferrailage sur appuis,  $M_0$  étant le moment isostatique du panneau (CALGARO, 2000). Le ferrailage obtenu est le suivant :

Tableau I: Ferrailage du hourdis

Armatures	Moments de calcul (kN.m)	Section d'aciers calculés (cm <sup>2</sup> )	Choix	Section réelle. (cm <sup>2</sup> )
Armatures inférieures suivant X	58,11	21,40	7 HA 20	21,99
Armatures inférieures suivant Y	24,88	8,70	5 HA 14	9,24
Armatures supérieures suivant X	42,41	15,30	5 HA 20	15,71
Armatures supérieurs suivant Y	15,55	5,30	4 HA 14	6,16

- **Vérification de l'effort tranchant**

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

a. La dalle est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur

b. Et l'effort tranchant maximal  $V_u$  de la dalle est tel que  $\frac{V_u}{d} \leq \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_d}$

$$\frac{V_u}{d} = \frac{79,44}{0,2 \times 0,9} = 441,33 \text{ kN / ml} \quad \text{et} \quad \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 30000}{1,5} = 1400 \text{ kN / m}$$

condition vérifié, donc pas besoins de d'armatures d'efforts tranchant.

### 2.2.2.2. Poutres

Le calcul des poutres a été effectué en deux phases : la première consiste au calcul des sollicitations puis la seconde à la répartition des sollicitations de façon transversale au niveau des poutres.

**a) Évaluation des sollicitations due aux charges permanentes :**

Les charges permanentes sont dues aux éléments suivants : poutres, entretoises, hourdis, corniche, contre-corniche, trottoir, bordure, contre-bordure, garde-corps, étanchéité, couche de roulement, et les équipements divers. La charge permanente est 164,68kN/ml (voir annexe 1). Les sollicitations dues aux charges permanentes sont :

**Moment maximum**  $M_{\max} = \frac{gl^2}{8} = 7671,25 \text{ kN.m}$  avec  $l=20\text{m}$

$$\text{Effort tranchant max } V_{\max} = \frac{gl}{2} = 1534,25 \text{ kN}$$

### b) Evaluation des sollicitations dues charges routières

En ce qui concerne les charges routières applicables les TDRs recommandent les Systèmes de charges du fascicule 61 titre II suivants :

- systèmes de charges A
- système de charges B composée des sous systèmes de charges Bc, Bt et Br
- système de charges Mc120 qui est une charge militaire

Les systèmes B et militaires sont pondérés par un coefficient de majoration pour leurs effets dynamiques.

#### • Système A

Le système A est un système de surcharge uniformément répartie sur toute la partie roulable de la travée.

Le fascicule 61 titre II donne:  $A(l) = 230 + \frac{36000}{12+l}$

A(L) est pondéré par deux coefficients qui sont  $a_1$  et  $a_2$  :

$a_1$  est fonction de la classe du pont,  $a_1=1$  pour les ponts de première classe

$$a_2 = \frac{v_0}{v} \quad \text{avec}$$

$v$  = largeur d'une voie , et vaut 3,50 m pour l'ouvrage projeté.

$v_0=3,5$  pour les ponts de première classe

On trouve alors la surcharge  $A=1355 \text{ kg/m}^2=13,55 \text{ kN / m}^2$ . La charge linéaire correspondante est :

$$q_A = 13,55 \times 7 = 94,85 \text{ kN / ml}$$

Les sollicitations dues à la surcharge A sont :

- Le moment maximum :  $M_{\max} = \frac{q_A l^2}{8} = 677,5 \text{ kN.m}$  ;
- Effort tranchant :  $V_{\max} = \frac{q_A l}{2} = 135,5 \text{ kN}$  ;

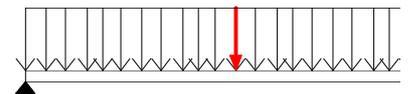


Figure 6: Modèle de chargement du système A

#### • Système B

- ✓ Détermination du coefficient de majoration dynamique

Le coefficient de majoration dynamique du système B utilisé pour le calcul est le plus grand de chacun des sous-systèmes Bc, Br et Bt.

#### Système Bc

Ce système se compose de deux camions de poids individuel égal à 30 tonnes. On ne peut disposer autant de files de deux camions que de voies. Dans ce cas il y a deux voies donc il ne peut être disposé que deux files de camions. Les charges sont affectées d'un coefficient de pondération bc qui est fonction de la classe du pont et du nombre de file de camions. Pour ce système il y a :

Le coefficient de pondération  $bc=1,10$

La surcharge  $S=132\text{ t}$

La charge du tablier  $G= 3293,5\text{ kN}$

Ce qui donne un coefficient de majoration dynamique  $\delta_{bc} = 1,186$

#### Système Bt

Il comporte un tandem à deux essieux de 16 tonnes chacun. Il n'est possible de disposer que deux tandems soit un par voie. Comme pour le système Bc, les charges de ce système Bt sont affectées d'un coefficient de pondération Bt égale à 1.00 dans le cas des ponts de première classe. Ainsi, il a été obtenu

Le coefficient de pondération  $bt=1.00$  ;

La surcharge  $S=64\text{ t}$  ;

La charge du tablier  $G= 3293,5\text{ kN}$ ;

Ce qui donne un coefficient de majoration dynamique  $\delta_{bt} = 1,137$

#### Système Br

Ce système est constitué d'une roue isolée de 10 tonnes qui peut être disposée à n'importe quel endroit du tablier.

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

La charge du tablier  $G= 3293,5\text{ kN}$

Ce qui donne un coefficient de majoration dynamique  $\delta_{br} = 1,090$

Le coefficient de majorations dynamique retenu pour le calcul des sollicitations est ce lui du système Bc :  $\delta=1,186$  qui est le plus grand des sous systèmes B.

✓ Détermination des sollicitations

#### Système Bc

Le moment maximum est déterminé à l'aide du théorème de BARRE qui stipule que le moment absolu maximum d'un convoi a lieu sous l'essieu  $i$  et à une position où la charge  $P_i$  et la résultante des charges du convoi sont équidistants des extrémités de la poutre. Le moment maximum a donc lieu sous l'essieu 3 de la figure suivante.

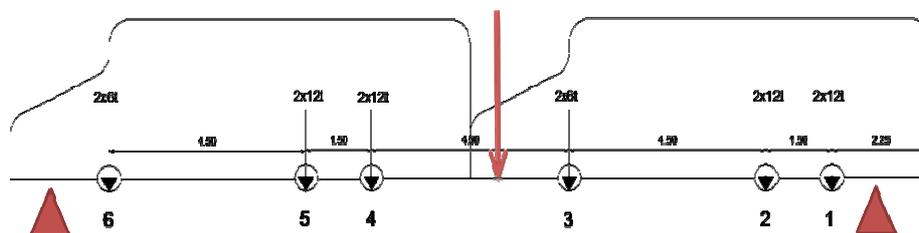


Figure 7: Position du convoi le plus défavorable

Le moment est maximum sous  $P_3$  et  $M_{\max} = 3028,854 \text{ kN.m}$

Effort tranchant est maximum à la position de la figure ci-contre.

$$V_{\max} = R_{BC} = 777 \text{ kN}$$

Système Bt

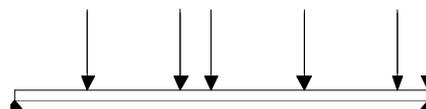


Figure 8: Position de l'effort tranchant maximal

Les sollicitations du à la surcharge Bt sont :

**Moment maximum**

Le moment maximum a été déterminé également à l'aide du théorème de BARRE.

$$M_{\max} = 3196,36 \text{ kN.m}$$

**L'effort tranchant maximum**

L'effort tranchant est maximum à la position ci-contre, quand un des essieux est posé sur l'appui :

$$V_{\max} = R_B = 618,4 \text{ kN}$$



Système Br.

Figure 9: Position de l'effort tranchant maximal

Ce système est très peu défavorable pour les poutres donc n'a pas fait l'objet d'étude.

Système de surcharge militaire Mc120

Il est constitué d'un char militaire de 110 tonnes réparties sur deux chenilles supportant 55 tonnes chacune et pouvant circuler sur toute la largeur de la chaussée.

Il n'est pas possible de placer plus qu'un char par travée de 20 m de long, car dans un convoi de surcharges militaires, la distance entre chars est de 36,60 m.

La surcharge  $S = 110 \text{ t}$

La charge du tablier  $G = 3293,5 \text{ kN}$

Ce qui donne un coefficient de majoration dynamique  $\delta_{Mc120} = 1,171$

Les sollicitations dues à la surcharge Mc120 sont :

### Moment maximum

Il faut noter que le moment fléchissant le plus défavorable est déterminé lorsque la résultante P du convoi est situé dans l'axe longitudinal de la travée. Le moment maximum est :

$$M_{\max} = 4661,3 \text{ kN.m}$$

### Effort tranchant

L'effort tranchant est maximum à la position ci contre :

$$V_{\max} = R_{Mc120} = 932,26 \text{ kN}$$



Figure 10: Position de l'effort tranchant

### c) Evaluation des sollicitations dues aux Charges de trottoir

Pour le calcul des poutres du tablier, seules les surcharges générales sont prises en compte selon le fascicule 61 titre II. Pour ce projet les charges générales utilisées sont de  $150 \text{ kg/m}^2$ . Le principe de calcul des sollicitations est similaire à celui de la charge civile A.

Calcul de la charge au ml  $q_t = 3 \text{ kN/ml}$

Les sollicitations dues à la surcharge A sont :

**Le moment maximum**  $M_{\max} = \frac{q_t l^2}{8} = 150 \text{ kN.m}$

**Effort tranchant**  $V_{\max} = \frac{q_t l}{2} = 30 \text{ kN}$

### d) Répartitions des charges sur les poutres :

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour le calcul de la répartition transversale des charges sur les poutres 'un pont multi poutres. Pour ce projet, la méthode de GUYON et MASSONNET qui est la plus élaborée et la plus exacte sera utilisée. Cette méthode vise à déterminer les coefficients de répartition transversale qui est fonction du paramètre d'entretoisement  $\theta$ , du paramètre de torsion  $\alpha$ , de l'excentricité relative de la charge et de l'ordonnée relative de la poutre considérée.

Le tablier ne comporte entretoises qu'en d'abouts. Alors le hourdis joue le rôle d'entretoise et elle est dimensionnée en conséquence. Pour cela, il faut prendre pour les calculs les paramètres suivants concernant les entretoises : la hauteur  $a=0,20 \text{ m}$  ; la longueur  $b=1,00 \text{ m}$  ; et l'espacement entre deux élément de même nature.  $\lambda=1,00 \text{ m}$ .

En ce qui concerne la poutre, elle est formée de deux sections rectangulaires ; elle est donc calculée comme poutre en T avec le hourdis qui joue le rôle de table de compression. Il faut retenir que  $\lambda=2,15$  m,  $a=0,20$  m,  $b=1,90$  m.

- **Calcul des coefficients de répartition** (MASSONNET, 1962).

✓ Détermination du paramètre d'entretoisement  $\theta$  et du paramètre de torsion  $\alpha$  :

**Paramètre de torsion  $\alpha$**  qui permet de mesurer la rigidité torsionnelle qui varie de 0 à 1

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \rho_E}}$$

**Paramètre d'entretoisement  $\theta$**  qui détermine la souplesse de l'entretoisement (ELJALTI, 2005) a été déterminée par la formule suivante

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

$\gamma_P$  = Rigidité à la torsion des poutres

$\gamma_E$  = Rigidité à la torsion des entretoises

$\rho_E$  = Rigidité flexionnelle des entretoises

$\rho_P$  = Rigidité flexionnel des poutres

Les calculs donnent les résultats suivants  $\theta=0,832$  et  $\alpha=0,506$ . (Voir annexe 1)

A l'aide des tables de MASSONNET (l'on un extrait est joint en annexe 4), une première interpolation est faite en fonction de l'abscisse relative de la poutre considérée, de l'excentricité relative de la charge considérée et de  $\theta$  pour trouver  $K_1$  (la valeur de K correspondant à  $\alpha=1$ ) et  $K_0$  (la valeur de K pour  $\alpha=0$ ). Ensuite à l'aide de la formule :  $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$  (MASSONNET, 1962), a été calculé le coefficient de répartition pour la poutre considérée. Les valeurs des coefficients de répartition transversale de GUYON-MASSONNET sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau II: Coefficients de GUYON-MASSONNET

	Système A	Système Bc	Système Bt	système M120
Poutre1	0,6238	0,9465	0,7851	0,8980
Poutre2	1,1500	1,4243	1,2871	1,3832
Poutre3	1,5908	1,4319	1,5114	1,5475

- **Calcul et répartition des moments et de l'effort tranchant.**

Pour déterminer l'effort maximum à considérer pour réaliser le ferrailage, chaque effort affecté du coefficient de majoration dynamique, a été équitablement réparti entre les cinq poutres, puis multiplié par le coefficient de réparation K en ce qui concerne les charges routières.

Les charges permanentes et les charges de trottoir sont supposées équitablement réparties sur la structure car chaque élément supporte son poids (Voir annexe 1).

- **Calcul du ferrailage**

Les calculs des armatures ont été effectués à l'ELS pour les moments et à l'ELU pour l'effort tranchant (BAEL 91 mod 99). Avec les différentes combinaisons, les efforts les plus défavorables, pour les moments, sont induites par la charge militaire  $M_{c120}$  et pour l'effort tranchant par la surcharge  $B_c$ . Ce sont ces résultats qui seront considérés pour le calcul des aciers.

Pour éviter des risques d'interversion lors de la réalisation des différentes poutres, toutes les poutres auront le même ferrailage.

Pour le calcul du ferrailage, la section droite des poutres sera considérée comme une section en T en ajoutant le hourdis comme table de compression.

Le ferrailage retenu pour l'uniformisation est celui de la poutre centrale (poutre 3).

Ainsi, pour les armatures longitudinales :  $A_s = 133 \text{ cm}^2 \Rightarrow 18 \text{ HA } 32$

Les armatures transversales c'est-à-dire les cadres, sont calculées avec l'effort tranchant à l'ELU. Les résultats obtenus sont 2 cadres de  $\phi 10$  avec un espacement régulier de 20 cm car les charges sont roulantes.

**Tableau III: Ferrailage des poutres**

	Moment de calcul (kN.m)	Section théorique (cm <sup>2</sup> )	Choix	Section réelle (cm <sup>2</sup> )
<b>Armatures inférieures</b>	<b>3 307,58</b>	<b>133</b>	<b>18 HA 32</b>	<b>25,13</b>
<b>Armatures supérieures</b>			<b>4HA 12</b>	
<b>Armatures de peau</b>			<b>4HA 12</b>	
<b>Armatures transversales</b>	<b>2 Cadres HA 10 tous les 20 cm</b>			

Des aciers de montage et de peau sont prévus.

### 2.2.2.3. Entretoises

#### a) Évaluation des sollicitations dues aux charges permanentes :

Les charges permanentes supportées par l'entretoise sont : son poids propre, celui des prédalles et de la dalle supporté par l'entretoise. Ce qui donne une charge permanente totale qui est égale à  $g = 21,38$  kN/ml (voir annexe 1).

Les sollicitations dues à cette charge sont :

**Le moment maximum**  $M_{\max} = \frac{gl^2}{8} = 8,18 \text{ kN.m}$

**Effort tranchant**  $V_{\max} = \frac{gl}{2} = 18,70 \text{ kN}$

### **b) Évaluation des sollicitations dues aux charges d'exploitations**

La charge d'exploitation est constituée de la réaction du vérin (utilisé pour soulever le tablier lors du changement des appareils d'appuis) et de la surcharge due à la roue Br (le convoi le plus défavorable pour l'entretoise (car elles sont courtes et aucun autre convoi ne peut tenir uniquement sur l'entretoises).

- **La réaction du vérin**

La réaction du vérin est égale à la réaction d'appui des poutres due aux charges permanentes car le vérin soulève juste la poutre au voisinage de l'appui. Aussi le vérinage se passe en maintenant le pont hors service. La réaction est  $R = 306,85 \text{ kN}$  Les sollicitations dues à cette charge sont :

**Moment maximum**  $M_{\max} = \frac{Rl^2}{8} = 134,25 \text{ kN.m}$

**Effort tranchant**  $V_{\max} = \frac{q}{2} = 153,43 \text{ kN}$

- **La roue Br**

Le cas le plus défavorable que l'on peut supposer est la roue Br centrée sur l'entretoise. Le coefficient de majoration dynamique est le même que celui utilisé pour le calcul des poutres.

La surcharge Br étant considérée comme une charge ponctuelle, les sollicitations sont déterminées à l'aide des formules de RDM.

Ainsi, il est obtenu les résultats suivants :

**Moment** : 99,28 kN.m

**Effort tranchant** : 56,73 kN.

Le calcul de l'entretoise se fera par la méthode forfaitaire en affectant les coefficients 0,5 et 0,8 respectifs en appuis et en travée au moment isostatique.

Le ferrailage de l'entretoise se calcule tout comme les autres éléments du tablier : à l'ELS pour les moments et à l'ELU pour l'effort tranchant. Il faut également souligner que le calcul des aciers se fera à deux niveaux :

- pour les armatures inférieures les sollicitations prises en compte sont celles dues au poids propre de la structure et à la roue Br
- tandis que pour le calcul des armatures supérieures, seule la réaction du vérin et le poids propre de la structure seront pris en compte. D'où le résultat dans le tableau suivant :

Tableau IV: Moments de calcul des entretoises

	Moment sur appuis (kN.m)	Moment en travée (kN.m)
<b>Acier inférieur</b>	<b>63,66</b>	<b>101,86</b>
<b>Acier supérieur</b>	<b>71,21</b>	<b>113,94</b>

Comme les deux actions ne sont pas appliquées simultanément puisque le vérinage se fait hors service, il sera retenu d'une part, pour le calcul des armatures supérieures la valeur 113,94kN.m ; celles inférieures la valeur 101,86 kN.m d'autre, et l'effort tranchant  $V = 271,5kN$ .

Les sections des armatures obtenues sont les suivantes :

Tableau V: Ferrailage des entretoises

	Moment de calcul (kN.m)	Section théorique (cm <sup>2</sup> )	Choix	Section réelle (cm <sup>2</sup> )
<b>Armatures inférieures</b>	101,86	8,17	5 HA 16	10,05
<b>Armatures supérieures</b>	113,94	9,14	5 HA 16	10,05
<b>Armatures transversales</b>	CADRE HA 10 tous les 40 cm			

## 2.3. Appuis

### 2.3.1. Préambule :

Les appuis ont pour rôle de transmettre les efforts du tablier jusqu'au sol de fondation. L'appui est alors défini comme un élément intermédiaire qui permet de reporter sur le sol les efforts provenant du tablier.

Un appui peut être caractérisé par son comportement mécanique et l'on peut distinguer de ce fait deux grandes catégories :

- Les appuis transmettant uniquement des réactions verticales ou quasi-verticales ;
- Les appuis transmettant des réactions verticales et horizontales importantes.

Compte tenu de la forme de la brèche à franchir, il a été préconisé retenu des piles-culées enterrés pour les appuis extrêmes et des piles centrales. Les piles seront constituées de colonnes surmontées par des chevêtres.

#### **a) Le chevêtre**

Le chevêtre joue un rôle très intéressant. Il permet de réduire le nombre d'appuis (colonnes) en assurant le transfert des charges et d'éventuels efforts horizontaux transmis par le tablier. Il sert également d'appuis pour le vérin lors du changement des appareils d'appuis. Le chevêtre joue également un rôle de raidisseur et de solidarisation des appuis.

##### **Le prédimensionnement du chevêtre**

###### **✓ Largeur du chevêtre**

La largeur du chevêtre  $l_c$  doit être supérieur ou égale au diamètre de la colonne plus 10cm (SETRA, 1974) : ce qui donne :  $l_c \geq \phi + 10\text{ cm} = 80 + 10 = 90\text{ cm}$ .

Ainsi, la largeur retenue est  $l_c = 1\text{ m}$

###### **✓ La hauteur du chevêtre**

La hauteur minimale recommandée pour le chevêtre est de 60 cm (SETRA, 1974). Pour ce projet une hauteur forfaitaire de 1m est pris afin d'avoir une section de chevêtre carrée.

###### **✓ La longueur du chevêtre**

Compte tenu des formes du tablier, il est nécessaire que la longueur du chevêtre soit le même que celle du tablier car hourdis ne comporte pas d'encorbellement. Cette longueur est  $L_c = 9\text{ m}$

#### **b) Les colonnes**

Pour des raisons économiques et peu de contraintes esthétiques, vu que l'ouvrage se trouve en rase campagne, les fûts retenus sont des colonnes.

##### **Predimensionnement des éléments des appuis**

###### **✓ Le nombre colonnes**

L'espacement entre colonnes est de l'ordre de 3m à 4m. Avec deux colonnes, L'espacement est de 3,7m. L'espacement étant respecté. Le nombre de colonne retenue est deux.

###### **✓ Le diamètre des colonnes**

Il est recommandé de prendre  $\phi = \frac{h}{10}$  avec  $\phi$  = diamètre de la colonne et  $h$  = la hauteur totale des appuis (SETRA, 1974). Ainsi  $\phi \geq \frac{h}{10} = \frac{7,5}{10} = 75\text{cm}$  par sécurité (puisque la section reste toujours faible, inférieur à  $1\text{m}^2$ ) le diamètre retenu est de 80cm.

### 2.3.2. Pile-culée

La pile-culée est un appui extrême du pont qui est composé de poteaux ou de colonnes. Pour ce projet, des colonnes seront utilisées

#### 2.3.2.1. Chevêtre

Les chevêtres des piles-culées sont équipés de murettes latérales, de murs garde-grève et de corbeau sur lequel s'appuie la dalle de transition. Il faut noter que le chevêtre est soumis à deux sorte de moments : le moment de flexion et le moment de torsion qui est du à l'excentrement des efforts (SETRA, 1974).

##### a) Les charges appliquées sur chevêtre :

- Poids propre du chevêtre

Poids propre du chevêtre y compris le mur garde-grève et le corbeau :

$$G_1 = S \times 2,5 \quad (S \text{ section du chevêtre}).$$

$$G_1 = 48\text{kN} / \text{ml}$$

- Dalle de transition
- Charges permanentes

Elles sont dues au poids propre de la dalle et à couche de chaussée qui est sur la dalle.

$$G_2 = 61,4\text{kN} / \text{ml}$$

- Charges routières :

Les charges de calcul de la dalle de transition proviennent du sous-système Bt (SETRA, 1974) :

$$R = 94,1\text{kN} / \text{ml}.$$

- Murettes en retour :

C'est seulement le poids propre des murettes en retour qui est pris compte pour le dimensionnement du chevêtre :  $G_3 = 39,10 \text{ kN}$

- Le tablier
- Réaction due au poids propre du tablier :

Le chevêtre de la culée reçoit la réaction d'un demi-tablier donc  $R_G = \frac{G_T}{2 \times 5} = 329,40 \text{ kN} / \text{ml}$

- Réaction due aux charges routières du tablier

Les charges routières proviennent des systèmes Bc, Bt et de la charge militaire Mc120.

Surcharge Bc pour le convoi Bc la réaction est la suivante:  $R_{BC} = 932 \text{ kN}$

Surcharge Bt: pour ce convoi la réaction  $R_{Bt} = 716,16 \text{ kN}$

Surcharge Mc120: la réaction due au convoi militaire est :  $R_{Mc120} = 1025,48 \text{ kN}$

Surcharges sur trottoir :

La charge sur le trottoir donne une réaction de  $R_T = 12 \text{ kN}$  ;

### b) Calcul des moments

Le chevêtre est modélisé de la façon suivante :

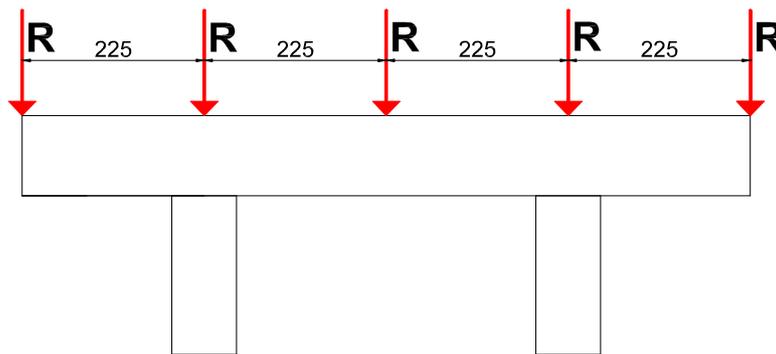


Figure 11: Modélisation des charges sur le chevêtre

Les moments se calculent comme suit :

**Moment en travée :**  $Mt = G \times \frac{a^2}{2}$  et

**Moment sur appui**  $Ma = G \left( \frac{e^2}{8} - \frac{a^2}{2} \right)$  pour les charges uniformément réparties.

Pour les charges ponctuelles, les formules sont  $Mt = R \times (0,25e - a)$  pour le moment en travée et

$Ma = -R \times a + V_r \times a$  pour moment sur appuis.

Avec : e étant l'espacement entre les colonnes et a l'encorbellement du chevêtre  $V_r$  le poids propre des murettes latérales et  $R = R_T + R_{BC}$

Selon la combinaison à considérer pour le calcul à l'ELS des ponts, il a été obtenu les moments suivant.

Tableau VI: Moments de calcul du chevêtre sur culée

	Moment sur appuis (kN.m)	Moment en travée (kN.m)
Moment des charges permanentes	-670,76	104,64
Moment des charges routières	-635,19	-297,02
Moment des charges de trottoir	-19,80	-8,70
Moment de dimensionnement	-1368,27	-223,29

**c) Déterminations de la section du ferrailage :**

Les moments obtenus sur appuis comme en travée sont tous négatifs, ce qui indique que toutes armatures calculées seront des armatures supérieures. Les aciers inférieurs seront identiques aux aciers supérieurs (une recommandation du PP73). Il est également prévu des HA 12 tous les 30 cm sur la hauteur pour tenir lieu d'armatures de peau. La section d'acier sera identique sur toute la longueur du chevêtre en considérant le moment maximal qui est celui sur appui. Ainsi :  
 $A_s = 76,7\text{cm}^2 \Rightarrow 10\text{HA}32$ .

L'effort tranchant est déterminé par les formules suivantes :

Pour les charges réparties :  $T_{\max} = 0,5G \times e$

Pour les charges ponctuelles :  $T_{\max} = R + V_r$

Ce qui donne un effort tranchant total est de  $T_{\max} = 1047,78\text{kN}$

Tableau VII: Ferrailage du chevêtre sur culée

	Moment de calcul (kN.m)	Section théorique (cm <sup>2</sup> )	Choix	Section réelle (cm <sup>2</sup> )
Armatures supérieures	1368,27	76,7	10 HA 32	80,42
Armatures inférieures			10 HA 32	
Armatures de peau			4HA12	
Armatures transversales	3 Cadres HA 10 tous les 20 cm			

Comme aciers transversales, l'effort tranchant donne 3 Cadres HA 10 tous les 18 cm.

**d) Les efforts dus à l'excentrement des forces.**

Il se produira le phénomène de torsion dans le chevêtre du au poids propre et aux charges d'exploitations des équipements du chevêtre.

Le poids propre du chevêtre et le tablier produits des efforts de torsion négligeables pour le chevêtre. L'excentrement des efforts concerne les murettes en retour, le mur-grève et la dalle de transition

(SETRA, 1974). Leur distance d'excentrement sont respectivement  $E_r=58,33$  cm,  $E_g=37,5$  cm et  $E_d=65$  cm.

Les moments de torsion sont calculés par cette formule :

$M_t = \frac{f \times e_r}{2}$  Avec  $f$  la force et  $e$  la distance d'excentrement. On divise par 2 parce qu'il ya deux colonnes.

Le moment de torsion de calcul est  $M_T = 106,27 kN.m$  et donne une section d'armatures longitudinales de  $7cm^2$  qui est déjà reprise par les armatures longitudinales calculées avec le moment de flexion et 3cadres de HA 10 tous les 124cm aussi pris en compte le calcul des cadres.

### 2.3.2.2. Le fût

Le fût est composé des deux colonnes. Les charges sur la colonne sont composées des charges venant du tablier et du chevêtre ainsi que de ses équipements.

#### a) Les charges permanentes

##### • Le poids propre du tablier $G_1$

La pile reçoit deux demi-tabliers et comme elle est composée de deux colonnes alors  $G_1$  est déterminé

comme suit :  $G_1 = \frac{G_T}{4} = \frac{3293,5}{4} = 823,38 kN$

##### • Le poids propre du chevêtre $G_2$ :

Le chevêtre étant supporté par deux colonnes, alors  $G_2 = \frac{G_c}{2} = \frac{1 \times 1 \times 25 \times 9}{2} = 112,5 kN$

##### • Le poids propre des équipements $G_3$ :

Le poids propres des équipements du chevêtre vient de la dalle de transition, du mur garde-grève, des murettes latérales et corbeau, ce qui donne :  $G_3 = 198,63 kN$

##### • Le poids propre de la colonne $G_4$ :

Le poids propre de la colonne : il a un diamètre  $\phi_c = 80cm$  et une hauteur  $h_c = 6,5m$  Ce qui donne

$$G_4 = \frac{\phi_c^2 \times \pi}{4} \times h_c \times 25 = \frac{0,80^2 \times \pi}{4} \times 6,5 \times 25 = 62,83 kN$$

Alors, l'ensemble des charges permanentes supportées par la colonne est  $G = 1196,84 kN$  .

#### b) Les charges routières

Les charges routières appliquées sur la colonne de la culée sont les mêmes que celles appliquées sur le chevet de la culée. Ces charges sont partagées entre deux colonnes. Dans ce cas, la surcharge du système Bc est la plus défavorable :

$$R_{BC} = \frac{120}{2} \times \delta \left( 2 + \frac{89,5}{20} \right) = 466kN$$

La charge sur trottoir est

$$R_T = \frac{2 \times 1,5 \times 20}{2} = 30kN.$$

Etant donné que sous le pont il n'y a pas une aire de circulation, les charges accidentelles sur la colonne dues à un éventuel choc de véhicules ne sont pas prises en compte.

**c) Calcul des armatures :**

- **Armature longitudinales**

Ce calcul se fait à l'ELU. La valeur de l'effort normal ultime obtenue est de  $N_u = 2411,84kN$ .

La section d'acier théorique obtenue est négative. La disposition minimale sécuritaire préconisée par le SETRA dans le PP73 est adoptée. Il faut signaler qu'ils sont calculés au freinage et à la compression.

Le ferrailage vertical minimum est égal à 0,2 % pour de la section du béton et la valeur maximal est de 5 %. Et une section de 20 cm<sup>2</sup> est recommandée pour les colonnes dont la section est inférieure à 1m<sup>2</sup> comme dans ce cas. Ainsi, la section d'acier retenue est de 20 cm<sup>2</sup> et la disposition est de 10 HA16.

- **Les armatures transversales**

Les armatures transversales sont des cerces de HA12 espacées de 30 cm courante et de 15 cm en zones de recouvrement. (Recommandation du PP 73)

### 2.3.2.3. Equipements du chevet

**a) Mur garde-grève :**

Cet équipement du pont retient les terres derrière le tablier au-dessus du chevet et assure l'étanchéité. Il permet également de placer des joints de chaussée. Concernant la hauteur, elle est imposée par la hauteur du tablier, des appareils d'appuis et des bossages. L'épaisseur du mur dont la hauteur est comprise entre 1et 3m est donnée dans le PP73 par la formule suivante :  $e = 0,1 + 0,1h$

(SETRA, 1974) avec  $h$  = la hauteur du mur. Ainsi :  $h = 1,60m$  et  $e = 0,1 + 0,1 \times 1,6 = 0,26m$ .  
L'épaisseur retenue est de 25 cm.

Le mur garde- grève est encastéré dans le chevêtre, il se calcule alors comme une console en flexion simple

- **Actions et sollicitations.**

Le mur garde-grève est soumis à des forces verticales et horizontales qui produisent des efforts de flexion et de cisaillement dont les valeurs maximales ont lieu au niveau de la section d'encastrement dans le chevêtre.

Les charges verticales, composées du poids propre du mur garde grève, de la réaction d'une charge directement appliquée sur le garde-grève, et la de réaction de la dalle de transition sont négligés dans les calculs des sollicitations dudit mur, car leur effet est plutôt favorable.

#### Les charges horizontales

L'effet maximal est obtenu par combinaison des forces agissant de l'arrière vers l'avant, ce qui exclut la prise en compte d'une poussée du joint de chaussée. Dans ce qui suit, il faudra prendre en compte que le calcul des moments, à l'exclusion des efforts tranchants dont l'effet peut être négligé, compte tenu du taux relativement faible des contraintes de cisaillement .

Au nombre de trois, les forces à considérer sont les suivantes

- Poussée des terres.

Le moment maximal dû à la poussée des terres est  $M_T = \frac{k \times \gamma \times h}{6}$  avec

$k$  : Coefficients de poussée pris égale à 0,3

$\gamma$  : Poids volumique du remblai pris égale 22 kN/m

$h$  : La hauteur du mur garde-grève qui est égale à 0,3.

$$M_T = 1,98 kN.m$$

- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.

La charge sur remblais est de  $q=1t/m^2$  (suivant le du fascicule 61 titre II). Ainsi, cette surcharge induit

un moment max  $M_P = \frac{k \times q \times l^2}{2} = 3,375 kN.m$

- Force de freinage d'un essieu lourd du camion Bc

La force de freinage prise est égale au poids d'une roue, soit 6 t, et l'on a :

$$M_F = \frac{6h}{0,25 + 2h} = 27,7 \text{ kN.m}$$

- **Calcul de ferrailage**

Le moment de dimensionnement  $M = 39,28 \text{ kN.m}$  qui donne une section d'aciers de  $10,40 \text{ cm}^2$  qui est inférieure à la section d'aciers minimale recommandée par le PP73 du SETRA donc le ferrailage minimal est retenu :

Ferrailage vertical : HA 12

Tous les 10 cm pour toutes les deux faces.

Ferrailage horizontal : HA 10 tous les 15 cm sur les deux faces.

- b) Murettes en retour**

Les murettes, solidaires du chevêtre, sont destinées principalement à retenir les terres du remblai latéral en évitant qu'elles ne viennent au contact du chevêtre et aussi à empêcher l'éboulement des remblai. Elles peuvent aussi constituer un simple élément de finition sur le plan de l'aspect. Elles peuvent être courtes (leur longueur est alors égale à la largeur du chevêtre) ou longues (elles se prolongent en avant du chevêtre). La longueur maximale de la murette en retour est 2,5 m (SETRA, 1974), valeur qui a été retenue pour cet ouvrage. Son épaisseur est déterminée par la formule

$$e = \frac{l + 2}{20} \text{ (SETRA, 1974), avec } l \text{ étant la longueur du mur ce qui donne } e = 25 \text{ cm}$$

Le calcul se fait à deux niveaux : de façon verticale et de façon horizontale.

Verticalement, les murettes sont encastées dans le chevêtre et dans le mur garde-grève. Pour les calculs de ce moment d'encastement, interviennent le poids propre de la murette, le poids propre des équipements (corniche, garde-corps). Le poids propre de l'ensemble est égal à  $g = 1,47 \text{ t/ml}$  le moment

d'encastement est alors  $M = \frac{gl^2}{2} = 46 \text{ kN.m}$

Horizontalement la murette est soumise à la poussée de terre et des surcharges sur remblai.

Moment au poussées des terres  $M = \frac{ql^2}{6} = 11,7 \text{ kN.m}$  avec  $q = 1,7 \times 0,3 \times 22 = 11,2 \text{ kN}$

Moment du au surcharge sur remblai de  $q = 1 \text{ t/m}^2$  est de  $M = \frac{ql^2}{2} = 31,3 \text{ kN.m}$

Les murettes en retour se calculent en fissuration préjudiciable :

- c) Dalle de transition**

La dalle de transition est un équipement du pont qui permet de palier au problème de tassement du remblai au droit de l'ouvrage. Ces problèmes sont dus à la difficulté d'exécuter parfaitement le remblai au voisinage des constructions que constituent les appuis du pont. La longueur de la dalle de transition est déterminée par la formule suivante :  $L \geq \min(6m, \sup(3m, 0,6H))$  (CALGARO, 2000) avec H étant la hauteur du remblai sous la dalle. Ce qui donne  $L = 3m$

L'épaisseur de la dalle de transition est généralement 30 cm, épaisseur conseillé (CALGARO, 2000).

La dalle de transition se calcule comme une dalle appuyée sur deux côtés c'est-à-dire sur le remblai et sur le corbeau. Cette considération est sécuritaire car en réalité il ya du remblai sous la dalle qui la supporte (SETRA, 1984).

- **Evaluation des sollicitations**

Les charges permanentes agissant sur la dalle sont le poids des terres et le poids propre de la dalle. Comme charge d'exploitations, il y a seulement les charges routières du système Bt dont le moment max est déterminé par le théorème de BARRE.

Les charges permanentes

Le poids propre de la dalle  $G_D = h_D \times 25 = 0,3 \times 25 = 7,5kN$

Le poids des terres :  $G_t = h_t \times 22 = 6,6kN$

Alors  $G = G_D + G_t = 7,5 + 6,6 = 14,1kN \Rightarrow MG = M_G = 35,69kN.m$

Les charges routières :

Vu la dimension de la dalle le PP73 recommande la surcharge Bt pour l'évaluation des sollicitations dues aux charges routières.

L'application du théorème de Barré donne  $M_R = 65,03kN.m$

Les charges de trottoir ne sont pas prises en compte car au niveau de Dalle il n'a pas été prévu de trottoir.

- **Calcul de ferrailage**

La dalle de transition se calculant aussi en fissuration préjudiciable (à l'ELS), les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau VIII: Ferrailage de la dalle de transition

	Moment de calcul (kN.m)	Section théorique (cm <sup>2</sup> )	Choix	Section réelle (cm <sup>2</sup> )

<b>Armatures dans le sens porteur</b>	<b>113,72</b>	<b>24,91</b>	<b>8 HA 20</b>	<b>25,13</b>
<b>Armatures de répartition</b>	<b>ferraillage minimum</b>	<b>1,80</b>	<b>4 HA 10</b>	<b>3,14</b>
<b>Armatures de montage</b>			<b>4 HA 10</b>	<b>3,14</b>

#### d) Corbeau

Le corbeau est un équipement du pont qui sert d'appui à la dalle de transition. Ses dimensions sont standards (SETRA, 1974). Le corbeau se calcule comme une console courte car sa hauteur utile est supérieure à sa portée.

Pour le calcul des sollicitations, outre son poids propre qui est une charge répartie, les autres charges sont des charges ponctuelles :

Charges permanentes :

$$\text{Poids propre du corbeau } g_c = 5,95 \text{ kN} \Rightarrow M_{g_c} = \frac{g_c \times l_c^2}{8} = 0,0011 \text{ kN.m}$$

Poids propre de la dalle de transition appliqué à mi-porté :

$$g_D = 31,73 \text{ kN} \Rightarrow M_{g_D} = -g_D \times \frac{l_c}{2} = -4,76 \text{ kN.m}$$

Charges routières : charges transmises par la dalle de transition et appliquées à mi porté : cette charge est égale à la réaction maximale de la dalle de transition due à la surcharge du système Bt :

$$R_{Bt} = 544 \text{ kN} \Rightarrow M_{R_{Bt}} = -R_{Bt} \times \frac{l_c}{2} = -81,6 \text{ kN.m}$$

Le corbeau se calculant à l'ELU, le moment de dimensionnement est :

$$M = 1,35M_g + 1,605M_R = -137,39 \text{ kN.m}$$

L'effort tranchant maximum est alors  $V = 287,91 \text{ kN}$

Les armatures obtenues sont :

Tableau IX: Ferraillage du corbeau

	<b>Moment de calcul (kN.m)</b>	<b>Section théorique (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Choix</b>	<b>Section réelle (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Armatures inférieures</b>	-137,38	<b>1,90</b>	6 HA 10	4,71

**Armatures transversales**

2 Cadres HA 10 tous les 20 cm

### 2.3.3. Piles

Une pile est un appui intermédiaire.

#### 2.3.3.1. Le chevêtre

Le chevêtre de la pile joue le même rôle que le chevêtre sur la culée mais le chevêtre sur la pile reçoit deux demis tabliers et il ne possède pas d'équipements (mur garde grève, murette en retour, dalle de transition) la modélisation pour le calcul du ferrailage est identique.

##### a) Les charges permanentes

Elles sont dues au poids propre du chevêtre et du tablier.

Le poids propre du chevêtre  $G = lc \times hc \times 25 = G = 25kN / ml$

La réaction du tablier : il reçoit deux demis tabliers donc nous avons :

$$R_G = \frac{G_T}{5} = 658,7kN / ml$$

##### b) Les charges routières

Elles proviennent des systèmes Bc, Bt et de la charge militaire Mc120. Pour tous ces systèmes, la position la plus défavorable est lorsque le convoi est sur deux tabliers quelque soit la position à laquelle il se trouve. Les réactions d'appui obtenues sont :

Surcharge Bc : pour le convoi Bc la réaction est la suivantes:  $R_{BC} = 1062kN$

Surcharge Bt: pour ce convoi la réaction est  $R_{Bt} = 742,1kN$

Surcharge Mc120: la réaction due au convoi militaire est :  $R_{Mc120} = 1118,7kN$

Charges de trottoir :

La charge sur le trottoir est supposée reprise équitablement par les différentes poutres. Ce qui donne une réaction de  $R_T = 12kN$  .

##### c) Calcul de moment

Les moments se calculent de la manière suivante :

Moment en travée :  $Mt = G \left( \frac{e^2}{8} - \frac{a^2}{2} \right)$  et moment sur appui  $Ma = G \times \frac{a^2}{2}$  pour les charges

uniformément répartie. Et pour les charges ponctuelles, les formules sont  $Mt = R_G \times (0,25e - a)$  pour le moment en travée et  $Ma = -R_G \times a + V_r \times a$  pour le moment sur appui. Avec : e étant l'espacement entre les colonnes et a l'encorbellement du chevêtre  $V_r$  le poids propre des murettes latérales.

La charge la plus défavorable considérant les coefficients de pondération est celle due au système Bc. Selon la combinaison à considérer pour le calcul à l'ELS des ponts les moments sont consignés dans le tableau X :

Tableau X: Moment de calcul pour chevêtre sur piles

	Moment sur appui (kN.m)	Moment en travée (kN.m)
Moment des charges permanentes	-1120,89	-400,75
Moment des charges routières	-350,46	-153,99
Moment des charges de trottoir	-19,80	-8,70
Moment de dimensionnement	-1565,48	-595,97

#### d) Déterminations de la section du ferrailage :

Comme précédemment, les moments obtenus sur appuis comme en travée sont tous négatifs ce qui indique que toutes les armatures calculées seront des armatures supérieures, qui seront identiques aux armatures inférieures (SETRA, 1974). La section d'acier sera identique sur toute la longueur du chevêtre en considérant le moment maximal qui est celui sur appuis. Ainsi :  $A_s = 88,4cm^2 \Rightarrow 12HA 32$ .

#### e) L'effort tranchant

Il est déterminé par les formules suivantes :

- Pour les charges réparties :  $T_{max} = 0,5G \times (e + a)$
- Pour les charges ponctuelles :  $T_{max} = R$

Ce qui donne un effort tranchant totale est de  $T_{max} = 1031,30kN$

#### f) Effort du à l'excentrement

Tout comme le chevêtre de la culée, le poids propre du chevêtre et du tablier produisent des efforts de torsion négligeables pour le chevêtre. Ce sont essentiellement les charges routières qui créent la torsion dans le chevêtre. Il se produira le phénomène de torsion dans le chevêtre lorsqu'une seule

travée est chargée. Nous déterminons l'excentricité de la réaction de cette charge par rapport à l'axe du chevêtre.

. Les moments de torsion sont calculés par cette formule :

$$M_t = \frac{f \times e_r}{2}$$

Avec f la force et e la distance d'excentrement. On divise par 2 parce qu'il ya deux

colonnes.  $e_r = 0,35m$  et  $f = 1274,4kN$ . Ce qui donne  $M_t = \frac{1274,4 \times 0,35}{2} = 223,3kN.m$  avec un  $15,32cm^2$  comme armatures longitudinales et 3 cadres de HA 10 tous les 100 cm.

Tableau XI:ferraillage du chevêtre sur piles

	Moment de calcul (kN.m)	Section théorique (cm <sup>2</sup> )	Choix	Section réelle (cm <sup>2</sup> )
Armatures supérieures	1565,48	88,4	12 HA 32	80,42
Armatures inférieures			12HA 32	12,32
Armatures de peau			3HA 12	
Armatures transversales	3 Cadres HA 10 tous les 20 cm			

### 2.3.3.2. Colonnes

Les charges sur la colonne sont composées des charges venant du tablier et du chevêtre. Le ferraillage des colonnes ici est identique aux ferraillages des colonnes des piles culées car elles ont la même section :

Une section d'acier minimale à prendre pour les sections de fûts inférieurs à  $1m^2$   $A_{s_{min}} = 20cm^2$ .

Alors  $A_s = A_{s_{min}} = 20cm^2 \Rightarrow 10$  HA16.

Les armatures transversales sont des cerces de HA12 espacée de 30 cm qui sont portés à 15m dans les zones de recouvrement. (Recommandation du PP 73)

## 2.4. Fondations

### 2.4.1. Synthèses du rapport géotechnique :

Trois essais pénétrométriques références P1à P3 ont été réalisés au pénétromètre dynamique lourd de type GEOTOOL, par le Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics (LNBTP), équipé de pointes perdues coniques de 20 cm<sup>2</sup> de section. L'analyse de ces profils montre que tous les essais réalisés ont accusé le refus entre 3,20 m et 5,60 m.

Vu la capacité portante du sol qui est 0,7 MPa à une profondeur de 5 m, la solution des fondations superficielles a été adoptée.

Pour éviter le problème de tassements différentiels, nous avons opté pour les semelles filantes avec nervure. La nervure sert d'élément raidisseur et joue également un rôle de répartition des charges arrivant au niveau de la semelle (SETRA, 1974).

#### 2.4.2. Predimensionnement

Le PP73 dans la pièce 1.2.3 donne des formules pour le prédimensionnement qui seront utilisés pour ce projet : Les résultats ainsi obtenus avec  $N_u = 7460 \text{ kN}$  pour la semelle sont :

- Longueur totale de la semelle :  $L_s = 9 \text{ m}$  ;
- largeur de la semelle :  $B = 2,8 \text{ m}$  ;
- hauteur de la semelle :  $h_s = 0,90 \text{ m}$  .

Pour la nervure, les dimensions obtenues sont :

- Longueur de la nervure :  $L_n = 8 \text{ m}$  ;
- Largeur de la nervure :  $b = 0,9 \text{ m}$  ;
- Hauteur de la nervure  $h_n = 0,90 \text{ m}$  .

#### 2.4.3. Calcul de la semelle

##### 2.4.3.1. Évaluation des charges

###### a) Charges permanentes :

- Tablier  $g_T = 3293,5 \text{ kN}$
- Chevêtre  $g_{Ch} = 1 \times 1 \times 9 \times 25 = 225 \text{ kN}$
- Colonnes  $g_C = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \times 6,5 \times 25 \times 2 = 125,6 \text{ kN}$

###### b) Charges routières

La charge routière retenue est la même que celle du chevêtre ce qui donne :  $q_R = 1062 \text{ kN}$

La charge de trottoir est  $q_T = 30 \text{ kN}$

##### 2.4.3.2. Calcul des sollicitations

La semelle est modélisée comme une poutre en T sur deux appuis : comme indiqué dans la figure ci après :

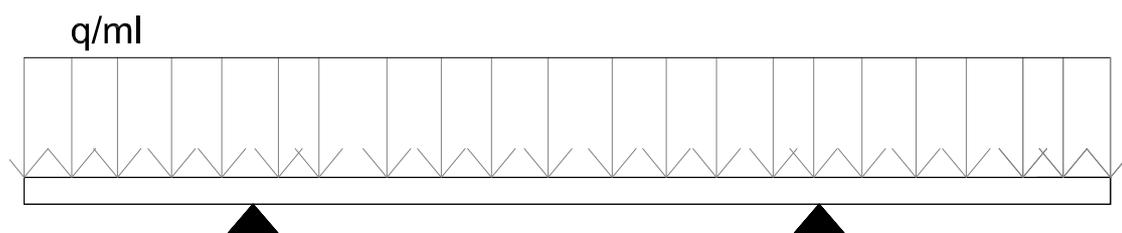


Figure 12: Modèle de calcul des semelles

Avec  $q = \frac{N}{S}$   $N$  étant la charge totale que l'ouvrage appliqué sur le sol de fondation et  $S$  la section de la semelle en contact avec le sol.

Ainsi les formules de RDM donnent les moments suivants :

- Moment en travée nul
- Moment sur appui de : 1375,80kN.m
- Effort tranchant maximal de 1222,93kN

#### 2.4.3.3. Calcul des armatures

Les armatures sont déterminées en à l'ELS et les résultats sont :

Tableau XII: ferrailage des semelles

	Moment de calcul (kN.m)	Section théorique (cm <sup>2</sup> )	Choix	Section réelle (cm <sup>2</sup> )
Armatures supérieures	1375,80	24,6	7 HA 32	56,30
Armatures inférieures	319	4,26	7HA 32	56,30
Armatures de peau			8HA 16	
Armatures transversales	3 Cadres HA 12 tous les 40 cm			

#### 2.5. Dimensionnement des certains équipement du pont :

Certains équipements nécessaire pour le fonctionnement du ponts tels que les appuis en élastomère fretté et les joints de chaussée ont été dimensionnés.

Ainsi, une section de 25 cm x 30 cm et une hauteur de 5,1 cm ont été obtenues en ce qui concerne les appareils d'appui en élastomère fretté.( voir annexe 5 pour le détail des calcul)

Le soufflé de joint de chaussée déterminé est d'une valeur de 25mm. .( voir annexe 5 pour le détail des calcul)

## **CHAPITRE 3: EVALUTION ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE**

L'étude d'impact sur l'environnement est une procédure systématique d'identification des impacts d'un projet, qui peuvent affecter significativement l'environnement sur le plan physique, écologique, esthétique et socio culturel. Elle est d'une importance capitale car elle permet de dégager des mesures possibles de prévention ou d'atténuation des impacts défavorables correspondants. Ainsi, il sera procédé à une évaluation des impacts du projet sur l'environnement.

### **3.1. Evaluation des impacts du projet :**

#### **3.1.1. Impacts négatifs**

La réalisation du projet entrainera des impacts négatifs :

- Perturbation temporaire de la circulation ;
- Baisse de la qualité de l'air surtout en saison sèche ;
- Pollution sonore due au bruit des engins ;
- Abattages des arbres sur le site de l'ouvrage ;
- Tassement du sol dû aux mouvements des engins,
- Pollutions des sols et des eaux par les déchets liquides et solides du chantier ;
- Risques de propagations des IST et du VIH/SIDA ;
- Risques d'accident sur le chantier.

#### **3.1.2. Impacts positifs**

- Création d'emploi pour la population locale : car il y aura un recrutement d'une main d'œuvre locale. ;
- Retombées économiques et réduction du niveau de pauvreté pour la population locale ;
- Désenclavement et réduction du temps d'accès aux localités de la zone réduisant du même coup le prix des produits d'import et d'export ;
- Facilitation des évacuations sanitaires ;
- Développement du commerce : écoulement et approvisionnement rapides des produits agropastoraux ;
- Développement du tourisme ;
- Lutte contre l'ensablement et l'envasement des cours d'eau dues au reboisement ;

### **3.2. Principales mesures mises en œuvre**

En vue d'atténuer les impacts négatifs du projet, quelques mesures d'atténuation et de compensation seront mises en œuvre :

- Rencontres et discussions avec la population locale afin d'expliquer le but du projet et aussi d'écouter leur attentes ;
- Recrutement de la main d'œuvre locale ;
- Sensibilisation sur les IST et le VIH/sida ;
- Equipements de protection et signalisation du chantier obligatoire ;
- Collecte des déchets solides et liquides produit par le chantier ;
- Réalisation de plantations d'alignement d'arbres ;
- Remise en états et valorisation des zones d'emprunts ;
- Mises en place des mesures contre l'érosion au droit de l'ouvrage et de dispositifs sécuritaire ;
- remises en états du site du chantier à fin du chantier

## CHAPITRE 4: COUT ESTIMATITIFDES TRAVAUX

Ce chapitre se consacre à l'évaluation du coût total de la construction de l'ouvrage. Pour ce faire, dans un premier temps il a été question d'élaborer une estimation quantitative de différentes tâches à réaliser puis à l'aide d'un bordereau de prix unitaire. Il est obtenu le coût total relatif à chaque tâche et le coût total des travaux qui s'élève à 698394400f CFA.

<b>N° DU PRIX</b>	<b>DESIGNATION</b>	<b>MONTANT (FCFA)</b>
<b>I</b>	<b>TRAVAUX PREPARATION</b>	<b>230 500 000</b>
<b>II.</b>	<b>FONDATIONS</b>	<b>57 498 800</b>
<b>III</b>	<b>APPUIS</b>	<b>72 614 000</b>
<b>IV</b>	<b>TABLIER</b>	<b>15 4626 600</b>
<b>V</b>	<b>EQUIPEMENT ET PROTECTION</b>	<b>149 505 000</b>
<b>VI</b>	<b>SIGNALISATION - SECURITE</b>	<b>400 000</b>
<b>VII</b>	<b>IMPREVUS</b>	<b>3 3250 000</b>
	<b>TOTAL</b>	<b>698 394 400</b>

## **CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS**

### **4.1. Conclusion**

La construction d'un ouvrage de franchissement du Bolo sur la RD124 permettra de résoudre de façon définitive le problème du désenclavement des localités situées sur ce tronçon, particulièrement celui de Zawara. Notre travail s'est inscrit en premier lieu dans une démarche de conception. Il faut observer que l'étude technique a permis d'une part de dimensionner l'ouvrage et d'autre part d'estimer le coût relatif à sa construction. Ainsi, à partir des dimensions de la brèche à franchir, du débit évacué et du type de pont à construire, le nombre et les dimensions des éléments constitutifs du pont ont été déterminés. Ensuite, en fonction des normes en vigueur au Burkina et des recommandations des TDR, la descente des charges et les ferrillages ont été effectués. Par ailleurs, le coût prévisionnel du projet a été estimé à 698 394 400f CFA FCFA.

Enfin, pour prendre en compte l'impact de la construction de l'ouvrage au niveau de la zone de projet, une évaluation environnementale a été faite. Cette étude environnementale a permis de relever les principaux impacts positifs et négatifs ainsi que les mesures d'atténuations

### **4.2. .Recommandations**

Un ouvrage d'art est d'une grande importance de part son rôle et son coût. Pour cela, cet ouvrage doit être construit pour durer. Pour une longue durée de vie, il faudra respecter les recommandations suivantes :

- Pour lutter contre les affouillements, il est préconisé une pose d'un tapis de gabions autour des piles ;
- Pour les parties enterrées de l'ouvrage comme les pile-culés et les semelles, il sera intéressant de les badigeonner avec du goudron afin de les rendre imperméable avant d'effectuer le remblai technique ;
- Les appareils d'appui en élastomère fretté ont une durée de vie en fonction de leur utilisation, c'est à dire de la densité du trafic qui passe sur le pont. Ces appareils doivent alors faire l'objet d'auscultation au moins annuelle afin d'envisager leurs remplacement ou leur changement.
- Pour un bon fonctionnement durable de l'ouvrage, il faudra prévoir une inspection :
  - Une avant la saison pluvieuse, une auscultation est nécessaire afin de réparer les éventuels désordres.
  - Une après les pluies, pour non seulement déceler les éventuelles sources de désordres mais aussi de les corriger.
- L'entreprise et le bureau de contrôle technique jouent un rôle important dans la durée de vie de l'ouvrage. En effet, une réalisation de l'ouvrage dans les règles de l'art constitue un atout. Et pour ce faire, un contrôle strict est obligatoire. pendant la construction de l'ouvrage, un accent

particulier devra être mis sur : la réalisation des dispositifs d'étanchéité , ainsi que sur la qualité du béton.

## **BIBLIOGRAPHIE**

BAEL 91 modifié 99.

**CALGARO, J.-A. 2000.** *Projet et construction des ponts –Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants.* s.l. : Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 2000.

**ELJALTI, W. 2005.** *La repartition transversal des charges sur ouvrages d'art.* 2005.

**HEMA, B. 2011.** Cours de ponts et ouvrages d'art. s.l. : 2iE, 2011.

**LEBELLE, S. 2007.** Cours de calcul des élément en Béton Armée. s.l. : 2iE, 2007.

**MASSONNET, Ch. 1962.** Annales de l'Institut Techniques du Bâtiment et des Travaux Publics : complément à la méthode de calcul des ponts à poutres multiples janvier. 1962, 169.

**Ministère de l'Equipement et du Logement et du Ministère des Transports. 1981.** *Fascicule 61 du CPC: Conception, Calcul et Epreuves d'ouvrage d'art, Titre II:Programme des Charges et Epreuves des ponts- routes.* 1981.

**OUATTARA, Issa. 2011.** *Cours de conception et de dimensionnement des ouvrages d'art.* s.l. : FOAD 2iE, 2011.

**SETRA. 1977.** *Appareils d'appui en élastomère fretté.* 1977.

— **1974.** *Appuis des tabliers: PP73.* 1974.

— **1984.** *Dalles de transition des ponts-routes: Technique et Réalisation.* 1984.

## ANNEXES

ANNEXE 1: DETAILS DES CALCULS .....	46
ANNEXE 2: DEVIS ESTIMATIF.....	51
ANNEXE 3: PIECES DESSINEES .....	53
ANNEXE 4: EXTRAIT DES TABLES DE MASSONNET POUR LE CALCUL DE LA REPARTITION TRANSVERSALE (MASSONNET, 1962).....	63
ANNEXE 5: DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI ET DES JOINTS DE CHAUSSEE .....	64

## ANNEXE 1: DETAILS DES CALCULS

### 1) Evaluation des charges permanentes sur le hourdis

. Les valeurs des charges sur le hourdis sont données dans le tableau suivant :

Eléments	Poids volumique en kN/m <sup>3</sup>	Epaisseur en m	Poids en kN/m <sup>2</sup>
Hourdis	25	0,2	5
Couche de roulement	23	0,1	2,3
Etanchéité	24	0,5	12
Pédales	25	0,5	12,5
Charges permanentes totales g:			31,8

### 2) Evaluation des sollicitations sur le hourdis dues aux surcharges Bt à l'aide des abaques de PIGEAUD

Les dimensions au mi feuillet sont données par les formules suivantes :

$$a = h_o + a_0 + 2\xi h_1 \text{ et } b = h_o + b_0 + 2\xi h_1 \text{ avec } b_0 = 30\text{cm}, a_0 = 60\text{cm}, h_0 = 20\text{cm},$$

. Les résultats sont consignés dans le tableau ci après :

Rectangles	Grand rectangle	Petit rectangle
Lx	1,75	1,75
Ly	19,20	19,20
poids (kN)	544,00	352,00
Bt	1,00	1,00
$\Delta$	1,22	1,22
Qu	665,91	430,89
h0	0,20	0,20
a0	0,60	0,60
b0	1,70	1,10
A	0,80	0,80
B	1,90	1,30
U	0,46	0,46
V	0,10	0,07
M1	0,15	0,16
M2	0,10	0,12
Mox	100,62	66,96
Moy	69,32	52,53
Vx	190,26	148,58
Vy	277,46	179,54
Mox	33,66	
Moy	16,80	

Rectangles	Grand rectangle	Petit rectangle
V <sub>x</sub>	41,68	
V <sub>y</sub>	97,93	

### 3) Evaluation des sollicitations du au surcharges militaires Mc120 sur le hourdis

Une chenille est centré sur le panneau de dalle ce qui donne une surcharge de 550kN sur une surface d'impact de 1,00m×6,10m.

. Les résultats sont dans le tableau ci après :

L <sub>x</sub>	1,75
L <sub>y</sub>	19,20
poids (kN)	550,00
δ	1,26
Q <sub>u</sub>	691,16
h <sub>0</sub>	0,20
a <sub>0</sub>	1,00
b <sub>0</sub>	6,10
a	1,20
b	6,30
u	0,69
v	0,33
M <sub>1</sub>	0,11
M <sub>2</sub>	0,05
M <sub>ox</sub>	72,64
M <sub>oy</sub>	31,10
V <sub>x</sub>	79,44
V <sub>y</sub>	36,57

### 4) Évaluation des sollicitations due aux charges permanentes sur le tablier

Evaluation des charges permanentes			
Eléments	surface en m <sup>2</sup>	poids volumique en KN/m <sup>3</sup>	poids en kN /ml
Poutres	2,2	25	55
Entretoises	0,56	25	14
Hourdis	1,8	25	45
Corniches	0,36	25	9
contre corniche	0,037	25	0,925
trottoir	0,059	25	1,475
bordure	0,024	25	0,6

Evaluation des charges permanentes			
Eléments	surface en m <sup>2</sup>	poids volumique en KN/m <sup>3</sup>	poids en kN /ml
contre bordure	0,037	25	0,925
garde corps	1	0,5	0,5
équipements divers	1	1,5	1,5
couche de roulement	0,7	23	16,1
étanchéité	0,35	24	8,4
charges permanentes totales g:			153,425

5) Tableau récapitulatif des différents systèmes de charges sollicitant le tablier

Surcharges	Coefficients de majoration dynamique	Coefficients de pondération	Moment maximum en (kN.m)		Effort tranchant maximum (kN)		Excentricité ( m )
			Non pondéré	Pondéré	Non pondéré	Pondéré	
Charges permanentes			7 671,25	7671,25	1 534,25	1 534,25	
Système A			677,50	677,50	135,50	135,50	
Système bt	1,186	1,00	3 196,36	3791,55	618,40	733,55	0,50
Système bc	1,186	1,10	3 028,85	3952,14	777,00	1 013,85	1,00
Système mc120	1,171		4 661,30	5459,31	932,26	1 091,86	0,85
Charges de trottoir				150,00		30,00	

En résumé nous avons pour les sollicitations dans le tableau suivant :

6) Détermination du paramètre d'entretoisement  $\theta$  et du paramètre de torsion  $\alpha$  :

$$\text{Paramètre de torsion } \alpha : \alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \rho_E}}$$

$$\text{Paramètre d'entretoisement } \theta : \theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

Avec

$$\gamma_P = \text{Rigidité à la torsion des poutres } \gamma_P = \frac{G \times J_P}{\lambda_P}$$

$$\gamma_E = \text{Rigidité à la torsion des entretoises } \gamma_E = \frac{G \times J_E}{\lambda_E}$$

$$\rho_E = \text{Rigidité flexionnelle des entretoises } \rho_E = \frac{G \times I_{GE}}{\lambda_E}$$

$$\rho_p = \text{Rigidité flexionnel des poutres } \rho_p = \frac{G \times I_{Gp}}{\lambda_p}$$

$$G = \text{module d'élasticité transversale du béton } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

E étant le module d'élasticité longitudinale du béton et  $\nu$  étant le coefficient de poisson qui vaut 0 dans notre cas.

$\lambda$  = entraxe entre les poutres ( $\lambda_p$ ) ou entretoises ( $\lambda_E$ )

$I_G$  = moment d'inertie de entretoise ( $I_{GE}$ ) et celui de la poutre ( $I_{Gp}$ )

J Module de torsion des entretoises ( $J_E$ ) et celui des poutres ( $J_p$  qui est égal à la somme des module de torsion des deux sections composant la poutre)

$$J = \frac{1}{3} \left( \frac{b}{a} - 0,63 \right) a^4$$

Ce qui donne après calcul

**$\theta = 0,831$  et  $\alpha = 0,506$ .**

#### 7) Tableau récapitulatif de la répartition transversale des sollicitations dans les poutres

Poutre 1					
	Moment	Effort tranchant	k	Moment pondéré	Effort tranchant pondéré
Système A	135,50	27,10	0,62376	84,52	16,90
Système Bc	718,57	202,77	0,94645	680,09	191,91
Système bt	758,31	146,71	0,78506	595,32	115,18
Système m120	1 091,86	218,37	0,89805	980,54	196,11
Poutre 2					
	Moment	Effort tranchant	k	Moment pondéré	Effort tranchant pondéré
Système A	135,50	27,10	1,14999	155,82	31,16
Système Bc	718,57	202,77	1,42433	1 023,48	288,81
Système bt	758,31	146,71	1,28712	976,04	188,83
Système m120	1 091,86	218,37	1,38318	1 510,24	302,05
Poutre 3					
	Moment	Effort tranchant	k	Moment pondéré	Effort tranchant pondéré
Système A	135,50	27,10	1,59076	215,55	43,11

Système Bc	718,57	202,77	1,43194	1 028,95	290,35
Système bt	758,31	146,71	1,51137	1 146,08	221,73
Système m120	1 091,86	218,37	1,54754	1 689,70	337,94

### 8) Evaluation des sollicitations sur les entretoises

Évaluation des sollicitations dues aux charges permanentes au niveau des entretoises:

Charge permanente	surface en m <sup>2</sup>	pois volumique en KN/m <sup>3</sup>	pois en kN /ml
pois propre de la dalle	0,175	25	4,375
pois des prédalles	0,44	25	11
pois propre de l'entretoise.	0,24	25	6
charges permanente G			21,375

Évaluation des sollicitations dues aux charges d'exploitations : la roue Br

Nous avons les résultats suivants :

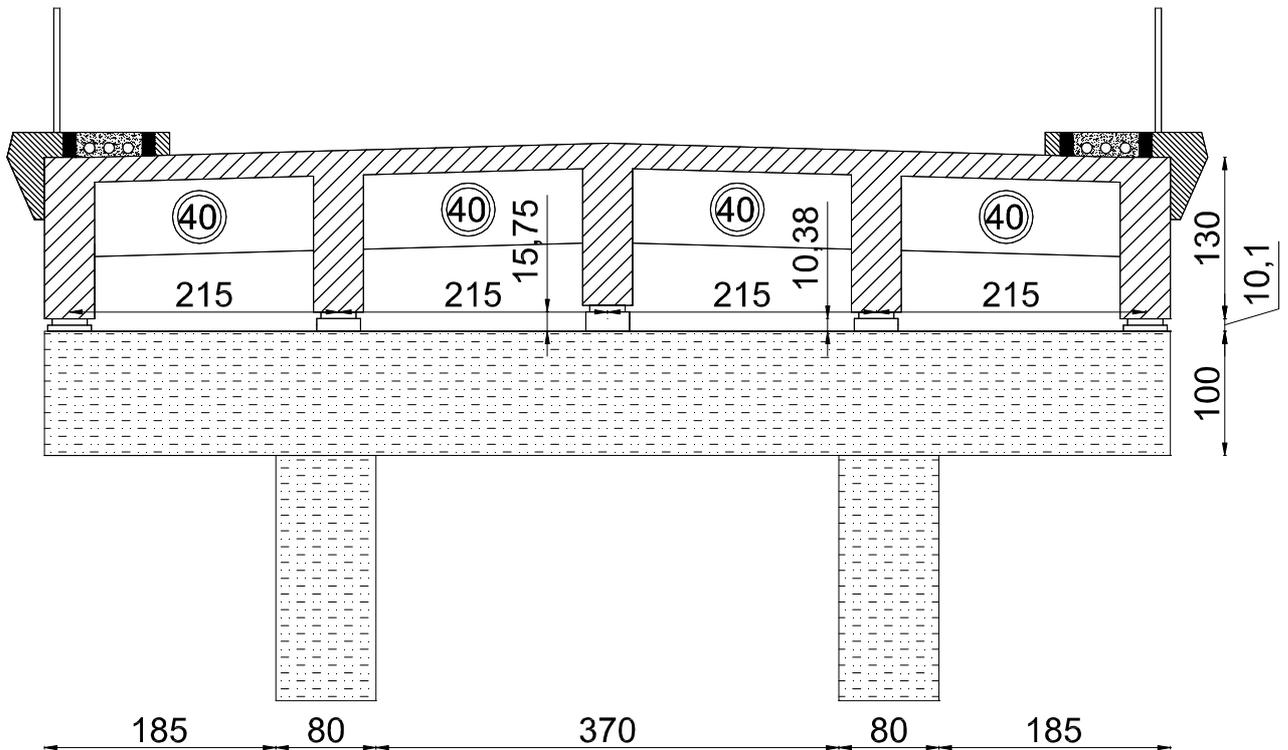
Poids (kN)	100
$\delta$	1,135
Qu(kN)	113,464
moment (kN.m)	99,281
effort tranchant v (kN)	56,732

## ANNEXE 2: DEVIS ESTIMATIF

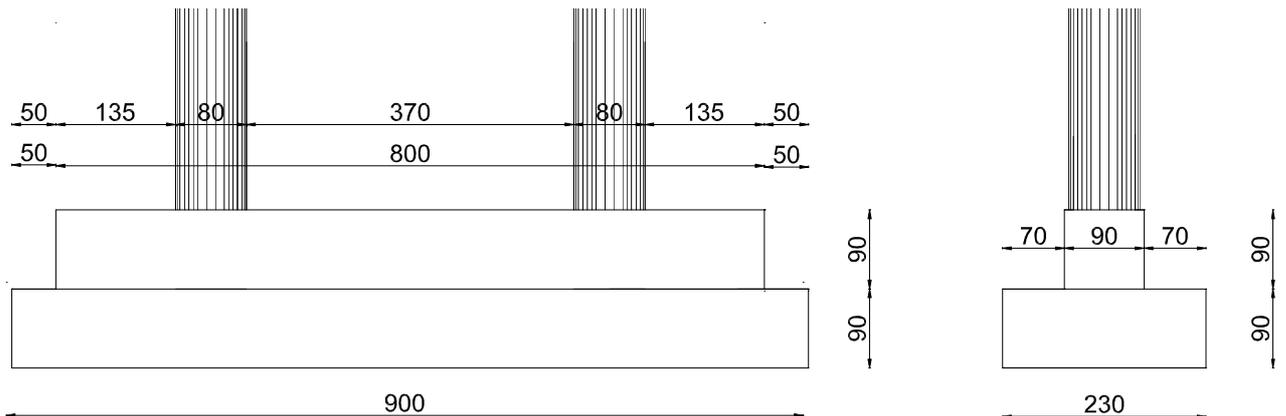
N° DU PRIX	DESIGNATION	UNITE	quantité	PRIX UNITAIRE (F CFA)	MONTANT (F CFA)
<b>I</b>	<b>PREPARATION</b>				
<b>I.1</b>	Installation du chantier	ens	1	40 000 000	40 000 000
<b>I.2</b>	dégagement et exécution de la déviation	ens	1	50 000 000	50 000 000
<b>I.3</b>	Etudes techniques d'exécution	ens	1	60 000 000	60 000 000
<b>I.4</b>	Epreuve de l'ouvrage d'art	ens	1	6 000 000	6 000 000
<b>I.5</b>	Reprofilage et recalibrage du lit du fleuve	ens	1	20 000 000	20 000 000
<b>I.6</b>	Implantation de l'ouvrage d'art	ens	1	500 000	500 000
<b>II.</b>	<b>FONDATIONS</b>				
<b>II.1</b>	Fouilles en puits pour semelles	m3	2500	2 400	6 000 000
<b>II.2</b>	Béton de propreté Q150 pour fond de fouille	m3	5	80 000	400 000
<b>II.3</b>	Béton C30 pour nervures sous piles	m3	75	200 000	15 000 000
<b>II.4</b>	Béton C30 pour semelle sous nervures	m3	26	200 000	5 200 000
<b>II.5</b>	Aciers HA pour semelle	kg	1499	1 200	1 798 800
<b>III</b>	<b>APPUIS</b>				
<b>III.1</b>	Béton C30 pour murette latérale	m3	7	200 000	1 400 000
<b>III.2</b>	Béton C30 pour poutres chevêtres	m3	36	200 000	7 200 000
<b>III.3</b>	Béton C30 pour colonnes diam 800	m3	25	200 000	5 000 000
<b>III.4</b>	Mortier M300 pour bossage	u	30	6 000	180 000
<b>III.5</b>	Aciers HA pour appuis	kg	6545	1 200	7 854 000
<b>III.6</b>	Coffrage pour colonnes diamètre 800 en béton armé	m <sup>2</sup>	130	16 000	26 000 000
<b>III.7</b>	Coffrage pour poutres chevêtres	m <sup>2</sup>	110	16 000	1 760 000
<b>III.8</b>	Coffrage pour mur de retour	m <sup>2</sup>	50	16 000	800 000
<b>IV</b>	<b>TABLIER</b>				
<b>IV.1</b>	Béton C30 pour poutres	m3	135	200 000	27 000 000
<b>IV.2</b>	Béton C30 pour entretoises	m3	14	200 000	2 800 000
<b>IV.3</b>	Béton C30 pour dalle du tablier	m3	108	200 000	21 600 000
<b>IV.4</b>	Béton C30 pour dalle de transition	m3	22	200 000	4 400 000
<b>IV.5</b>	Béton C30 pour trottoir et corniche	m3	22	200 000	4 400 000
<b>IV.6</b>	Aciers HA pour tablier	kg	29568	1 200	35 481 600
<b>IV.7</b>	Coffrage pour poutres	m <sup>2</sup>	635	16 000	10 160 000
<b>IV.8</b>	Coffrage pour entretoises	m <sup>2</sup>	85	16 000	1 360 000
<b>IV.9</b>	Coffrage pour corniche	m <sup>2</sup>	200	16 000	3 200 000
<b>IV.10</b>	Coffrage pour tablier	m <sup>2</sup>	565	16 000	9 040 000
<b>V</b>	<b>EQUIPEMENT ET PROTECTION</b>				
<b>V.1</b>	remblai pour bloc techniques et travaux d'ouvrage	m3	350	10 000	<b>3 500 000</b>
<b>V.2</b>	Perrés maçonnés compris blocage en béton Q250	m <sup>2</sup>	160	15 000	2 400 000
<b>V.4</b>	Badigeonnage pour parements enterrés	m <sup>2</sup>	150	10 000	1 500 000
<b>V.5</b>	Gabions 200x100x50	m <sup>2</sup>	72	55 000	3 960 000

<b>N° DU PRIX</b>	<b>DESIGNATION</b>	<b>UNITE</b>	<b>quantité</b>	<b>PRIX UNITAIRE (F CFA)</b>	<b>MONTANT (F CFA)</b>
<b>V.6</b>	Bordures type A et B	ml	120	3 000	360 000
<b>V.7</b>	Garde corps métallique	ml	120	65 000	7 800 000
<b>V.8</b>	Cornières 80x80x8 pour joint de chaussée	ml	72	60 000	4 320 000
<b>V.9</b>	PVC diam 120 pour évacuation EP(gargouille)	ml	95	19 000	1 805 000
<b>V.10</b>	PVC diam 100 pour évacuation EP (réservation)	ml	360	2 000	720 000
<b>V.11</b>	Appareil d'appui en néoprène frêttés	u	60	1 000 000	60 000 000
<b>V.12</b>	Echelle limnimétrique (fabrication d'origine)	u	2	100 000	200 000
<b>V.13</b>	Glissière de sécurité	ml	200	300 000	60 000 000
<b>VI</b>	<b>SIGNALISATION – SECURITE</b>				
<b>VI.1</b>	plot de signalisation pour les ouvrages	u	2	50 000	100 000
	<b>TOTAL (F CFA)</b>				<b>698 394 400</b>

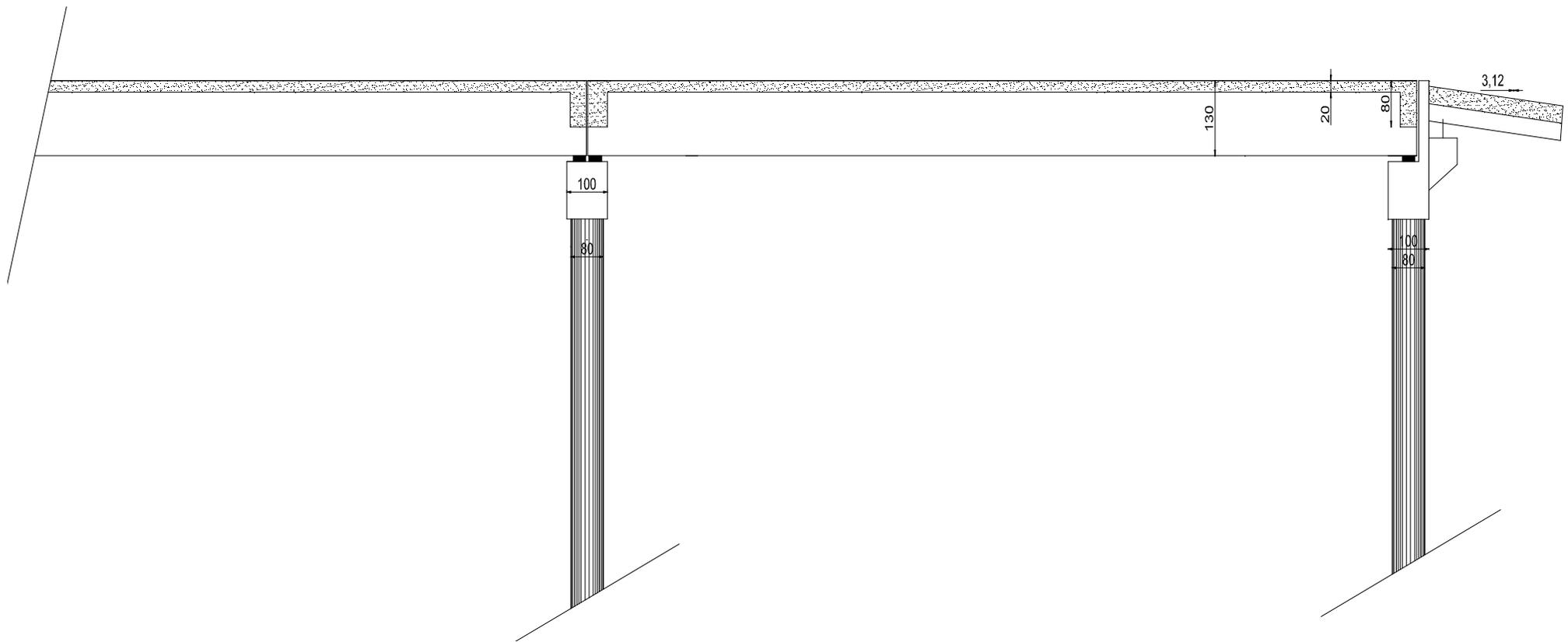
### ANNEXE 3: PIECES DESSINEES



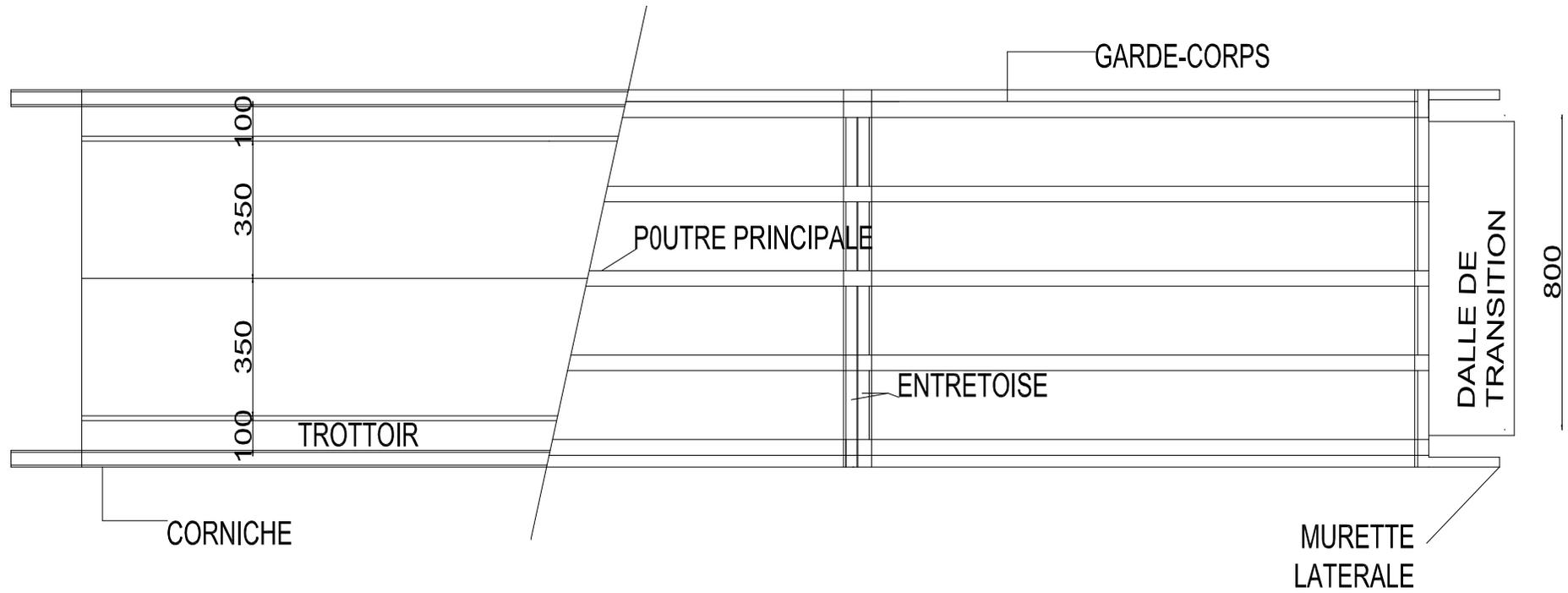
Position du tablier sur le chevêtre



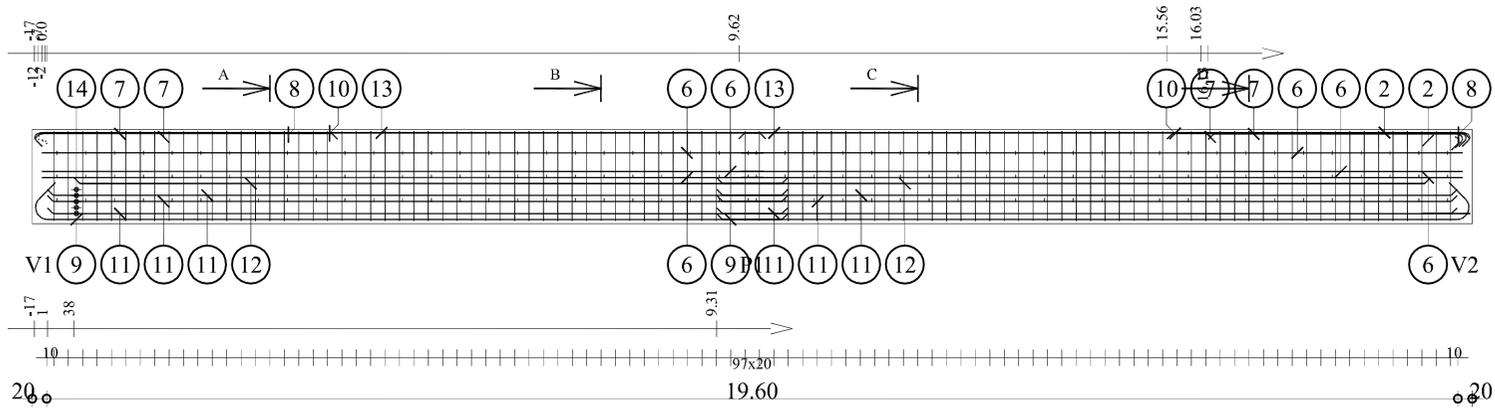
Dimensions de la semelle



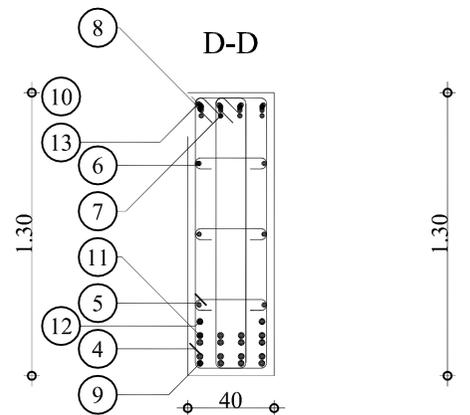
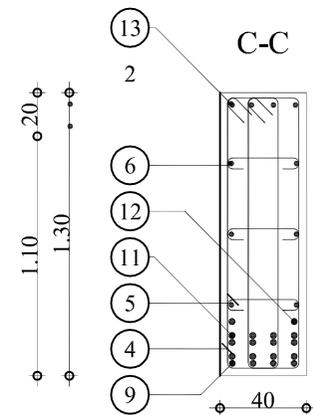
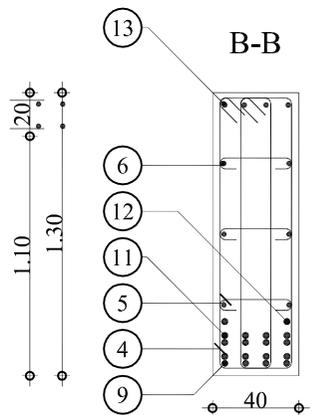
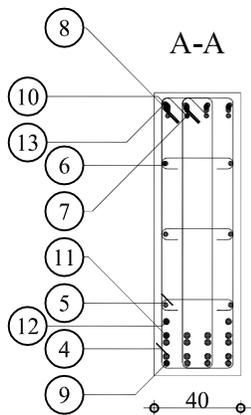
**Coupe longitudinale de l'ouvrage**



Vue en plan de l'ouvrage



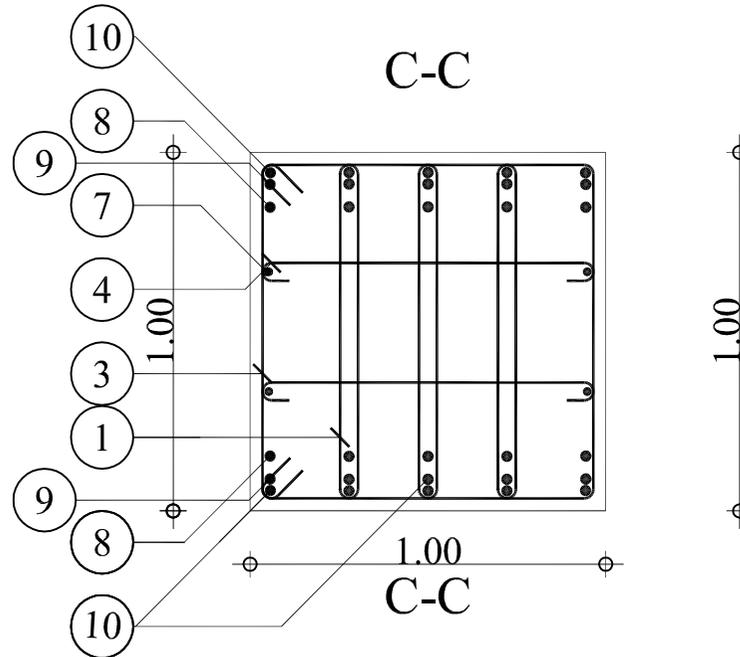
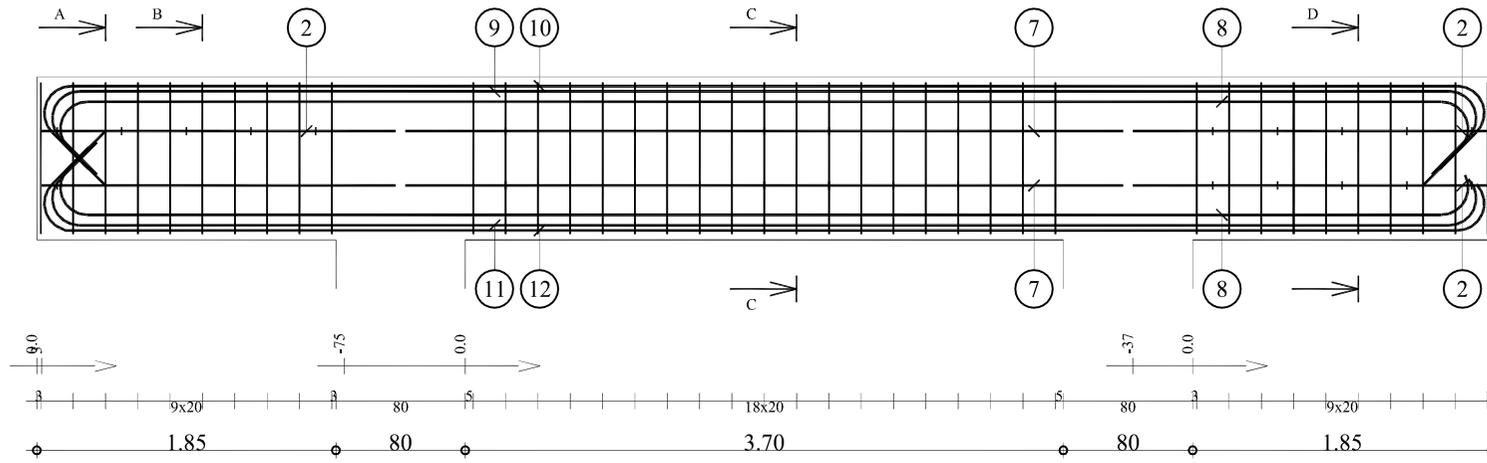
Pos.	Armature	Code	Forme	Acier	Nombre
①	HA 10 l=1.84	00	—1.84—	HA 400	168
②	HA 12 l=19.70	00	—19.70—	HA 400	12
④	HA 10 l=3.18	31	—3.18—	HA 400	196
⑤	HA 10 l=54	00	—54—	HA 400	150
⑥	HA 12 l=10.03	00	—10.03—	HA 400	12
⑦	HA 12 l=3.78	00	—3.78—	HA 400	16
⑧	HA 12 l=3.73	00	—3.73—	HA 400	8
⑨	HA 32 l=10.99	00	—10.99—	HA 400	8
⑩	HA 12 l=4.40	00	—4.40—	HA 400	8
⑪	HA 32 l=10.28	00	—10.28—	HA 400	24
⑫	HA 32 l=9.91	00	—9.91—	HA 400	4
⑬	HA 12 l=10.15	00	—10.15—	HA 400	8
⑭	HA 10 l=1.62	21	—1.62—	HA 400	10



# FERRALLAGE POUTRES

francine. SANHOUDI

Echelle pour la section 1/25



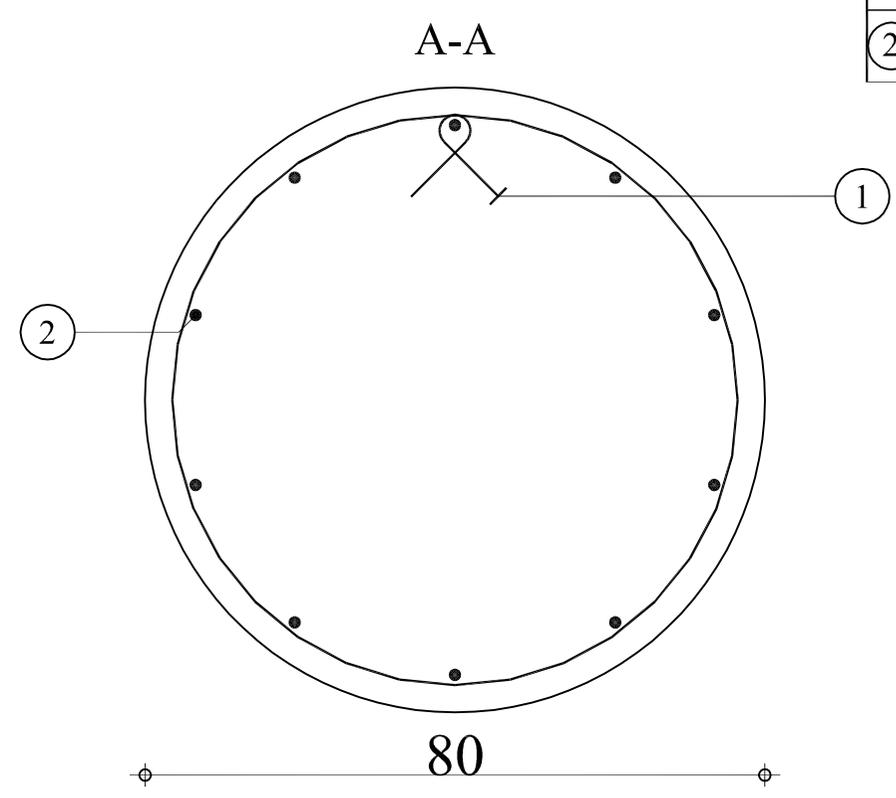
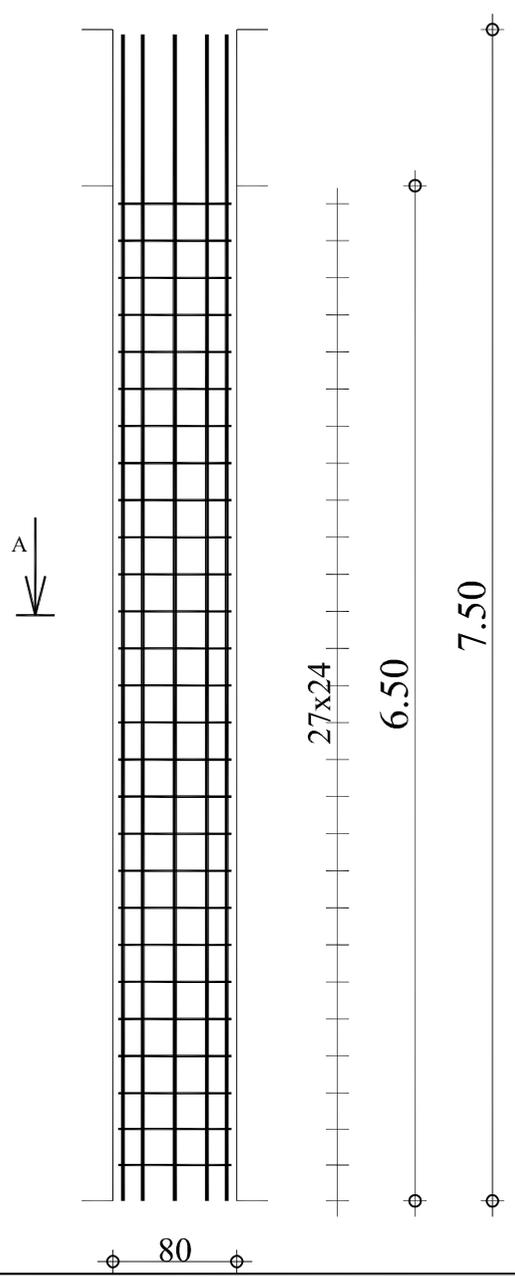
Pos.	Armature	Code	Forme	Acier	Nombre
①	HA 10 l=2.10	33		HA 400	117
②	HA 12 l=2.19	00		HA 400	8
③	HA 10 l=3.96	31		HA 400	39
④	HA 10 l=1.14	00		HA 400	38
⑦	HA 12 l=4.44	00		HA 400	4
⑧	HA 32 l=9.80	00		HA 400	5
⑨	HA 32 l=9.90	00		HA 400	5
⑫	HA 32 l=10.00	00		HA 400	5

PLAN DE FERRAILLAGE DU CHEVETRE

Francine SANHOUDI

Echelle pour la vue 1/33

Echelle pour la section 1/15

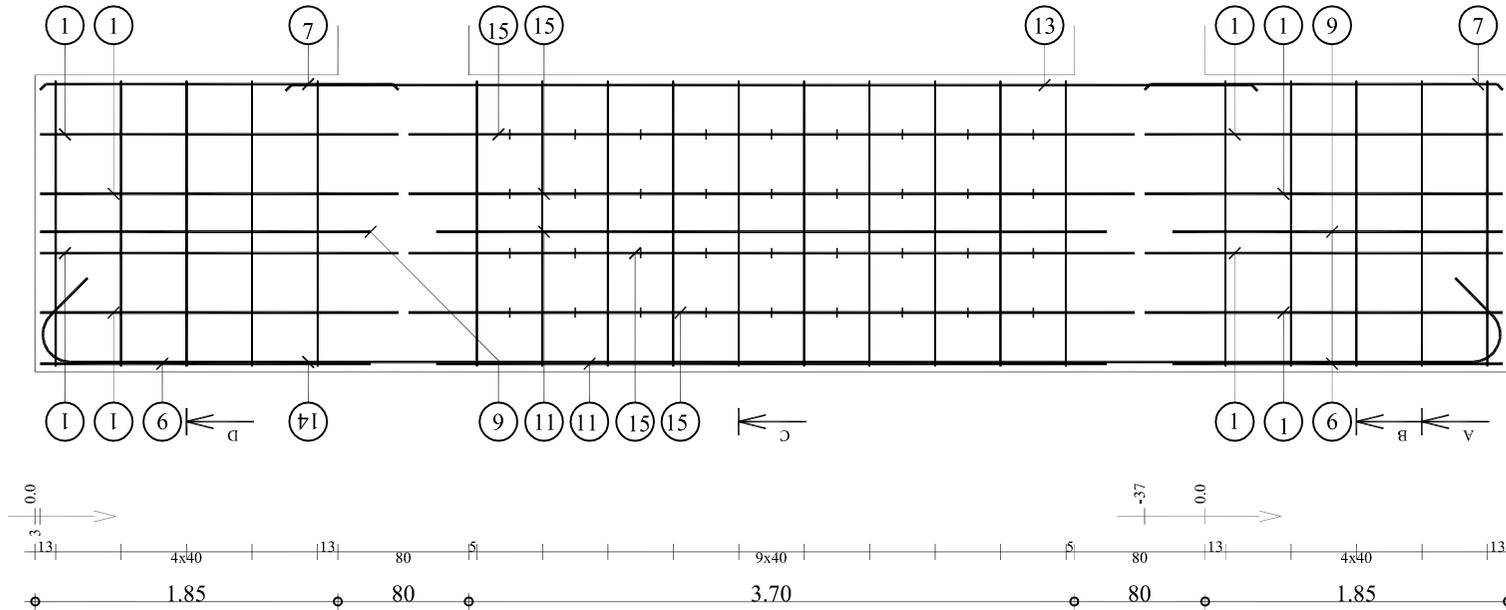


Pos.	Armature	Forme	Acier	Nombre
①	HA 10 l=2.59		HA 400	27
②	HA 16 l=7.47		HA 400	10

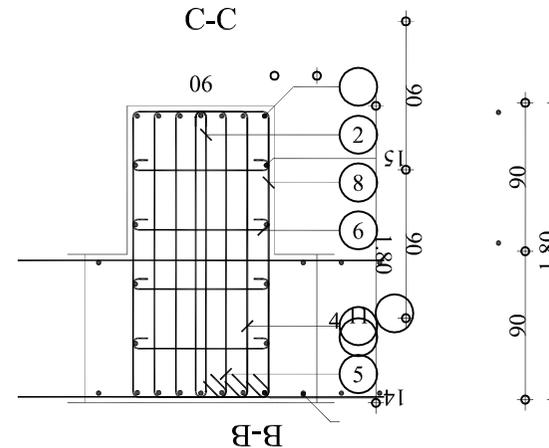
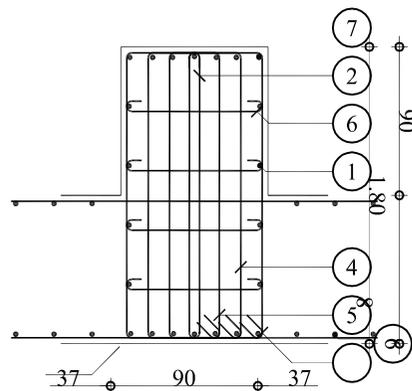
# FERRAILLAGE COLONNES PILES ET CULEES

Francine SANHOUIDI

Echelle pour la vue 1/50  
 Echelle pour la section 1/10



Pos.	Armature	Code	Forme	Acier	Nombre
①	HA 16 l=2.19	00	— 2.19 —	HA 400	16
②	HA 12 l=3.74	33		HA 400	20
③	HA 12 l=2.24	00	— 2.24 —	HA 400	40
④	HA 12 l=4.87	31		HA 400	20
⑤	HA 12 l=4.35	31		HA 400	20
⑥	HA 12 l=1.08	00	— 1.08 —	HA 400	76
⑦	HA 16 l=2.19	00	— 2.19 —	HA 400	14
⑧	HA 12 l=5.40	31		HA 400	20
⑨	HA 16 l=2.02	00	— 2.02 —	HA 400	24
⑪	HA 16 l=4.10	00	— 4.10 —	HA 400	12
⑬	HA 32 l=5.94	00	— 5.94 —	HA 400	7
⑭	HA 32 l=10.00	00	— 10.00 —	HA 400	7
⑮	HA 16 l=4.44	00	— 4.44 —	HA 400	8



# FERRAILLAGE SEMELLE

Francine SANHOUIDI

Echelle pour la vue 1/33

Echelle pour la section 1/33

**ANNEXE 4: EXTRAIT DES TABLES DE MASSONNET  
POUR LE CALCUL DE LA REPARTITION TRANSVERSALE  
(MASSONNET, 1962)**

$\theta=0,80$		$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,2595	0,4010	1,0595	1,6478	1,9348	1,6478	1,0595	0,4010	-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	1,6383	2,0526	2,0353	1,8428
3b/4	-0,3530	-0,2834	-0,1844	0,0123	0,4010	1,0694	2,0353	3,1419	4,1195
b	-0,2094	-0,3530	-0,4719	-0,4898	-0,2595	0,4362	1,8428	4,1195	7,1154
$\theta=0,80$		$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$							
$y \backslash e$	-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	0,4720	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

$\theta=0,85$		$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,3753	0,3351	1,0539	1,7161	2,0493	1,7161	1,0539	0,3351	-0,3753
b/4	-0,5289	-0,0290	0,5074	1,1126	1,7161	2,0259	1,6839	1,0113	0,2705
b/2	-0,4412	-0,1858	0,1081	0,5074	1,0539	1,6839	2,1214	2,0271	1,7181
3b/4	-0,2663	-0,2409	-0,1858	-0,0290	0,3351	1,0113	2,0271	3,1979	4,1963
b	-0,0733	-0,2663	-0,4412	-0,5289	-0,3753	0,2705	1,7181	4,1963	7,5588
$\theta=0,85$		$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,5852	0,7432	0,9723	1,2604	1,4420	1,2604	0,9723	0,7432	0,5852
b/4	0,3524	0,4703	0,6517	0,9242	1,2604	1,4941	1,3716	1,1478	0,9678
b/2	0,2170	0,3009	0,4343	0,6517	0,9723	1,3716	1,6897	1,6753	1,5660
3b/4	0,1409	0,2019	0,3009	0,4703	0,7432	1,1478	1,6753	2,1851	2,4385
b	0,0949	0,1409	0,2170	0,3524	0,5852	0,9678	1,5660	2,4385	3,5623

## ANNEXE 5: DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI ET DES JOINTS DE CHAUSSEE

### 1) Appareil d'appui

Ces appareils, qui sont en élastomères frettés pour ce projet, sont placés entre le tablier et les appuis. Leur rôle est de donner une souplesse à l'ouvrage reprenant ainsi les différentes déformations du tablier du au freinage et aux charges roulantes.

Le dimensionnement de l'appareil d'appui consiste dans un premier temps à un prédimensionnement pour la détermination de la hauteur nette de l'élastomère et l'épaisseur des frettes ensuite de procéder à des vérifications pour voir si la section retenue passe et enfin de procéder au dimensionnement des frettes.

Les sollicitations agissant sur l'appareil D'appui : pour le dimensionnement les sollicitations de la poutre de la plus chargée sont considérées car les appareils d'appuis ne doivent pas être différents.

Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui : la section

La contrainte  $\sigma_a$  moyenne dans l'appareil d'appui est comprise entre  $\sigma_{\max} = 20MPa$  et  $\sigma_{\min} = 3MPa$ .

La contrainte max  $\sigma_{\max}$  est donnée par la réaction  $R_{\max}$  d'appui maximal de la poutre c'est-à-dire quand le tablier est en service : cumule des charges permanentes des charges sur chaussée les plus défavorable et les charges sur trottoir. Et  $R_{\max} = 890,38kN$ , cette valeur tient compte des pondération à l'ELU et des coefficient de majoration dynamique.

La contrainte minimale  $\sigma_{\min}$  est donnée par la réaction  $R_{\min}$  d'appui minimal de la poutre quand le tablier est hors service ; seul le poids propre du tablier est pris en compte. Ainsi  $R_{\min} = 444,62kN$  cette valeur est déjà pondérée à l'ELU et multiplié par les coefficients de majoration dynamique.

$$\text{Ainsi } \frac{R_{\max}}{\sigma_{\max}} \leq A \leq \frac{R_{\min}}{\sigma_{\min}} \text{ ce qui donne : } 446cm \leq A \leq 1482cm .$$

Généralement les appareils d'appui sont rectangulaire avec le plus petit coté a parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage afin de limiter les contraintes dues à la rotation.

Et pour cette raison et selon les dimensions standards offert par le fabriquant nous adoptons  $250mm \times 300mm$  .qui donne section réelle de  $750cm^2$  de l'appareil d'appui

La hauteur nette T :

Elle est donnée par la formule suivantes :  $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$  ce qui donne une valeur de T compris entre 2,5cm et 5cm.

L'épaisseur de chaque feuille

Dans le catalogue nous avons choisit 5 frettes et 5 feuille d'épaisseur 8mm. Ce qui est donne une hauteur nette de  $40mm < 50mm$ .

Dimensionnement des frettes

Les frettes utilisées sont des aciers de types S235. Il faut que  $t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$ .

$\sigma_m = 177,86kg / cm^2$  et  $\sigma_e$  et  $\beta = \frac{a \times b}{2 \times t(a + b)} = 85,23$  on a alors  $t_s = 2,22mm$ .

La hauteur totale de l'appareil d'appui est 51,1mm.

Les bossages :

Ils débordent de 5cm sur les appareils d'appui, leurs dimensions sont alors de 30cmX35cm.

La hauteur minimal des bossages recommandés est de 5cm ainsi pour les poutres de rives la hauteur sera de 5cm pour les poutres intermédiaires de 10,375cm est la poutre centrale de 15,75cm étant donnée que la pente transversale est de 2,5%.

## 2) Souffle du joint de chaussée

on appelle " souffle " (ou parfois « jeu ») d'un joint le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes (et non par rapport à la position moyenne ou de réglage).

La variation du à la température :

Ce sont ces effets qui constitue qui constitue la part la plus grande du souffle

La variation de températures induit une variation  $\Delta l$  de la longueur du tablier donnée par la formule suivante :  $\Delta l = l \times \lambda \times \Delta t$  avec

- $l$  : la longueur dilatable du tablier
- $\lambda$  le coefficient de dilatation égale à  $10^{-5}$  pour le Béton.
- $\Delta t$  la différence de température égale à  $40^\circ\text{C}$

Ce qui donne :  $\Delta l = 8\text{mm}$

La variation du au retrait final du béton :

Le retrait final, du au fluage et au retrait du béton, induit un raccourcissement du béton qui est égal à  $\Delta l = \varepsilon_r \times l$  avec  $\varepsilon_r$  : Déformation relative égal  $5.10^{-4}$ . Ainsi  $\Delta l = 10\text{mm}$

La variation du au charge routières

Elles engendrent: des mouvements verticaux par des rotations d'about surtout pour les ouvrages comportant une distance notable entre l'about de la structure et la ligne d'appui . Ces mouvement provoque une modification de la longueur  $\Delta l$  et une déplacement vertical  $\Delta h$  qui s'exprime comme suit :

$$\rightarrow \Delta l = \frac{4 \times h_p \times f}{l}$$

$$\rightarrow \Delta h = \frac{4 \times f}{l} \times a$$

$h_p$  hauteur de la poutre = 1,30m

$a$  la longueur d'about=20cm

$f$  la flèche=0,025m.

$\Delta l = 6,5\text{mm}$  et  $\Delta h = 1\text{mm}$

Le souffle total est donné par la somme des variations et est de 25mm.