



# ETUDE STRUCTURALE DU TABLIER D'UN PONT EN BETON ARME : CAS DU PONT A POUTRES SUR LA DEPRESSION DE ZOUNVI AU BENIN

**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE  
AVEC GRADE DE MASTER**

**Spécialité : GENIE-CIVIL BATIMENTS ET TRAVAUX PUBLICS**

**Option : ROUTES ET OUVRAGES D'ART**

Présenté et soutenu publiquement le 02 Février par :

**Kessir M.A.K. DOSSA (20190636)**

Directeur de mémoire : Césaire HEMA, Docteur Ingénieur Génie-Civil, Maître Assistant,  
Chef Département Génie-Civil de 2iE

Maître de stage : Godwin DAKU, Ingénieur de Conception Génie-Civil, Chef Bureau  
d'Etudes d'OFMAS International

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : **Dr Babacar LEYE**

Membres et correcteurs : **Dr Seick Omar SORE**  
**Mme Younaisse S. Olouwachéyi ADEOTAN**

STRUCUTRE D'ACCUEIL : OFMAS INTERNATIONAL

01 BP 3455 Cotonou-Bénin Tél : +229 21 17 42 45 / 21 33 95 13 Fax : +229 33 34 71

Email : [secretariat@groupeofmas.com](mailto:secretariat@groupeofmas.com) – Site web : [www.groupeofmas.com](http://www.groupeofmas.com)

Promotion : 2021/2022

## DEDICACES

*Je dédie ce travail à :*

- *ma mère, Affoussatou SIMIN, qui, par son amour, ses conseils et prières, a toujours été présente à mes côtés pour me guider et m'encourager ;*
- *mon père, Alain DOSSA, pour tous les sacrifices consentis et les efforts fournis afin de m'assurer un avenir digne de ce nom ;*
- *mon frère, Nassir DOSSA, et ma sœur, Nadjath DOSSA, pour avoir toujours été des sources de joie, de paisibilité et de réconfort.*

*Je vous rendrai fiers...*

## REMERCIEMENTS

Mes remerciements vont tout d'abord à Dieu le Tout Puissant pour sa bonté et sa bénédiction durant ces deux (02) belles années passées à l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE).

L'élaboration de ce travail n'aurait pu être possible sans le concours de nombreuses personnes qui, de près ou de loin, m'ont accompagné, conseillé et soutenu. Je tiens ainsi à particulièrement remercier :

- tout le corps pédagogique et administratif de l'Institut 2iE pour m'avoir mis dans les meilleures conditions d'apprentissage durant tout mon parcours universitaire ;
- M. Césaire HEMA, Docteur Ingénieur Génie-Civil, mon directeur de mémoire, pour sa disponibilité, son encadrement et tous ses conseils dont j'ai pu bénéficier lors de la rédaction de ce document ;
- l'entreprise OFMAS International, pour m'avoir accordé cette précieuse opportunité d'effectuer mon stage de fin de cycle en son sein ;
- M. Godwin DAKU, Ingénieur de Conception Génie-Civil et chef du bureau d'études d'OFMAS International, mon maître de stage, pour avoir accepté diriger mon travail, avoir toujours su m'accorder de son précieux temps quand je sollicitais son aide, et surtout, pour sa générosité dans le partage de ses connaissances tant sur plan professionnel que social ;
- M. Marc KOMLANGAN, Directeur des Grands Travaux à OFMAS International, pour sa disponibilité, bien qu'étant très sollicité, et pour avoir favorisé mon intégration dans l'entreprise OFMAS International ;
- Mr Simon KOYE, Ingénieur de Conception Génie-Civil à OFMAS International, qui, bien que l'ayant rencontré tardivement au cours de mon stage, a contribué grandement à la rédaction de ce document de par son suivi sans faille et sa disponibilité quand j'avais des préoccupations ;
- Mr Alex LAFIA TAMOU, mon camarade de promotion à 2iE et ami, pour ce sens de l'innovation et du travail bien fait que j'ai appris en travaillant à ses côtés ;
- tous mes camarades de promotion pour ces belles années de fraternité et de solidarité lors de notre cursus universitaire ;
- tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à mon épanouissement à l'Institut 2iE.

## RESUME

Le présent projet s'inscrit dans la stratégie du Programme d'Actions Gouvernementales (PAG) du gouvernement béninois visant à relancer de manière durable l'économie du pays en passant notamment par la construction d'infrastructures routières sur toute l'étendue du territoire national.

Le travail qui est mené ici a particulièrement porté sur l'étude du tablier d'un nouvel ouvrage d'art permettant d'assurer le franchissement de la dépression de Zounvi située à Porto-Novo au Bénin et qui devrait faciliter la liaison entre les quartiers Tokpota et Avakpa. Ladite étude a pour objectif de confirmer ou non les résultats de celle réalisée par le bureau d'études en charge du pont. Nous avons débuté par un nouveau prédimensionnement des éléments principaux du tablier du pont (poutres, entretoises, hourdis). Lors de ce prédimensionnement, nous avons eu à prendre en premier lieu une section de poutres bien plus faible que celle du bureau d'études. La trop grande quantité d'aciers comprimés obtenue nous a amené à procéder à une itération jusqu'à adopter une section quasi identique à celle du bureau d'études. Le calcul et la répartition des efforts dans les poutres ont été faits selon à la méthode de Guyon-Massonnet, le calcul des entretoises s'est fait en se focalisant sur les sollicitations lors de l'opération de vérinage, le dimensionnement du hourdis s'est effectué en prenant en compte son rôle d'entretoisement. Nous avons aussi eu à dimensionner les appareils d'appui selon les prescriptions du guide SETRA en rapport avec ce dernier. Tous ces calculs ont été faits conformément au règlement BAEL 91 mod 99.

Au terme de notre travail, nous avons pu confirmer que la proposition faite par le bureau d'études était réglementaire.

## MOTS CLES

---

- 1- Etude structurale**
- 2- Pont à poutres**
- 3- Pont en Béton Armé**

## **ABSTRACT**

This projet is part of the strategy of Government Action Programm from the Beninese government to sustainably boost the country's economy including the construction of road infrastructure throughout the country.

The work led out there was particularly concerned with the study of the deck of a new work of art to ensure the crossing of the Zounvi depression located in Porto-Novo in Benin and which should facilitate the connection between Tokpota and Avakpa districts. The objective of this study is to confirm or not the results of the study carried out by the design office in charge of the bridge. We started with a new predisposition of the main elements of the bridge deck (beam, spacers).

During this predisposition, we tried to take a section of beams much smaller than that of the design office. The results obtained subsequently with this section led us to proceed with an iteration to adopt a section almost identical to that of the design office. The calculation and the distribution of the forces in the beams were made according to the Guyon-Massonet method, the calculation of the spacers was done by focusing on the stresses during the checking operation. The design of the coals took account of its function as a spacer. We also had to size the support devices according to the requirements of the SETRA guide in relation with it . All these calculations were made in accordance with BAEL 91 mod 99.

At the end of the work, we were able to confirm that the proposal made by the design office was regulatory.

## **KEY WORDS**

---

- 1- Structural Analysis**
- 2- Beam Bridge**
- 3- Reinforced Concrete Bridge**

## SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX .....	3
LISTE DES FIGURES .....	4
LISTE DES ABREVIATIONS .....	5
INTRODUCTION .....	6
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DU PROJET .....	7
I.1.    PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL .....	7
I.1.1.    Historique .....	7
I.1.2.    Localisation .....	7
I.1.3.    Quelques réalisations .....	7
I.2.    PRESENTATION DU PROJET .....	8
I.2.1.    Contexte et justification .....	8
I.2.2.    Localisation de la zone du projet .....	9
I.2.3.    Description du projet .....	11
I.2.4.    Diagnostic/Etat des lieux .....	11
I.2.5.    Données de base .....	12
CHAPITRE 2 : METHODOLOGIE DE L'ETUDE STRUCTURALE DU TABLIER .....	14
II.1.    MATERIELS UTILISES .....	14
II.2.    METHODOLOGIE .....	14
II.2.1.    Conception et prédimensionnement .....	15
II.2.2.    Dimensionnement structural du tablier .....	17
II.2.3.    Dimensionnement des poutres principales .....	25
II.2.4.    Dimensionnement des entretoises .....	33
II.2.5.    Dimensionnement du hourdis .....	34
II.2.6.    Dimensionnement des appareils d'appui .....	42
CHAPITRE 3 : RESULTATS DE L'ETUDE STRUCTURALE DU TABLIER DU PONT DE ZOUNVI .....	45
III.1.    Conception géométrique .....	45
III.2.    Dimensionnement structural .....	48
III.2.1.    Dimensionnement des poutres principales .....	48
III.3.    Dimensionnement des entretoises .....	52
III.3.1.    Sollicitations au vérinage .....	52
III.3.2.    Ferrailage des entretoises .....	53

III.4.	Dimensionnement du hourdis.....	54
III.4.1.	Flexion locale.....	54
III.4.2.	Flexion globale.....	55
III.4.3.	Ferraillage du hourdis .....	56
III.5.	Dimensionnement des appareils d'appui.....	56
III.6.	Comparaison des quantités obtenues avec celles du bureau d'étude .....	57
CONCLUSION .....		58
BIBLIOGRAPHIE .....		59
ANNEXES .....		60
LISTE DES ANNEXES.....		61

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Quelques réalisations de l'entreprise OFMAS International .....	8
Tableau 2: Formules de prédimensionnement du tablier .....	16
Tableau 3: Valeurs du coefficient $a_1$ en fonction du nombre de voies chargées et de la classe du pont.....	19
Tableau 4: Valeurs du coefficient $b_c$ en fonction du nombre de files de camions et de la classe du pont.....	22
Tableau 5: Valeurs du coefficient $b_t$ en fonction de la classe du pont.....	23
Tableau 6: Formules du CRT pour chaque charge routière .....	30
Tableau 7: Evaluation des sollicitations moyennes dans les poutres principales.....	31
Tableau 8: Evaluation des sollicitations dans un panneau de dalle sous charge uniformément répartie.....	36
Tableau 9: Evaluation des sollicitations dans un panneau de dalle sous charge P localisée.....	37
Tableau 10: Moments sur dalle continue.....	38
Tableau 11: Vérifications à effectuer pour assurer la stabilité de l'appareil d'appui.....	44
Tableau 12: Prédimensionnement des éléments du pont.....	45
Tableau 13: Rappel des données pour l'application de la méthode Guyon-Massonnet .....	48
Tableau 14: Valeurs de CRT pour la poutre centrale.....	49
Tableau 15: Valeurs de CRT pour la poutre intermédiaire .....	49
Tableau 16: Valeurs de CRT pour la poutre de rive.....	50
Tableau 17: Récapitulatif des sollicitations moyennes dans les poutres principales .....	50
Tableau 18: Combinaison optimale des sollicitations dans les poutres principales.....	51
Tableau 19: Récapitulatif des sections d'armatures dans les poutres principales.....	52
Tableau 20: Récapitulatif des sections d'armatures dans les entretoises.....	54
Tableau 21: Récapitulatif des sollicitations dans le panneau de dalle simplement appuyé .....	54
Tableau 22: Récapitulatif des sollicitations dues à la flexion globale.....	55
Tableau 23: Récapitulatif des sollicitations en flexion totale.....	56
Tableau 24: Récapitulatif des sections d'armatures dans le hourdis .....	56
Tableau 25: Récapitulatifs des valeurs des caractéristiques géométriques des appareils d'appui.....	56

## LISTE DES FIGURES

Figure 1: Localisation de la zone du projet .....	10
Figure 2: Profil en travers type du pont de Zounvi .....	12
Figure 3: Convoi Bc standard.....	20
Figure 4: Convoi Bc Niger .....	21
Figure 5: Système Bt .....	23
Figure 6: Système Br.....	23
Figure 7: Système Mc120.....	24
Figure 8: Système Me120.....	24
Figure 9: Modèle de tablier de pont d'après Guyon-Massonnet.....	26
Figure 10: Section en T .....	28
Figure 11: Schéma statique des entretoises .....	34
Figure 12: Panneau de hourdis conventionnel.....	35
Figure 13: Diffusion d'une charge P localisée sur le plan moyen de la dalle.....	37
Figure 14 : Constitution d'un appareil d'appui en élastomère fretté.....	42
Figure 15 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.....	42
Figure 16: Coupe transversale du tablier.....	47
Figure 17: Coupe transversale des poutres .....	47
Figure 18: Schéma statique d'une entretoise sur RDM6 .....	52
Figure 19: Diagramme des moments fléchissants dans l'entretoise sur RDM6 .....	53
Figure 20: Diagramme des efforts tranchants dans l'entretoise sur RDM6.....	53

## LISTE DES ABREVIATIONS

2iE : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

APD : Avant-Projet Détaillé

APS : Avant-Projet Sommaire

BA : Béton Armé

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

BTP : Bâtiments et Travaux Publics

CRT : Coefficient de Répartition Transversale

ELS : Etat Limite de Service

ELU : Etat Limite Ultime

PICF : Passage Inférieur Cadre Fermé

PAG : Programme d'Actions du Gouvernement

RNIE : Route Nationale Inter Etats

SETRA : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

SA : Société Anonyme

TPC : Terre-Plein Central

## INTRODUCTION

La quasi-totalité des activités humaines nécessite des déplacements de biens et de personnes. Pour satisfaire à ce besoin de plus en plus croissant de la population, des infrastructures de transport, notamment les routes, ont connu une évolution importante. La nécessité pour l'homme de surmonter les obstacles qui se présentent sur ces routes l'ont amené à construire des ouvrages de franchissement.

Le projet abordé dans ce mémoire, celui de la construction du pont de Zounvi et de ses voies d'accès, s'inscrit dans cette optique et donc dans la vision du gouvernement béninois de relancer durablement l'économie du pays et d'améliorer les conditions de vie des populations. Il a été pensé afin de pallier à l'absence d'un ouvrage de franchissement efficace pour surmonter la dépression de Zounvi. En effet, cette dernière, située à Porto-Novo dans le 5<sup>ème</sup> arrondissement entre Tokpota et Ouando, faute d'aménagement adéquats, constitue un facteur limitant le développement des potentialités agricoles de la localité de Tokpota mais aussi l'accès des populations aux quartiers environnants, notamment celui d'Avakpa. Le projet se devra donc de désenclaver la zone de Tokpota concernée et, par conséquent, de favoriser l'expansion de ses activités économiques.

Mais avant toute exécution de pont, une étude structurale préliminaire se doit d'être réalisée. En effet, ces ouvrages sont soumis à des règles de stabilité complexes qui, si elles ne sont pas respectées, portent grandement préjudice à leur fiabilité. Il s'avère donc primordial pour tout projeteur d'assurer la sécurité des usagers par une étude complète de la structure de l'ouvrage accompagnée d'un suivi strict et rigoureux afin de détecter la moindre défaillance. C'est ainsi qu'après avoir reçu une proposition de dimensionnement du pont de Zounvi du bureau d'études ayant la charge de l'étude de l'ouvrage, nous avons procédé à une contre-expertise des résultats obtenus. Le présent mémoire, dont le thème complet est l'**Etude structurale du tablier d'un pont en béton armé : cas du pont à poutres sur la dépression de Zounvi au Benin** a pour objectif général de s'assurer de la conformité des résultats de dimensionnement obtenus par le bureau d'étude. Les objectifs spécifiques seront de s'atteler à réaliser une nouvelle étude structurale du tablier du pont à poutres de Zounvi et de la comparer avec celle effectuée par le bureau d'étude.

Notre document s'articulera autour des points suivants :

- Chapitre 1 : Présentation de la structure d'accueil et du projet
- Chapitre 2 : Méthodologie de l'étude structurale du tablier
- Chapitre 3 : Résultats de l'étude structurale du tablier du pont de Zounvi

## CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DU PROJET

### I.1. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL

#### I.1.1. Historique

OFMAS INTERNATIONAL S.A. est une entreprise de première catégorie intervenant dans les domaines du BTP (Bâtiments et Travaux Publics). Créée en 1990, elle est une Société Anonyme (S.A.) de capital 1.000.000.000 FCFA. Depuis sa création, elle s'est dotée des moyens les plus performants pour atteindre son objectif qui est de contribuer au développement des pays de la sous-région en général et du Bénin en particulier à travers ses multiples réalisations tout en s'assurant du bien-être de la population et de la protection des équipements publics ou privés d'utilités diverses.

L'entreprise OFMAS intervient dans tous les domaines de la construction civile à savoir :

- La construction de bâtiments publics ou privés ;
- La construction d'infrastructures sportives ;
- La construction et/ou réhabilitation de routes (bitumages, pavage...) ;
- La construction d'ouvrages d'assainissement (caniveaux, dalots, collecteurs, etc.) ;
- La construction métallique ;
- La fourniture d'éléments préfabriqués (pavés, bordures, buses).

#### I.1.2. Localisation

L'entreprise OFMAS International, basée en République du Bénin, a son siège situé dans la zone industrielle d'AKPAKPA, dans la cité Vie Nouvelle (à côté de la morgue PROCI). La première base de l'entreprise est située en face du domicile du feu ex président Sourou Migan APITHY non loin du pont de Porto-Novo et la deuxième nommée « base de vie » est située à Misséréte.

#### I.1.3. Quelques réalisations

L'entreprise OFMAS International a à son actif plusieurs réalisations dans le domaine du bâtiment et des travaux publics.

Quelques-unes de ces références sont récapitulées dans le tableau 1 ci-dessous :

Tableau 1: Quelques réalisations de l'entreprise OFMAS International

<b>Intitulé du projet</b>	<b>Maître d'ouvrage</b>	<b>Année</b>	<b>Lieu</b>
<b>Projet de construction de la salle de cinéma et de spectacle Canal Olympia</b>	Talents et spectacle Bénin	2017	Cotonou
<b>Projet de pavage et d'assainissement des rues à Cotonou : cas de la rue "Funai" et des bretelles "CEG Védoko-centre de santé Mgr de Souza" (PUGEMU)</b>	Ministère du cadre de vie et du développement durable	2017	Cotonou
<b>Projet d'Aménagement urbain et d'appui à la décentralisation (PAUDRAD) : Pavage et assainissement de la rue de la Mairie Sèmè-Kpoji</b>	Mairie de Sèmè-Kpodji	2016	Sèmè-Kpodji
<b>Projet de pavage et d'assainissement dans la ville de Porto-Novo (Construction de collecteurs) dans le quartier Sèdjêko à Porto-Novo</b>	Mairie de Porto-Novo	2010	Porto-Novo

## I.2. PRESENTATION DU PROJET

### I.2.1. Contexte et justification

Les infrastructures de transport jouent un rôle stratégique dans le processus de croissance de tout pays. En effet, leurs caractères transversaux à savoir le désenclavement des zones reculées, la facilitation des échanges ou encore la libre circulation des biens et des personnes contribuent

fortement au développement des secteurs socio-économiques. Compte tenu de cet impact non négligeable qu'est le leur, le gouvernement du Bénin en a fait un axe primordial lors du lancement en 2016 du Programme d'Actions du Gouvernement (PAG), un programme d'investissement d'envergure reposant sur 45 projets phares dans 09 secteurs clés et consistant, entre autres, en l'exécution de grands travaux routiers sur toute l'étendue du territoire national.

Le projet abordé dans ce mémoire, celui de la construction du pont de Zounvi et de ses voies d'accès, s'inscrit dans ce programme et donc dans la vision du gouvernement béninois de relancer durablement l'économie du pays et d'améliorer les conditions de vie des populations. Il a été pensé dans l'optique de pallier à l'absence d'un ouvrage de franchissement efficace pour surmonter la dépression de Zounvi. En effet, cette dernière, située à Porto-Novo dans le 5<sup>ème</sup> arrondissement entre Tokpota et Ouando, faute d'aménagement adéquats, constitue un facteur limitant le développement des potentialités agricoles de la localité de Tokpota mais aussi l'accès des populations aux quartiers environnants, notamment celui d'Avakpa. Le projet se devra donc de désenclaver la zone de Tokpota concernée et, par conséquent, de favoriser l'expansion de ses activités économiques.

#### I.2.2. Localisation de la zone du projet

Le projet est implanté dans la ville de Porto-Novo, capitale politique de la République de Bénin. Le Bénin est un pays d'Afrique de l'Ouest qui couvre une superficie de 122 622 km<sup>2</sup> en s'étendant sur 670 km, du fleuve Niger au Nord à la côte Atlantique au Sud. Il compte 11 186 785 habitants en 2017 et a comme voisins le Togo à l'Ouest, le Nigéria à l'Est et le Niger et le Burkina au Nord.

Porto-Novo est une ville du Sud du Bénin appartenant au département de l'Ouémé et située à 13 kilomètres de l'Océan Atlantique dont elle est séparée par une lagune. Elle se trouve à 30 km de la ville de Cotonou et elle couvre une superficie de 110 km<sup>2</sup> avec une population estimée à 264 320 habitants en 2013, soit une densité de 2403 hab./km<sup>2</sup>.

Le site du projet à Porto-Novo se trouve du côté Nord-Ouest du PK 02+500 de la route de Porto-Novo-Misséré (Section de la RNIE1) et à proximité du monument de l'indépendance. La berge Nord du pont débouche sur la localité de Tokpota non loin de l'hôtel AYELAWADJE.

Les coordonnées géographiques des points clés du projet sont les suivantes :

- Début voirie (intersection avec RNE1) :  $X = 456137 ; Y = 716527$
- Site du pont :  $X = 456377 ; Y = 716465$
- Fin de la voirie :  $X = 456149 ; Y = 716521$

La zone du projet est illustrée sur la figure 1 ci-dessous :



Figure 1: Localisation de la zone du projet

### I.2.3. Description du projet

Le projet de construction du pont Zounvi et de ses voies d'accès s'inscrit, comme dit précédemment, dans le Programme d'Actions du Gouvernement. Il s'étend sur 610m et devra consister en :

- La réalisation de deux routes bitumées de 7 m de largeur, séparées par un TPC aménagé comme espace vert d'environ 40 m de largeur, qui se croisent au niveau d'un giratoire ;
- La réalisation d'une route bitumée à deux voies débutant juste après le carrefour giratoire et permettant l'accès au pont pour ensuite faciliter le raccordement entre la fin du pont et la fin du projet ;
- La réalisation d'un pont à poutres en béton armé de 100m de long permettant de franchir la dépression de Zounvi. Il s'étend du PK 00+325 au PK 00+425 ;
- La réalisation de deux dalots d'équilibre 2x200x200 ;
- La réalisation d'ouvrages complémentaires tels que des murs de soutènement séparant la route principale d'accès au pont et un trafic local facilitant l'accès aux riverains, ainsi qu'un pont passage inférieur en cadre fermé (PICF) permettant la communication entre les deux trafics locaux gauche et droit.

Il est important de rappeler que l'étude menée dans le présent mémoire ne concerne que le pont de Zounvi.

### I.2.4. Diagnostic/Etat des lieux

Le projet de construction du pont de Zounvi et de ses voies d'accès était en phase d'installation du chantier à notre arrivée dans l'entreprise. La base du chantier comprenant les magasins de stockage, les aires de préfabrication ou encore les divers bureaux était en plein aménagement. Les plans d'exécution réalisés par le bureau d'étude et soumis à la mission de contrôle étaient en perpétuelle actualisation. L'entreprise ayant accès à ses différents plans, nous disposions ainsi dans notre documentation des propositions obsolètes faites par le bureau mais aussi de leur proposition la récente qui était en attente de validation. C'est donc par rapport à cette dernière soumission que nous avons mené le travail de contre-expertise dont il est question dans le présent mémoire. Par ailleurs, nous avons eu à assister à la réalisation d'essais géotechniques devant servir de confirmation à ceux exécutés durant les études d'Avant-Projet Détaillé. Les résultats de ces essais de confirmation nous ont aussi été fournis. Enfin, concernant les études d'APS préalablement

menées, nous n'avions à notre disposition que le profil en travers type de l'ouvrage d'art. Nous n'avons pas eu l'accès aux données et résultats d'études topographiques, hydrauliques et hydrologiques.

#### I.2.5. Données de base

Tel qu'expliqué dans la section précédente, nous ne disposons pour notre documentation que des précédentes propositions de plans d'exécution du bureau d'études, des résultats d'essais géotechniques et du profil en travers d'ouvrage d'art des études d'APS. La figure 2 illustre ledit profil en travers :

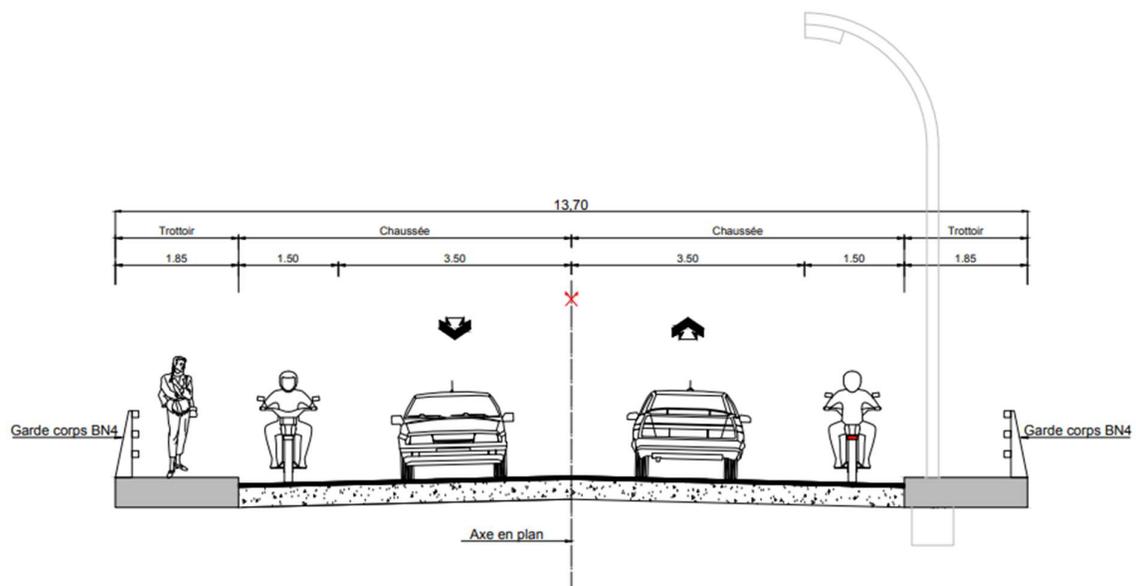


Figure 2: Profil en travers type du pont de Zounvi

Les principales caractéristiques du pont sont donc les suivantes :

- Un tablier de 13,7 m de large ;
- Une chaussée de largeur totale 10 m
- Deux trottoirs de 1,85 m

Nous disposons aussi de la dernière proposition de plans d'exécution du pont faite par le bureau d'études et qui était en attente de validation par la mission de contrôle. C'est sur la base de cette proposition que s'est effectué le travail de ce mémoire. Notre étude ne concernant que le tablier,

voici donc les propositions de section des différents éléments de ce dernier faites par le bureau d'études :

- Une section de poutres de 50 x 145 cm<sup>2</sup>
- Une section d'entretoises de 25 x 90 cm<sup>2</sup>
- Un hourdis d'épaisseur 25 cm

## CHAPITRE 2 : METHODOLOGIE DE L'ETUDE STRUCTURALE DU TABLIER

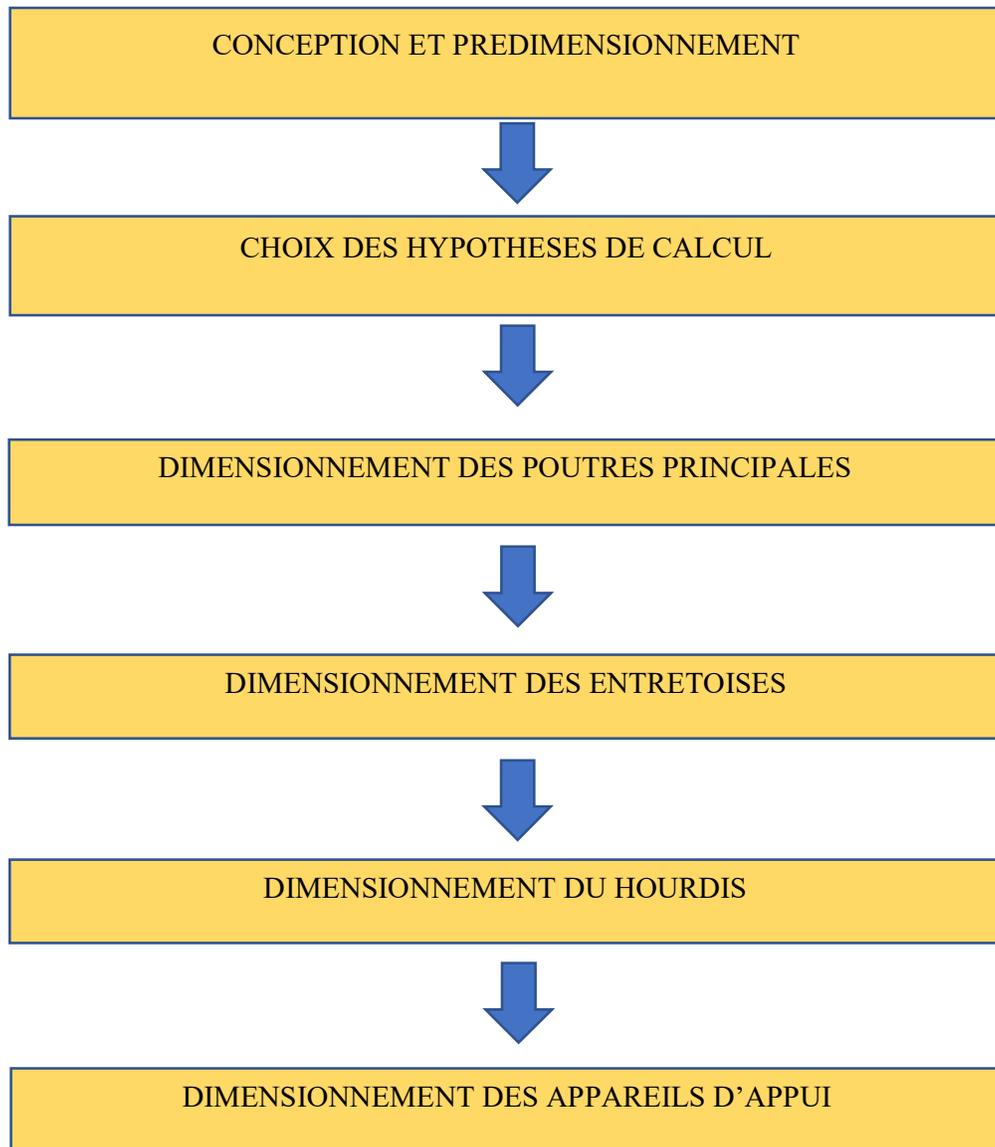
### II.1. MATERIELS UTILISES

Afin d'aboutir aux résultats finaux suivant la méthodologie d'étude qui est présentée dans la section suivante, nous avons eu recours aux logiciels suivants :

- **Microsoft Excel 2019** pour la programmation des notes de calcul ;
- **Microsoft Word 2019** pour la rédaction du document ;
- **RDM6** pour la détermination des efforts internes dans les cas de poutres hyperstatiques ;
- **AutoCad 2020** pour le tracé des lignes d'influence, les plans d'exécution et les diverses figures insérées dans le document.

### II.2. METHODOLOGIE

L'étude structurale d'un ouvrage peut être définie comme la détermination ou la vérification des dimensions optimales et des dispositions constructives de ferrailage de chacun des éléments constituant la structure dudit ouvrage pouvant assurer sa solidité, sa fiabilité, sa pérennité. De plus, cette étude devrait permettre l'optimisation des quantités de matériaux et des coûts de construction. Ainsi, en tant qu'entreprise exécutrice, il est essentiel de rechercher l'optimisation économique dans la réalisation de l'ouvrage tout en garantissant sa conformité vis-à-vis des exigences techniques réglementaires. L'élaboration de cette étude suit plusieurs étapes complémentaires devant finalement aboutir au dimensionnement de la structure à adopter. Ainsi, concernant l'étude du tablier d'un pont à poutres, les diverses étapes sont listées dans l'organigramme méthodologique ci-après :



### II.2.1. Conception et prédimensionnement

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou artificiel (rivière, vallée, route, voie ferrée). Le tablier est cet élément quasi-horizontal du pont destiné à recevoir la voie de circulation. Il définit l'élancement de l'ouvrage par le rapport de sa hauteur sur la portée :

$$\text{Elancement} = \frac{\text{Hauteur tablier}}{\text{Portée du pont}} \quad (1)$$

Les dimensions des éléments du tablier sont déterminées par des formules empiriques, dimensions susceptibles d'être revues lors des calculs du projet d'exécution. Ce sont :

- La hauteur qui peut être constante ou variable, fonction de l'élanement ;
- L'épaisseur des âmes des poutres ou des caissons ;
- L'épaisseur des dalles de couverture ou hourdis ;
- La répartition de la poutraison.

Dans le cas d'un pont à poutres en béton armé, les éléments principaux constitutifs du tablier sont les poutres, le hourdis et les entretoises. Leur prédimensionnement intègre les formules présentées dans le tableau 2 ci-après (J.A. CALGARO, 2000) (M. BEN OUEZDOU, 2008) :

Tableau 2: Formules de prédimensionnement du tablier

<b>Poutres principales</b>	- Elancement : $\frac{h_p}{L_c} = \frac{1}{17}$ à $\frac{1}{15}$ - Entraxe $b_0$ : $b_0 = \frac{L-b_p}{N-1}$ - Largeur $b_p$ : $b_p = \left(\frac{1}{5} \text{ à } \frac{1}{3}\right)h_p$
<b>Entretoises</b>	- Largeur $b_e$ : $b_e = 12$ à $20$ cm selon l'épaisseur de la dalle $h_d$ - Hauteur $h_e$ : $h_e = (0,8 \text{ à } 0,9)h_p$
<b>Hourdis</b>	- Epaisseur $h_d$ : elle dépend de la valeur d'entraxe des poutres : $h_d = 16$ cm si $b_0 = 2$ m ; $h_d = 18$ cm si $b_0 = 2,5$ m ; $h_d = 20$ cm si $b_0 = 3$ m ; $h_d = 22$ cm si $b_0 = 3,5$ m ;

Avec  $h_p$  la hauteur des poutres et  $L_c$  leur portée.

Pour les détails de calcul, on peut se référer à l'annexe 1 du document.

## II.2.2. Dimensionnement structural du tablier

### II.2.2.1. Normes de calcul

Les calculs sont établis selon les prescriptions des principaux documents suivants :

- Règles BAEL 91 modifié 99 : le calcul du ferrailage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant les états limites ;
- Fascicule 61 Titre II concernant les charges d'exploitation – conception calcul et épreuves des ouvrages d'art.

### II.2.2.2. Caractéristiques des matériaux

- Béton (J. PERCHAT, J. ROUX, 2001)
  - Dosage : 400kg/m<sup>3</sup> minimum
  - Résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 35MPa$
  - Résistance à la traction à 28 jours :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,7MPa$

Lors de la vérification à l'ELS, la fissuration sera considérée préjudiciable.

- Acier

Des aciers de nuance FeE400 seront utilisés pour les armatures longitudinales et transversales. Le module d'élasticité  $E_s$  vaut 200000 MPa et l'enrobage à considérer sera pris égal à 4 cm.

### II.2.2.3. Définition des charges

#### A- Charges permanentes

Ce sont toutes les charges inamovibles qui, de par leur nature, sont appliquées de manière définitive sur l'ouvrage considéré. Il s'agit en général du poids du tablier et de celui des éléments de la superstructure (revêtement, trottoir, garde-corps). Les poids de base à considérer pour les calculs sont les suivants (CCM, 1971) :

- Béton armé : 25 kN/m<sup>3</sup>

- Revêtement :  $22 \text{ kN/m}^3$
- Garde-corps :  $0,65 \text{ kN/ml}$
- Charges de remblai :  $22 \text{ kN/m}^3$
- Coefficient de poussée des terres :  $0,33$

#### B- Charges d'exploitation

Par opposition aux charges permanentes relatives au poids de l'ouvrage, les charges d'exploitation, elles, résultent de l'usage de cet ouvrage.

Avant de les aborder, il est nécessaire de clarifier la notion de classe de pont à laquelle nous devons faire appel plus tard.

Les ponts sont rangés en trois classes suivant leur largeur roulable (largeur comprise entre les dispositifs de retenue, s'il y en a, ou les bordures) (M. BEN OUEZDOU, 2008) :

1<sup>ère</sup> Classe : tous les ponts supportant une largeur roulable supérieure ou égale à 7m c'est-à-dire  $L_r \geq 7m$  ;

2<sup>ème</sup> Classe : tous les ponts autres que ceux de la 1<sup>ère</sup> classe supportant des chaussées de largeur roulable comprise strictement entre 5,5m et 7m, c'est-à-dire,  $5,5m < L_r < 7m$ .

3<sup>ème</sup> Classe : les ponts autres que ceux cités ci-dessus portant des chaussées de 1 ou 2 voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5,5m, c'est-à-dire,  $L_r \leq 5,5m$ .

En nous référant au profil en travers type présenté plus haut, nous déterminons la largeur roulable du pont qui vaut 10m.

Le pont étudié est donc de 1<sup>ère</sup> Classe.

Les charges applicables au calcul des ponts sont définies comme suit (CCM, 1971) :

- Système de charge de type A

Ce système se compose de charges uniformément réparties d'intensités variables suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt du pont.

En général, la valeur de la charge de ce système A pour les ponts de portée inférieure à 200m est donnée par la formule suivante (M. BEN OUEZDOU, 2008) :

$$A_L = 2,3 + \frac{360}{L+12} \quad (2) \text{ en kN/m}^2 \text{ avec } L \text{ la longueur chargée en m (la largeur roulable } L_r \text{ du tablier dans ce cas).}$$

Cette valeur est à multiplier par des coefficients de correction  $a_1$  et  $a_2$ . Les valeurs de  $a_1$  sont données dans le tableau 3 suivant :

Tableau 3: Valeurs du coefficient  $a_1$  en fonction du nombre de voies chargées et de la classe du pont

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	$\geq 5$
Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	1	1	0,9	0,75	0,7
	2 <sup>ème</sup>	1	0,9	---	---	---
	3 <sup>ème</sup>	0,9	0,8	---	---	---

Le calcul de la valeur de  $a_2$  se fait grâce à la formule :  $a_2 = \frac{V_0}{V}$  (3) avec  $V$  la largeur d'une voie,

$$V_0 \text{ ayant pour valeur : } \begin{cases} 3,5m \text{ pour les ponts de 1ère classe} \\ 3m \text{ pour les ponts de la 2ème classe} \\ 2,75m \text{ pour les ponts de la 3ème classe} \end{cases}$$

On obtient au final :  $A_2 = a_1 * a_2 * A_l$  (4)

#### Règle de chargement :

- Transversalement, la largeur de la zone surchargée comprend un nombre entier de voies de circulation. Celui-ci influe sur la valeur de  $a_1$  comme indiqué dans le tableau 1 ;
- Longitudinalement, les zones chargées sont déterminées par la considération de la ligne d'influence de l'effort considéré (Moment fléchissant, Effort Normal ou Effort Tranchant). Les limites de ces zones coïncideront avec le zéro de la ligne d'influence, de manière à trouver l'effet le plus défavorable (M. BEN OUEZDOU, 2008).

#### ➤ Système de charge de type B

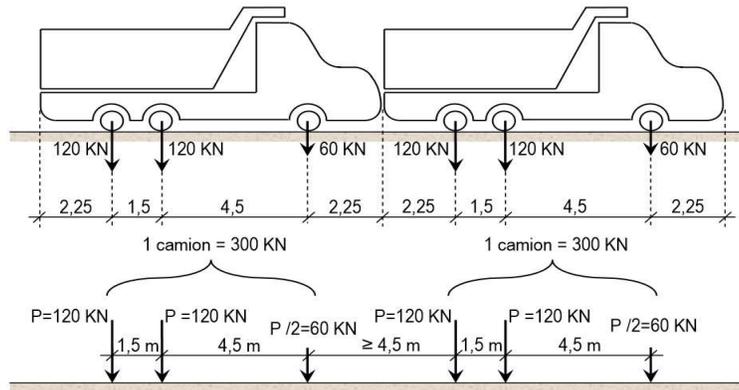
Les charges de type B sont composées de 3 systèmes distincts :

- Le système B<sub>c</sub>

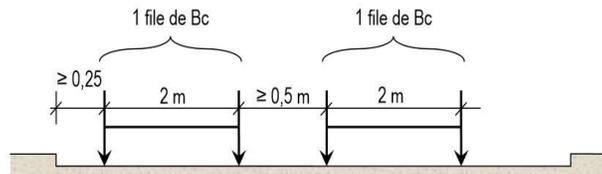
Le convoi B<sub>c</sub> est composé d'un ou au maximum de 2 camions types par file. L'un des deux sous-types du convoi B<sub>c</sub> peut être pris en compte lors des études (M. BEN OUEZDOU, 2008) :

- Le convoi B<sub>c</sub> standard dont les caractéristiques sont présentées sur la figure 3 ;
- Le convoi B<sub>c</sub> Niger : ce convoi prend mieux en compte les charges développées par les camions roulant en surcharge. Ces caractéristiques sont présentées sur la figure 4.

✓ Longitudinalement



✓ Transversalement



✓ En plan

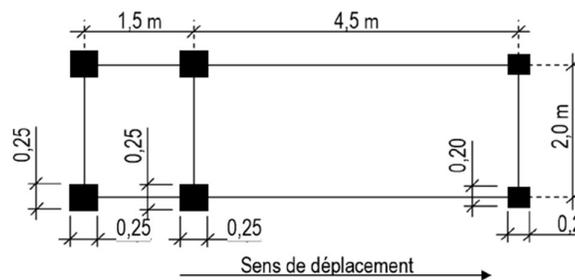
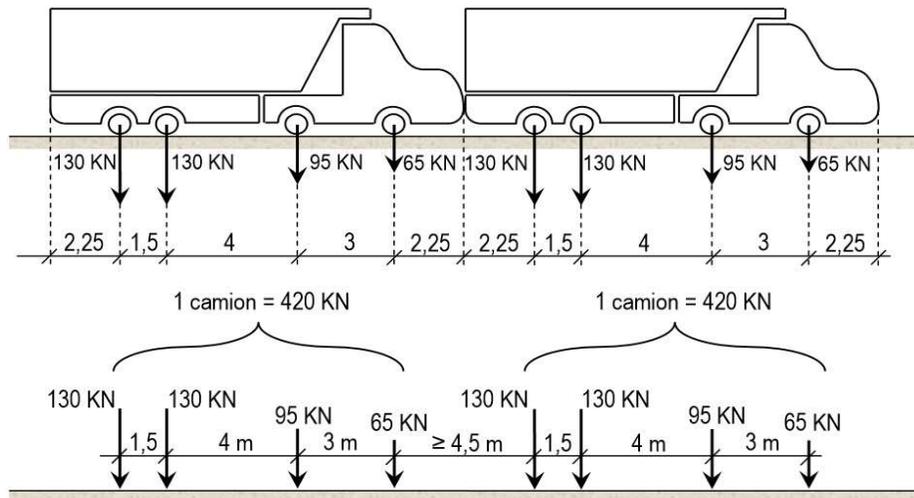
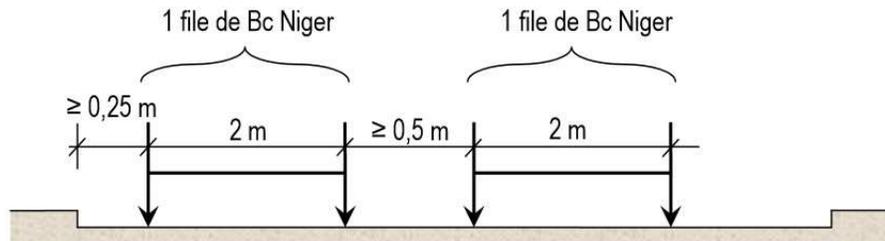


Figure 3: Convoi B<sub>c</sub> standard

✓ Longitudinalement



✓ Transversalement



✓ En plan

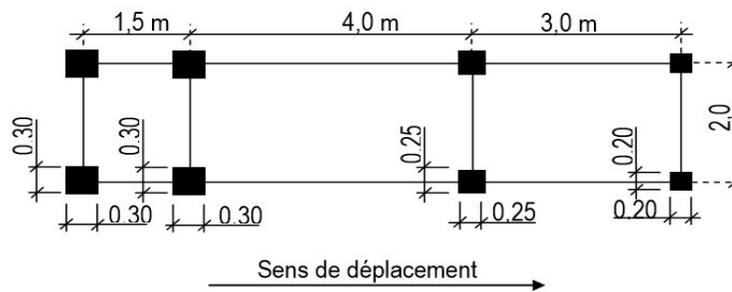


Figure 4: Convoi Bc Niger

De plus, suivant la classe du pont et le nombre de files de camions considérées, les valeurs des charges du système  $B_c$  à prendre en compte sont multipliées par un coefficient  $b_c$  dont les valeurs sont indiquées dans le tableau 4 suivant :

Tableau 4: Valeurs du coefficient bc en fonction du nombre de files de camions et de la classe du pont

Nombre de files de camions		1	2	3	4	$\geq 5$
Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	2 <sup>ème</sup>	1	1	---	---	---
	3 <sup>ème</sup>	1	0,8	---	---	---

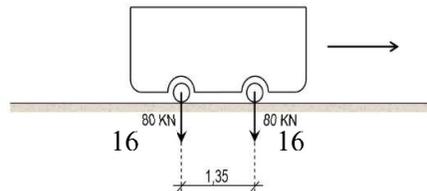
Règle de chargement :

- Transversalement, le nombre de files de camions  $N_f$  ne doit pas dépasser le nombre de voies,  $N_v$  (donc  $N_f \leq N_v$ ). On ne peut pas aussi couper une file de camion ;
- Longitudinalement, le nombre de camions est limité à 2 par file, orientés dans le même sens. La distance des 2 camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable et peut-être nulle (M. BEN OUEZDOU, 2008).

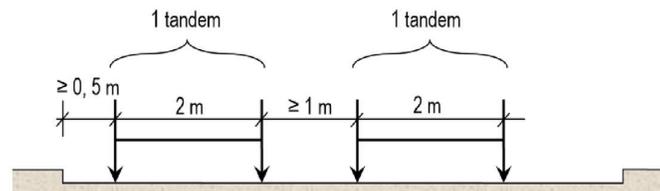
- Le système  $B_t$

Il est composé de 2 essieux à roues simples munies de pneumatiques avec une masse portée par chaque essieu de 16t soit 32t au total comme illustré sur la figure 5 suivante :

- ✓ Longitudinalement



- ✓ Transversalement



✓ En plan

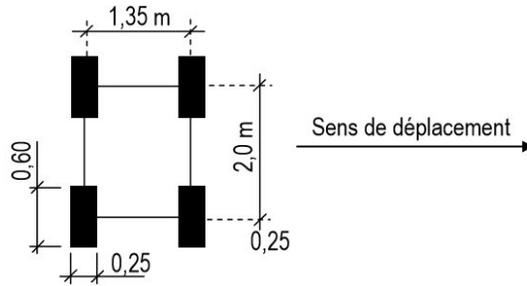


Figure 5: Système Bt

Tout comme les systèmes précédents, les valeurs des charges du système B<sub>t</sub> à prendre en compte sont multipliées par un coefficient b<sub>t</sub> dont les valeurs sont indiquées dans le tableau 5 suivant :

Tableau 5: Valeurs du coefficient b<sub>t</sub> en fonction de la classe du pont

Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup>
Coefficient b <sub>t</sub>	1,0	0,9	---

- Le système B<sub>r</sub>

Il s'agit d'une roue isolée de 10t disposée normalement à l'axe longitudinale de la chaussée. La figure 6 présente une illustration de ce système :

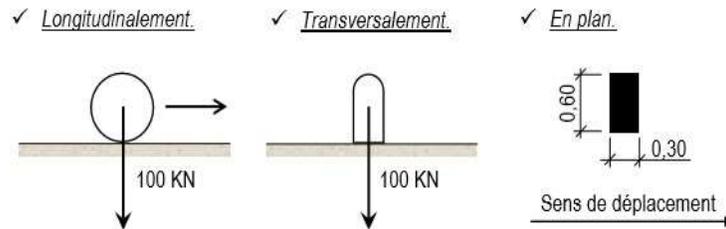


Figure 6: Système Br

➤ Système de charges militaires

Elles sont de deux classes : M80 et M120. Chaque classe se compose de deux systèmes distincts : Mc, véhicules types à chenilles, et Me, groupe de deux essieux. Ainsi, on distingue les systèmes Mc80, Mc120, Me80 et Me120. Les figures 7 et 8 représentent respectivement les systèmes Mc120 et Me120 :

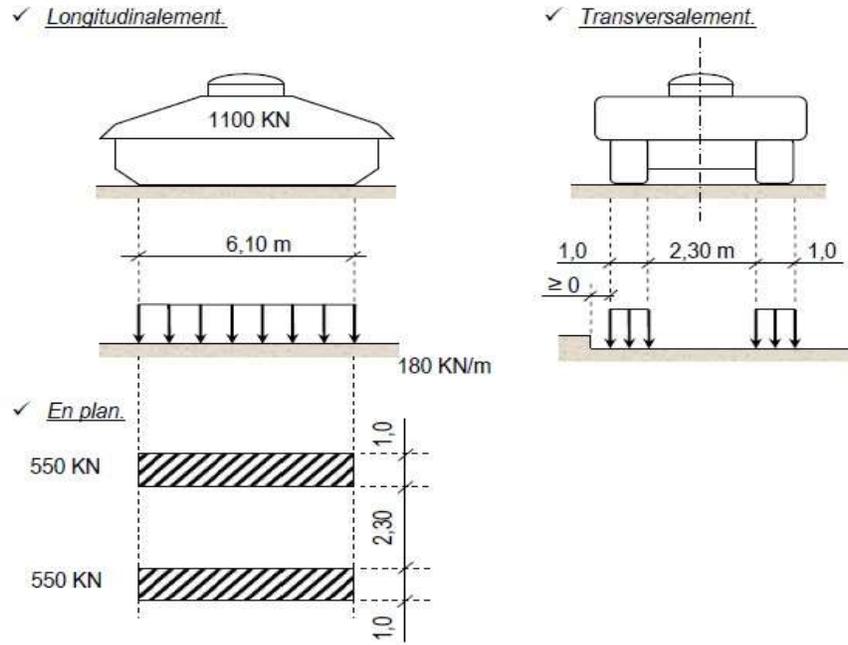


Figure 7: Système Mc120

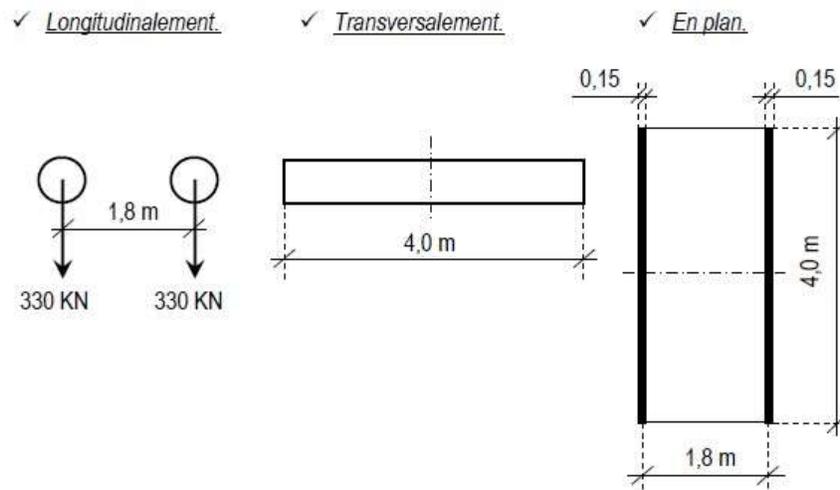


Figure 8: Système Me120

➤ Charges sur trottoirs

Le système local comprend une charge uniformément répartie d'intensité de valeur  $4,5\text{kN/m}^2$ . Cette charge est placée pour produire l'effet le plus défavorable. Le système général, quant à lui, comprend une charge uniformément répartie d'intensité de valeur  $1,5\text{kN/m}^2$ .

➤ Efforts de freinage ( $A_L$  et  $B_C$ )

Les charges  $A_L$  et  $B_C$  sont susceptibles de développer des réactions de freinage. Ces réactions interviennent surtout dans la résistance des appareils d'appui.

L'effort de freinage correspondant à la charge  $A_L$  est donné par la formule :

$$F_{A_L} = \frac{a_1 * a_2 * A_L * (L_{ch} * L_C)}{20 + 0,0035 * (L_{ch} * L_C)} \quad (5)$$

Avec  $A_L$  la valeur calculée d'après l'équation (1) et  $(L_{ch} * L_C)$  la surface chargée en  $m^2$ .

En ce qui concerne la charge  $B_C$ , un seul camion est supposé freiner. L'effet développé est donc égal à son poids, c'est-à-dire :  $F_{B_C} = 300 \text{ kN}$ .

Notons que cette valeur n'est à multiplier ni par le coefficient  $b_c$ , ni par le coefficient de majoration dynamique  $\delta_B$ .

#### II.2.2.4. Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B étant des surcharges roulantes se voient appliquer un coefficient de majoration pour effets dynamiques  $\delta_B$ . Applicable aux trois systèmes  $B_c$ ,  $B_t$  et  $B_r$ , il est le même pour chaque élément du pont. De même, les charges militaires sont, elles aussi, multipliées par un coefficient de majoration dynamique  $\delta_M$ . Ces deux coefficients sont calculés par la même formule ci-après :

$$\delta_B, \delta_M = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}} \quad (6)$$

Avec  $L$  la longueur de l'élément considéré,  $G$  son poids propre,  $S$  la charge maximale susceptible d'être placée sur l'élément.

#### II.2.3. Dimensionnement des poutres principales

L'étude des poutres est subdivisée en une étude dans le sens transversal et une autre dans le sens longitudinal. La première donne un Coefficient de Répartition Transversale (CRT) qu'on

multipliera avec les sollicitations globales retrouvées grâce à l'étude dans le sens longitudinal pour obtenir les sollicitations moyennes d'une poutre. On obtient ainsi le principe suivant :

$$\text{Sollicitations moyennes} = CRT * \text{Sollicitations globales} \quad (7)$$

### II.2.3.1. Etude transversale

La finalité de cette étude est la détermination du Coefficient de Répartition Transversale, paramètre primordial intervenant dans la détermination des efforts dans une poutre. En effet, celui-ci montre, pour les différentes surcharges routières évoluant sur le tablier, la portion transmise sur la poutre considérée. Plusieurs méthodes existent pour l'analyse du principe de répartition transversale des tabliers des ponts à poutres dont les plus notables sont : la méthode de Courbon et la méthode de Guyon-Massonnet. La première est surtout utilisée dans le cas des ponts à poutres avec entretoises intermédiaires (section droite indéformable) tandis que la seconde ne concerne que les ponts à poutres sans entretoises intermédiaires (section droite déformable). Nous procéderons donc aux calculs avec la méthode de Guyon-Massonnet, étant dans le cas d'un tablier avec entretoises d'about.

La méthode de Guyon-Massonnet s'appuie sur la résolution approchée de l'équation différentielle d'un grillage simple d'une travée indépendante, de portée  $L$  et de largeur  $2b$ , constituée de  $n$  poutres longitudinales (portée  $L$ , espacement  $b_1$ ) et de  $m$  entretoises (portée  $2b$ , espacement  $l_1$ ).

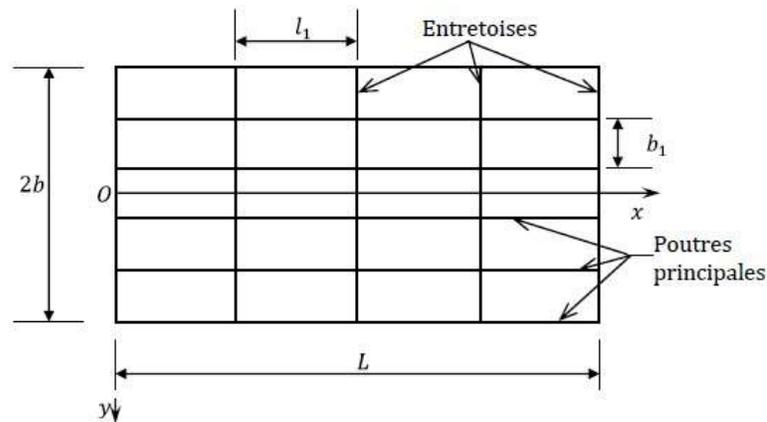


Figure 9: Modèle de tablier de pont d'après Guyon-Massonnet

Deux paramètres fondamentaux caractérisent le tablier calculé :

- Le paramètre d'entretoisement  $\theta$  déterminant la souplesse de l'entretoisement. Plus  $\theta$  est grand, plus souple est l'entretoisement. On l'obtient par le biais de la formule ci-après :

$$\theta = \frac{b}{L} * \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}} \quad (8)$$

- Le paramètre de torsion  $\alpha$  qui caractérise la résistance à la torsion de l'ouvrage déterminé grâce à la formule suivante :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2 * \sqrt{\rho_p * \rho_e}} \quad (9)$$

Ces paramètres, comme l'indiquent les formules ci-dessus, sont fonctions des rigidités flexionnelles des poutres et entretoises, respectivement  $\rho_p$  et  $\rho_e$ , mais aussi des rigidités torsionnelles des poutres et entretoises, à savoir  $\gamma_p$  et  $\gamma_e$ . Ces rigidités sont évaluées par les formules :

$$\text{Rigidités flexionnelles: } \begin{cases} \rho_p = \frac{E * I_p}{b_1} \\ \rho_e = \frac{E * I_e}{b_1} \end{cases} \quad (10); \quad \text{Rigidités torsionnelles: } \begin{cases} \gamma_p = \frac{G * K_p}{b_1} \\ \gamma_e = \frac{G * K_e}{L_1} \end{cases} \quad (11)$$

Où  $I_p$  et  $I_e$  sont respectivement les moments d'inertie de flexion des poutres et des entretoises,  $K_p$  et  $K_e$  sont respectivement les moments d'inertie de torsion des poutres et des entretoises,  $E$  est le module de Young et  $G$  le module de torsion avec  $G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)}$  (12) ( $\nu$  coeff de poisson).

Dans le cas des poutres, la détermination du moment d'inertie de flexion peut se faire à l'aide du théorème de Huygens pour les sections composés. On considère une section en T comme le montre la figure 10 ci-dessous (K.A. GALLEY, 2017):

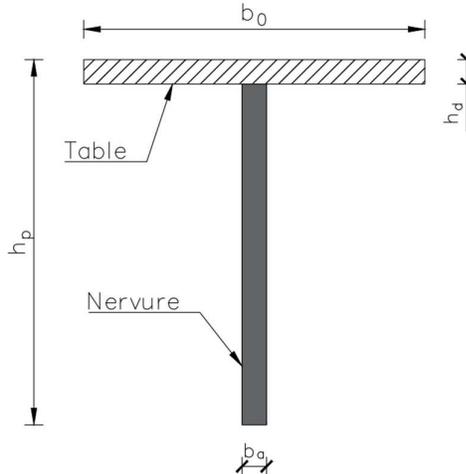


Figure 10: Section en T

Le moment d'inertie de flexion pour cette section vaut :

$$I_p = \frac{1}{3} * [(b_o - b_a) * h_d^3 + b_a * h_p^3] - \frac{1}{4} * \frac{[(b_o - b_a) * h_d^2 + b_a * h_p^2]^2}{(b_o - b_a) * h_d + b_a * h_p} \quad (13)$$

La détermination des moments d'inertie de torsion fait appel à la théorie de l'analogie de la membrane qui, pour un rectangle de longueur b et de largeur a (b>a), indique que  $K_p = k \left(\frac{b}{a}\right) * b * a^3$  (11) ; avec  $k \left(\frac{b}{a}\right) = \frac{1}{3} - \frac{64}{\pi^5} * \frac{b}{a} * \tanh\left(\frac{\pi}{2} * \frac{a}{b}\right)$  (14)

Pour une section donnée, on décompose la section en rectangles élémentaires et on cumule les inerties obtenues. Il est toutefois important de notifier que, dans notre cas, pour l'âme des poutres et la nervure des entretoises, le coefficient k est calculé avec le double de la hauteur réelle, et, pour le hourdis, la valeur à retenir n'est que la moitié de celle donnée par la formule. Il en résulte que, pour notre section de poutre en T :

$$K_p = K_{table} + K_{\hat{a}me} \text{ avec } \begin{cases} K_{table} = \frac{1}{2} * \left(\frac{1}{3} * b_o * h_d^3\right) \\ K_{\hat{a}me} = 2k * [(h_p - h_d) * b_a]^2 \end{cases} \quad (15)$$

Concernant le cas des entretoises, la structure ne comportant pas d'entretoises intermédiaires, c'est alors le hourdis qui joue le rôle d'entretoise continue. Le calcul est fait par mètre linéaire

et les valeurs de rigidité flexionnelle et torsionnelle du hourdis représentant les entretoises sont :

$$\rho_e = \gamma_e = E * \frac{h_d^3}{12} \quad (16)$$

Les deux paramètres fondamentaux déterminés, on calcule le coefficient K qui dépend de la valeur du paramètre de torsion  $\alpha$ , du paramètre d'entretoisement  $\theta$ , de l'excentricité de la charge unitaire  $e$  et de l'abscisse transversale  $y$  de la section étudiée. Pour  $\alpha = 0, K = K_o$  ; pour  $\alpha = 1, K = K_1$  ; pour une valeur  $\alpha$  quelconque,  $K = K_o + (K_1 - K_o) * \sqrt{\alpha}$  (17).

Bien qu'il soit possible de déterminer les valeurs de  $K_o$  et de  $K_1$  par interpolation des tables de Guyon-Massonnet, nous avons opté pour leur expression analytique suivante :

$$K_o = 2\lambda b * \frac{1}{sh^2 2\lambda b - sin^2 2\lambda b} * [2 * ch\lambda(b + y) * cos\lambda(b + y) * (sh * 2\lambda b * cos\lambda(b + e) * ch\lambda(b - e) - sin 2\lambda b * ch\lambda(b + e) * cos\lambda(b - e) + (ch\lambda(b + y) * sin\lambda(b + y) + sh(b + y * cos\lambda(b + y) * (sh 2\lambda b * (sin\lambda(b + e) * ch\lambda(b - e) - cos\lambda(b + e) * sh\lambda(b - e)) + sin 2\lambda b * (sh\lambda(b + e) * cos\lambda(b - e) - ch\lambda(b + e) * sin\lambda(b - e))] \quad (18)$$

$$K_1 = \frac{\sigma}{2sh^2} \left[ \sigma * ch\sigma + sh\sigma \right] * ch\theta\chi - \theta\chi * sh\sigma * sh\theta\chi + \frac{R_B * R_\psi}{3 * sh\sigma * ch\sigma - \sigma} + \frac{Q_B * Q_\psi}{3 * sh\sigma * ch\sigma + \sigma} \quad (19)$$

Le coefficient K sera calculé pour chaque position  $y$  des poutres (centrale, intermédiaire et de rive) tout en faisant varier l'excentricité  $e$  de la charge ( $e = \left\{ -b; \frac{-3b}{4}; \frac{-b}{2}; \frac{-b}{4}; 0; \frac{b}{4}; \frac{b}{2}; \frac{3b}{4}; b \right\}$ )

Il faudra par la suite tracer la ligne d'influence  $K = K(e)$  pour chaque position de poutres puis placer les charges réglementaires (A1, Bc, Br, Bt, M, Tr, etc.) sur cette Li, de manière la plus défavorable, en respectant les règles d'application pour chaque. Ceci permettra d'aboutir à une valeur de K pour chaque système de charge menant par la suite à la détermination du CRT  $\eta$ . Le tableau 6 suivant récapitule les formules de calcul du CRT  $\eta$  pour chaque surcharge routière :

Tableau 6: Formules du CRT pour chaque charge routière

Charge routière	Expression de $\eta$	Choix du cas défavorable
Système A	$\eta_i^{Al} = \frac{K_i^{Al}}{n} = \frac{w_{Al}}{n * L_{Al}}$	Comparer $a_1 * \omega_{Al}$ pour chaque combinaison de Al et considérer le CRT de la plus grande valeur
Charges sur trottoir	$\eta_i^{Tr} = \frac{K_i^{Tr}}{n} = \frac{w_{Tr}}{n * L_{Tr}}$	Comparer la valeur de CRT de chaque cas et prendre la plus grande valeur
Système Bc	$\eta_i^{Bc} = \frac{K_i^{Bc}}{n} = \left(\frac{1}{N} \sum_{j=1}^N K_{Bc}\right) / n$	Comparer $b_c * N_f * \eta_i^{Bc}$ pour chaque combinaison de Bc et considérer le CRT de la plus grande valeur
Système Bt	$\eta_i^{Bt} = \frac{K_i^{Bt}}{n} = \left(\frac{1}{N} \sum_{j=1}^N K_{Bt}\right) / n$	Comparer $b_t * N_f * \eta_i^{Bt}$ pour chaque combinaison de Bt et considérer le CRT de la plus grande valeur
Système Br	$\eta_i^{Br} = \frac{K_i^{Br}}{n} = \left(\frac{1}{N} \sum_{j=1}^N K_{Br}\right) / n$	Prendre la plus grande valeur de CRT
Système Mc	$\eta_i^{Mc} = \frac{K_i^{Mc}}{n} = \frac{1}{n} * \left(\frac{1}{2} * \frac{w_{ch}}{L_{ch1}} + \frac{1}{2} * \frac{w_{ch}}{L_{ch2}}\right)$	Prendre la plus grande valeur de CRT
Système Me	$\eta_i^{Me} = \frac{K_i^{Me}}{n} = \frac{1}{n} * \left(\frac{1}{2} * \frac{w_{ch}}{L_{ch1}} + \frac{1}{2} * \frac{w_{ch}}{L_{ch2}}\right)$	Prendre la plus grande valeur de CRT

Avec  $w_{Al}$  et  $w_{ch}$  les aires sous la ligne d'influence de K relatives au chargement pour la surcharge Al et les chenilles du système M ; ;  $L_{Al}$ ,  $L_{Tr}$ ,  $L_{ch}$  les largeurs respectives du système Al, des trottoirs, et des chenilles du système M ;  $N_f$  le nombre de files.

### II.2.3.2. Etude longitudinale

De cette étude, il devra ressortir les différentes sollicitations longitudinales auxquelles sont soumises les poutres dans leur globalité. Elles sont principalement sujettes à la charge permanente et aux surcharges routières. Ainsi, à partir de l'évaluation de ces sollicitations dites globales, il est possible de déduire les sollicitations réelles dans chaque poutre à l'aide de la relation déjà établie plus haut : *Sollicitations moyennes = CRT \* Sollicitations globales*. On effectue l'évaluation des sollicitations aux section critiques et à d'autres sections intermédiaires à l'ELU et à l'ELS :  $x = \frac{L}{2}$ ;  $x = \frac{L}{4}$ ;  $x = \frac{L}{6}$ ;  $x = \frac{L}{8}$ ;  $x = 0$  avec, en rappel, L la portée des poutres. Le tableau 7 suivant présente les formules d'évaluation des sollicitations moyennes dans les poutres principales pour chaque cas de charge :

Tableau 7: Evaluation des sollicitations moyennes dans les poutres principales

Charge appliquée	Moment fléchissant	Effort tranchant
Charge permanente	$M_{per}(x) = g_{per} * \frac{x}{2} * (L - x)$	$\begin{cases} x = 0; T_{per}(x) = g_{per} * \frac{L}{2} + Ge \\ x \neq 0; T_{per}(x) = g_{per} * \left(\frac{L}{2} - x\right) \end{cases}$
Système A	$M_{Al}(x) = \eta_{Al} * q_{Al}(x) * \frac{x}{2} * (L - x)$	$T_{Al}(x) = \eta_{Al} * q_{Al}(x) * w_{Al}$
Charge sur trottoir	$M_{Tr}(x) = \eta_{Tr} * q_{Tr}(x) * \frac{x}{2} * (L - x)$	$T_{Al}(x) = \eta_{Tr} * q_{Tr}(x) * w_{Tr}$
Système Bc	$M_{Bc}(x) = \eta_{Bc} * \delta_B * bc$ $* \sum Pi * yi * Nf$	$T_{Bc}(x) = \eta_{Bc} * \delta_B * bc$ $* \sum Pi * yi * Nf$

<b>Système Bt</b>	$M_{Bt}(x) = \eta_{Bt} * \delta_B * bt * \sum Pi * yi * Nf$	$T_{Bt}(x) = \eta_{Bt} * \delta_B * bt * \sum Pi * yi * Nf$
<b>Système Br</b>	$M_{Br}(x) = \eta_{Br} * \delta_B * \sum Pi * yi$	$T_{Br}(x) = \eta_{Br} * \delta_B * \sum Pi * yi$
<b>Système Mc</b>	$M_{Mc}(x) = \eta_{Mc} * \delta_{Mc} * q * w$	$T_{Mc}(x) = \eta_{Mc} * \delta_{Mc} * q * w$
<b>Système Me</b>	$M_{Me}(x) = \eta_{Me} * \delta_{Me} * q * w$	$T_{Me}(x) = \eta_{Me} * \delta_{Me} * q * w$

Avec  $g_{per} = g_{poutre} + g_{hourd} + g_{superstructure}$  (20) (kN/m) ;  $G_e$  la charge de l'entretoise ;

$$q_{Al} = A_2 * L_{Al} \text{ (21) (kN/m); } q_{Tr} = 1,5 * L_{Tr} \text{ (22); } w_{Al} = \frac{(L-x)^2}{2*L} \text{ (m}^2\text{) (23); } w_{Tr} = \frac{(L-x)^2}{2*L} \text{ (m}^2\text{) (24)}$$

On procède ensuite à la combinaison des charges suivant la règle suivante :

$$Mu = 1,35 M_G + \max \left\{ 1,6 \max \begin{pmatrix} M (AL) \\ M (Bc) \\ M (Bt) \\ M (Bt) \end{pmatrix}; 1,35 \max \begin{pmatrix} M (Mc120) \\ M (Me120) \\ M (Mc80) \\ M (Me80) \end{pmatrix} \right\} + 1,6 M \text{ Trottoir (25)}$$

$$Mser = M_G + \max \left\{ 1,2 \max \begin{pmatrix} M (AL) \\ M (Bc) \\ M (Bt) \\ M (Bt) \end{pmatrix}; \max \begin{pmatrix} M (Mc120) \\ M (Me120) \\ M (Mc80) \\ M (Me80) \end{pmatrix} \right\} + M \text{ Trottoir (26)}$$

$$Tu = 1,35 T_G + \max \left\{ 1,6 \max \begin{pmatrix} T (AL) \\ T (Bc) \\ T (Bt) \\ T (Bt) \end{pmatrix}; 1,35 \max \begin{pmatrix} T (Mc120) \\ T (Me120) \\ T (Mc80) \\ T (Me80) \end{pmatrix} \right\} + 1,6 T \text{ Trottoir (27)}$$

$$Tser = T_G + \max \left\{ 1,2 \max \begin{pmatrix} T (AL) \\ T (Bc) \\ T (Bt) \\ T (Bt) \end{pmatrix}; \max \begin{pmatrix} T (Mc120) \\ T (Me120) \\ T (Mc80) \\ T (Me80) \end{pmatrix} \right\} + T \text{ Trottoir (28)}$$

Les sollicitations ainsi déterminées, le dimension béton armé peut être réalisé suivant un calcul à la flexion simple de la section de la poutre.

### II.2.3.3. Particularité de ferrailage des poutres

Comme énoncé précédemment, notre section de poutre sera calculée à la flexion simple suivant le règlement BAEL 91. Les parties de poutre pour  $x = \frac{L}{2}$ ;  $x = \frac{L}{4}$ ;  $x = \frac{L}{6}$ ;  $x = \frac{L}{8}$ ;  $x = 0$  n'ayant pas les mêmes intensités de sollicitation, nous déterminerons pour chacune d'entre elles les quantités d'armatures à disposer. Le dimensionnement sera fait à l'ELU puis vérifié à l'ELS, la fissuration étant considérée préjudiciable.

Il est à noter qu'on laisse en attente les armature de la face supérieure (étrier) pour constituer un mariage avec le hourdis. Les armatures longitudinales des poutres sont ainsi introduites lors du ferrailage du hourdis.

### II.2.4. Dimensionnement des entretoises

#### II.2.4.1. Sollicitations au vérinage

Les poutres dans les tabliers de ponts à poutres sont généralement préfabriquées de nos jours. L'emploi des entretoises complique l'exécution. En effet, la technique de préfabrication ayant pour but d'éviter de mettre un échafaudage au sol (étaie), le coulage des entretoises sans étaie n'est aisé que pour les entretoises sur appui, celles intermédiaires étant plus complexes. C'est ainsi qu'on préférera ces entretoises sur appui pour notre pont.

Bien qu'il soit vrai que ces entretoises d'appui solidarisent la section transversale, elles sont surtout nécessaires lors de l'opération de vérinage souvent effectuée pour un changement des appareils d'appui. Durant ce vérinage, les vérins jouent un rôle d'appui provisoire pour les entretoises. Le schéma statique à considérer du nombre de vérins employés. Nous optons pour l'utilisation de vérins entre chaque poutre comme le montre figure 11 suivante :

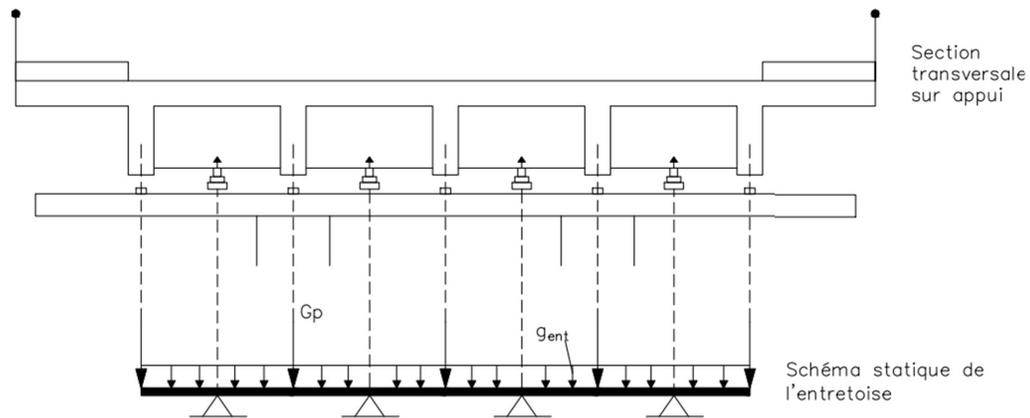


Figure 11: Schéma statique des entretoises

Ce schéma statique représente donc l'entretoise comme une poutre continue sur quatre appuis. La résolution de ce système hyperstatique sera effectuée par le biais d'un logiciel de calcul de poutre continue. L'entretoise est ainsi calculée comme une poutre continue supportant son propre poids  $g_{ent}$  (charge répartie) et le poids propre combiné du hourdis, des poutres principales et des équipements  $G_{pp}$  (charge concentrée) avec :

$$g_{ent} = \gamma_G * (h_e - h_d) * b_e * \gamma_{BA} \text{ (29)} ; G_{pp} = G_{poutres} + G_{hourdis} + G_{superstructure} \text{ (30)}$$

#### II.2.4.2. Particularité du ferrailage des entretoises

Après détermination des sollicitations, les armatures de l'entretoise devront être calculées en flexion simple à la fissuration préjudiciable suivant le règlement BAEL 91. Pour ce faire, nous considérerons le moment maximum positif pour les armatures inférieures (en travée) et le moment maximum négatif pour les armatures supérieures (aux appuis). Ce calcul se fera en considérant l'entretoise comme une poutre rectangulaire de dimensions  $b_e * h_e$ .

#### II.2.5. Dimensionnement du hourdis

Si le tablier étudié ne dispose pas d'entretoises intermédiaires, le rôle d'entretoisement devant consister à répartir les efforts entre les poutres principales est endossé par le hourdis. Ainsi, en plus de la flexion locale, il supporte aussi une flexion globale. On obtient ainsi en résumé :

$$\textit{Flexion totale} = \textit{Flexion locale} + \textit{Flexion globale}$$

### II.2.5.1. Flexion locale

Le hourdis des ponts à poutres est un panneau de dalle continue simplement appuyée sur les poutres principales et les entretoises. Les portées du hourdis prises en compte sont mesurées entre nus des appuis comme le montre la figure 12 suivante (O. BEN MEKKI, 2011) :

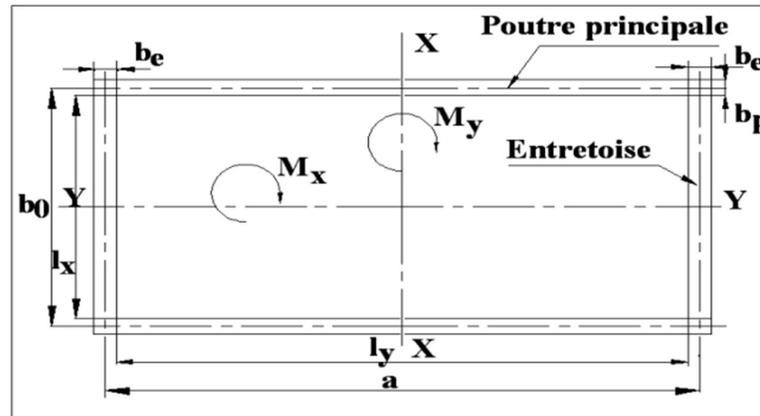


Figure 12: Panneau de hourdis conventionnel

On note  $l_x$  le petit côté donné par  $l_x = \inf(b_0 - b_p; a - b_e)$  (31) ;  $l_y$  le grand côté donné par  $l_y = \sup(b_0 - b_p; a - b_e)$  (32) ;  $M_x$  le moment fléchissant au centre de la dalle dans la direction  $l_x$  et  $M_y$  le moment fléchissant au centre de la dalle dans la direction  $l_y$ .

On choisit les axes  $xx$  et  $yy$  tel que  $xx // l_x$  et  $yy // l_y$ .

L'étude du panneau de dalle rectangulaire ci-dessus passera par la détermination des charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle (charges permanentes) et des charges concentrées (Bc, Bt, Br, Mc, Me).

#### ➤ Charges uniformément réparties

Pour la détermination de la charge uniformément répartie, on débute par le calcul de l'élanement de la dalle par la formule :  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  (33). Ce dernier renseigne sur le sens de portée de la dalle.

Deux cas de figure peuvent être distingués et ils sont présentés dans le tableau 8 ci-dessous :

Tableau 8: Evaluation des sollicitations dans un panneau de dalle sous charge uniformément répartie

Sens de portée de la dalle		Moment fléchissant	Effort tranchant
$\rho < 0,4$	Direction x	$M_x = q * \frac{l_x^2}{8}$	$T_x = q * \frac{l_x}{2}$
	Direction y	$M_y = 0$	$T_y = 0$
$0,4 \leq \rho \leq 1$	Direction x	$M_x = \mu_x * q * l_x^2$	$T_x = q * \frac{l_x * l_y}{2 * l_x + l_y}$
	Direction y	$M_y = \mu_y * q * l_y^2$	$T_x = q * \frac{l_x * l_y}{3 * l_y}$

Avec : 
$$\begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8*(1+2,4*\rho^3)} \\ \mu_y = \alpha^3 * (1,9 - 0,9 * \rho) \end{cases} \quad (34)$$

➤ Charges localisées centrées sur la dalle

Les charges localisées appliquées sur la surface de la dalle se diffusent suivant un angle de 45° jusqu'au plan moyen de la dalle. En ce qui concerne le revêtement qui est en général composé de matériaux moins résistant que le béton (asphalte coulé, enrobés, etc...), l'angle de diffusion des charges localisées diminue à 37°.

Considérons une charge localisée P s'appliquant sur une aire rectangulaire de dimension (uo, vo) comme l'illustre la figure 13 :

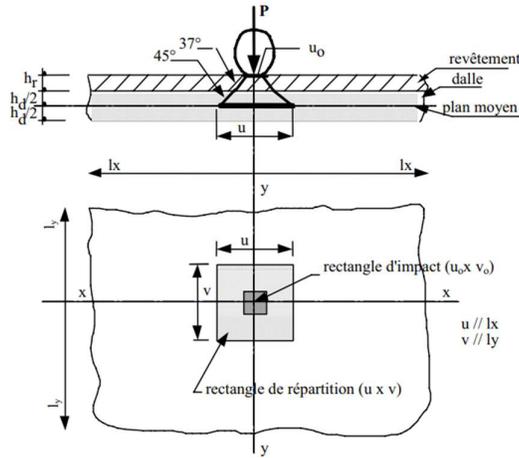


Figure 13: Diffusion d'une charge  $P$  localisée sur le plan moyen de la dalle

La charge se répartit au niveau du plan moyen de la dalle sur une aire rectangulaire appelée rectangle de répartition de dimensions  $u$  et  $v$ . Ces dimensions sont données par la formule :

$$u = u_o + 2tg37^\circ * hr + 2 * \left(\frac{hd}{2}\right) \Leftrightarrow u = u_o + 1,5 * hr + hd \quad (35)$$

De même,  $v = v_o + 1,5 * hr + hd \quad (36)$

Les expressions des sollicitations sont consignées dans le tableau 9 suivant :

Tableau 9: Evaluation des sollicitations dans un panneau de dalle sous charge  $P$  localisée

	Effort tranchant		Moment fléchissant
	$u < v$	$u > v$	
Direction x	$T_{ap,x} = \frac{P}{2v + u}$	$T_{ap,x} = \frac{P}{2u + v}$	$M_{ox} = (M_1 + v * M_2) * P$
Direction y	$T_{ap,y} = \frac{P}{3v}$	$T_{ap,y} = \frac{P}{3u}$	$M_{oy} = (M_2 + v * M_1) * P$

Pour la détermination des valeurs de  $M_1$  et  $M_2$ , on pourra s'aider des abaques de Mougins. Ces abaques sont donnés pour plusieurs valeurs de l'élancement  $\rho$  variant de 0,05 à 1. Les courbes de ces abaques sont paramétrées en  $\beta = \frac{v}{l_y}$  (36) et sont fonction de  $\alpha = \frac{u}{l_x}$  (37) en abscisse et des valeurs de  $M_1$  et  $M_2$  en ordonnée.

➤ Charges localisées décentrées.

On découpe la dalle en un certain nombre de rectangles concentriques et superposer les résultats obtenus pour chaque cas élémentaire : c'est l'artifice de Résal (1912), basé sur les différences des rectangles centrés. En pratique, on envisage les différents cas de charge de Bc, Bt, Br, Mc, Me ainsi que les différentes positions du rectangle d'impact correspondant afin de déterminer la valeur maximale du moment à considérer pour le calcul des sections, tant dans le sens longitudinal que dans le sens transversal. Pour obtenir ce moment maximum, il faudra disposer les rectangles d'impact le plus près possible du centre de la dalle (M. BEN OUEZDOU, 2008).

On peut employer l'artifice de Résal combiné au principe de la densité de charge tel que

$q = \frac{P}{u*v}$  (38) pour un rectangle de répartition de dimensions u et v. L'annexe 5 offre beaucoup plus de détails sur l'application de cette méthode.

La répartition des moments ainsi déterminés se fait, sur la dalle continue, en les réduisant de 20 à 25% au milieu des travées. Au niveau des appuis, on les réduit de 50%. Le tableau 10 résume l'application de cette répartition :

Tableau 10: Moments sur dalle continue

<b>Moment en travée</b>	$M_{x,y}^{tr} = 0,8 * M_{ox,y}$
<b>Moment sur appui</b>	$M_{x,y}^{app} = -0,5 * M_{ox,y}$

### II.2.5.2. Flexion Globale

La flexion globale représente la flexion qu'auraient endossées les entretoises intermédiaires si elles existaient. Elle est déterminée d'après la méthode de Guyon-Massonnet en prenant 1m.l du hourdis comme étant une entretoise intermédiaire (M. BEN OUEZDOU, 2008).

➤ Moment fléchissant

D'après Guyon-Massonnet, le moment fléchissant dans une entretoise est donné par :

$$M_{y(x,y)} = \frac{b}{8} * \sum \mu_n * q_n * \sin \frac{n * \pi * x}{Lc} \quad (39)$$

Avec b la demi-largeur active :  $b = \frac{Lr+2*Ltr}{2} = \frac{Lr}{2}$  (40),  $q_n$  la charge appliquée en forme de lame de couteau (développement en série de Fourier) et  $Lc$  la longueur de calcul (dans le sens longitudinal).

Le moment maximum est au centre de la dalle, donc :  $x = \frac{Lc}{2} \Rightarrow \sin n * \pi * \frac{x}{Lc} = \sin \frac{n*\pi}{2}$  (41)

Si n est impair,  $\sin \frac{n*\pi}{2} = 1$  ; si n est pair,  $\sin \frac{n*\pi}{2} = 0$

On ne retient donc que les harmoniques impairs (n=1,3,5,7, etc.). On se contentera dans notre étude des deux premiers termes n=1 et n=3. On obtient :

$$M_y = \frac{b}{8} * \left( \mu_1 * q_1 * \sin \frac{\pi}{2} + \mu_3 * q_3 * \sin \frac{3\pi}{2} \right) \Leftrightarrow M_y = \frac{b}{8} * (\mu_1 * q_1 + \mu_3 * q_3) \quad (42)$$

➤ Série de Fourier des termes  $q_n$

Le développement en série de Fourier pour des charges usuelles se présente comme suit :

- Pour les charges uniformément réparties d'intensité q sur toute la longueur  $Lc$  :

$$q_n = \frac{4 * q}{k\pi} \quad (43)$$

- Pour les charges uniformément réparties sur longueur 2c centrée au point d'abscisse d :

$$q_n = \frac{4 * q}{k\pi} * \sin\left(\frac{k * \pi * d}{Lc}\right) * \sin\left(\frac{k * \pi * c}{Lc}\right) \quad (44)$$

- Pour une charge concentrée P au point d'abscisse d :

$$q_n = \frac{2 * P}{L} * \sin\left(\frac{k * \pi * d}{Lc}\right) \quad (45)$$

- Coefficient de répartition transversale dans le hourdis

Ce coefficient noté  $\mu_n$  dépend de (M.BEN OUEZDOU, 2008) :

- Paramètre de torsion  $\alpha$  qui est le même que celui employé pour le calcul de K dans la formule (7) ;
- Paramètre d'entretoisement  $\theta$  avec  $\theta = n * \frac{b}{Lc}$  (46) ;
- L'ordonnée y de la fibre considérée du hourdis même si, cette fois en particulier, on cherche les moments dans la fibre centrale (y=0) ;
- La position e de la charge appliquée.

$\mu_n = f(\alpha; \theta; y; e)$  est déterminé par les tables de Guyon-Massonnet. Celles-ci sont analogues aux tables de  $K = f(\alpha; \theta; y; e)$  employées pour le calcul du CRT et le calcul du coefficient correspondant se fait de la même manière. Aussi, le calcul du coefficient  $\mu_n$  fait intervenir l'interpolation sur  $\alpha$  avec  $\mu_o$  pour  $\alpha = 0$  et  $\mu_1$  pour  $\alpha = 1$ . Elle se fait comme avec la relation de Guyon-Massonnet abordée dans la formule (15) à savoir :  $\mu = \mu_o + (\mu_1 - \mu_o) * \sqrt{\alpha}$  (47).

On cherche la variation de  $\mu_1 = f(e)$  et de  $\mu_3 = f(e)$  puis on trace les deux courbes comme dans le cas de K. On charge transversalement par la charge permanente et les charges réglementaires Bc, Br, Bt, Mc120, Mc80, etc. de la manière la plus défavorable en suivant bien sûr les règles de chargement de chacune d'entre elles. Ainsi :

- Pour la charge permanente et celle du trottoir, on cherche l'aire w qui est délimitée par ces dernières sur la courbe  $\mu = f(e)$  avec  $\mu = w$  ;
- Pour Bc et Bt,  $\mu = \frac{1}{2} * \sum \mu_i$  (48). avec  $\mu_i$  les valeurs de  $\mu$  sous l'emplacement des essieux ;

- Pour Br, on place la charge au milieu du pont et on lit la valeur de  $\mu$  sous la position de la charge
- Pour les charges Mc on prend les aires délimitées par les chenilles avec

$$\mu = \frac{1}{2} * \left( \frac{w_1}{Lch1} \right) + \frac{1}{2} * \left( \frac{w_2}{Lch2} \right) \quad (49).$$

Les sollicitations dans les deux cas de flexion du hourdis étant déterminées, la flexion totale qui en résulte est obtenue de la manière suivante (M.BEN OUEZDOU, 2008) :

- En travée :  $M_x^{tot} = M_x^{loc} + M_y^{glob}$  (50)
- Sur appui :  $M_x^{tot} = M_x^{loc}$  (51).

### II.2.5.3. Particularité du ferrailage du hourdis

Le hourdis est calculé comme une poutre à section rectangulaire à la fissuration préjudiciable. Le ferrailage est donné par mètre linéaire. Par ailleurs, la détermination de ce ferrailage est sujette à la vérification de certaines conditions à savoir :

- Condition relative au poinçonnement sous charge localisée

Afin de ne pas disposer d'armatures d'efforts tranchants, l'épaisseur du hourdis doit vérifier la condition (M.BEN OUEZDOU, 2008) :

$$hd \geq \frac{Q_u}{0,045 * u_c * \frac{fc28}{\gamma b}} \quad (52)$$

$Q_u$  : Charge de calcul vis-à-vis de l'ELU

$u_c$  : dimensions du rectangle de répartition de la charge considérée

- Condition relative au non-emploi d'armature d'effort tranchant

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la dalle est bétonnée dans reprise de toute son épaisseur et si la contrainte tangente  $\tau_u$  est telle que (M.BEN OUEZDOU, 2008) :

$$\tau_u = \frac{T}{b_d * d} \leq 0,07 * \frac{fc28}{\gamma b} \quad (53)$$

Avec  $T$  la valeur de l'effort tranchant l'ELU ;  $d$  la hauteur utile du hourdis  $b_d = 1\text{ml}$  du hourdis.

### II.2.6. Dimensionnement des appareils d'appui

Le tablier transmet les efforts verticaux et horizontaux aux piles et culées par l'intermédiaire des appareils d'appui. Les appareils d'appui sont de plusieurs natures et les plus fréquemment utilisés sont ceux en élastomère fretté. Ils sont constitués de frettes d'aciers incorporées dans de l'élastomère (matériau macromoléculaire reprenant sa forme initiale après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte) comme le montre la figure 14 qui suit (SETRA, 2007) :

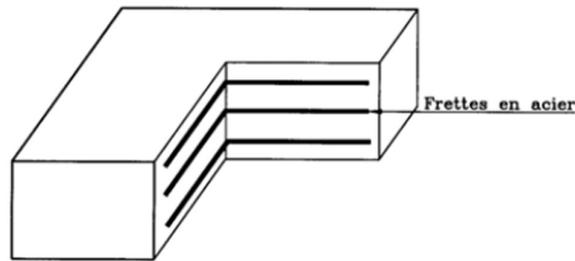


Figure 14 : Constitution d'un appareil d'appui en élastomère fretté

La définition géométrique de l'appareil d'appui est donnée sur la figure 15 ci-dessous dans laquelle  $a$ ,  $b$ ,  $a'$  et  $b'$  sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire ( $a$  et  $a'$  désignant les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui rectangulaire),  $D$  et  $D'$  les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire,  $T_b$  l'épaisseur totale de l'appareil,  $t_i$  l'épaisseur d'un feuillet d'élastomère,  $t_s$  l'épaisseur d'une frette d'acier et  $e$  l'enrobage extérieur :

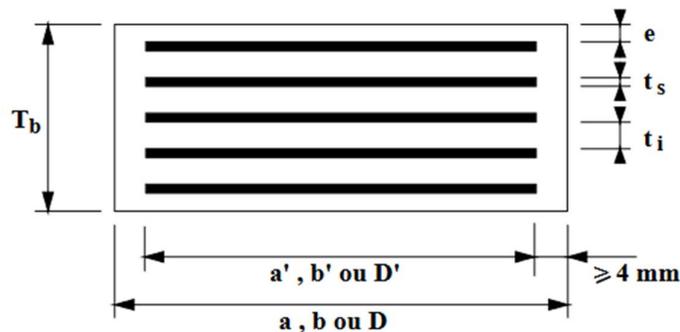


Figure 15 : Définition géométrique d'un appareil d'appui

En fonction du nombre  $n$  de feuillets intermédiaires, on distingue deux épaisseurs nécessaires au dimensionnement :

- L'épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui :  $T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2 * e$  (54)
- L'épaisseur nominale totale d'élastomère :  $T_e = n * t_i + 2 * e$  (55).

Dimensionner un appareil revient à tout d'abord définir une section de base dudit appareil qu'on soumettra à une série de vérification (SETRA, 2007).

Ainsi, l'aire de l'appareil d'appui est définie de sorte que  $\frac{V_{max}}{A'} \leq 20 MPa$  (56) et  $\frac{V_{min}}{A'} \geq 3 MPa$  (57) avec  $V_{max}$  et  $V_{min}$  les efforts verticaux maximal et minimal (issus des surcharges routières et du poids propre du tablier transmis par les poutres) sur l'appareil et  $A'$  la section  $a' * b'$ . Après détermination de cette section, on se réfère au catalogue type des modèles d'appareils les plus utilisés du guide de dimensionnement des appareils d'appui en élastomère fretté afin de choisir une section théorique de calcul.

La hauteur nette  $T_e$  de l'élastomère est aussi prédimensionnée de sorte que  $\frac{v_x}{T_e} \leq 1$  (58) avec  $v_x = v_1 + v_2$  (59) où  $v_x$  est le déplacement horizontal maximal,  $v_1$  le déplacement horizontal maximal dû à la température et au retrait,  $v_2$  le déplacement horizontal maximal dû à l'effort de freinage  $H_x$  tel que  $v_2 = \frac{H_x * T_e}{2 * G * a * b}$  (60) ( $G = 0,9 MPa$  le module conventionnel de l'élastomère).

L'appareil d'appui est soumis à la compression, à la distorsion et à la rotation. Ainsi, divers types de vérification doivent être faits pour la section prédéfinie :

- La distorsion totale maximale en tout point doit de l'appareil doit être limitée ;
- L'épaisseur des frettes doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent ;
- La stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement ;

Le tableau 11 suivant récapitule les conditions à respecter pour ces vérifications (SETRA, 2007) :

Tableau 11: Vérifications à effectuer pour assurer la stabilité de l'appareil d'appui

Vérifications	Condition
Stabilité au flambement	$\frac{F_z}{A_r} (\sigma_m) < \frac{2 * G * a' * S}{3 * T_e} (\sigma_{lim})$
Limitation de la distorsion	$\varepsilon = K_L (\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{dq} + \varepsilon_{ad}) < 7 \text{ m et } \varepsilon_{dq} < 1 \text{ m}$ ( $K_L$ coefficient égal à 1)
Limite en rotation	$\sum v_z \geq \frac{(a' * \alpha_a + b' * \alpha_b)}{K_r}$ ( $K_r$ coefficient égal à 3)
Non-glissement	$F_{xy} \leq \mu_e * V_{min} \text{ et } \frac{V_{min}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa}$
Traction dans les frettes	$t_s \geq \frac{2,6 * F_z * t_i}{A_r * f_y}$

Avec :

-  $\sigma_m$  et  $\sigma_{lim}$  (en MPa) respectivement les pressions limite et moyenne ; G le module conventionnel de l'élastomère où  $G = 0,9 \text{ MPa}$  ; S le coefficient de forme de la couche d'élastomère où  $S = \frac{A'}{2 * t_i * (a' + b')}$  (61) ;  $F_z$  l'effort normal vertical max où  $F_z = V_{max}$  (62) ;

-  $\varepsilon_{cd}, \varepsilon_{dq}, \varepsilon_{ad}$  (en m) les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts horizontaux et les rotations du tablier où  $\varepsilon_{cd} = \frac{1,5 * V_{max}}{G * A_r * S}$  (63) ;  $\varepsilon_{dq} = \frac{v_x}{T_e}$  (64) ;  $\varepsilon_{ad} =$

$$\frac{a'^2 * \alpha_{max} * t}{2 * (4 * t^3 + 2 * (\frac{t}{2})^3)} \text{ (65) ;}$$

$A_r$  (m<sup>2</sup>) la surface en plan effectivement où  $A_r = A' * (1 - (\frac{v_x}{a'}))$  (66).

-  $F_{xy}$  l'effort horizontal (en kN) où  $F_{xy} = \frac{V_x * G * a' * b'}{T_e}$  (67) ;  $\mu_e$  le coefficient de frottement entre l'appareil et la structure où  $\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 * K_f}{\sigma_m}$  (68) ( $K_f = 0,6$  pour le béton ou 0,2 pour les autres surfaces).

## CHAPITRE 3 : RESULTATS DE L'ETUDE STRUCTURALE DU TABLIER DU PONT DE ZOUNVI

### III.1. Conception géométrique

Les dimensions des éléments structuraux du pont résultant de l'exploitation des données d'études et des différentes formules de prédimensionnement exposées dans le tableau 2 plus haut sont récapitulées dans le tableau 12 suivant. Les détails de calcul sont présentés en annexe.

Tableau 12: Prédimensionnement des éléments du pont

Éléments	Caractéristiques (m)	
<b>Poutres</b>	Hauteur	1,15
	Épaisseur	0,3
	Nombre	5
	Entraxe	2,425
<b>Entretoises</b>	Hauteur	0,95
	Épaisseur	0,2
<b>Hourdis</b>	Épaisseur	0,18

A ces détails s'ajoutent les caractéristiques suivantes :

- Dispositifs de retenue

Ces dispositifs assurent la sécurité des usagers (piétons et véhicules) circulant sur l'ouvrage. Ils peuvent être des garde-corps pour les piétons, des barrières de niveau N (parfois dénommés glissières) pour les véhicules légers, des barrières de niveau H pour les cars et les poids lourds utilisables sur les ponts. Nous avons choisi la barrière BN4 qui est du type H à cause de sa capacité à retenir les véhicules poids lourds en cas d'accident pour qu'ils ne tombent pas du pont.

- Trottoirs

Ils servent à la protection des piétons en les isolant de la circulation automobile. Dans le chapitre précédent, nous avons montré la largeur de trottoir prévue par le profil en travers type qui vaut 1,85 m. Concernant l'épaisseur, elle est prise en général entre 15 et 20 cm. Nous optons pour une épaisseur de 15 cm.

- Couche de roulement

La couche de roulement doit, sur présenter et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers). Elle doit être adaptée et assurer une adhérence pérenne avec le système d'étanchéité. La couche de roulement est revêtue d'un tapis d'enrobé bitumineux dont l'épaisseur courante est de 05 à 08 cm. Ce dernier sera recouvert par un système d'étanchéité composé d'asphalte et de bitume censé le protéger des diverses agressions générées par l'eau pluviale. Nous prendrons 05 cm comme épaisseur du revêtement et pour 03 cm l'étanchéité.

- Appareils d'appui

Les tabliers de ponts reposent, en général, sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui conçus pour transmettre les efforts. Nous choisissons des appareils d'appui en élastomère fretté qui sont d'usage courant.

- Corniche

Les corniches sont des éléments qui reposent sur les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage en jouant sur les effets de forme et de couleur, en rattrapant les irrégularités de la structure. Le rôle de la corniche est plus orienté vers la décoration de l'ouvrage. Les corniches seront préfabriquées en béton armé.

N.B : Lors du calcul BA des poutres principales avec la section exposée plus haut, nous avons été confrontés à une section d'armatures comprimées beaucoup trop élevée. Nous avons donc procédé à des itérations de cette section jusqu'au choix d'une section de calcul nous garantissant un faible taux voire une absence d'aciers comprimés. La section choisie au final fut la suivante :

Hauteur  $h_p = 1,5 \text{ m}$  ; Largeur  $b_p = 0,4 \text{ m}$ .

La figure 16 suivante présente la coupe transversale du tablier en considérant cette section pour les poutres principales :

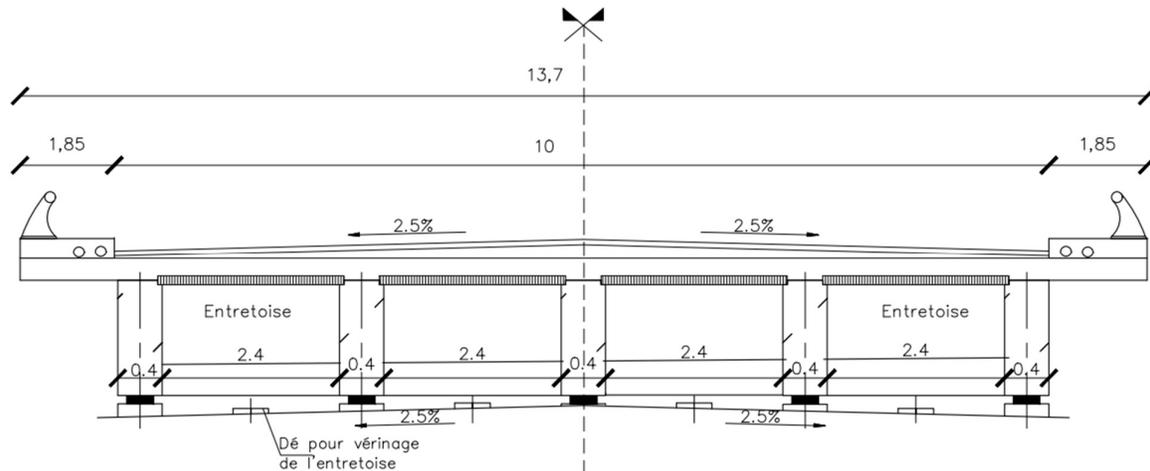


Figure 16: Coupe transversale du tablier

Sur la figure 17 ci-dessous est schématisée la coupe transversale des poutres principales du tablier :

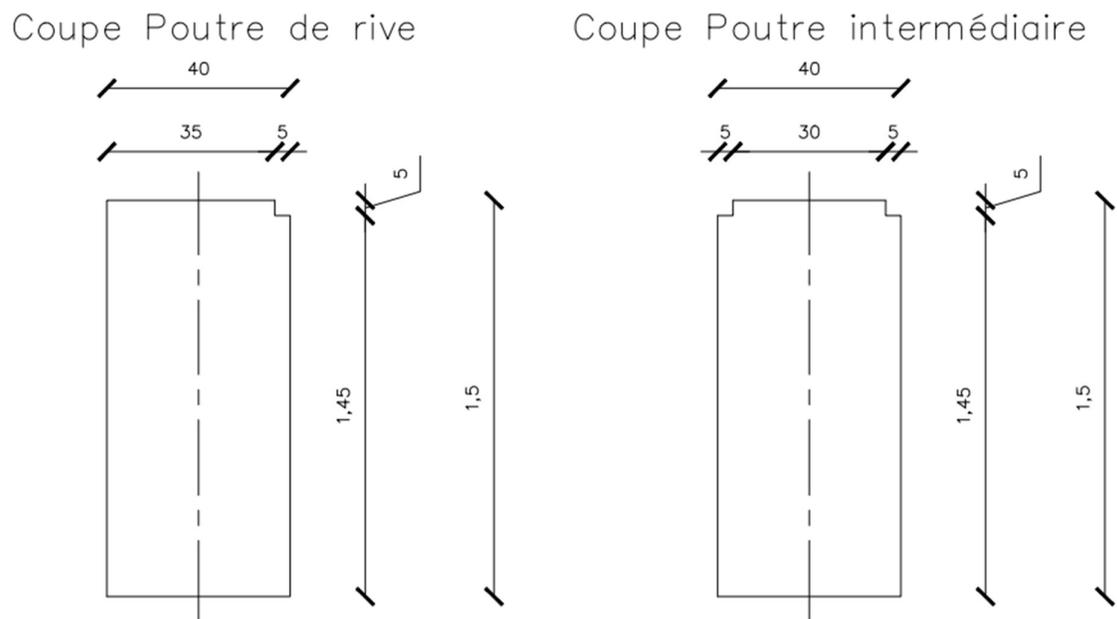


Figure 17: Coupe transversale des poutres

### III.2. Dimensionnement structural

#### III.2.1. Dimensionnement des poutres principales

##### III.2.1.1. Etude transversale

Le tableau 13 suivant récapitule les données nécessaires à l'application de la méthode de Guyon-Massonnet pour la détermination du Coefficient de Répartition Transversale :

Tableau 13: Rappel des données pour l'application de la méthode Guyon-Massonnet

RAPPEL DE DONNEES					
Travée		Poutres		Entretoises	
Portée L (m)	19	Nombre de Poutres n	5	Nombre m	2
Largeur du tablier 2b (m)	13,7	Espacement b1 (m)	2,4	Espacement L1 (m)	19
		Base bp (m)	0,4	Base be (m)	0,2
		Hauteur hp (m)	1,5	Hauteur he (m)	0,95
		Épaisseur dalle hd (m)	0,18		

Le calcul des paramètres d'entretoisement et de torsion ( $\theta$  et  $\alpha$ ) ainsi que le tracé des différentes courbes de  $K = K(e)$  pour chaque catégorie de poutres sont détaillés en annexe 3. Ils ont permis d'aboutir à la détermination du CRT, dont les valeurs sont récapitulées dans les tableaux 14, 15 et 16 :

Tableau 14: Valeurs de CRT pour la poutre centrale

<b>Poutre centrale</b>			
<b>Charges</b>	<b>CRT</b>	<b>Caractéristiques</b>	<b>Cas le plus défavorable</b>
Al	0,263	a1=0,9; Lal=10m	Trois voies chargées
Trottoir	0,061	Ltr=1,85	Deux trottoirs chargés
Bc	0,468	bc=0,95	Trois files Bc
Bt	0,353	bt=1	Deux files Bt
Br	0,237	Une roue	Une roue Br
Mc 120	0,343	Lch=1	Un char de Mc120
Me 120	0,407	Lch=4	Un char de Me120
Mc 80	0,372	Lch=0,85	Un char de Mc80
Me 80	0,420	Lch=3,5	Un char de Me80

Tableau 15: Valeurs de CRT pour la poutre intermédiaire

<b>Poutre intermédiaire</b>			
<b>Charges</b>	<b>CRT</b>	<b>Caractéristiques</b>	<b>Cas le plus défavorable</b>
Al	0,338	a1=1; Lal=6,66m	Deux voies chargées
Trottoir	0,212	Ltr=1,85	Deux trottoirs chargés
Bc	0,463	bc=0,95	Trois files Bc
Bt	0,360	bt=1	Deux files Bt
Br	0,234	Une roue	Une roue Br
Mc 120	0,366	Lch=1	Un char de Mc120
Me 120	0,419	Lch=4	Un char de Me120
Mc 80	0,394	Lch=0,85	Un char de Mc80
Me 80	0,430	Lch=3,5	Un char de Me80

Tableau 16: Valeurs de CRT pour la poutre de rive

Poutre de rive			
Charges	CRT	Caractéristiques	Cas le plus défavorable
Al	0,23355	a1=1; Lal=6,66m	Deux voies chargées
Trottoir	0,629405405	Ltr=1,85	Deux trottoirs chargés
Bc	0,32536	bc=1,1	Deux files Bc
Bt	0,30448	bt=1	Deux files Bt
Br	0,30192	Une roue	Une roue Br
Mc 120	0,346	Lch=1	Un char de Mc120
Me 120	0,35	Lch=4	Un char de Me120
Mc 80	0,375647059	Lch=0,85	Un char de Mc80
Me 80	0,379714286	Lch=3,5	Un char de Me80

### III.2.1.2. Etude longitudinale

Sur la base des formules du tableau 10, les sollicitations longitudinales ont pu être calculées à l'abscisse x avec  $x \in \left\{0; \frac{L}{8}; \frac{L}{6}; \frac{L}{4}; \frac{L}{2}\right\}$  pour chaque type de poutre. Nous n'avons au final considéré que les valeurs les plus défavorables dans le récapitulatif présenté dans le tableau 17 ci-dessous afin de calculer un modèle de poutre unique. Ainsi, toutes les poutres auront le même ferrailage. Les détails de calcul peuvent être retrouvés en annexe 3.

Tableau 17: Récapitulatif des sollicitations moyennes dans les poutres principales

x	0	L/8	L/6	L/4	L/2
<b>CHARGES PERMANENTES G</b>					
<b>M (kN.m)</b>	0	675,73	858,06	1158,39	1544,52
<b>T (kN)</b>	325,16	243,87	216,77	162,58	0
<b>SURCHARGE AL</b>					
<b>M (kN.m)</b>	0	1011,95	1285,02	1734,78	2313,04
<b>T (kN)</b>	486,96	372,83	338,16	273,91	121,74
<b>SURCHARGE TROTTOIR</b>					
<b>M (kN.m)</b>	0	34,48	43,79	59,11	78,82

<b>T (kN)</b>	16,59	12,70	11,52	9,33	4,15
<b>SURCHARGE Bc</b>					
<b>M (kN.m)</b>	0	1072,06	1321,19	1696,27	1836,23
<b>T (kN)</b>	563,36	451,40	417,22	350,04	181,50
<b>SURCHARGE Bt</b>					
<b>M (kN.m)</b>	0	1047,15	687,89	924,05	1201,44
<b>T (kN)</b>	261,53	227,50	216,15	193,46	125,39
<b>SURCHARGE Br</b>					
<b>M (kN.m)</b>	0	74,19	94,21	127,18	169,57
<b>T (kN)</b>	35,70	31,24	29,75	26,77	17,85
<b>SURCHARGE MILITAIRE Mc120</b>					
<b>M (kN.m)</b>	0	819,83	1041,05	1405,42	1873,89
<b>T (kN)</b>	394,50	354,36	291,26	310,61	201,58
<b>SURCHARGE MILITAIRE Me120</b>					
<b>M (kN.m)</b>	0	287,80	365,46	493,37	657,83
<b>T (kN)</b>	138,49	128,42	125,00	118,02	95,26
<b>SURCHARGE MILITAIRE Mc80</b>					
<b>M (kN.m)</b>	0	571,95	726,28	980,48	1307,30
<b>T (kN)</b>	275,22	249,65	240,74	222,15	155,49
<b>SURCHARGE MILITAIRE Me80</b>					
<b>M (kN.m)</b>	0	189,21	240,26	324,36	432,48
<b>T (kN)</b>	91,05	84,59	82,40	77,95	63,61

Nous avons procédé à la combinaison de ces différentes sollicitations en accord avec les formules (25), (26), (27) et (28). Le tableau 18 récapitule les résultats obtenus :

Tableau 18: Combinaison optimale des sollicitations dans les poutres principales

<b>x</b>	<b>0</b>	<b>L/8</b>	<b>L/6</b>	<b>L/4</b>	<b>L/2</b>
<b>Mu (kN.m)</b>	0	2682,70	3342,34	4434,05	5912,06
<b>Mser (kN.m)</b>	0	1996,68	2487,27	3299,23	4398,98
<b>Tu (kN)</b>	1366,89	1071,78	978,63	794,48	297,04
<b>Tser (kN)</b>	1017,79	798,25	728,96	591,96	221,95

### III.2.1.3. Ferrailage des poutres

Le tableau 19 résume les sections d'armatures obtenues après le dimensionnement BA. Pour les détails de calcul, on peut se référer à l'annexe 3.

Tableau 19: Récapitulatif des sections d'armatures dans les poutres principales

	Ast (cm <sup>2</sup> )	Asc (cm <sup>2</sup> )	Nombre de barres	Section (cm <sup>2</sup> )
x=0	0	0		
x=Lc/8	81,46	0	11 HA32	88,47
x=Lc/6	101,54	0	13 HA32	104,6
x=Lc/4	132,93	0	17 HA32	136,7
x=Lc/2	191,4	4	24 HA32	193

### III.3. Dimensionnement des entretoises

#### III.3.1. Sollicitations au vérinage

Le schéma statique modélisé dans le logiciel RDM6 pour le calcul des entretoises est montré sur la figure 18 :

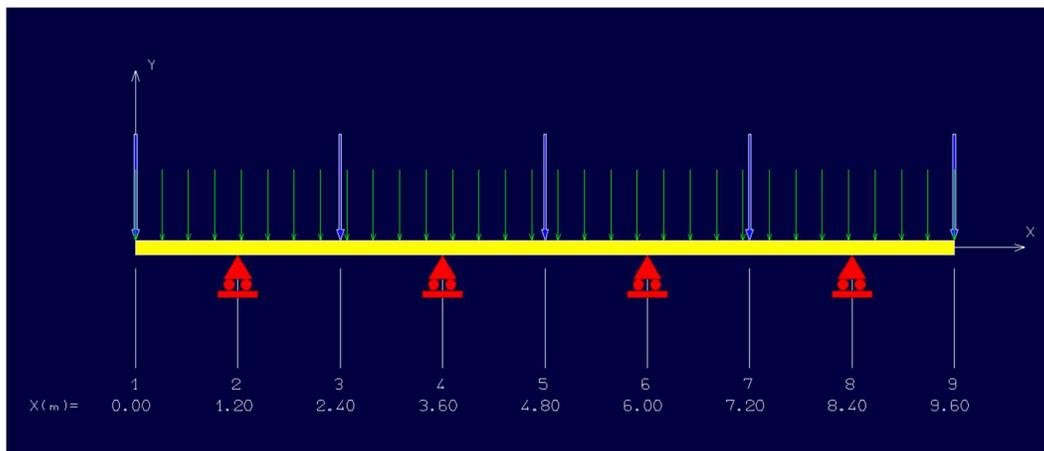


Figure 18: Schéma statique d'une entretoise sur RDM6

Les détails de calcul des charges peuvent être retrouvés en annexe 4.

Après application des charges, on obtient les diagrammes de sollicitations apparaissant sur les figures 19 et 20 :

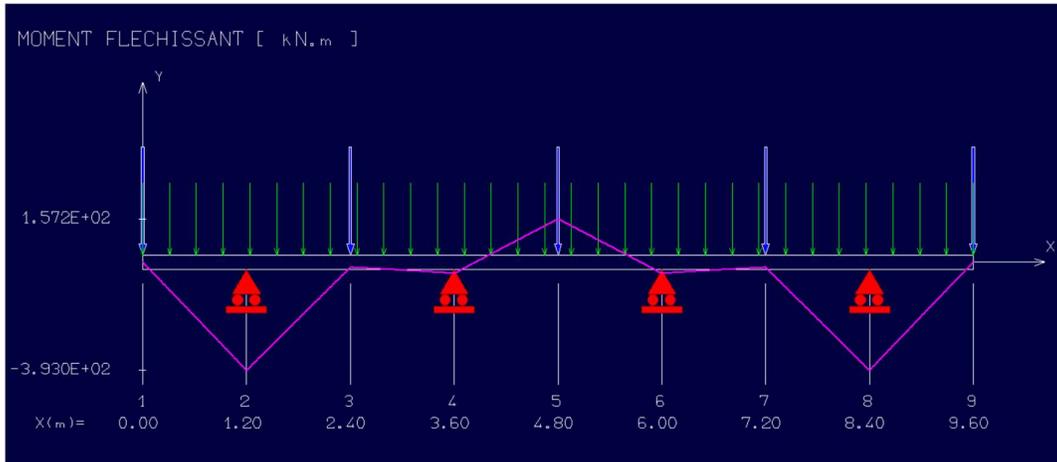


Figure 19: Diagramme des moments fléchissants dans l'entretoise sur RDM6

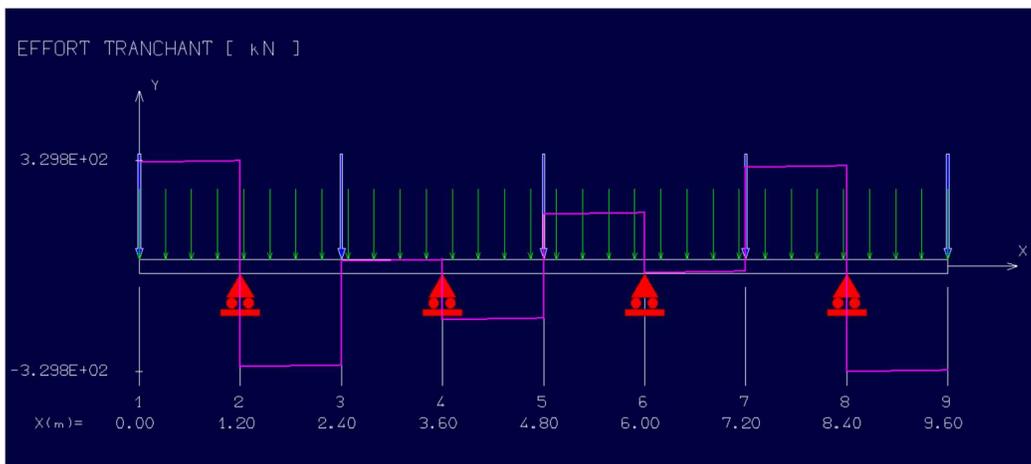


Figure 20: Diagramme des efforts tranchants dans l'entretoise sur RDM6

On obtient les sollicitations maximales suivantes :

Moment maximal positif : 157,19 kN.m ; Moment maximal négatif : -392,96 kN.m

Effort tranchant maximal positif : 329,8 kN.

### III.3.2. Ferrailage des entretoises

Le tableau 20 résume les sections d'armatures obtenues après le dimensionnement BA. Pour les détails de calcul, on peut se référer à l'annexe 4.

Tableau 20: Récapitulatif des sections d'armatures dans les entretoises

	Ast (cm <sup>2</sup> )	Asc (cm <sup>2</sup> )	Nombre de barres	Section (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	9,97	0	13 HA10	10,21
<b>Sur appuis</b>	24,91	0	17 HA14	26,17

### III.4. Dimensionnement du hourdis

#### III.4.1. Flexion locale

Le tableau 21 résume les différentes valeurs de sollicitations calculées pour les charges uniformément réparties (charge permanente) et les charges concentrées (charges concentrées) qui s'appliquent sur le hourdis. Les détails de la détermination de ces sollicitations peuvent être retrouvés en annexe 5.

Tableau 21: Récapitulatif des sollicitations dans le panneau de dalle simplement appuyé

<b>ELU</b>						
Charges	Charge permanente	Bt	Br	Bc	Mc120	Mc80
<b>Sollicitations</b>						
<b>Tx (kN)</b>	8,04	54,14	35,84	35,92	137,84	101,69
<b>Ty (kN)</b>	0	44,92	40,16	37,58	60,51	47,43
<b>Mox (kN.m)</b>	4,82	25,48	17,02	28,13	36,3	25,2
<b>Moy (kN.m)</b>	0	8,45	10,52	7,26	1,65	1,332
<b>ELS</b>						
Charges	Charge permanente	Bt	Br	Bc	Mc120	Mc80
<b>Sollicitations</b>						
<b>Mox (kN.m)</b>	5,96	25,78	19,12	28,89	36,63	25,47

<b>Moy (kN.m)</b>	3,57	6,59	13,92	9,41	8,91	6,372
-------------------	------	------	-------	------	------	-------

Ces sollicitations sont ensuite combinées puis réparties sur la dalle continue en accord avec le tableau. Les valeurs finales obtenues sont celles exposées dans le tableau 22 :

Tableau 22: Récapitulatif des valeurs de sollicitations après répartition sur la dalle continue

Moment fléchissant			Effort tranchant		
		Mtravée=0,8Mo	Mappui=-0,5Mo	Tx (kN)	Ty (kN)
<b>ELU</b>	Mx (kN.m)	54,76	-34,23	235,21	60,51
	My (kN.m)	35,02	-21,89		
<b>ELS</b>	Mx (kN.m)	41,54	-25,96		
	My (kN.m)	26,98	-16,86		

### III.4.2. Flexion globale

Les détails de calcul des sollicitations en flexion globale du hourdis comprenant la détermination des paramètres fondamentaux  $\theta$  et  $\alpha$ , le tracé des courbes  $\mu = f(e)$  et la détermination des chargements défavorables sont présentés dans l'annexe 5. Le tableau 23 présente le récapitulatif des valeurs de sollicitations dues à la flexion globale du hourdis :

Tableau 23: Récapitulatif des sollicitations dues à la flexion globale

Charges	Charge	Trottoir	Bt	Br	Bc	Mc120	Mc80
<b>Sollicitation</b>	permanente						
<b>Moy (kN.m)</b>	0,124	-0,003	5,939	1,869	5,730	9,041	8,424

Tableau 24: Récapitulatif des sollicitations en flexion totale

EN TRAVEE		SUR APPUIS	
Mxtot=Mxloc+MyGlob		Mxtot=Mxloc	
ELU	81,90	ELU	-41,51
ELS	61,92	ELS	-31,79

### III.4.3. Ferrailage du hourdis

Le tableau 25 résume les sections d'armatures obtenues après le dimensionnement BA. Pour les détails de calcul, on peut se référer à l'annexe 5.

Tableau 25: Récapitulatif des sections d'armatures dans le hourdis

	Ast (cm <sup>2</sup> )	Asc (cm <sup>2</sup> )	Nombre de barres	Section (cm <sup>2</sup> )
En travée	17,64	0	9 HA 16	18,1
Sur appuis	8,69	0	6 HA 14	9,24

### III.5. Dimensionnement des appareils d'appui

Les principales caractéristiques géométriques des appareils qui seront adoptés sont présentées dans le tableau 26 ci-après :

Tableau 26: Récapitulatifs des valeurs des caractéristiques géométriques des appareils d'appui

Caractéristiques géométriques (mm)	
a	300
b	450
Te	50
ti	10
ts	3
e	5

Les détails de calcul sont présentés en annexe 6.

### III.6. Comparaison des quantités obtenues avec celles du bureau d'étude

Nous rappelons les dimensions de base obtenues par le bureau d'études :

- Une section de poutres de 50 x 145 cm<sup>2</sup>
- Une section d'entretoises de 25 x 90 cm<sup>2</sup>
- Un hourdis d'épaisseur 25 cm

En partant des mêmes hypothèses qu'eux, et suite aux divers calculs menés, nous avons finalement abouti aux sections suivantes :

- Une section de poutres de 40 x 15 cm<sup>2</sup>
- Une section d'entretoises de 25 x 95 cm<sup>2</sup>
- Un hourdis d'épaisseur 18 cm

Nos résultats rejoignent donc grandement ceux du bureau d'études. Nous émettrons quand même une certaine réserve sur l'épaisseur de hourdis adoptée par le bureau puisqu'une épaisseur de 18 cm d'après nos calculs s'avère utilisable.

## CONCLUSION

L'étude menée dans ce document visait principalement la contre-expertise de la proposition de dimensionnement du tablier effectuée par le bureau d'études en charge du pont. Nous avons donc été amenés à revoir les principales étapes de l'étude structurale du tablier d'un pont, à savoir : le prédimensionnement des principaux éléments du tablier, le choix d'hypothèses de calcul en se basant sur des normes et réglementations, la détermination des sollicitations induites par les charges permanentes et les charges routières sur chaque élément du tablier, le calcul de la section d'armatures à utiliser lors de l'exécution de ces éléments. Notre intention première fut, lors du prédimensionnement du tablier, de prendre des sections bien plus faibles que celles choisies par le bureau d'études, à commencer par les poutres principales. Cette initiative fut prise afin d'optimiser les résultats obtenus par bureau d'études et vérifier si de moindres sections pouvaient être utilisées. La section des poutres que nous avons choisie nous donnant des aciers comprimés en fort taux, nous avons du procéder à des itérations qui nous ont au final conduit à une section quasi similaire à celle du bureau. Les résultats que nous avons obtenus confirment donc grandement ceux du bureau, même si nous émettrons une certaine réserve quant à l'épaisseur de hourdis qui pourrait être réduite à 18 cm en accord avec nos calculs.

## BIBLIOGRAPHIE

Commission Centrale des Marchés (CCM) , Fascicule 61 (Conception, Calcul et Epreuves des Ouvrages d'Art) -Titre II : Programme de charge et épreuves des ponts routiers, Direction des Transports Routiers et Ferroviaires (DTRF), 1971

E. W. KEZIE, Etude technique d'un pont à poutres en Béton Armé à Boadé (Togo), Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement 2iE, Ouagadougou

J.A. CALGARO, Projet de construction des ponts, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2000

J.P. MOUGIN, Béton Armé, BAEL 91 modifié 99 et DTU associés, Editions EYROLLES, 2000

J. PERCHAT, J. ROUX, Pratiques du BAEL 91 Cours avec exercices corrigés, Deuxième édition, Éditions EYROLLES, Paris, 2001, pp. 89-362.

K.A. GALLEY, Dimensionnement du tablier du pont à poutres en Béton Précontraint sur la rivière TOUM au Togo, Institut de Formation Technique Supérieure IFTS, 2017, Lomé, pp. 9-128

M. BEN OUEZDOU, Cours d'Ouvrages d'Art, Tome 1 : Conception, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Tunis, 2008, pp. 1-162

M. BEN OUEZDOU, Cours d'Ouvrages d'Art, Tome 2 : Dimensionnement, Tunis, 2008, pp. 1-162

O. BEN MEKKI, Cours de Pont, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Tunis, 2011

P.J. O. BOUNDJOU, Conception, dimensionnement et exécution d'un pont à poutres sur la rivière TOUM au Togo, Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement 2iE, Ouagadougou, pp. 30-99

R. GUIRBAYE, Etude technique de construction d'un ouvrage d'art type pont de 79ml de longueur pour le franchissement de la rivière Bam-Bam à Mongo au centre du Tchad, Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement 2iE, Ouagadougou

Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA), Guide Technique : Appareil d'appui en Elastomère Fretté-Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires, Paris, 2007, pp. 9-72

W.S.M. KABORE, Conception et dimensionnement d'un pont pour le franchissement du cours d'eau BERE et aménagement des voies d'accès, Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement 2iE, Ouagadougou, pp. 69-113

---

## **ANNEXES**

---

## **LISTE DES ANNEXES**

<b>ANNEXE 1: PREDIMENSIONNEMENT DU TABLIER.....</b>	<b>62</b>
<b>ANNEXE 2: DETERMINATION DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE ET DE L'EFFORT DE FREINAGE.....</b>	<b>65</b>
<b>ANNEXE 3: CALCUL DES POUTRES .....</b>	<b>71</b>
<b>ANNEXE 4: CALCUL DES ENTRETOISES .....</b>	<b>126</b>
<b>ANNEXE 5: CALCUL DU HOURDIS.....</b>	<b>132</b>
<b>ANNEXE 6: DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI .....</b>	<b>158</b>
<b>ANNEXE 7: PLANS D'EXECUTION.....</b>	<b>162</b>

## ANNEXE 1: PREDIMENSIONNEMENT DU TABLIER

Il s'agira dans cette annexe de montrer plus en détails les calculs et les justifications ayant permis d'aboutir au choix d'une section pour chaque élément du tablier :

➤ Poutres :

- Hauteur

Elle est définie en fonction de la portée de l'ouvrage. On définit l'élanement  $l$  comme étant le rapport de la hauteur de la poutre sur sa portée. Etant dans le cas d'un pont à poutres en béton armé, nous avons la valeur d'élanement comprise dans l'intervalle suivant :

$$\frac{1}{17} \leq l\left(\frac{H_p}{L}\right) \leq \frac{1}{15}$$

La portée étant de 19 m, nous obtenons :  $1,12 \leq H_p \leq 1,27$

Prenons  $H_p = 1,15m$

Justification : L'intervalle dans lequel se situe notre valeur de hauteur est celui qui assure la sécurité de l'ouvrage. Prendre une valeur supérieure à l'intervalle nous amènerait à le surdimensionner et une inférieure à lui porter préjudice. En entreprise, nous sommes dans le souci non seulement de la sécurité mais aussi de l'optimisation de nos réalisations. C'est pour cette raison que nous décidons d'opter pour une hauteur de 1,20 qui, si elle est vérifiée lors des calculs, assurera l'optimisation et l'efficacité dans la réalisation. Dans le cas contraire, nous procéderons à une itération de cette valeur.

- Largeur

Elle est obtenue grâce à la relation :

$$\frac{H_p}{5} \leq b_p \leq \frac{H_p}{3}$$

On obtient donc :  $0,24 \leq b_p \leq 0,38$

Nous opterons pour une épaisseur  $b_p = 30cm$

Justification : Ce choix s'inscrit dans la même optique d'optimisation économique de la réalisation que celui de la hauteur. Des talons seront créés, lors de l'exécution, pour la

disposition des armatures au cas où l'épaisseur considérée ne serait pas à même de disposer entièrement les armatures en son sein. Cette valeur sera aussi itérée en cas de non vérification de la résistance lors des calculs.

- Nombre de poutres

La détermination de ce nombre est fonction de la largeur de la poutre. En nous référant au tableau proposé par Jean Armand CALGARO, nous avons les correspondances suivantes :

Largeur du tablier (m)	< 6	6 à 9	9 à 11	11 à 14
N	2	3	4	5

La largeur du tablier étant de 13,70 m, le nombre de poutres s'élève donc à 5.

- Entraxe

$$b_0 = \frac{L - b_p}{N - 1}$$

Avec  $b_0$  l'entraxe,  $L$  la largeur du tablier,  $b_p$  la largeur des poutres et  $N$  leur nombre.

$$b_0 = \frac{10 - 0,3}{5 - 1}$$

On obtient donc  $b_0 = 2,425m$

Justification : En nous référant aux données fonctionnelles du projet, nous avons un tablier de largeur totale 13,76m avec une largeur roulable (largeur comprise entre les bordures) de 10. Répartir les poutres suivant la largeur totale reviendrait à obtenir un entraxe de 3,37m (que nous jugeons trop élevée) mais ne reflèterait pas aussi les réalités de chargement. En effet, la zone de fonctionnement des poutres et par la même occasion la plus chargée s'avère être celle de la largeur roulable. Nous opterons donc dans notre disposition constructive pour une répartition des poutres le long de la largeur roulable de tablier.

- Entretoises

- Hauteur

$$0,8h_p \leq h_e \leq 0,9h_p \Rightarrow 0,92 \leq h_e \leq 1,04$$

Prenons  $h_e = 95 \text{ cm}$

- Epaisseur

$$b_e = 20 \text{ cm}$$

➤ Hourdis

Son épaisseur  $h_d$  est donnée en fonction de la largeur d'entraxe  $b_0$ . Selon le tableau proposé par CALGARO, on a :

$b_0$	2	2,5	3	3,5
$h_d$	16	18	20	22

Nous avons  $b_0 = 2,425 \text{ m}$  et nous optons pour  $h_d = 18 \text{ cm}$

## ANNEXE 2: DETERMINATION DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE

Dans cette annexe, nous présenterons les détails de calcul du coefficient de majoration dynamique pour les deux sections de poutres utilisées dans le document.

### 1<sup>ère</sup> SECTION : $h_p = 1,15 \text{ m}$ et $b_p = 0,3 \text{ m}$

Coefficient de majoration dynamique des charges du système B

Les charges du système B, étant des surcharges roulantes, se voient appliquer un coefficient de majoration pour effets dynamiques  $\delta_B$ . Applicable aux trois systèmes Bc, Bt et Br, il est le même pour chaque élément du pont. Il est déterminé par la formule :

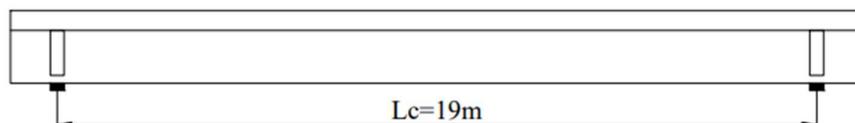
$$\delta_B = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

#### A-1- Cas du hourdis

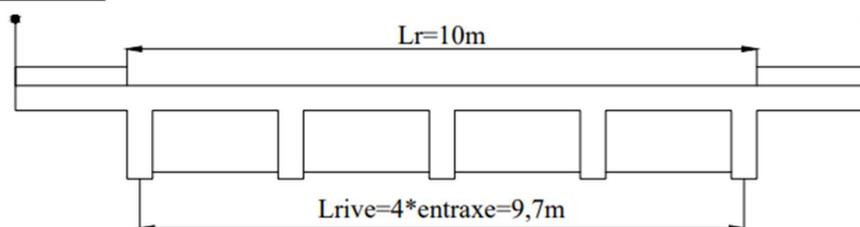
- La longueur L sera prise égale à la plus petite valeur entre la largeur roulable  $L_r$  et la portée des poutres,  $L_c$ . Mais si la distance entre les poutres de rive,  $L_{rive}$ , est supérieure à la largeur roulable, on prendra pour la longueur L la plus petite valeur entre  $L_{rive}$  et  $L_c$ . En résumé :

$L = \inf(\sup(L_r, L_{rive}); L_c)$ . La figure suivante illustre ces cas :

#### Longitudinalement



#### Transversalement



On a ainsi :  $L = \inf(\sup(10; 9,7); 19) = 10 \text{ m}$

- G est le poids total d'une section du hourdis, et des éléments reposant sur lui, de longueur L et de toute la largeur du tablier.

$$G = g_{per}(\text{Poids unitaire} * \text{épaisseur}) * \text{Largeur} * L$$

Les résultats de calcul du poids propre sont récapitulés dans le tableau suivant :

POIDS PROPRE DES ELEMENTS					
Éléments	Poids unitaire (kN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Largeur (m)	Longueur L (m)	Poids propre (kN)
Revêtement	22	0,07	10	10	154
Étanchéité	22	0,03	10	10	66
Hourdis	25	0,18	13,7	10	616,5
Trottoirs	25	0,15	1,85	10	138,75
Garde corps	-	-	-	10	13
					988,25

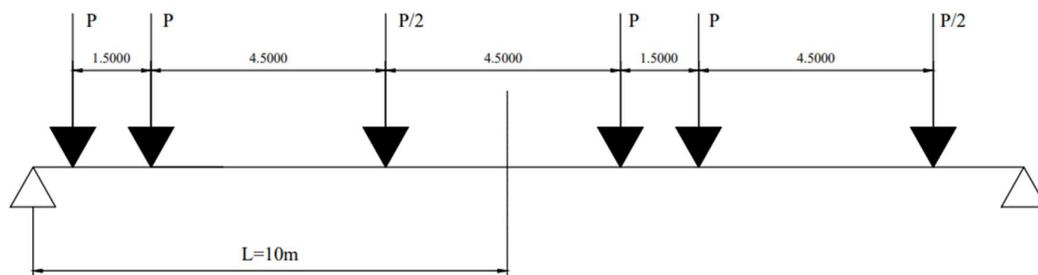
$$G = 988,25 \text{ kN}$$

- S est le poids total le plus élevé des essieux du système B qu'il est possible de placer sur la longueur L du tablier en respectant les règlements indiqués ci-dessus pour chaque système.

$$S = \text{Sup}(S_{Bc}; S_{Bt}; S_{Br})$$

-  $S_{Bc}$

Longitudinalement



Avec la longueur  $L = 10 \text{ m}$ , la surcharge maximale n'est obtenue qu'en plaçant un camion Bc dans le sens longitudinal et trois dans le sens transversal. Donc :

$$S_{Bc} = b_c * N_f * \sum P_{long} \text{ avec } N_f \text{ le nombre de files de camions et } P = 12 \text{ t}$$

$$S_{Bc} = 0,9 * 3 * (12 + 12 + 6) ; S_{Bc} = 81 \text{ t} = 810 \text{ kN}$$

-  $S_{Bt}$

De même,  $S_{Bt} = b_t * N_f * \sum P_{long}$ . D'après le règlement d'application de la charge Bt présenté dans le chapitre 2, si  $N_v = 1$ ;  $N_f = 1$  et si  $N_v \geq 2$ ;  $N_f = 2$ .

$$S_{Bt} = 1 * 2 * (16 + 16) ; S_{Bt} = 64 \text{ t} = 640 \text{ kN}$$

-  $S_{Br} = 10 \text{ t} = 100 \text{ kN}$  (une seule charge)

$$S = \text{Sup}(810; 640; 100). \text{ Ainsi, } S = S_{Bc} = 810 \text{ kN}$$

$$\text{On calcule : } \delta_B = 1 + \frac{0,4}{1+0,2*10} + \frac{0,6}{1+4*\frac{988,25}{810}} ; \delta_B = 1,24$$

A-2- Cas des poutres principales :

- La longueur L sera prise égale à la portée de la poutre, soit  $L = Lc = 19 \text{ m}$
- G correspond au poids total d'une section du tablier de longueur L et de toute sa largeur.

Le tableau suivant présente les résultats de calcul de G.

POIDS PROPRE DES ELEMENTS					
Éléments	Poids unitaire (kN/m3)	Épaisseur (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Poids propre (kN)
Revêtement	22	0,07	10	19	292,6
Étanchéité	22	0,03	10	19	125,4
Hourdis	25	0,18	13,7	19	1171,35
Trottoirs	25	0,15	1,85	19	263,625
Garde corps	-	-	-	19	24,7
Retombée poutres	25	0,3	0,97	19	691,125
Retombée entretoises	25	0,2	0,77	2,125	65,45
					2634,25

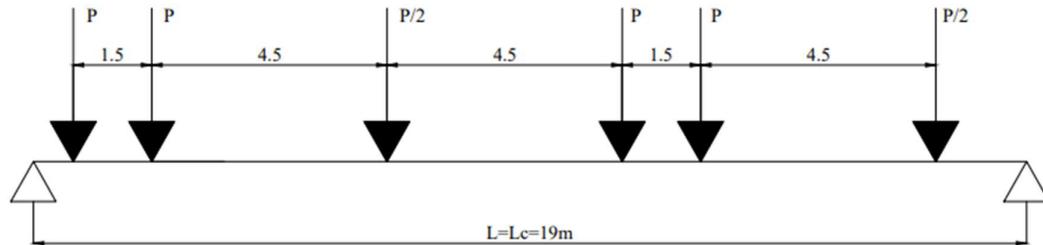
$$G = 2634,25 \text{ kN}$$

- S est le poids total le plus élevé des essieux du système B qu'il est possible de placer sur la longueur L du tablier en respectant les règlements indiqués ci-dessus pour chaque système.

$$S = \text{Sup}(S_{Bc}; S_{Bt}; S_{Br})$$

-  $S_{Bc}$

Longitudinalement



Avec la longueur  $L = 19 \text{ m}$ , la surcharge maximale n'est obtenue qu'en plaçant deux camions Bc dans le sens longitudinal et trois dans le sens transversal. Donc :

$$S_{Bc} = 1,1 * 3 * [2 * (12 + 12 + 6)]; S_{Bc} = 198 \text{ t} = 1980 \text{ kN}$$

-  $S_{Bt}$

$$S_{Bt} = 1 * 2 * (16 + 16); S_{Bt} = 64 \text{ t} = 640 \text{ kN}$$

-  $S_{Br} = 10 \text{ t} = 100 \text{ kN}$  (une seule charge)

$$S = \text{Sup}(1980; 640; 100). \text{ Ainsi, } S = S_{Bc} = 1980 \text{ kN}$$

$$\text{On calcule : } \delta_B = 1 + \frac{0,4}{1+0,2*10} + \frac{0,6}{1+4*\frac{2634,25}{1980}}; \delta_B = 1,18$$

Coefficient de majoration dynamique du système de charges militaires

Les charges militaires sont elles aussi frappées d'un coefficient de majoration dynamique  $\delta_M$  dont la valeur est déterminée en utilisant la même formule donnée pour le système B :

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

### B-1- Cas du hourdis

- Les valeurs de L et G définies précédemment restent inchangées :  $L = 10 \text{ m}$  et  $G = 988,25 \text{ kN}$
- La surcharge S à considérer sera la charge maximale Me ou Mc susceptible d'être placée sur l'élément, soit :  $S = \sup (S_{MC}; S_{Me})$

Le système Mc120 est constitué de deux chenilles de masse totale 110t en charge répartie longitudinalement tandis que le système Me120 est composé de deux essieux avec chacun une charge concentrée 33t. On déduit donc que  $S = S_{MC} = 110 \text{ t} = 1100 \text{ kN}$

$$\text{On obtient : } \delta_M = 1 + \frac{0,4}{1+0,2*10} + \frac{0,6}{1+4*\frac{988,25}{1100}} ; \delta_M = 1,26$$

### ➤ B-2- Cas des poutres principales

En nous référant aux paramètres définis précédemment, on a :

$$L = 19 \text{ m}; G = 2634,25 \text{ kN}; S = 1100 \text{ kN}$$

$$\text{On calcule : } \delta_M = 1 + \frac{0,4}{1+0,2*19} + \frac{0,6}{1+4*\frac{1668,675}{1100}} ; \delta_M = 1,14$$

## 2<sup>ème</sup> SECTION : $h_p = 1,5 \text{ m}$ et $b_p = 0,4 \text{ m}$

### A- Coefficient de majoration dynamique des charges du système B

#### ➤ A-1- Cas du hourdis

Le changement de section n'affecte pas les valeurs de L, G et S qui restent inchangées.

Ainsi,  $\delta_B = 1,24$ .

#### ➤ A-2- Cas des poutres principales

Un nouveau calcul de G est effectué, les valeurs de L et G restant les mêmes. Le tableau suivant récapitule les résultats du calcul :

POIDS PROPRE DES ELEMENTS					
Éléments	Poids unitaire (kN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Poids propre (kN)
Revêtement	22	0,07	10	19	292,6
Etanchéité	22	0,03	10	19	125,4
Hourdis	25	0,18	13,7	19	1171,35
Trottoirs	25	0,15	1,85	19	263,625
Garde corps	-	-	-	19	24,7
Retombée poutres	25	0,4	1,32	19	1254
Retombée entretoises	25	0,2	0,77	2,125	65,45
					3193,275

$$G = 3193,275 \text{ kN}$$

$$\text{On calcule : } \delta_B = 1 + \frac{0,4}{1+0,2*10} + \frac{0,6}{1+4*\frac{3193,275}{1980}} ; \delta_B = 1,16$$

B- Coefficient de majoration dynamique du système des charges militaires

B-1- Cas du hourdis

Les valeurs de L, G et S restant inchangées,  $\delta_M = 1,26$

B-2- Cas des poutres principales

En considérant la valeur de G calculée précédemment, on calcule :

$$\delta_M = 1 + \frac{0,4}{1+0,2*19} + \frac{0,6}{1+4*\frac{1668,675}{1100}} ; \delta_M = 1,13$$

### ANNEXE 3: CALCUL DES POUTRES

Dans cette annexe, il s'agira de présenter les détails de calcul des poutres basé sur la méthodologie expliquée dans le Chapitre 2 du document.

1<sup>ère</sup> Section :  $h_p = 1,15 \text{ m}$ ;  $b_p = 0,3 \text{ m}$

A- Etude transversale

RAPPEL DE DONNEES					
Travée		Poutres		Entretoises	
Portée L (m)	19	Nombre de Poutres n	5	Nombre m	2
Largeur du tablier 2b (m)	13,7	Espacement b1 (m)	2,425	Espacement L1 (m)	19
		Base bp (m)	0,3	Base be (m)	0,2
		Hauteur hp (m)	1,15	Hauteur he (m)	0,95
		Épaisseur dalle hd (m)	0,18		

Conformément à la méthodologie de calcul des poutres présentée dans le chapitre 2, les rigidités flexionnelles et torsionnelles ( $\gamma_p$  et  $\rho_p$  pour les poutres ;  $\gamma_e$  et  $\rho_e$  pour les entretoises) doivent être préalablement déterminées. Le tableau suivant récapitule ce calcul :

POUTRES					
E (MPa)	I (m4)	G=E/2 (MPa)	Kp (m4)	$\rho_p = \frac{E * I}{b_1}$	$\gamma_p = \frac{G * K}{b_1}$
200000	0,082	100000	0,0102	6740	422,272
ENTRETOISES					
E (MPa)	I (m4)	G=E/2 (MPa)	Kp (m4)	$\rho_e = E * \frac{h_d^3}{12}$	$\gamma_e = E * \frac{h_d^3}{12}$
20000		100000		97,2	97,2

Les rigidités ainsi déterminées, nous calculons les paramètres fondamentaux d'entretoisement et de torsion,  $\theta$  et  $\alpha$  comme le montre le tableau suivant :

CALCUL DES PARAMETRES FONDAMENTAUX	
$\theta = \frac{b}{L} * \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}}$	1,040

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2 * \sqrt{\rho_p * \rho_e}}$$

0,321

Ces paramètres sont utilisés dans la formule de détermination de K présentée dans le chapitre 2. Les valeurs de K pour chaque position de poutre et chaque valeur de l'excentricité sont récapitulées dans les tableaux ci-dessous :

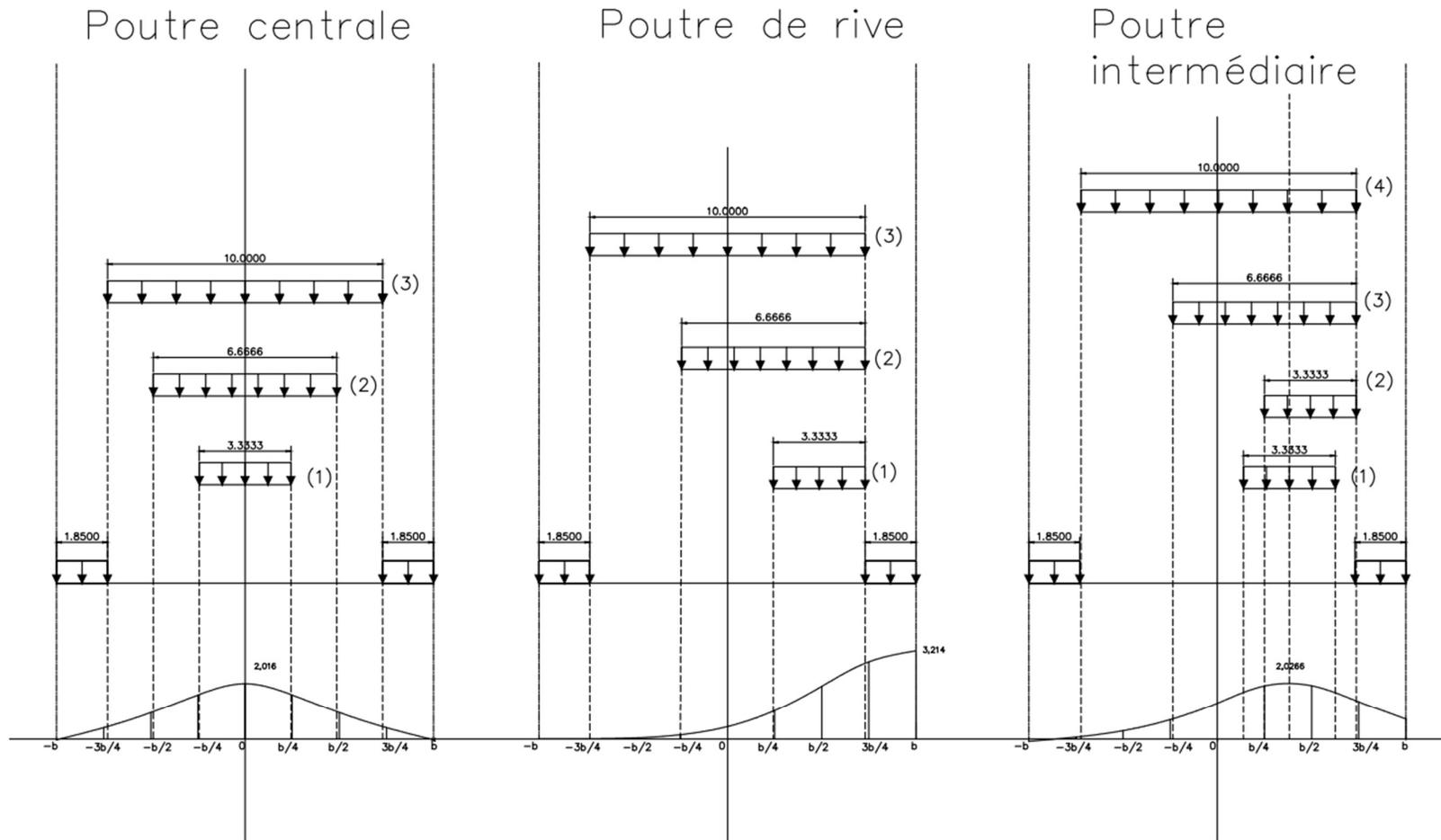
CALCUL DE LA VALEUR DE Ko										
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
	-6,85	-5,1375	-3,425	-1,7125	0	1,7125	3,425	5,1375	6,85	
y	2,425	-0,411	-0,170	0,151	0,688	1,492	2,287	2,228	1,309	0,212
CALCUL DE LA VALEUR DE K1										
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
	-6,85	-5,1375	-3,425	-1,7125	0	1,7125	3,425	5,1375	6,85	
y	2,425	0,169	0,257	0,419	0,710	1,160	1,666	1,725	1,391	1,115
CALCUL DE LA VALEUR DE Ka $K_a = K_o + (K_1 \cdot K_o + \sqrt{a})$										
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
	-6,85	-5,1375	-3,425	-1,7125	0	1,7125	3,425	5,1375	6,85	
y	2,425	-0,083	0,072	0,303	0,701	1,304	1,935	1,943	1,355	0,724

CALCUL DE LA VALEUR DE Ko										
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
	-6,85	-5,1375	-3,425	-1,7125	0	1,7125	3,425	5,1375	6,85	
y	4,85	-0,064	-0,125	-0,162	-0,101	0,200	0,907	2,070	3,297	4,019
CALCUL DE LA VALEUR DE K1										
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
	-6,85	-5,1375	-3,425	-1,7125	0	1,7125	3,425	5,1375	6,85	
y	4,85	0,070	0,113	0,194	0,352	0,642	1,123	1,809	2,442	2,599
CALCUL DE LA VALEUR DE Ka $K_a = K_o + (K_1 \cdot K_o + \sqrt{a})$										
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
	-6,85	-5,1375	-3,425	-1,7125	0	1,7125	3,425	5,1375	6,85	
y	4,85	0,012	0,010	0,039	0,156	0,450	1,029	1,922	2,813	3,214

CALCUL DE LA VALEUR DE Ko										
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
	-6,85	-5,1375	-3,425	-1,7125	0	1,7125	3,425	5,1375	6,85	
y	0	-0,637	0,136	0,988	1,910	2,446	1,910	0,988	0,136	-0,637
CALCUL DE LA VALEUR DE K1										
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
	-6,85	-5,1375	-3,425	-1,7125	0	1,7125	3,425	5,1375	6,85	
y	0	0,440	0,623	0,931	1,373	1,686	1,373	0,931	0,623	0,440
CALCUL DE LA VALEUR DE Ka $K_a = K_o + (K_1 \cdot K_o + \sqrt{a})$										
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
	-6,85	-5,1375	-3,425	-1,7125	0	1,7125	3,425	5,1375	6,85	
y	0	-0,027	0,411	0,956	1,606	2,016	1,606	0,956	0,411	-0,027

On trace à l'aide des valeurs ci-dessus les courbes  $K=f(e ; y)$  afin de déterminer le Coefficient de Répartition Transversale  $\eta$ . Ce travail a été réalisé avec le logiciel Autocad afin de déterminer de manière plus aisée les surfaces et abscisses intervenant dans le calcul du CRT.

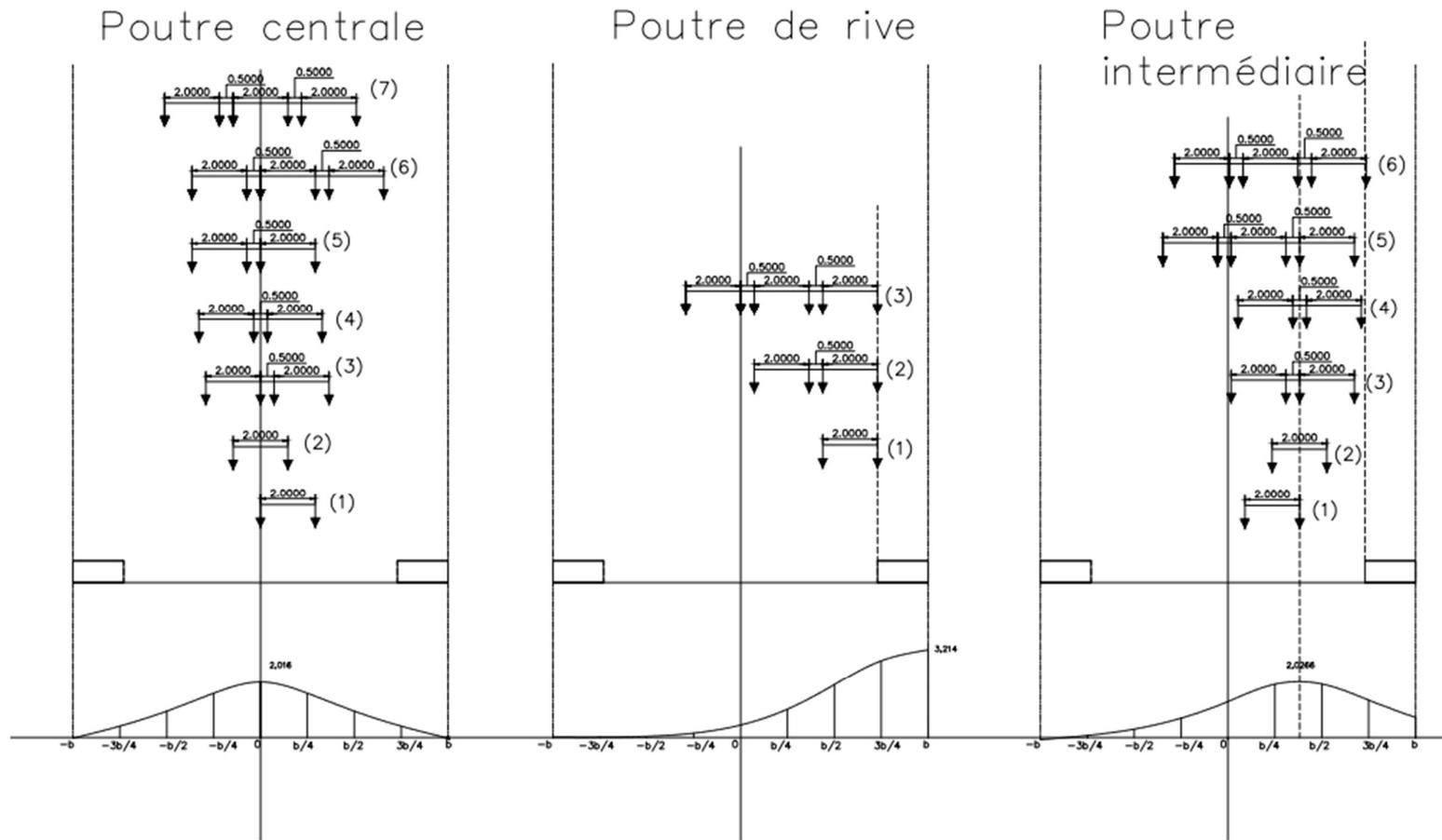
➤ Surcharge AL et Trottoirs



SURCHARGE AI						
Poutre centrale						
		Surface w (m <sup>2</sup> )	Ki=w/Lai	$\eta=Ki/n$	a1*w	CRT à considérer
	Une voie chargée (1)	6,238	1,871	0,374	6,238	0,318
	Deux voies chargées (2)	10,588	1,588	0,318	10,588	
	Trois voies chargées (3)	12,950	1,295	0,259	3,885	
Poutre de rive						
		Surface w (m <sup>2</sup> )	Ki=w/Lai	$\eta=Ki/n$	a1*w	CRT à considérer
	Une voie chargée (1)	6,252	1,876	0,375	6,252	0,237
	Deux voies chargées (2)	7,915	1,187	0,237	7,915	
	Trois voies chargées (3)	8,104	0,810	0,162	2,431	
Poutre intermédiaire						
		Surface w (m <sup>2</sup> )	Ki=w/Lai	$\eta=Ki/n$	a1*w	CRT à considérer
	Une voie chargée centrée sur le sommet de la courbe (1)	6,384	1,915	0,383	6,384	0,317
	Une voie chargée placée à l'extrémité (2)	6,192	1,858	0,372	6,192	
	Deux voies chargées (3)	10,579	1,587	0,317	10,579	
	Trois voies chargées (4)	11,703	1,170	0,234	3,511	

TROTTOIR						
Poutre centrale						
		Surface w (m <sup>2</sup> )	Ki=w/Ltri	$\eta=Ki/n$		CRT à considérer
	Un trottoir chargé	0,380	0,205	0,041		0,041
	Deux trottoirs chargés	0,760	0,205	0,041		
Poutre de rive						
		Surface w (m <sup>2</sup> )	Ki=w/Ltri	$\eta=Ki/n$		CRT à considérer
	Le trottoir droit chargé	5,543	2,996	0,599		0,601
	Le trottoir gauche chargé	0,020	0,011	0,002		
	Deux trottoirs chargés	5,561	3,006	0,601		
Poutre intermédiaire						
		Surface w (m <sup>2</sup> )	Ki=w/Ltri	$\eta=Ki/n$		CRT à considérer
	Le trottoir droit chargé	1,910	1,032	0,206		0,206

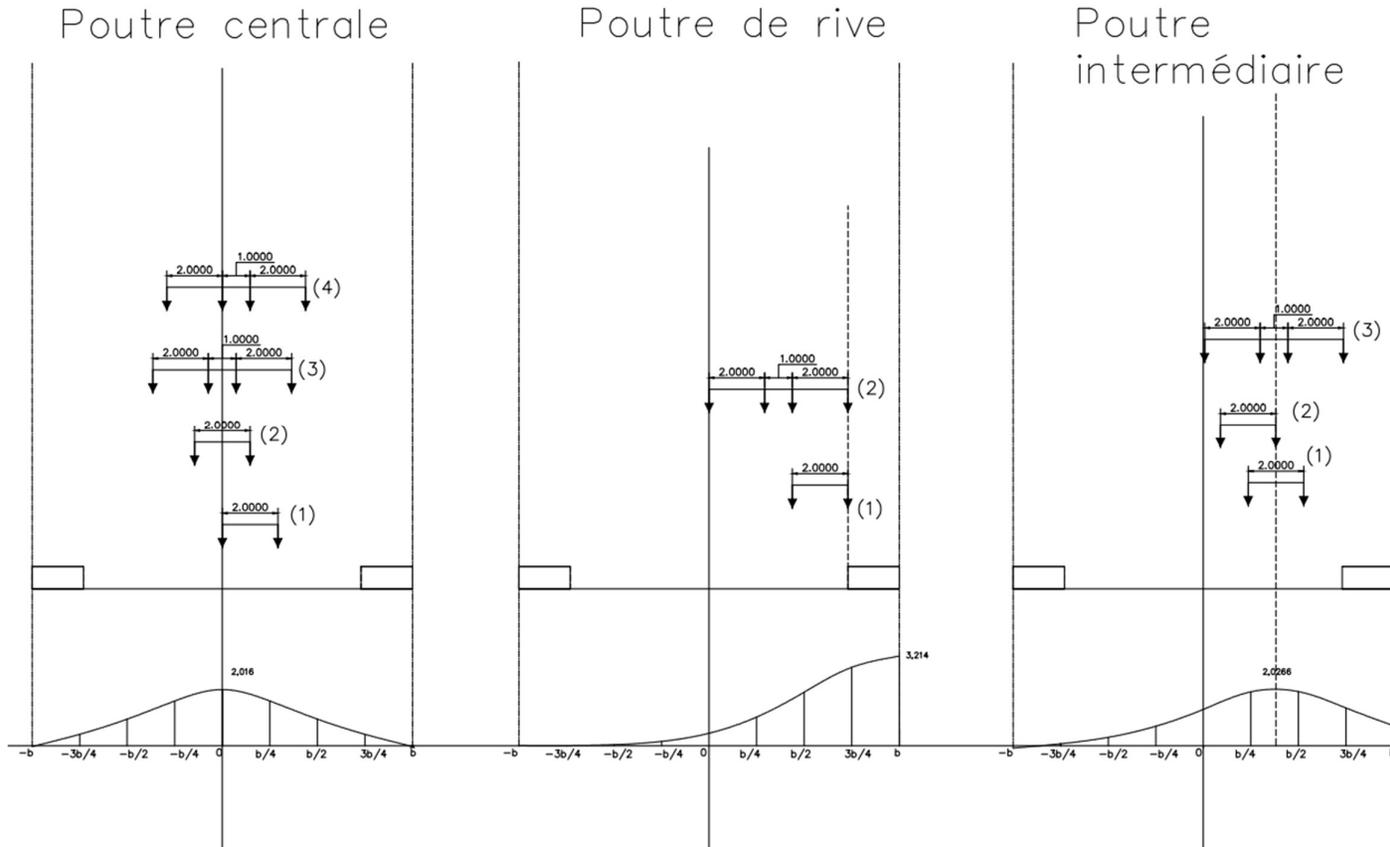
➤ Charge Bc



ETUDE STRUCTURALE DU TABLIER D'UN PONT EN BETON ARME : CAS DU PONT A  
 POUTRES SUR LA DEPRESSION DE ZOUNVI AU BENIN

CHARGE Bc												
Poutre centrale												
Nombre de files		1	K1	K2	K3	K4	K5	K6	$K_{bc}=(K1+K2)/N$	$\eta=K_{bc}/n$	$bc*N\eta$	CRT à considérer
	Une file de roue placée sur l'axe (1)		2,016	1,497	0	0	0	0	1,757	0,351	0,422	0,446
	Une file de roue placée symétriquement à l'axe (2)		1,851	1,851	0	0	0	0	1,851	0,370	0,444	
Nombre de files		2										
	Une file de roue placée sur l'axe (3)		1,497	2,016	1,970	1,304	0	0	1,697	0,339	0,747	
	Les deux files de roues placées symétriques par rapport à l'axe (4)		1,401	2,004	2,004	1,401	0	0	1,702	0,340	0,749	
	Une file de roue placée sur l'axe 2 (5)		1,304	1,970	2,016	1,497	0	0	1,697	0,339	0,747	
Nombre de files		3										
	Une file de roue placée sur l'axe (6)		1,304	1,070	2,016	1,497	1,304	0,598	1,948	0,390	1,110	
	Les trois files de roues placées symétriques par rapport à l'axe (7)		0,929	1,685	1,851	1,851	1,685	0,929	2,232	0,446	1,473	
Poutre de rive												
Nombre de files		1	K1	K2	K3	K4	K5	K6	$K_{bc}=(K1+K2)/N$	$\eta=K_{bc}/n$	$bc*N\eta$	CRT à considérer
	Une file de roue placée à l'extrémité (1)		1,678	2,760	0	0	0	0	2,22	0,44	0,53	0,322
Nombre de files		2										
	Une file de roue placée à l'extrémité (2)		0,586	1,408	1,678	2,760	0,000	0,000	1,608	0,322	0,707	
Nombre de files		3										
	Une file de roue placée à l'extrémité (3)		0,127	0,586	0,450	1,408	1,678	2,760	1,168	0,234	0,666	
Poutre intermédiaire												
Nombre de files		1	K1	K2	K3	K4	K5	K6	$K_{bc}=(K1+K2)/N$	$\eta=K_{bc}/n$	$bc*N\eta$	CRT à considérer
	Une file de roue placée sur le sommet de la courbe (1)		1,546	2,027	0	0	0	0	1,786	0,357	0,429	0,446
	Une file de roue placée symétriquement par rapport au sommet de la courbe (2)		1,9	1,912	0	0	0	0	1,906	0,381	0,457	
Nombre de files		2							$K_{bc}=(K1+K2)/N$	$\eta=K_{bc}/n$	$bc*N\eta$	
	Une file de roue placée sur le sommet de la courbe (3)		1,333	1,996	2,027	1,583	0	0	1,734	0,347	0,763	
	Les deux files de roues placées symétriques par rapport au sommet de la courbe (4)		1,439	2,019	2,020	1,483	0	0	1,740	0,348	0,766	
Nombre de files		3										
	Une file de roue placée sur le sommet de la courbe (5)		0,510	1,131	1,333	1,996	2,027	1,583	2,145	0,429	1,222	
	Une file de roue placée à l'extrémité (6)		0,620	1,304	1,517	2,059	2,006	1,410	2,229	0,446	1,270	

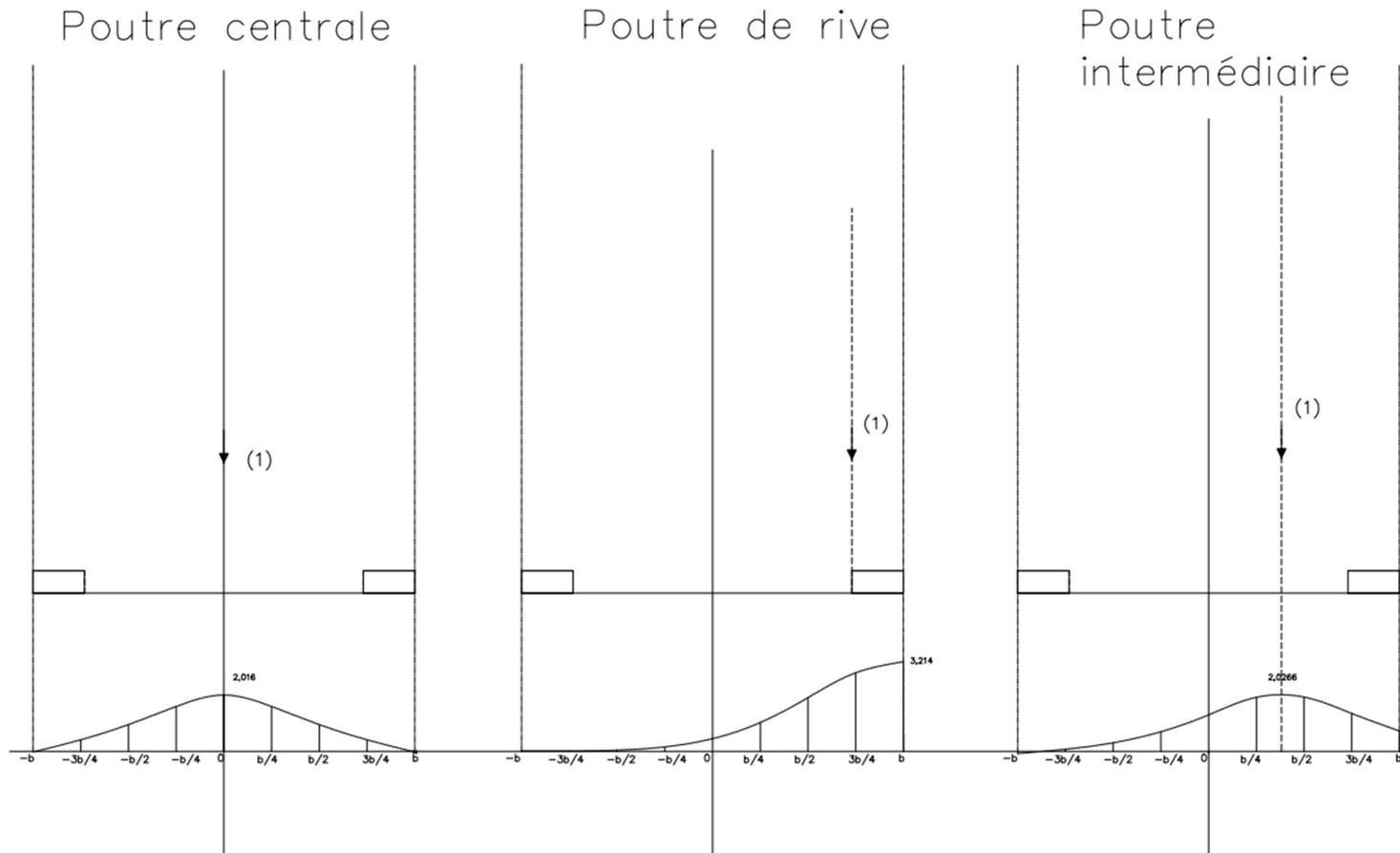
➤ Charge Bt



ETUDE STRUCTURALE DU TABLIER D'UN PONT EN BETON ARME : CAS DU PONT A  
 POUTRES SUR LA DEPRESSION DE ZOUNVI AU BENIN

CHARGE Bt									
Poutre centrale									
Nombre de files	1	K1	K2	K3	K4	$K_{bc}=(K1+K2)/N$	$\eta=K_{bc}/n$	$bt*Nf*\eta$	CRT à considérer
	Une file de roue placée sur l'axe (1)	2,0159	1,4972	0	0	1,75655	0,35131	0,35131	0,32384
	Une file de roue placée symétriquement à l'axe (2)	1,8512	1,8512	0	0	1,8512	0,37024	0,37024	
Nombre de files	2								
	Les deux files de roues placées symétriques par rapport à l'axe (3)	1,3042	1,9703	2,0159	1,9703	1,3042	0,26084	0,52168	
	Une file de roue placée sur l'axe (4)	1,4972	2,0159	1,8512	1,1125	1,6192	0,32384	0,64768	
Poutre de rive									
Nombre de files	1	K1	K2	K3	K4	$K_{bc}=(K1+K2)/N$	$\eta=K_{bc}/n$	$bt*Nf*\eta$	CRT à considérer
	Une file de roue à l'extrémité (1)	1,6784	2,7596	0	0	1,3798	0,27596	0,27596	0,302385
Nombre de files	2								
	Une file de roue à l'extrémité (2)	0,4501	1,1596	1,6784	2,7596	1,511925	0,302385	0,60477	
Poutre intermédiaire									
Nombre de files	1	K1	K2	K3	K4	$K_{bc}=(K1+K2)/N$	$\eta=K_{bc}/n$	$bc*Nf*\eta$	CRT à considérer
	Une file de roue placée symétriquement par rapport au sommet de la courbe (1)	1,9011	1,9112	0	0	1,90615	0,38123	0,457476	0,33531
	Une file de roue placée sur le sommet de la courbe (2)	1,5458	2,0266	0	0	1,7862	0,35724	0,428688	
Nombre de files	2	K1	K2	K3	K4	$K_{bc}=(K1+K2)/N$	$\eta=K_{bc}/n$	$bc*Nf*\eta$	
	Les deux files de roues placées symétriques par rapport au sommet de la courbe (3)	1,3036	1,9863	2,0061	1,4102	1,67655	0,33531	0,737682	

➤ Charge Br

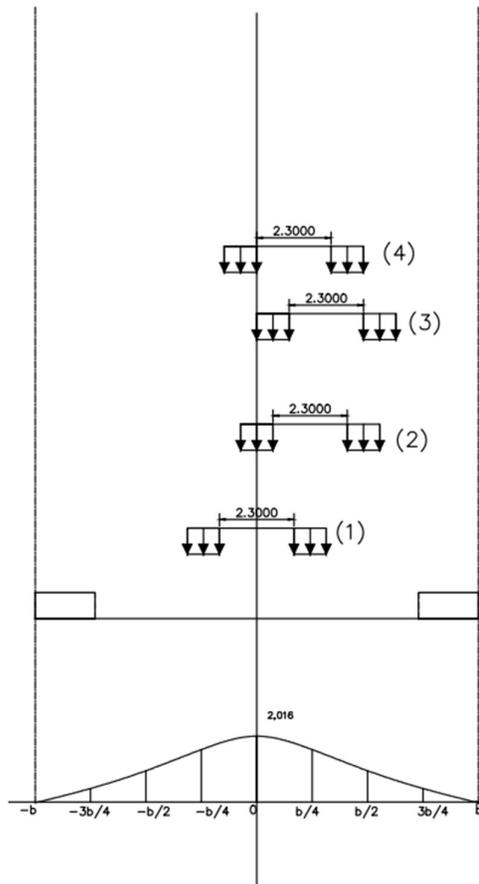


ETUDE STRUCTURALE DU TABLIER D'UN PONT EN BETON ARME : CAS DU PONT A  
 POUTRES SUR LA DEPRESSION DE ZOUNVI AU BENIN

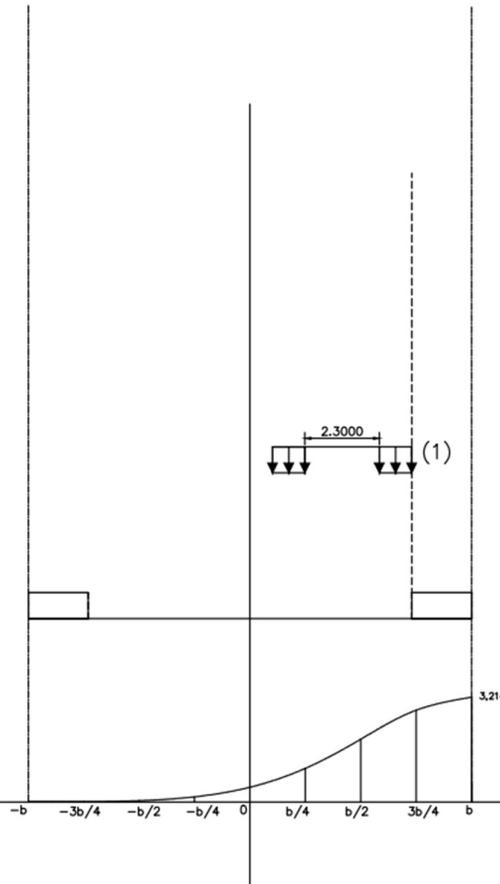
CHARGE Br								
Poutre centrale								
Nombre de files	1	K1	K2	K3	K4	$K_{bc}=(K1+K2)/N$	$\eta=K_{bc}/n$	CRT à considérer
	La roue placée sur l'axe (1)	2,0159	0	0	0	1,00795	0,20159	0,20159
Poutre de rive								
Nombre de files	1	K1	K2	K3	K4	$K_{bc}=(K1+K2)/N$	$\eta=K_{bc}/n$	CRT à considérer
	La roue placée à l'extrémité (1)	2,7596		0	0	1,3798	0,27596	0,27596
Poutre intermédiaire								
Nombre de files	1	K1	K2	K3	K4	$K_{bc}=(K1+K2)/N$	$\eta=K_{bc}/n$	CRT à considérer
	La roue placée sur le sommet de la courbe (1)	2,0266	0	0	0	1,0133	0,20266	0,20266

➤ Charge Mc120

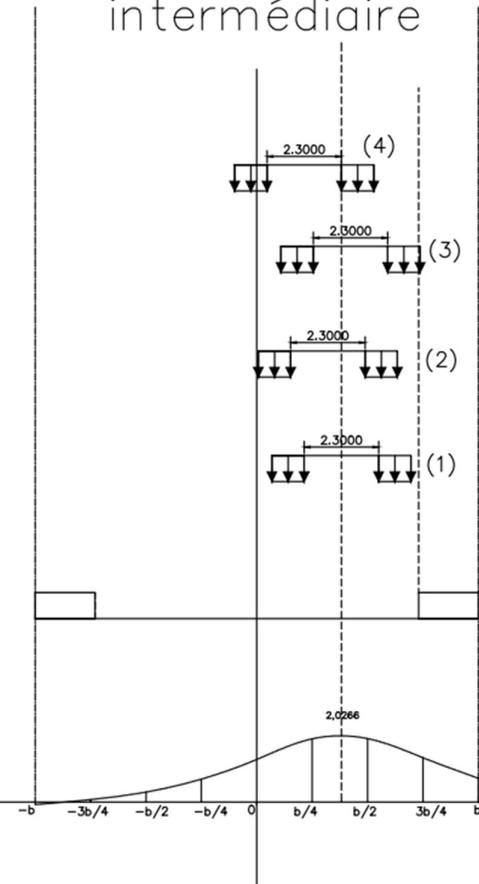
Poutre centrale



Poutre de rive



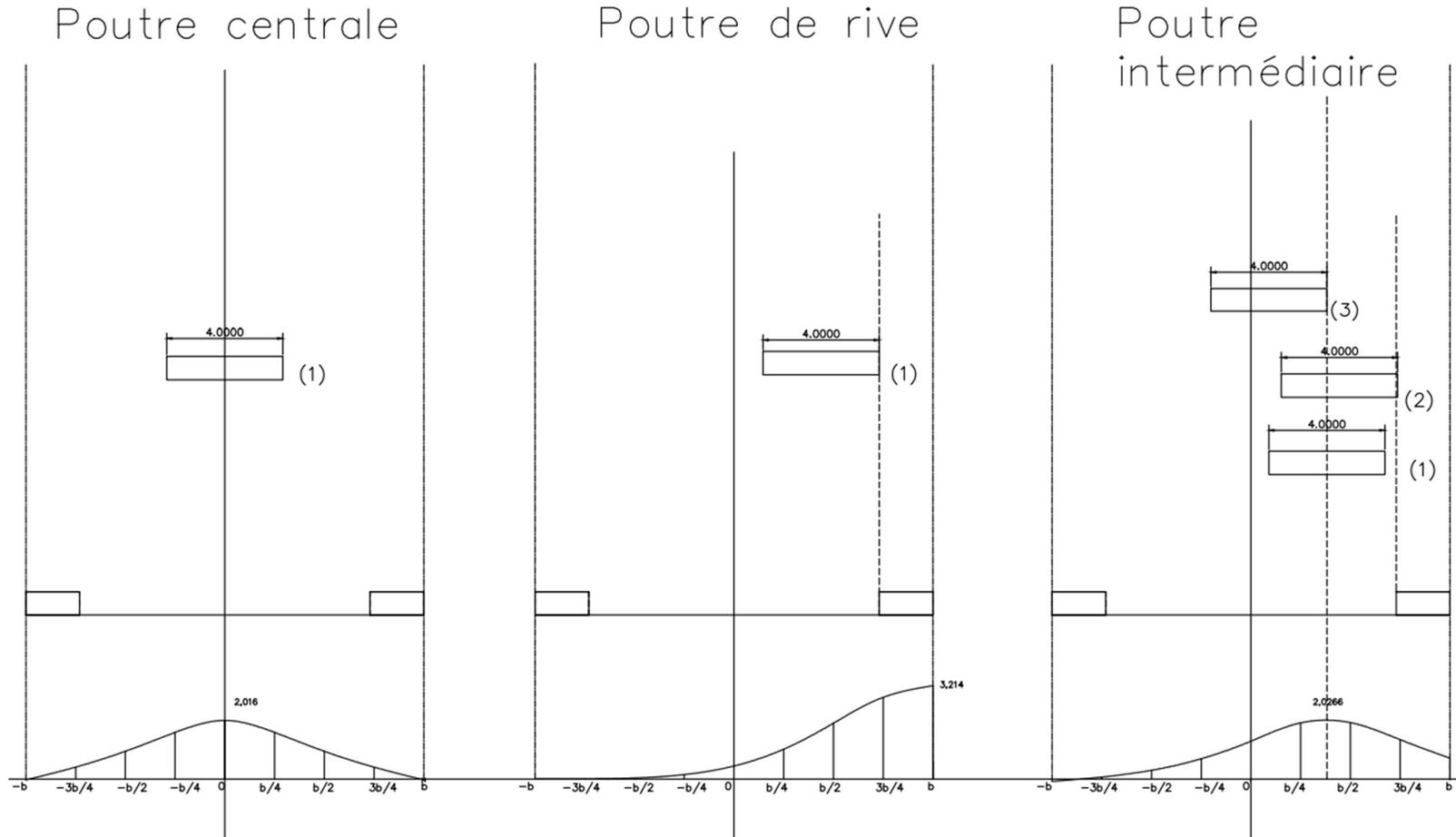
Poutre intermédiaire



ETUDE STRUCTURALE DU TABLIER D'UN PONT EN BETON ARME : CAS DU PONT A  
 POUTRES SUR LA DEPRESSION DE ZOUNVI AU BENIN

CHARGE Mc120								
Poutre centrale								
		w1	Lch1	w2	Lch2	$KMc=0,5*(w1/Lch1)+0,5(w2*Lch2)$	$\eta=KMc/n$	CRT à considérer
	Le convoi placé symétriquement par rapport à l'axe (1)	1,717	1	1,717	1	1,717	0,3434	0,3434
	Une chenille centrée sur l'axe (2)	2,342	1	0,877	1	1,6095	0,3219	
	Une chenille dont l'extrémité est sur l'axe (3)	2,268	1	0,684	1	1,476	0,2952	
	Une chenille dont l'extrémité est centrée (4)	2,268	1	1,101	1	1,6845	0,3369	
Poutre de rive								
		w1	Lch1	w2	Lch2	$KMc=0,5*(w1/Lch1)+0,5(w2*Lch2)$	$\eta=KMc/n$	CRT à considérer
	Une chenille à l'extrémité (1)	0,696	1	2,764	1	1,73	0,346	0,346
Poutre intermédiaire								
		w1	Lch1	w2	Lch2	$KMc=0,5*(w1/Lch1)+0,5(w2*Lch2)$	$\eta=KMc/n$	CRT à considérer
	Le convoi placé symétriquement par rapport au sommet de la courbe (1)	1,828	1	1,829	1	1,8285	0,3657	0,3657
	Une chenille dont l'extrémité est sur l'axe (2)	1,569	1	2,041	1	1,805	0,361	
	Une chenille placée à l'extrémité (3)	1,984	1	1,666	1	1,825	0,365	
	Une chenille placée sur le sommet de la courbe (4)	1,128	1	2,273	1	1,7005	0,3401	

➤ Charge Me120

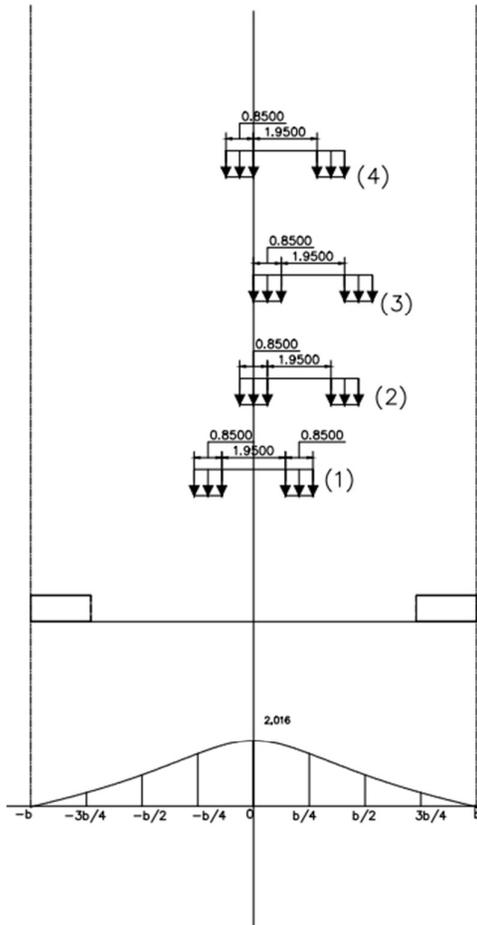


ETUDE STRUCTURALE DU TABLIER D'UN PONT EN BETON ARME : CAS DU PONT A  
 POUTRES SUR LA DEPRESSION DE ZOUNVI AU BENIN

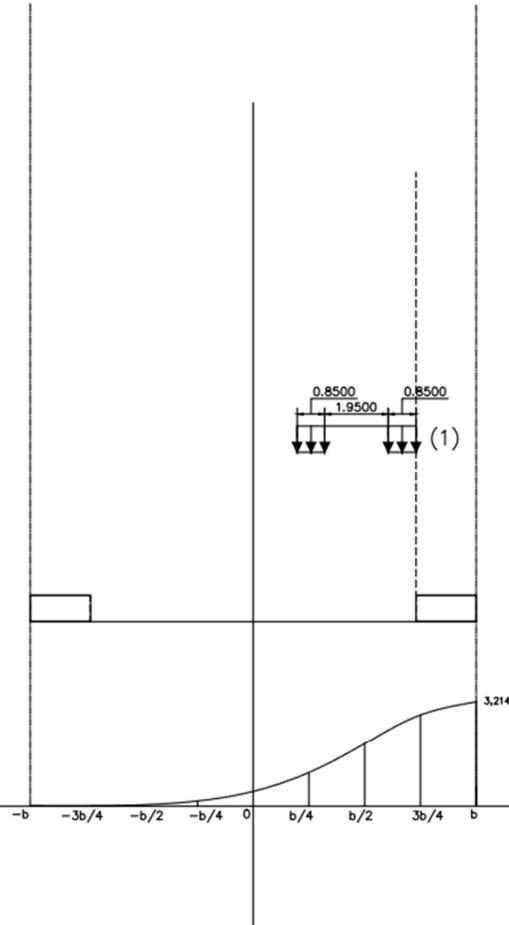
CHARGE Me120						
Poutre centrale						
	w	Lch	KMc=(w/Lch)	$\eta=KMc/n$	CRT à considérer	
L'essieu centré sur l'axe (1)	8,14	4	2,035	0,407	0,407	
Poutre de rive						
	w	Lch	KMc=(w/Lch)	$\eta=KMc/n$	CRT à considérer	
L'essieu à l'extrémité (1)	7	4	1,75	0,35	0,35	
Poutre intermédiaire						
	w	Lch	KMc=(w/Lch)	$\eta=KMc/n$	CRT à considérer	
L'essieu centré sur le sommet de la courbe (1)	8,38	4	2,095	0,419	0,419	
L'essieu placé à l'extrémité (2)	8,268	4	2,067	0,4134		
L'extrémité de l'essieu sur le sommet de la courbe (3)	6,295	4	1,57375	0,31475		

➤ Charge Mc80

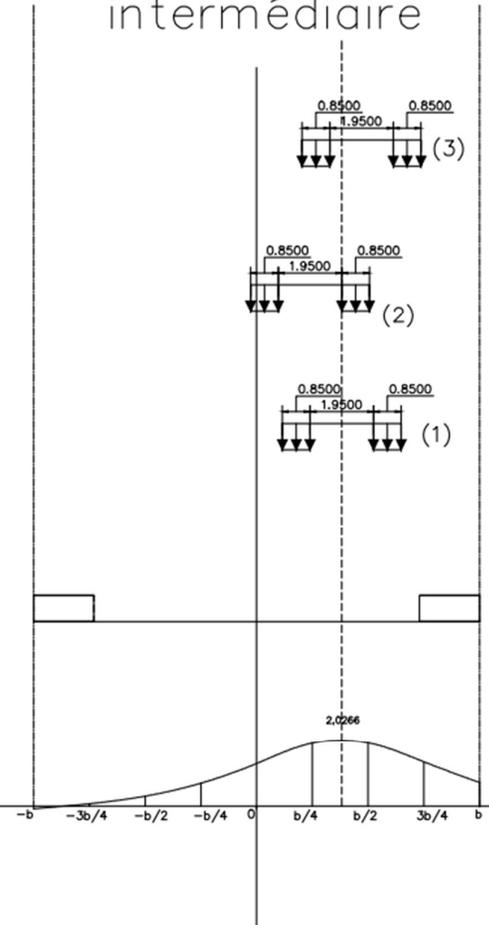
Poutre centrale



Poutre de rive



Poutre intermédiaire

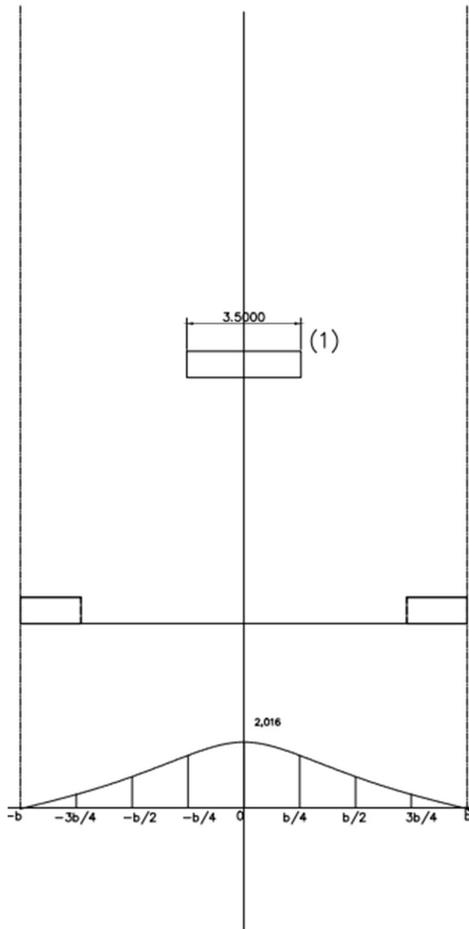


ETUDE STRUCTURALE DU TABLIER D'UN PONT EN BETON ARME : CAS DU PONT A  
 POUTRES SUR LA DEPRESSION DE ZOUNVI AU BENIN

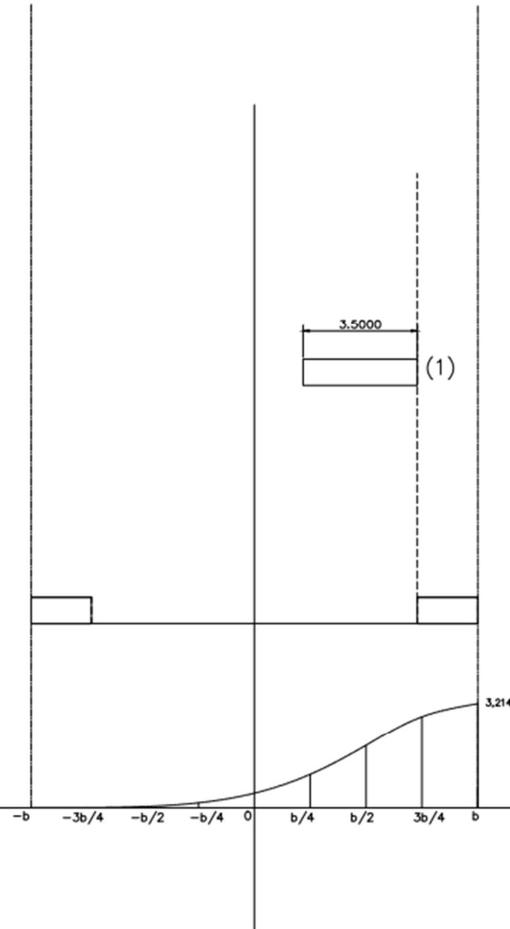
CHARGE Mc80								
Poutre centrale								
		w1	Lch1	w2	Lch2	$KMc=0,5*(w1/Lch1)+0,5(w2*Lch2)$	$\eta=KMc/n$	CRT à considérer
	Le convoi placé symétriquement par rapport à l'axe (1)	1,46	0,85	1,46	0,85	1,718	0,344	0,343529412
	Une chenille centrée sur l'axe (2)	1,704	0,85	1,011	0,85	1,597	0,319	
	Une chenille dont l'extrémité est sur l'axe (3)	1,677	0,85	0,875	0,85	1,501	0,300	
	Une chenille dont l'extrémité est centrée (4)	1,677	0,85	1,115	0,85	1,642	0,328	
Poutre de rive								
		w1	Lch1	w2	Lch2	$KMc=0,5*(w1/Lch1)+0,5(w2*Lch2)$	$\eta=KMc/n$	CRT à considérer
	Une chenille à l'extrémité (1)	0,901	0,85	2,178	0,85	1,811	0,362	0,362235294
Poutre intermédiaire								
		w1	Lch1	w2	Lch2	$KMc=0,5*(w1/Lch1)+0,5(w2*Lch2)$	$\eta=KMc/n$	CRT à considérer
	Le convoi placé symétriquement par rapport au sommet de la courbe (1)	1,508	0,85	1,525	0,85	1,784	0,357	0,356823529
	Une chenille dont l'extrémité est sur l'axe (2)	1,261	0,85	1,675	0,85	1,727	0,345	
	Une chenille placée à l'extrémité (3)	1,649	0,85	1,342	0,85	1,759	0,352	

➤ Charge Me80

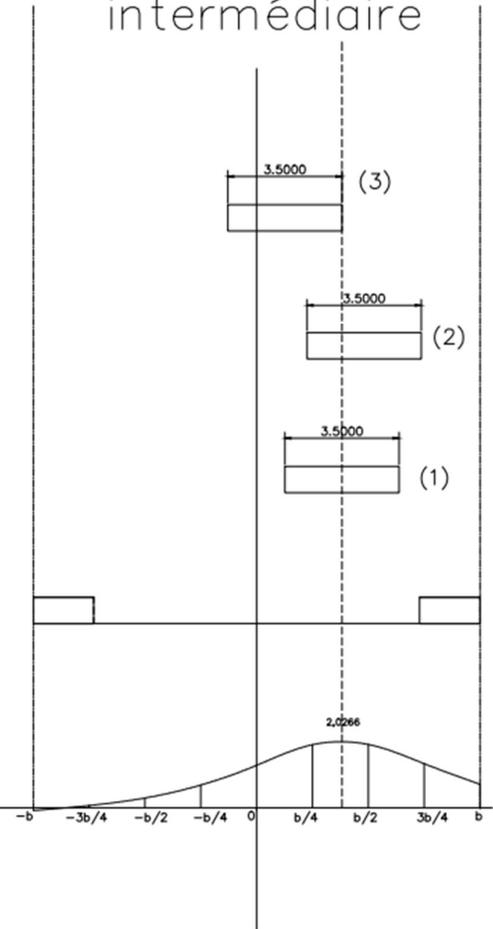
Poutre centrale



Poutre de rive



Poutre intermédiaire



ETUDE STRUCTURALE DU TABLIER D'UN PONT EN BETON ARME : CAS DU PONT A  
 POUTRES SUR LA DEPRESSION DE ZOUNVI AU BENIN

CHARGE Me80						
Poutre centrale						
		w	Lch	KMc=(w/Lch)	$\eta=KMc/n$	CRT à considérer
	L'essieu centré sur l'axe (1)	7,347	3,5	2,099142857	0,419828571	0,419828571
Poutre de rive						
		w	Lch	KMc=(w/Lch)	$\eta=KMc/n$	CRT à considérer
	L'essieu à l'extrémité (1)	6,645	3,5	1,898571429	0,379714286	0,379714286
Poutre intermédiaire						
		w	Lch	KMc=(w/Lch)	$\eta=KMc/n$	CRT à considérer
	L'essieu centré sur le sommet de la courbe (1)	7,53	3,5	2,151428571	0,430285714	0,430285714
	L'essieu placé à l'extrémité (2)	7,258	3,5	2,073714286	0,414742857	
	L'extrémité de l'essieu sur le sommet de la courbe (3)	5,947	3,5	1,699142857	0,339828571	

Les valeurs du CRT obtenues grâce à l'exploitation des différentes courbes ci-dessus sont présentées dans le tableau suivant :

POUTRE INTERMEDIAIRE			
Charges	CRT	Caractéristiques	Cas le plus défavorable
Al	0,338	a1=1; Lal=6,66m	Deux voies chargées
Trottoir	0,212	Ltr=1,85	Deux trottoirs chargés
Bc	0,463	bc=0,95	Trois files Bc
Bt	0,360	bt=1	Deux files Bt
Br	0,234	Une roue	Une roue Br
Mc 120	0,366	Lch=1	Un char de Mc120
Me 120	0,419	Lch=4	Un char de Me120
Mc 80	0,394	Lch=0,85	Un char de Mc80
Me 80	0,430	Lch=3,5	Un char de Me80
POUTRE DE RIVE			
Charges	CRT	Caractéristiques	Cas le plus défavorable
Al	0,23355	a1=1; Lal=6,66m	Deux voies chargées
Trottoir	0,629405405	Ltr=1,85	Deux trottoirs chargés
Bc	0,32536	bc=1,1	Deux files Bc
Bt	0,30448	bt=1	Deux files Bt
Br	0,30192	Une roue	Une roue Br
Mc 120	0,346	Lch=1	Un char de Mc120
Me 120	0,35	Lch=4	Un char de Me120
Mc 80	0,375647059	Lch=0,85	Un char de Mc80
Me 80	0,379714286	Lch=3,5	Un char de Me80
POUTRE CENTRALE			
Charges	CRT	Caractéristiques	Cas le plus défavorable
Al	0,263	a1=0,9; Lal=10m	Trois voies chargées
Trottoir	0,061	Ltr=1,85	Deux trottoirs chargés
Bc	0,468	bc=0,95	Trois files Bc
Bt	0,353	bt=1	Deux files Bt
Br	0,237	Une roue	Une roue Br

Mc 120	0,343	Lch=1	Un char de Mc120
Me 120	0,407	Lch=4	Un char de Me120
Mc 80	0,372	Lch=0,85	Un char de Mc80
Me 80	0,420	Lch=3,5	Un char de Me80

### B- Étude longitudinale

Les poutres sont soumises à leur charge permanente et aux surcharges. L'évaluation des diverses sollicitations induites dans les poutres est réalisée pour des sections dites critiques.

Ainsi, on détermine les sollicitations aux sections suivantes  $x = \frac{L}{2}; x = \frac{L}{4}; x = \frac{L}{6}; x = \frac{L}{8}; x = 0$ .

#### B-1- Charges permanentes

CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES AUX CHARGES PERMANENTES					
gpoutres (kN/m <sup>2</sup> )	gdalle (kN/m <sup>2</sup> )	grevêtement (kN/m <sup>2</sup> )	grottoir (kN/m <sup>2</sup> )	ggarde corps (kN/m <sup>2</sup> )	Gentretoise (kN)
7,275	10,913	3,735	6,938	0,650	8,181
29,5095					8,181
x	0	Lc/8	Lc/6	Lc/4	Lc/2
	0	2,38	3,17	4,75	9,5
Mperx (kN.m)	0	582,58	739,79	998,71	1331,62
Tperx (kN)	280,34	210,26	186,89	140,17	0

#### B-2- Surcharge Al

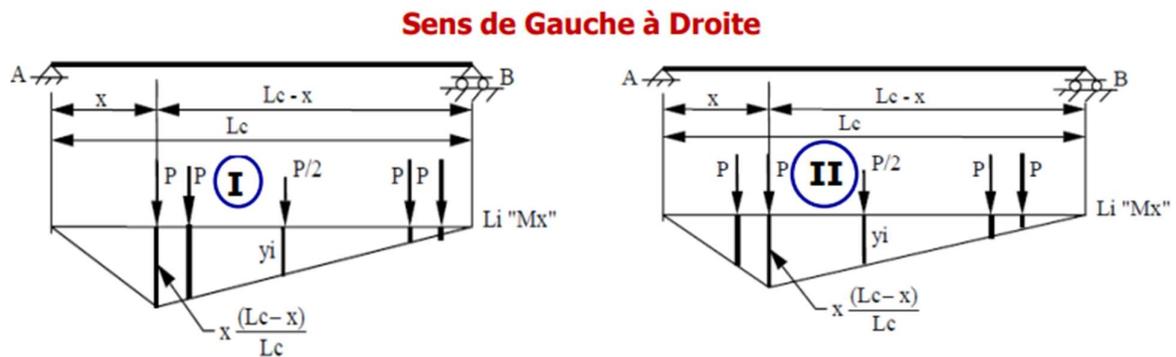
CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA SURCHARGE AL					
AL (kN/m <sup>2</sup> )	A2 (kN/m <sup>2</sup> )	LAL (m)	qAL (kN/m)		
13,913	14,62	10	146,23		
x	0	Lc/8	Lc/6	Lc/4	Lc/2
	0	2,375	3,17	4,75	9,5
Poutre centrale					
Mperx (kN.m)	0	917,01	1164,45	1572,01	2096,01
Tperx (kN)	441,27	337,84	306,43	248,21	110,32
Poutre de rive					
Mperx (kN.m)	0	685,50	870,48	1175,15	1566,86
Tperx (kN)	329,87	252,55	229,07	185,55	82,47
Poutre intermédiaire					
Mperx (kN.m)	0	916,23	1163,46	1570,67	2094,23
Tperx (kN)	440,89	337,56	306,17	248,00	110,22

B-3- Charge du trottoir

CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA SURCHARGE DES TROTTOIRS					
qtr (kN/m)					
	2,775				
x	0	Lc/8	Lc/6	Lc/4	Lc/2
	0	2,375	3,17	4,75	9,5
Poutre centrale					
Mperx	0	2,25	2,86	3,86	5,14
Tperx	1,08	0,83	0,75	0,61	0,27
Poutre de rive					
Mperx	0	32,94	41,82	56,46	75,28
Tperx	15,85	12,13	11,01	8,91	3,96
Poutre intermédiaire					
Mperx	0	11,31	14,36	19,39	25,86
Tperx	5,44	4,17	3,78	3,06	1,36

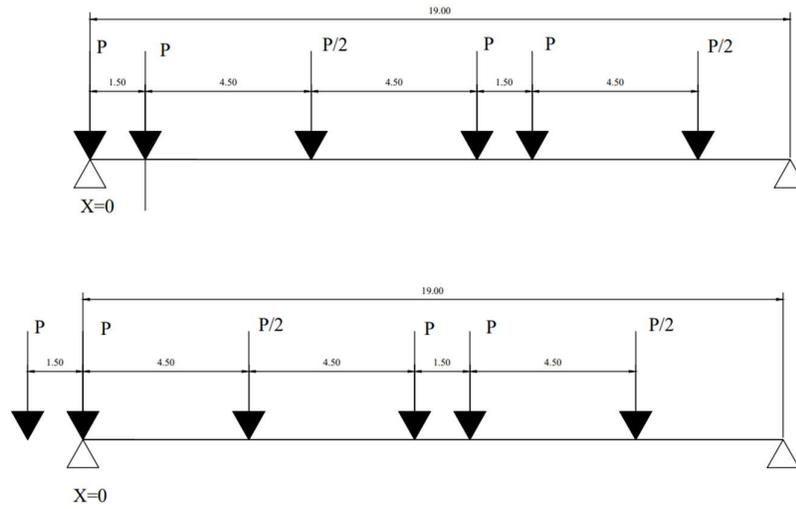
B-4- Charge Bc

Pour la détermination des sollicitations créées par cette charge Bc, on la place dans la section considérée dans le sens longitudinal de la manière la plus défavorable. Pour le calcul du moment fléchissant, deux positions par sens sont possibles : soit le dernier essieu sur l'ordonnée maximale, soit l'avant dernier essieu sur l'ordonnée maximale. On calculera donc pour les deux cas  $\sum P_i Y_i$  ( $P_i$  charge de l'essieu ;  $Y_i$  position de l'essieu) et la plus grande valeur sera considérée comme la plus défavorable. La figure suivante illustre ces dispositions.

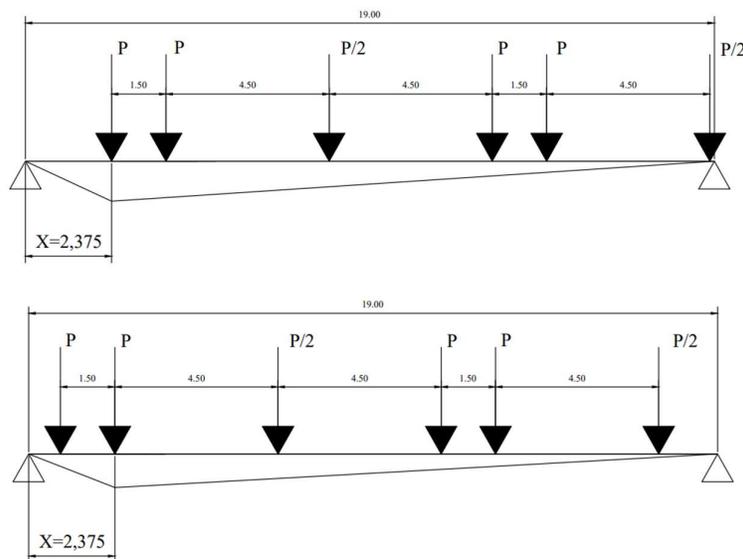


Nous avons procédé, avec le logiciel AutoCad, à la détermination disposition la plus défavorable d'entre les deux énoncées plus haut pour chaque section critique.

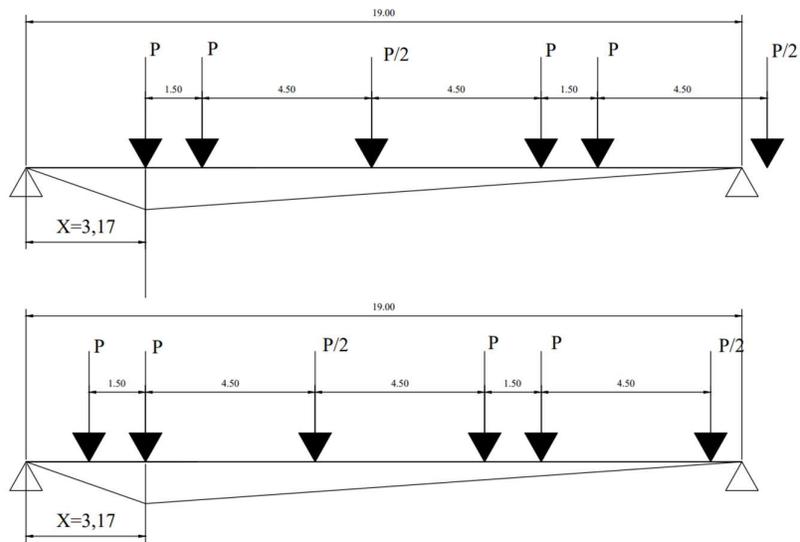
ETUDE STRUCTURALE DU TABLIER D'UN PONT EN BETON ARME : CAS DU PONT A POUTRES SUR LA DEPRESSION DE ZOUNVI AU BENIN



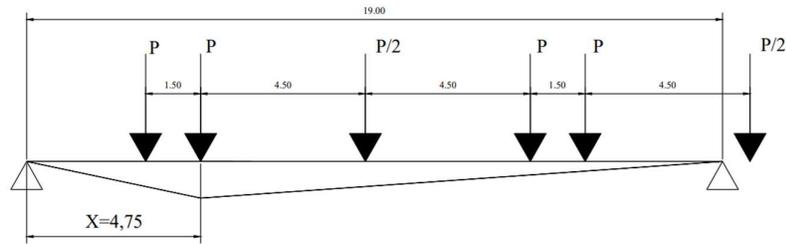
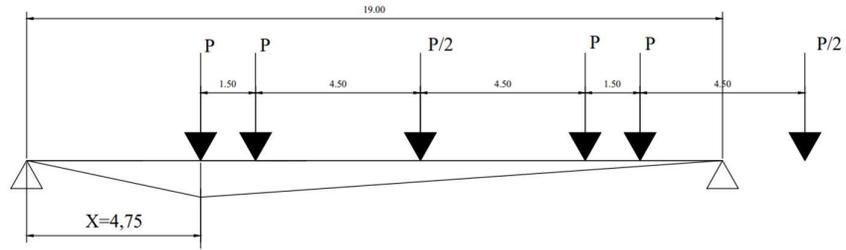
CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bc								
1ère dispo							x=0	
x	0						$\Sigma P_i Y_i$	
Position de l'essieu	1	2	3	4	5	6	0	
	0	1,5	6	10,5	12	16,5		
Pi	120	120	60	120	120	60		
yi	0	0	0	0	0	0		
2ème dispo							0	
x	0							$\Sigma P_i Y_i$
Position de l'essieu	1	2	3	4	5	6		
	0	0	4,5	9	10,5	15		
Pi	120	120	60	120	120	60		
yi	0	0	0	0	0	0		



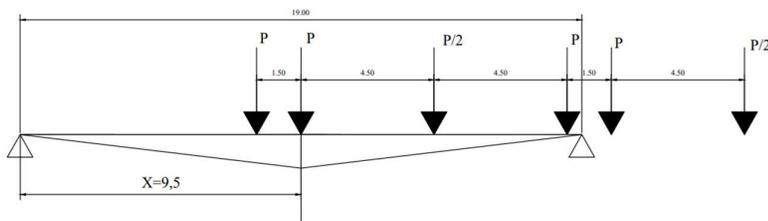
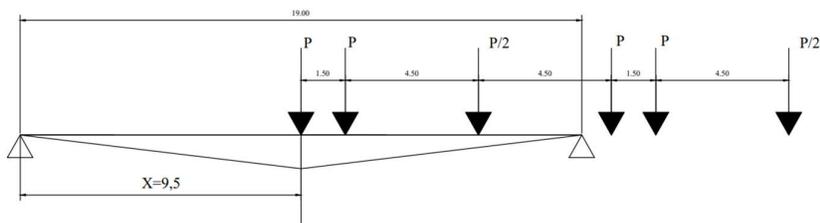
CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bc									
1ère dispo								$x=Lc/8$	
x	2,375							$\Sigma P_i Y_i$	718,125
Position de l'essieu	1	2	3	4	5	6	718,125		
	2,375	3,875	8,375	12,875	14,375	18,875			
P <sub>i</sub>	120	120	60	120	120	60			
y <sub>i</sub>	2,08	1,89	1,33	0,77	0,58	0,02			
2ème dispo									
x	2,375							$\Sigma P_i Y_i$	
Position de l'essieu	1	2	3	4	5	6	650,625		
	0,875	2,375	6,875	11,375	12,875	17,375			
P <sub>i</sub>	120	120	60	120	120	60			
y <sub>i</sub>	0,77	2,08	1,52	0,95	0,77	0,20			



CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bc									
1ère dispo								$x=Lc/6$	
x	3,17							$\Sigma P_i Y_i$	885
Position de l'essieu	1	2	3	4	5	6	885		
	3,17	4,67	9,17	13,67	15,17	0			
P <sub>i</sub>	120	120	60	120	120	60			
y <sub>i</sub>	2,64	2,39	1,64	0,89	0,64	0,00			
2ème dispo									
x	3,17							$\Sigma P_i Y_i$	
Position de l'essieu	1	2	3	4	5	6	848,33		
	1,67	3,17	7,67	12,17	13,67	18,17			
P <sub>i</sub>	120	120	60	120	120	60			
y <sub>i</sub>	1,39	2,64	1,89	1,14	0,89	0,14			

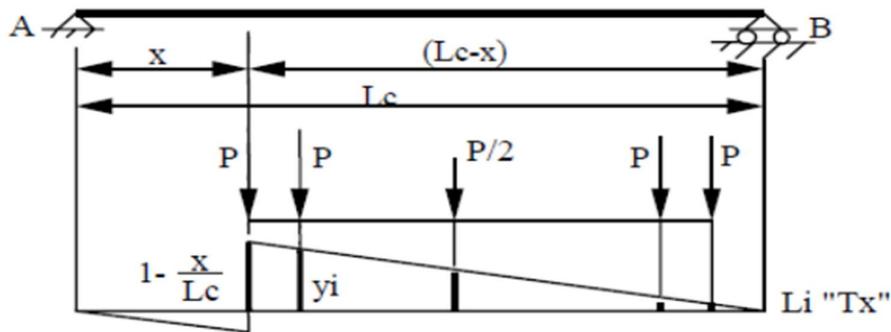


CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bc								
1ère dispo							$x=Lc/4$	
x	4,75						$\Sigma P_i Y_i$	
Position de l'essieu	1	2	3	4	5	6	1113,75	
	4,75	6,25	10,75	15,25	16,75	0		
Pi	120	120	60	120	120	60		
yi	3,56	3,19	2,06	0,94	0,56	0,00		
2ème dispo							1136,25	
x	4,75							$\Sigma P_i Y_i$
Position de l'essieu	1	2	3	4	5	6		1136,25
	3,25	4,75	9,25	13,75	15,25	0		
Pi	120	120	60	120	120	60		
yi	2,4375	3,5625	2,4375	1,3125	0,9375	0		

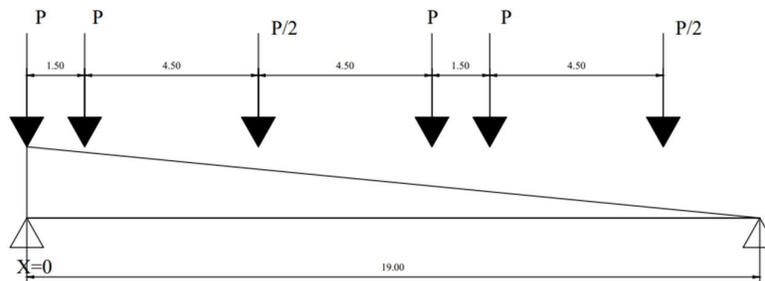


CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bc							
1ère dispo							$x=Lc/2$
x	9,5						$\Sigma P_i Y_i$
Position de l'essieu	1	2	3	4	5	6	1155
	9,5	11	15,5	0	0	0	
Pi	120	120	60	120	120	60	1230
yi	4,75	4,00	1,75	0,00	0,00	0,00	
2ème dispo							
x	9,5						$\Sigma P_i Y_i$
Position de l'essieu	1	2	3	4	5	6	1230
	8	9,5	14	18,5	0	0	
Pi	120	120	60	120	120	60	1230
yi	4	4,75	2,5	0,25	0	0	

Pour le calcul de l'effort tranchant, la position la plus défavorable est lorsque les deux essieux arrières sont sur le maximum de  $L_i$  :

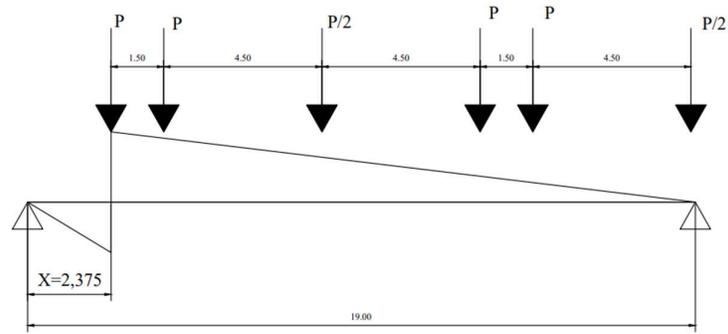


En application, on obtient :

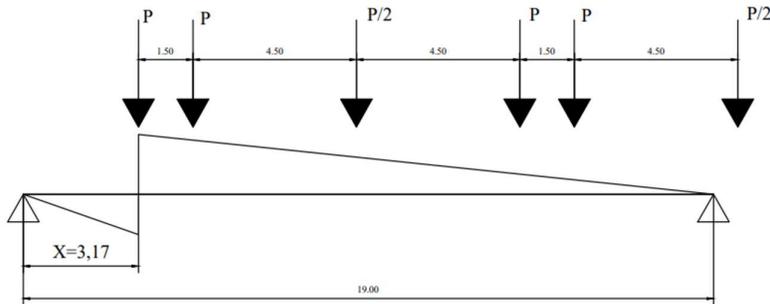


CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bc							
x	0						$\Sigma P_i Y_i$
Position de l'essieu	1	2	3	4	5	6	377,37
	0	1,5	6	10,5	12	16,5	
Pi	120	120	60	120	120	60	377,37
yi	1	0,92	0,68	0,45	0,37	0,13	

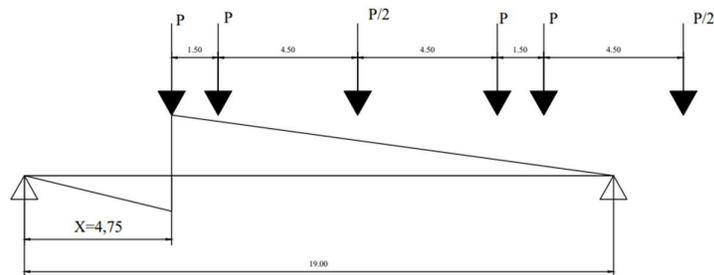
ETUDE STRUCTURALE DU TABLIER D'UN PONT EN BETON ARME : CAS DU PONT A POUTRES SUR LA DEPRESSION DE ZOUNVI AU BENIN



CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bc							
x	2,375						$\Sigma P_i y_i$
Position de l'essieu	1	2	3	4	5	6	302,37
	2,375	3,875	8,375	12,875	14,375	18,875	
P <sub>i</sub>	120	120	60	120	120	60	
y <sub>i</sub>	0,875	0,80	0,56	0,32	0,24	0,01	

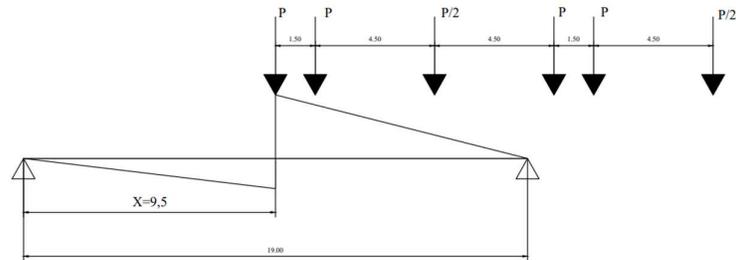


CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bc							
x	3,17						$\Sigma P_i y_i$
Position de l'essieu	1	2	3	4	5	6	279,47
	3,17	4,67	9,17	13,67	15,17	0	
P <sub>i</sub>	120	120	60	120	120	60	
y <sub>i</sub>	0,83	0,75	0,52	0,28	0,20	0	



ETUDE STRUCTURALE DU TABLIER D'UN PONT EN BETON ARME : CAS DU PONT A  
 POUTRES SUR LA DEPRESSION DE ZOUNVI AU BENIN

CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bc							
x	4,75						$\Sigma PiYi$
Position de l'essieu	1	2	3	4	5	6	234,47
	4,75	6,25	10,75	15,25	16,75	0	
Pi	120	120	60	120	120	60	
yi	0,75	0,67	0,43	0,20	0,12	0	



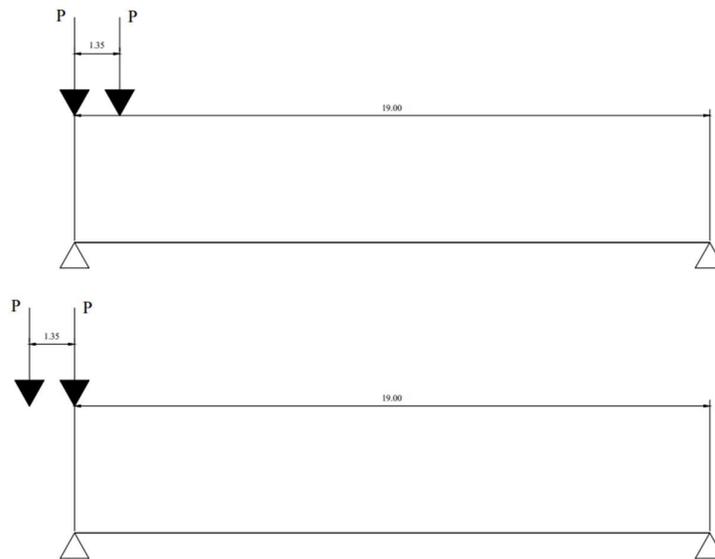
CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bc							
x	9,5						$\Sigma PiYi$
Position de l'essieu	1	2	3	4	5	6	121,58
	9,5	11	15,5	0	0	0	
Pi	120	120	60	120	120	60	
yi	0,5	0,42	0,18	0	0	0	

Les positions défavorables ainsi déterminées, le calcul des sollicitations peut être fait comme montré dans le tableau ci-après :

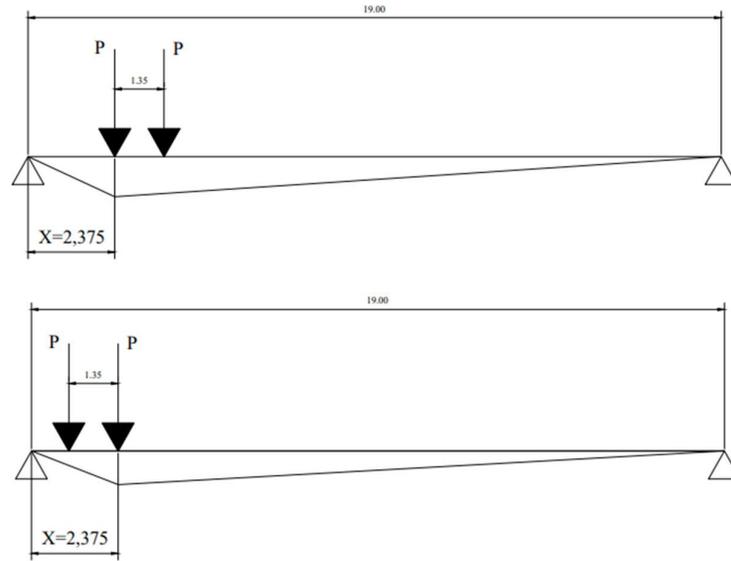
CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bc						
Nf	bc	Coeff Majoration				
3	0,9	1,18				
x	0	Lc/8	Lc/6	Lc/4	Lc/2	
	0	2,375	3,17	4,75	9,5	
Poutre centrale						
Mperx	0	1020,00	1257,03	1613,89	1747,05	
Tperx	536,00	429,47	396,96	333,04	172,69	
Poutre de rive						
Mperx	0	734,69	905,41	1162,45	1258,37	
Tperx	386,07	309,34	285,92	239,88	124,38	
Poutre intermédiaire						
Mperx	0	1018,35	1254,99	1611,27	1744,22	
Tperx	535,13	428,78	396,31	332,50	172,41	

B-5- Charge Bt

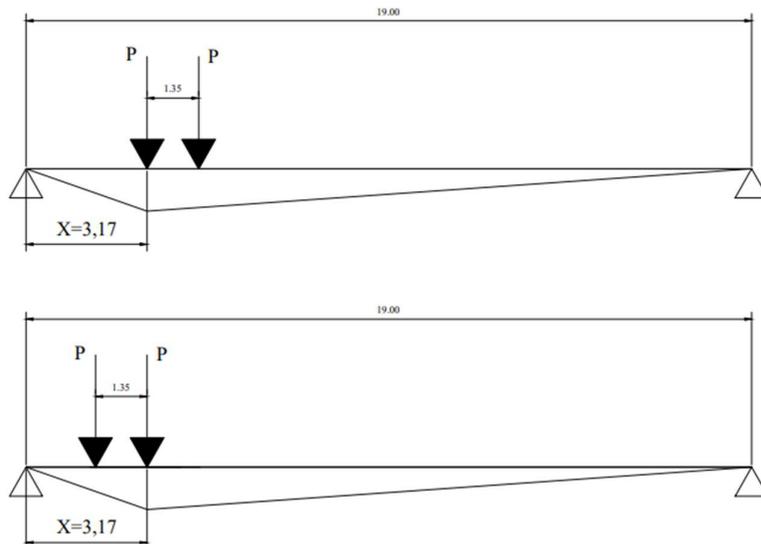
De la même manière qu'avec la charge Bt, il s'agit aussi ici de déterminer la disposition la plus défavorable pour le calcul du moment :



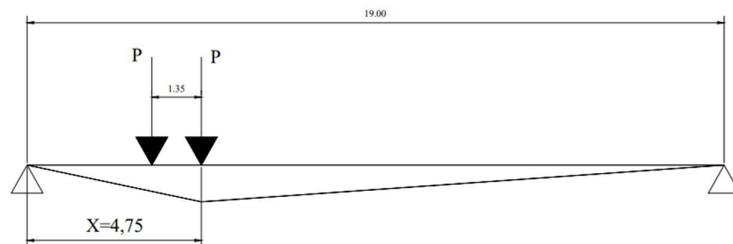
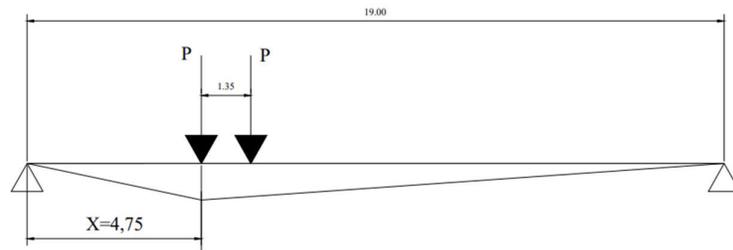
CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bt					
1ère dispo					x=0
x	0			$\Sigma P_i Y_i$	0
Position de l'essieu		1	2	0	
		0	1,35		
$P_i$		160	160		
$y_i$		0	0		
2ème dispo					
x	0			$\Sigma P_i Y_i$	
Position de l'essieu		1	2	0	
		0	0		
$P_i$		160	160		
$y_i$		0	0		



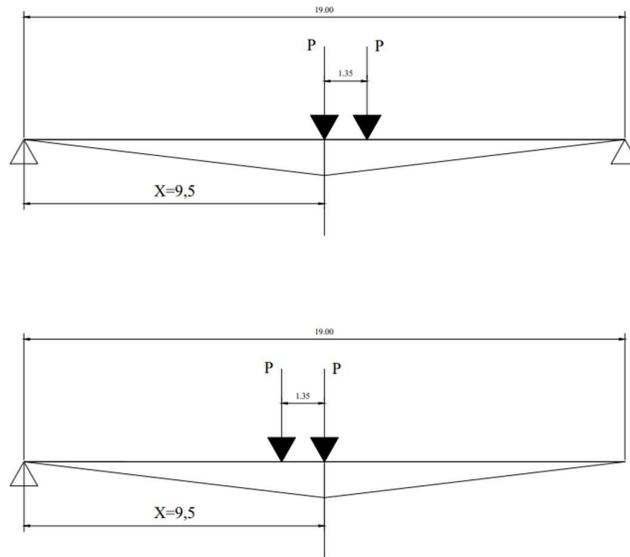
CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bt				
1ère dispo				$x=Lc/8$
x	2,375			$\Sigma P_i Y_i$
Position de l'essieu		1	2	1230,666
		2,375	3,73	
P <sub>i</sub>		160	160	
y <sub>i</sub>		4,70	2,99	
2ème dispo				1230,67
x	2,375			$\Sigma P_i Y_i$
Position de l'essieu		1	2	476
		1,03	2,375	
P <sub>i</sub>		160	160	
y <sub>i</sub>		0,90	2,08	



CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bt					
1ère dispo					$x=Lc/6$
x	3,17			$\Sigma P_i Y_i$	808,44
Position de l'essieu	1	2		808,44	
	3,17	4,52			
Pi	160	160			
yi	2,64	2,41			
2ème dispo					
x	3,17			$\Sigma P_i Y_i$	
Position de l'essieu	1	2		664,44	
	1,82	3,17			
Pi	160	160			
yi	1,51	2,64			



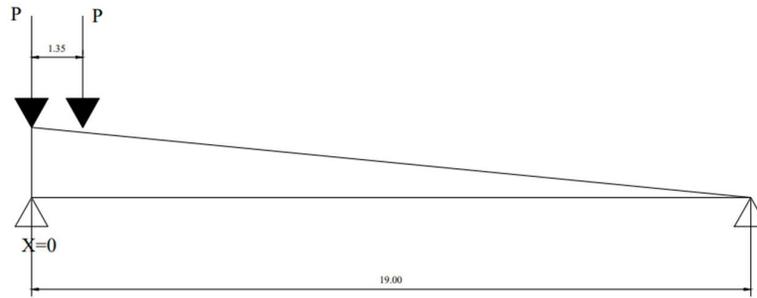
CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bt					
1ère dispo					$x=Lc/4$
x	4,75			$\Sigma P_i Y_i$	1086,00
Position de l'essieu	1	2		1086	
	4,75	6,1			
Pi	160	160			
yi	3,5625	3,225			
2ème dispo					
x	4,75			$\Sigma P_i Y_i$	
Position de l'essieu	1	2		978	
	3,4	4,75			
Pi	160	160			
yi	2,55	3,56			



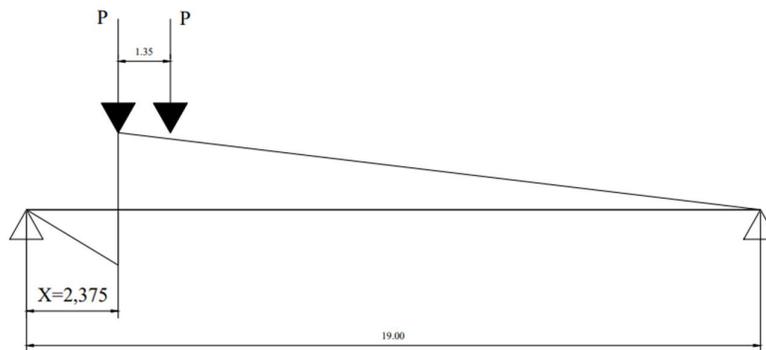
CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bt					
1ère dispo					x=Lc/2
x	9,5			$\Sigma P_i Y_i$	1412,00
Position de l'essieu		1	2	1412	
		9,5	10,85		
P <sub>i</sub>		160	160		
y <sub>i</sub>		4,75	4,075		
2ème dispo					
x	9,5			$\Sigma P_i Y_i$	
Position de l'essieu		1	2	1412	
		8,15	9,5		
P <sub>i</sub>		160	160		
y <sub>i</sub>		4,075	4,75		

De même, pour l'effort tranchant, l'application est similiaire qu'avec celle de la charge Bc.

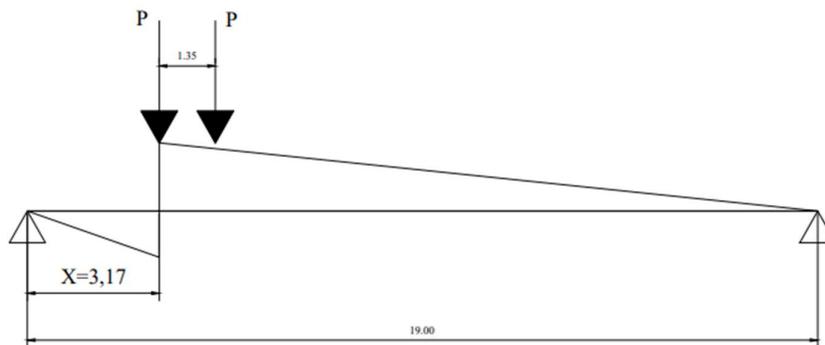
On obtient ainsi :



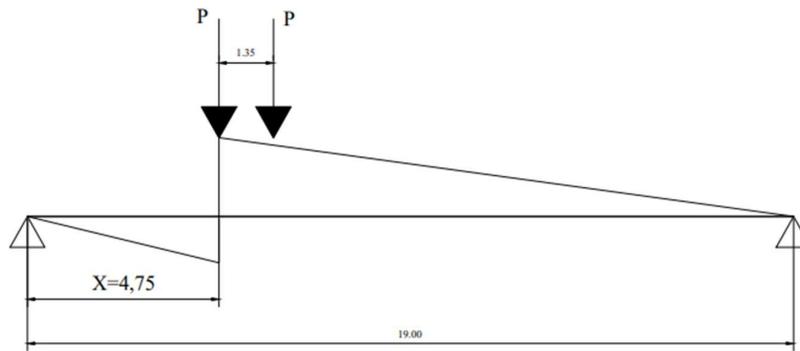
CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bt				
x	0			$\Sigma P_i Y_i$
Position de l'essieu		1	2	307,37
		0	1,5	
Pi		160	160	
yi		1	0,92	



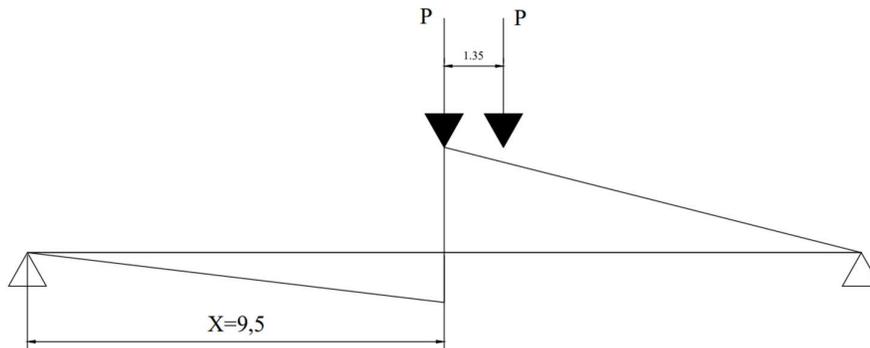
CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bt				
x	2,375			$\Sigma P_i Y_i$
Position de l'essieu		1	2	267,37
		2,375	3,875	
Pi		160	160	
yi		0,88	0,80	



CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bt				
x	3,17			$\Sigma P_i Y_i$
Position de l'essieu	1	2	254,04	
	3,17	4,67		
P <sub>i</sub>		160	160	
y <sub>i</sub>	0,83	0,75		



CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bt				
x	4,75			$\Sigma P_i Y_i$
Position de l'essieu	1	2	227,37	
	4,75	6,25		
P <sub>i</sub>		160	160	
y <sub>i</sub>	0,75	0,67		



CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bt				
x	9,5			$\Sigma P_i Y_i$
Position de l'essieu	1	2	147,37	
	9,5	11		
P <sub>i</sub>		160	160	
y <sub>i</sub>	0,5	0,42		

Le récapitulatif des sollicitations induites par la charge Bt peut être retrouvé dans le tableau ci-après :

CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bt					
Nf	bc	Coeff Majoration			
2	1	1,18			
x	0	Lc/8	Lc/6	Lc/4	Lc/2
	0	2,375	3,17	4,75	9,5
Poutre centrale					
Mperx	0	939,15	616,94	703,38	1077,53
Tperx	234,56	204,04	193,86	173,51	112,46
Poutre de rive					
Mperx	0	876,93	576,07	773,85	1006,14
Tperx	219,02	190,52	181,02	162,02	105,01
Poutre intermédiaire					
Mperx	0	972,42	638,80	858,11	1115,70

#### B-6- Charge Br

Le récapitulatif des valeurs de  $\Sigma P_i Y_i$  calculées dans le cas de cette charge est le suivant :

CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Bt			
	Mf	T	
$\Sigma P_i Y_i$	x=0	0	100
	x=Lc/8	207,8125	87,5
	x=Lc/6	263,88	83,33
	x=Lc/4	356,25	75
	x=Lc/2	50	50

Les sollicitations calculées sont résumées dans le tableau ci-dessous :

CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA CHARGE Br					
br	Coeff Majoration				
1	1,18				
x	0	Lc/8	Lc/6	Lc/4	Lc/2
	0	2,375	3,17	4,75	9,5
Poutre centrale					
Mperx	0	49,36	62,68	84,62	112,82
Tperx	23,75	20,78	19,79	17,81	11,88
Poutre de rive					
Mperx	0	67,57	85,80	115,83	154,45
Tperx	32,51	28,45	27,10	24,39	16,26
Poutre intermédiaire					
Mperx	0	49,62	63,01	85,07	113,42
Tperx	23,88	20,89	19,90	17,91	11,94

B-7- Charge Mc120

CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA SURCHARGE MILITAIRE MC120					
Pi (kN)	L (m)	q (kN/m)	Coeff Majoration		
1100	6,1	180,33	1,14		
x	0	Lc/8	Lc/6	Lc/4	Lc/2
	0	2,375	3,17	4,75	9,5
Poutre centrale					
Mperx	0	711,89	903,99	1220,38	1627,18
Tperx	342,56	307,70	295,46	269,72	175,04
Poutre de rive					
Mperx	0	732,89	930,66	1256,39	1675,18
Tperx	352,67	316,78	304,17	277,68	180,20
Poutre intermédiaire					
Mperx	0	743,39	943,99	1274,39	1699,18
Tperx	357,72	321,32	270,63	281,66	182,79

B-8- Charge Mc80

CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA SURCHARGE MILITAIRE Mc80					
Pi (kN)	L(m)	q (kN/m)	Coeff Majoration		
720	4,9	146,94	1,14		
x	0	Lc/8	Lc/6	Lc/4	Lc/2
	0	2,375	3,17	4,75	9,5
Poutre centrale					
Mperx	0	510,43	648,16	875,02	1166,70
Tperx	245,62	222,80	214,85	198,25	138,76
Poutre de rive					
Mperx	0	538,22	683,46	922,67	1230,23
Tperx	258,99	234,93	226,55	209,05	146,32
Poutre intermédiaire					
Mperx	0	530,18	283,16	382,26	509,68
Tperx	255,13	231,42	223,16	205,92	144,13

B-9- Charge Me120

CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA SURCHARGE MILITAIRE Me120					
Pi (kN)	Coeff Majoration				
660	1,140048982				
x	0	Lc/8	Lc/6	Lc/4	Lc/2
	0	2,375	3,17	4,75	9,5
Poutre centrale					
Mperx	0	243,96	309,79	418,22	557,62
Tperx	117,39	108,86	105,96	100,04	80,75
Poutre de rive					
Mperx	0	229,45	291,36	393,34	524,45
Tperx	110,41	102,38	99,65	94,09	75,95
Poutre intermédiaire					
Mperx	0	250,39	317,96	429,25	572,33
Tperx	120,49	111,73	108,75	102,68	82,88

B-10- Charge Me80

CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA SURCHARGE MILITAIRE Me80					
Pi (kN)	Coeff Majoration				
440	1,14				
x	0	Lc/8	Lc/6	Lc/4	Lc/2
	0	2,375	3,17	4,75	9,5
Poutre centrale					
Mperx	0	156,59	198,85	268,44	357,93
Tperx	75,35	70,01	68,20	64,51	52,64
Poutre de rive					
Mperx	0	157,55	200,06	270,08	360,11
Tperx	75,81	70,43	68,61	64,91	52,97
Poutre intermédiaire					
Mperx	0	163,41	207,50	280,13	373,51
Tperx	78,63	73,05	71,16	67,32	54,94

Nous n'avons au final considéré que les valeurs de sollicitation les plus défavorables pour l'ensemble des poutres dans le récapitulatif ci-dessous afin de calculer un modèle de poutre unique. Le récapitulatif des sollicitations de calcul les plus défavorables est le suivant :

RECAPITULATIF DES SOLLICITATIONS DE CALCUL					
x	0	Lc/8	Lc/6	Lc/4	Lc/2
<b>CHARGES PERMANENTES G</b>					
M (kN.m)	0	582,58	739,79	998,71	1331,62
T (kN)	280,34	210,26	186,89	140,17	0,00
<b>SURCHARGE AL</b>					
M (kN.m)	0	917,01	1164,45	1572,01	2096,01
T (kN)	441,27	337,84	306,43	248,21	110,32
<b>SURCHARGE TROTTOIR</b>					
M (kN.m)	0	32,94	41,82	56,46	75,28
T (kN)	15,85	12,13	11,01	8,91	3,96
<b>SURCHARGE Bc</b>					
M (kN.m)	0	1020,00	1257,03	1613,89	1747,05
T (kN)	536	429,47	396,96	333,04	172,69
<b>SURCHARGE Bt</b>					
M (kN.m)	0	972,42	638,80	858,11	1115,70
T (kN)	242,87	211,26	200,73	179,66	116,44
<b>SURCHARGE Br</b>					
M (kN.m)	0	67,57	85,80	115,83	154,45
T (kN)	32,51	28,45	27,10	24,39	16,26
<b>SURCHARGE MILITAIRE Mc120</b>					
M (kN.m)	0	743,39	943,99	1274,39	1699,18
T (kN)	357,72	321,32	270,63	281,66	182,79
<b>SURCHARGE MILITAIRE Me120</b>					
M (kN.m)	0	250,39	317,96	429,25	572,33
T (kN)	120,49	111,73	108,75	102,68	82,88
<b>SURCHARGE MILITAIRE Mc80</b>					
M (kN.m)	0	538,22	683,46	922,67	1230,23
T (kN)	258,99	234,93	226,55	209,05	146,32
<b>SURCHARGE MILITAIRE Me80</b>					
M (kN.m)	0	163,41	207,50	280,13	373,51
T (kN)	78,63	73,05	71,16	67,32	54,94

Les résultats des combinaisons sont les suivants :

COMBINAISONS OPTIMALES					
x	0	Lc/8	Lc/6	Lc/4	Lc/2
Mu (kN.m)	0,00	2471,19	3076,87	4020,83	5271,75
Mser (kN.m)	0,00	1839,52	2290,04	2991,85	3922,11
Tu (kN)	1261,42	990,42	905,05	736,36	282,64
Tser (kN)	939,39	737,76	674,25	548,73	211,19

### C- Calcul du ferrailage

Le tableau suivant récapitule les données nécessaires pour le calcul BA :

DIMENSIONS GEOMETRIQUES	
b (m)	0,3
h (m)	1,15
d (m)	1,035
d'(m)	0,025
SOLLICITATIONS	
Mu (kN.m)	5271,75
Tu (kN)	282,64
Mser (kN.m)	3922,11
HYPOTHESES MATERIAUX	
Béton	
fc28 (MPa)	35
ft28 (MPa)	2,7
$\gamma_b$	1,5
fbu	19,83
$\sigma_{bc}$ (MPa)	21
Acier	
Es (MPa)	200000
Fe (MPa)	400
$\gamma_s$	1,15
fsu (MPa)	347,83
$\sigma_{st}$ (MPa)	228,63
$\sigma_{sc}$ (MPa)	674,690
$\sigma_{sc\ ser}$ (MPa)	301,869

Les sollicitations du tableau sont celles de la section critique  $x=Lc/2$ .

Les étapes de calcul des sections d'armatures des poutres à l'ELU sont présentées dans le tableau ci-après :

FLEXION SIMPLE			
ELU			
Mu (kN.m)	5271,75		
Largeur b (m)	0,30		
Hauteur ho (m)	1,15		
Hauteur utile d (m)=0,9*ho	1,04		
Hauteur utile d' (m)	0,025		
f <sub>bu</sub> (MPa)=0,85*f <sub>c</sub> 28/θ*γ <sub>b</sub>	19,83		
f <sub>su</sub> (MPa)=f <sub>e</sub> /γ <sub>s</sub>	347,83		
μ <sub>bu</sub> =Mu/bd <sup>2</sup> f <sub>bu</sub>	0,83		
μ <sub>lu</sub>	0,392		
aciers comprimés μ <sub>bu</sub> >μ <sub>lu</sub>			
Pas d'aciers comprimés		Aciers comprimés	
$\alpha = 1,25 * \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}$	#NOMBRE!	$\alpha_l = 1,25 * \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}$	0,668
Z (m)	#NOMBRE!	$\epsilon_{sc} = 3,5\% * \left(\frac{\alpha_l * d - d'}{\alpha_l * d}\right)$	0,003
Asu (cm <sup>2</sup> )	#NOMBRE!		
Asmin (cm <sup>2</sup> )	4,989	$M_{rub} = \mu_l * b_o * d^2 * f_{bu}$	2496,147
		Ast (cm <sup>2</sup> )	173,631
		Asc (cm <sup>2</sup> )	41,201
		Asmin (cm <sup>2</sup> )	4,989

Le calcul des sections d'armatures des poutres à l'ELS est présenté dans le tableau ci-après.  
 La section d'armatures comprimées trop élevée nous amène à faire une itération de section.

FLEXION SIMPLE			
ELS			
Mser (kN.m)	3922,11		
Largeur b (m)	0,30		
Hauteur ho (m)	1,15		
Hauteur utile d (m)=0,9*ho	1,04		
Hauteur utile d'(m)	0,025		
σ <sub>bc</sub> (MPa)	21		
σ <sub>st</sub> (MPa)	228,63		
$\bar{\alpha}_1 = \frac{n * \bar{\sigma}_{bc}}{\bar{\sigma}_{st} + n\bar{\sigma}_{bc}}$	0,58		
Mrserb (kN.m)	1577,59		
aciers comprimés μ <sub>bu</sub> >μ <sub>lu</sub>			
Pas d'aciers comprimés		Aciers comprimés	
Z (m)	0,84	yser=α <sub>1</sub> *d (m)	0,600
Asser (cm <sup>2</sup> )	205,42	zser = d-(yser/3) (m)	0,835
Asmin (cm <sup>2</sup> )	4,99	Ast1	205,423
		Ast2	101,531
		Asc (cm <sup>2</sup> )	76,898

2<sup>ème</sup> Section :  $h_p = 1,5 \text{ m}$ ;  $b_p = 0,4 \text{ m}$

A- Etude transversale

Les données nécessaires pour le calcul sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

RAPPEL DE DONNEES					
Travée		Poutres		Entretoises	
Portée L (m)	19	Nombre de Poutres n	5	Nombre m	2
Largeur du tablier 2b (m)	13,7	Espacement b1 (m)	2,4	Espacement L1 (m)	19
		Base bp (m)	0,4	Base be (m)	0,2
		Hauteur hp (m)	1,5	Hauteur he (m)	0,95
		Épaisseur dalle hd (m)	0,18		

Le calcul des rigidités flexionnelle et torsionnelle est récapitulé dans le tableau qui suit :

POUTRES					
E (MPa)	I (m4)	G=E/2 (MPa)	Kp (m4)	$\rho_p = \frac{E * I}{b_1}$	$\gamma_p = \frac{G * K}{b_1}$
200000	0,211482	100000	0,028	17623,5	1159
ENTRETOISES					
E (MPa)	I (m4)	G=E/2 (MPa)	Kp (m4)	$\rho_e = E * \frac{h_d^3}{12}$	$\gamma_e = E * \frac{h_d^3}{12}$
20000		100000		97,2	97,2

Les paramètres fondamentaux  $\theta$  et  $\alpha$  sont présentés dans le tableau suivant :

CALCUL DES PARAMETRES FONDAMENTAUX	
$\theta = \frac{b}{L} * \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}}$	1,323
$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2 * \sqrt{\rho_p * \rho_e}}$	0,480

Les valeurs de K pour chaque position de poutre et chaque valeur de l'excentricité sont récapitulées dans les tableaux ci-dessous :

CALCUL DE LA VALEUR DE $K_0$										
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
	-6,85	-5,1375	-3,425	-1,7125	0	1,7125	3,425	5,1375	6,85	
y	0	-0,612	-0,048	0,771	2,048	2,994	2,048	0,771	-0,048	-0,612
CALCUL DE LA VALEUR DE $K_1$										
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
	-6,85	-5,1375	-3,425	-1,7125	0	1,7125	3,425	5,1375	6,85	
y	0	0,268	0,452	0,841	1,521	2,094	0,841	0,452	0,268	
CALCUL DE LA VALEUR DE $K_a$ $K_a = K_0 + (K_1 \cdot K_0 + \sqrt{a})$										
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
	-6,85	-5,1375	-3,425	-1,7125	0	1,7125	3,425	5,1375	6,85	
y	0	-0,003	0,298	0,820	1,683	2,371	1,683	0,820	0,298	-0,003
CALCUL DE LA VALEUR DE $K_0$										
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
	-6,85	-5,1375	-3,425	-1,7125	0	1,7125	3,425	5,1375	6,85	
y	2,4	-0,142	-0,155	0,370	1,416	2,779	2,697	1,147	-0,530	
CALCUL DE LA VALEUR DE $K_1$										
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
	-6,85	-5,1375	-3,425	-1,7125	0	1,7125	3,425	5,1375	6,85	
y	2,4	0,074	0,136	0,278	0,590	1,176	1,965	1,979	1,339	0,918
CALCUL DE LA VALEUR DE $K_a$ $K_a = K_0 + (K_1 \cdot K_0 + \sqrt{a})$										
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
	-6,85	-5,1375	-3,425	-1,7125	0	1,7125	3,425	5,1375	6,85	
y	2,4	0,008	0,046	0,172	0,522	1,250	2,215	2,200	1,280	0,473
CALCUL DE LA VALEUR DE $K_0$										
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
	-6,85	-5,1375	-3,425	-1,7125	0	1,7125	3,425	5,1375	6,85	
y	4,8	0,040	-0,037	-0,118	-0,163	0,004	0,703	2,149	3,592	3,727
CALCUL DE LA VALEUR DE $K_1$										
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
	-6,85	-5,1375	-3,425	-1,7125	0	1,7125	3,425	5,1375	6,85	
y	4,8	0,022	0,042	0,091	0,210	0,473	1,009	1,926	2,829	2,816
CALCUL DE LA VALEUR DE $K_a$ $K_a = K_0 + (K_1 \cdot K_0 + \sqrt{a})$										
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
	-6,85	-5,1375	-3,425	-1,7125	0	1,7125	3,425	5,1375	6,85	
y	4,8	0,027	0,018	0,027	0,095	0,329	0,915	1,994	3,063	3,096

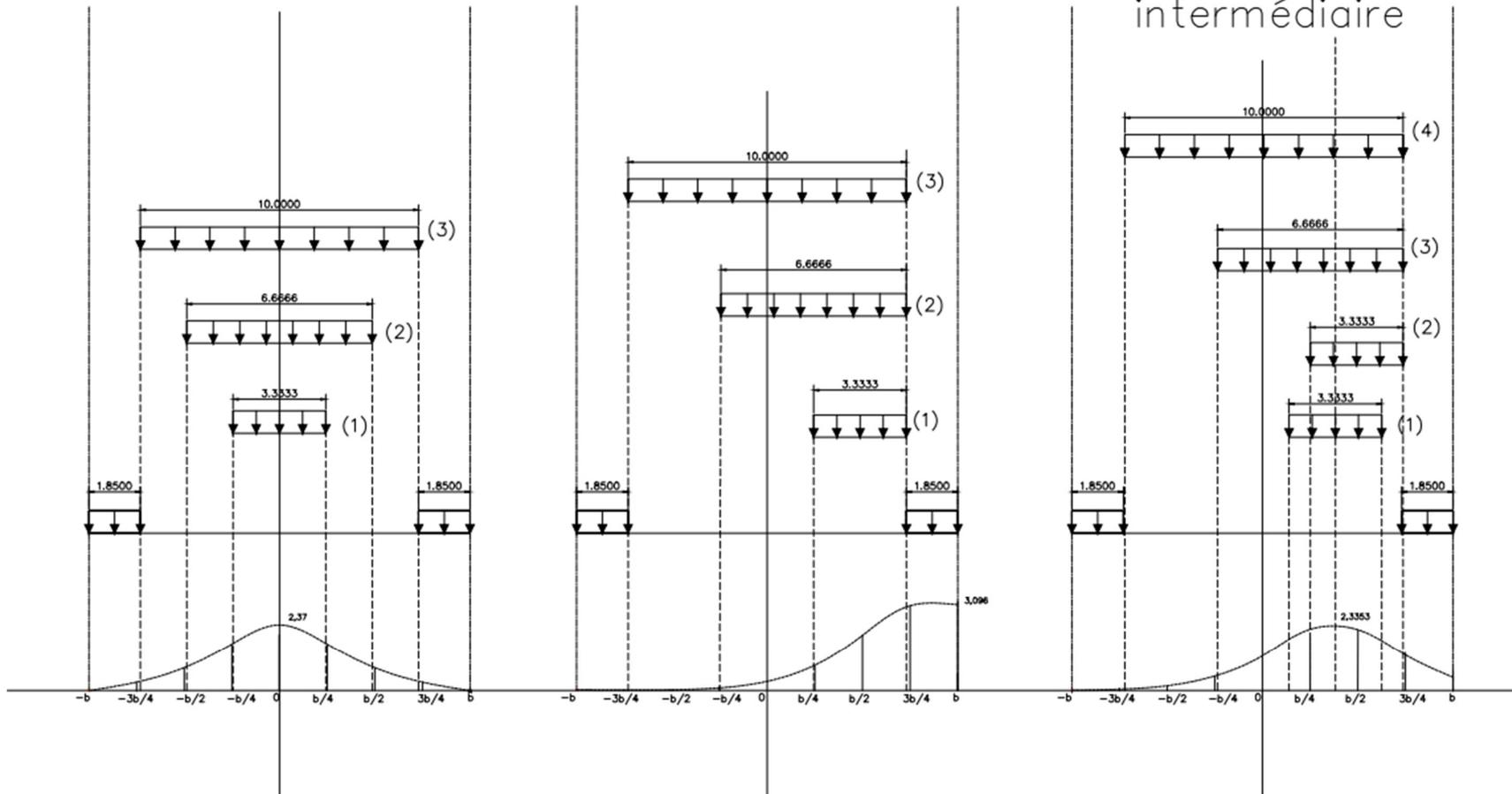
Les graphes qui suivent présentent les différents tracés de la courbe pour chaque type de charge :

➤ Surcharges AL et Trottoirs

Poutre centrale

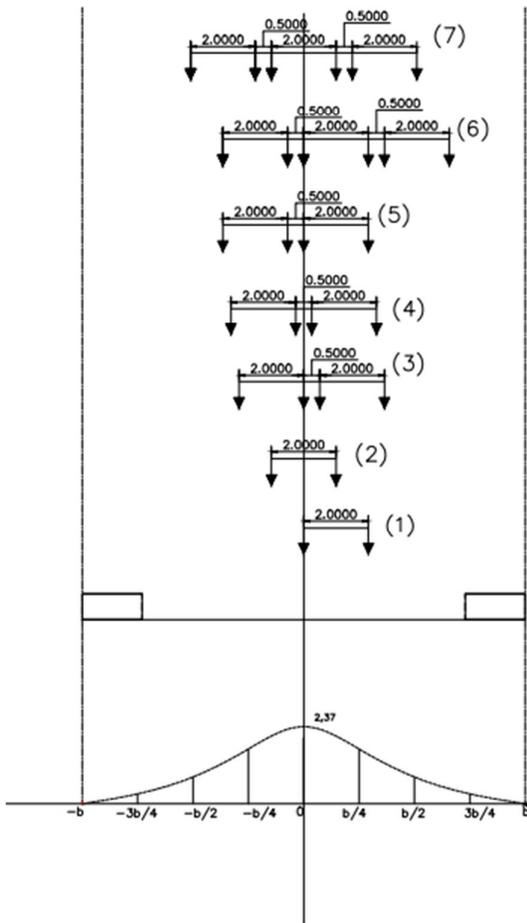
Poutre de rive

Poutre intermédiaire

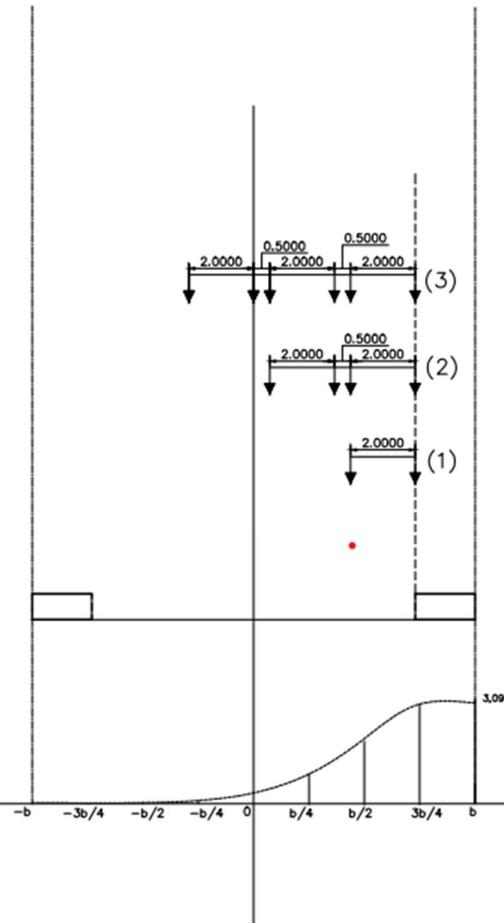


➤ Charge Bc

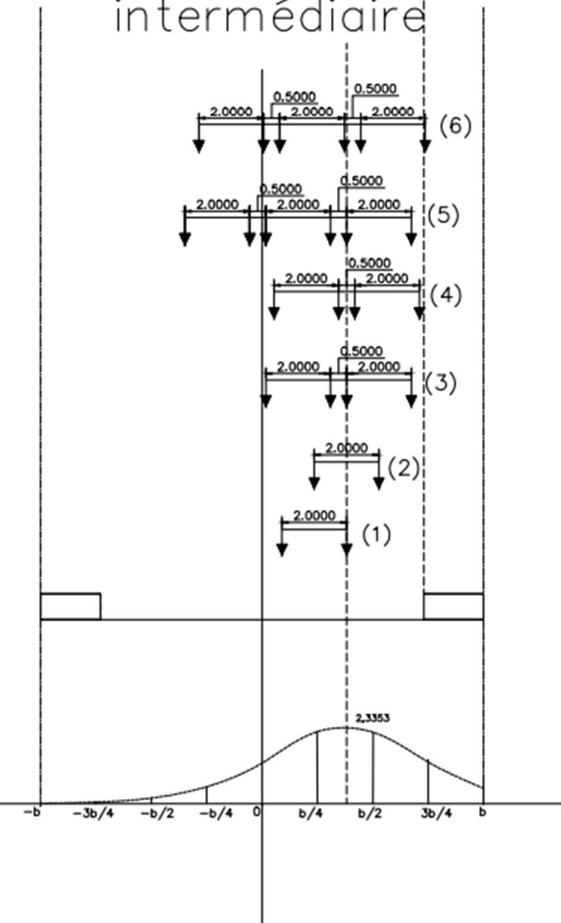
Poutre centrale



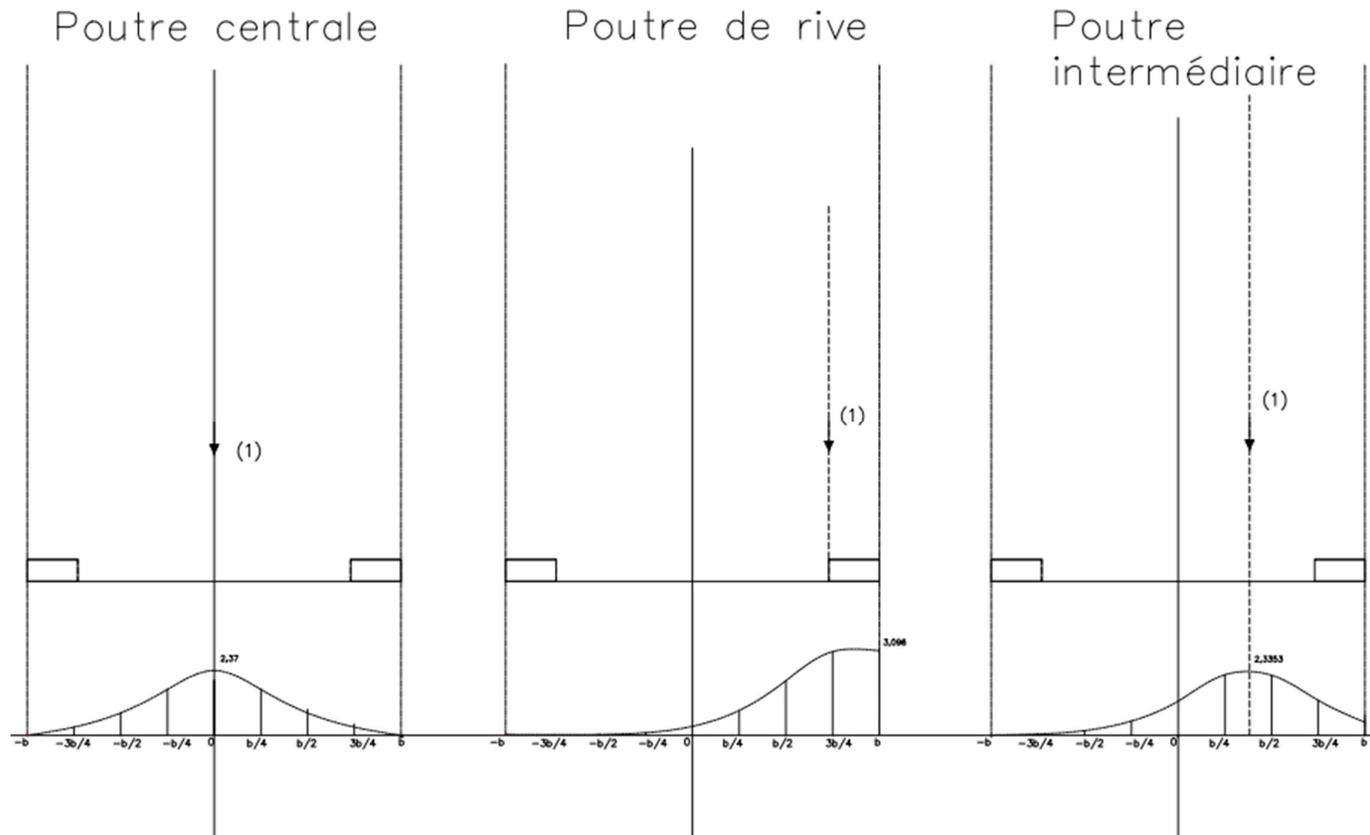
Poutre de rive



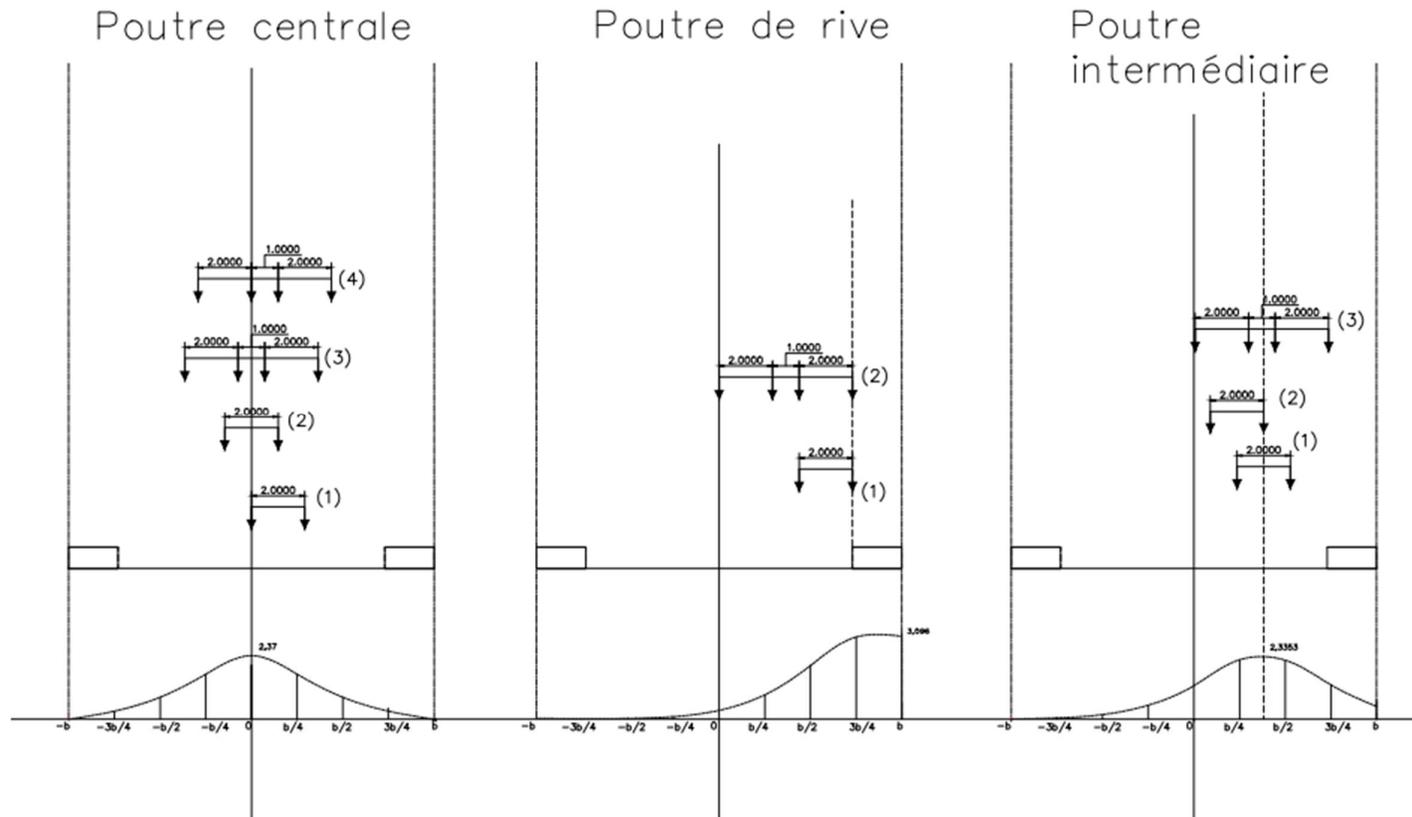
Poutre intermédiaire



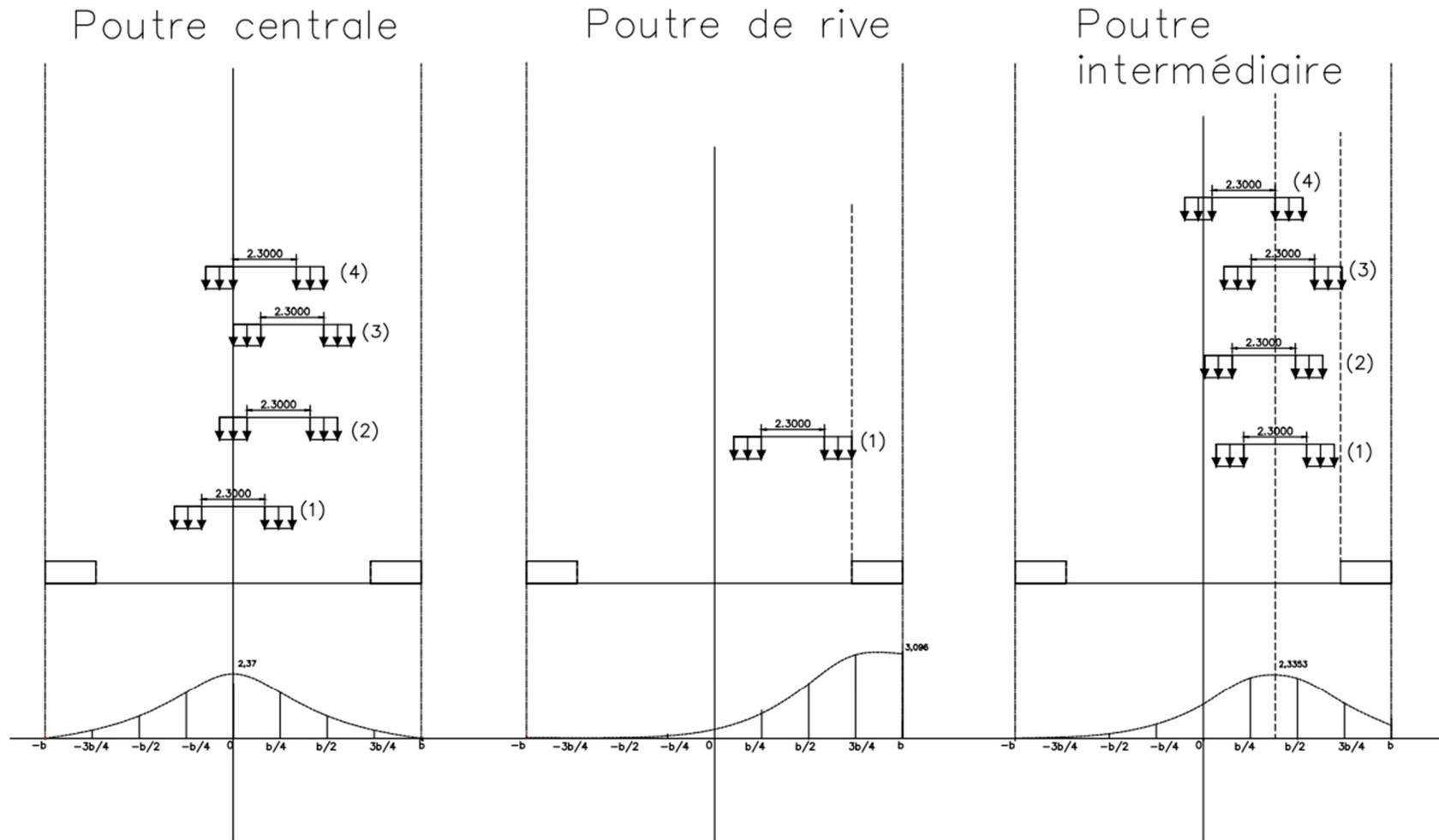
➤ Charge Br



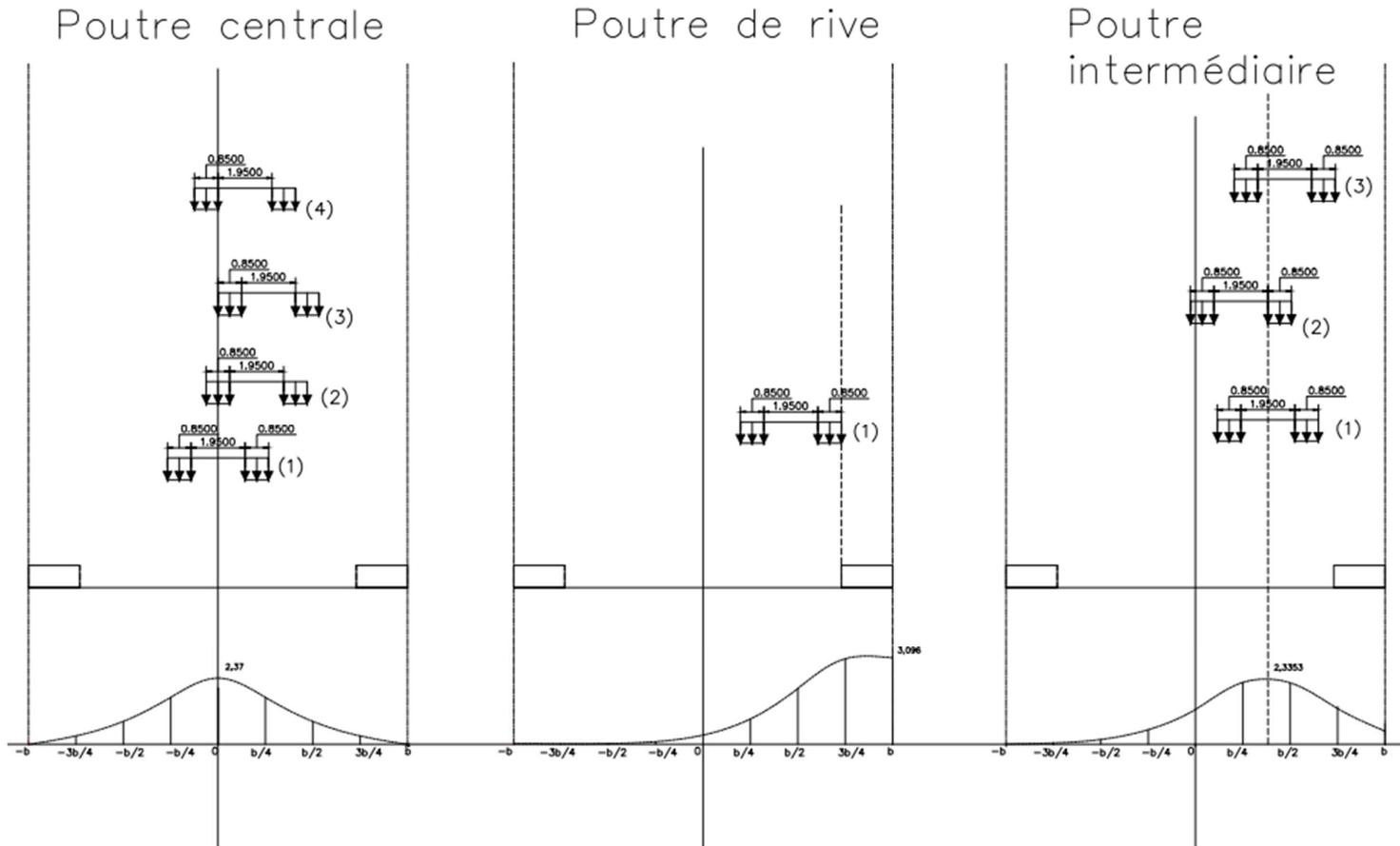
➤ Charge Bt



➤ Charge Mc120

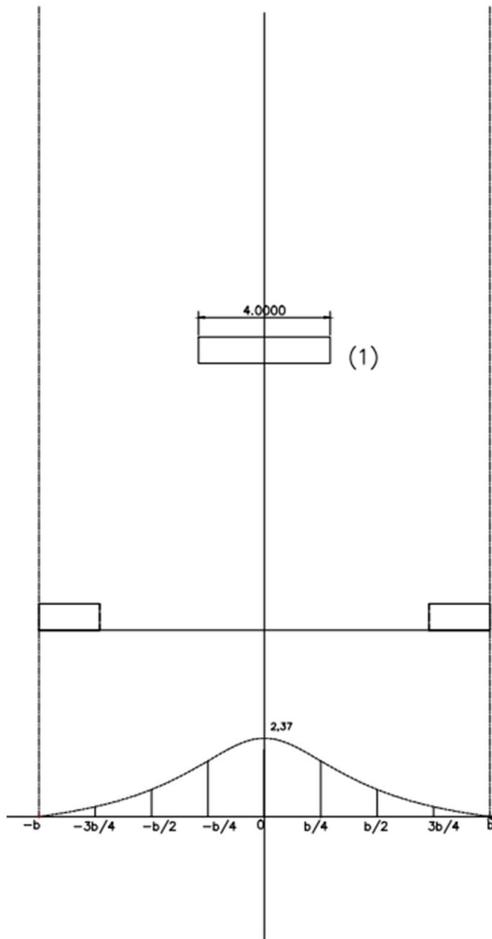


➤ Charge Mc80

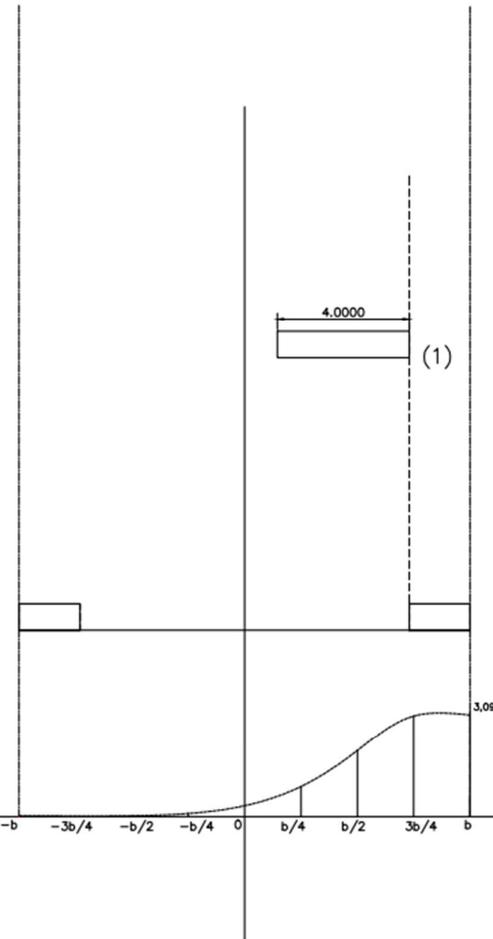


➤ Charge Me120

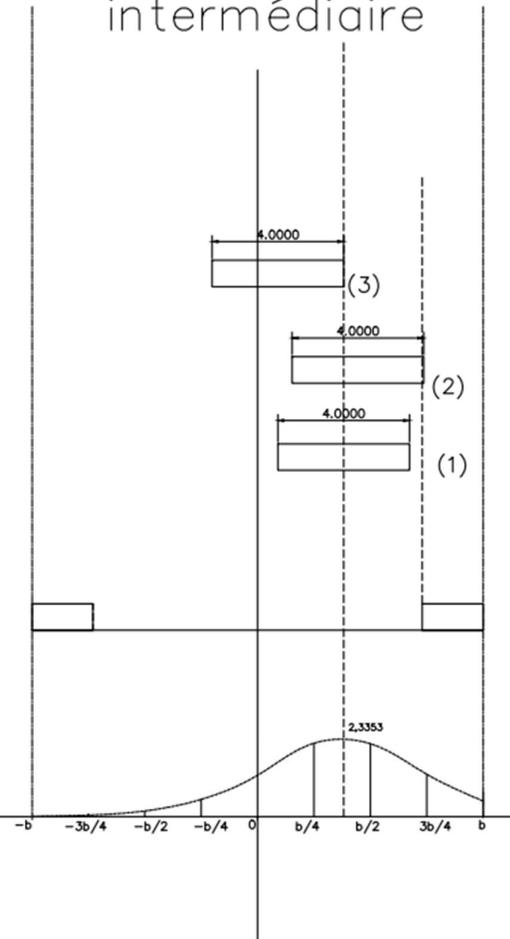
Poutre centrale



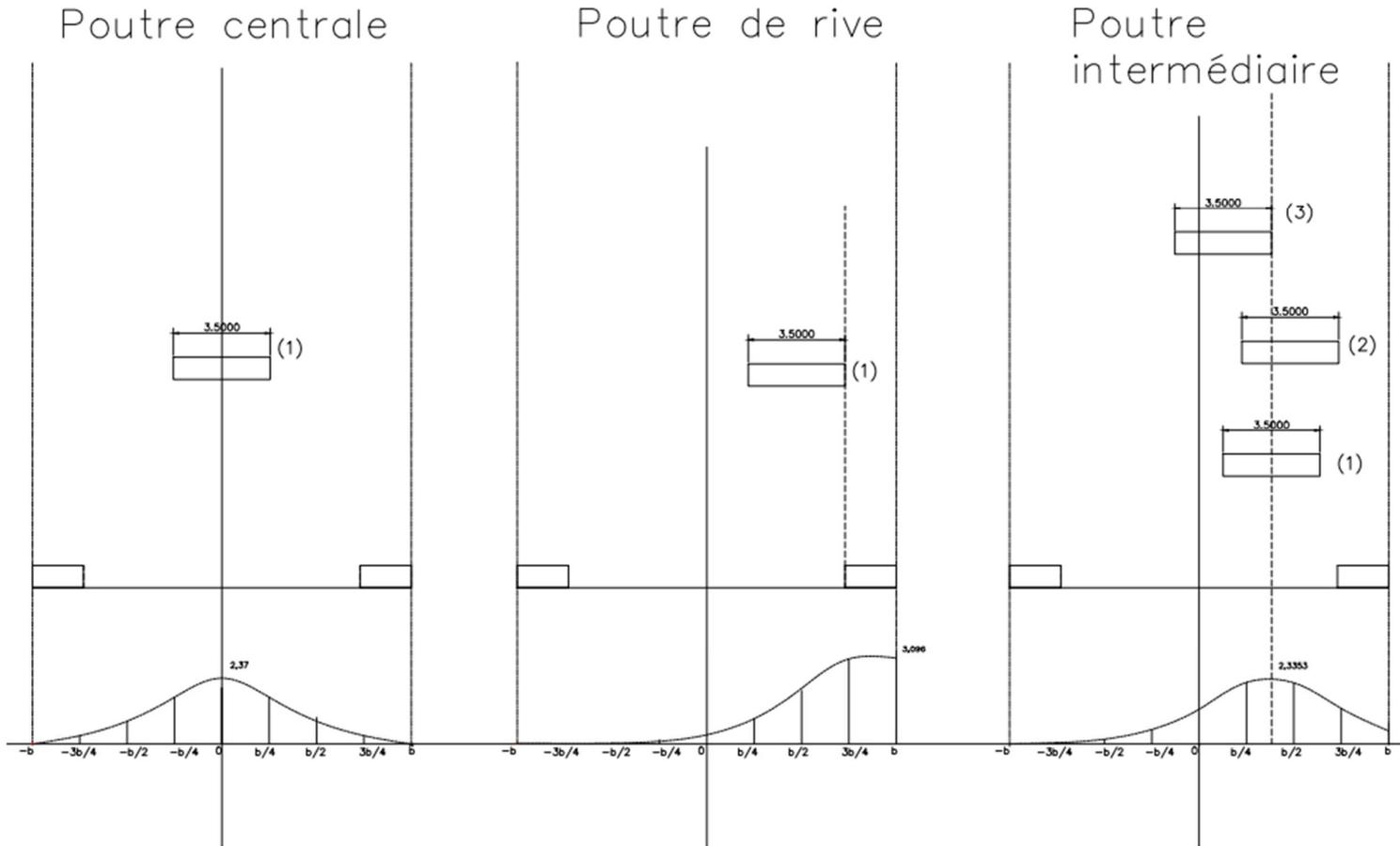
Poutre de rive



Poutre intermédiaire



➤ Charge Me80



La détermination du CRT s'est de la même manière qu'avec la première section. Le tableau suivant récapitule les valeurs de CRT obtenues :

Poutre centrale			
Charges	CRT	Caractéristiques	Cas le plus défavorable
Al	0,26316	a1=0,9; Lal=10m	Trois voies chargées (3)
Trottoir	0,060756757	Ltr=1,85	Deux trottoirs chargés
Bc	0,46762	bc=0,95	Trois files Bc
Bt	0,35336	bt=1	Deux files Bt
Br	0,237	Une roue	Une roue Br
Mc 120	0,3434	Lch=1	Un char de Mc120
Me 120	0,407	Lch=4	Un char de Me120
Mc 80	0,372	Lch=0,85	Un char de Mc80
Me 80	0,419828571	Lch=3,5	Un charge de Me80
Poutre de rive			
Charges	CRT	Caractéristiques	Cas le plus défavorable
Al	0,23355	a1=1; Lal=6,66m	Deux voies chargées (2)
Trottoir	0,629405405	Ltr=1,85	Deux trottoirs chargés
Bc	0,32536	bc=1,1	Deux files Bc
Bt	0,30448	bt=1	Deux files Bt
Br	0,30192	Unre roue	Une roue Br
Mc 120	0,346	Lch=1	Un char de Mc120
Me 120	0,35	Lch=4	Un char de Me120
Mc 80	0,375647059	Lch=0,85	Un char de Mc80
Me 80	0,379714286	Lch=3,5	Un char de Me80
Poutre intermédiaire			
Charges	CRT	Caractéristiques	Cas le plus défavorable
Al	0,338	a1=1; Lal=6,66m	Deux voies chargées
Trottoir	0,212	Ltr=1,85	Deux trottoirs chargés
Bc	0,463	bc=0,95	Trois files Bc
Bt	0,360	bt=1	Deux files Bt
Br	0,234	Une roue	Une roue Br
Mc 120	0,366	Lch=1	Un char de Mc120
Me 120	0,419	Lch=4	Un char de Me120
Mc 80	0,394	Lch=0,85	Un char de Mc80
Me 80	0,430	Lch=3,5	Un char de Me80

B- Etude longitudinale

La détermination des sollicitations moyennes s'est faite suivant la même méthode que celle utilisée dans la précédente section. Le récapitulatif des résultats obtenus est le suivant :

RECAPITULATIF DES SOLLICITATIONS DE CALCUL					
x	0	Lc/8	Lc/6	Lc/4	Lc/2
<b>CHARGES PERMANENTES G</b>					
M (kN.m)	0	727,85	924,25	1247,73	1663,65
T (kN)	350,24	262,68	233,49	175,12	0
<b>SURCHARGE AL</b>					
T (kN)	329,02	251,91	228,49	185,08	82,26
<b>SURCHARGE TROTTOIR</b>					
M (kN.m)	0	34,48	43,79	59,11	78,82
T (kN)	16,59	12,70	11,52	9,33	4,15
<b>SURCHARGE Bc</b>					
M (kN.m)	0	1055,25	1300,47	1669,67	1807,43
T (kN)	554,53	444,32	410,67	344,55	178,66
<b>SURCHARGE Bt</b>					
M (kN.m)	0	1030,73	677,10	909,56	1182,60
T (kN)	257,43	223,93	212,76	190,43	123,43
<b>SURCHARGE Br</b>					
M (kN.m)	0	73,02	92,73	125,18	166,91
T (kN)	35,14	30,75	29,28	26,35	17,57
<b>SURCHARGE MILITAIRE Mc120</b>					
M (kN.m)	0	793,64	1007,80	1360,53	1814,03
T (kN)	381,90	343,04	291,26	300,69	195,14
<b>SURCHARGE MILITAIRE Mc120</b>					
M (kN.m)	0	278,61	353,79	477,61	636,82
T (kN)	134,07	124,32	121,01	114,25	92,22
<b>SURCHARGE MILITAIRE Mc80</b>					
M (kN.m)	0	553,68	703,08	949,16	1265,54
T (kN)	266,43	241,68	233,05	215,05	150,52

SURCHARGE MILITAIRE Me80					
M (kN.m)	0	183,16	232,59	314,00	418,66
T (kN)	88,14	81,89	79,77	75,46	61,58

Les résultats des combinaisons sont les suivants :

COMBINAISONS OPTIMALES					
x	0	Lc/8	Lc/6	Lc/4	Lc/2
Mu (kN.m)	0,00	2726,17	3398,54	4450,49	5731,07
Mser (kN.m)	0,00	2028,63	2528,60	3310,45	4230,64
Tu (kN)	1386,62	1085,85	990,73	802,62	292,49
Tser (kN)	1032,27	808,57	737,83	597,91	218,53

### C- Calcul du ferrailage

#### C-1- Armatures longitudinales

Le tableau suivant récapitule les données nécessaires pour le calcul BA :

DIMENSIONS GEOMETRIQUES	
b (m)	0,4
h (m)	1,5
d (m)	1,35
d'(m)	0,025
SOLLICITATIONS	
Mu (kN.m)	5731,07
Tu (kN)	292,49
Mser (kN.m)	4230,64
HYPOTHESES MATERIAUX	
Béton	
fc28 (MPa)	35
ft28 (MPa)	2,7
$\gamma_b$	1,5
f <sub>bu</sub>	19,83
$\sigma_{bc}$ (MPa)	21
Acier	
E <sub>s</sub> (MPa)	200000
F <sub>e</sub> (MPa)	400
$\gamma_s$	1,15
f <sub>su</sub> (MPa)	347,83
$\sigma_{st}$ (MPa)	228,63
$\sigma_{sc}$ (MPa)	680,596
$\sigma_{sc\ ser}$ (MPa)	304,933

Les sollicitations du tableau sont celles de la section critique  $x=Lc/2$ .

Les étapes de calcul des sections d'armatures des poutres à l'ELU sont présentées dans le tableau ci-après :

FLEXION SIMPLE			
ELU			
Mu (kN.m)			5731,07
Largeur b (m)			0,40
Hauteur ho (m)			1,50
Hauteur utile d (m)=0,9*ho			1,35
Hauteur utile d' (m)			0,025
$f_{bu}$ (MPa)= $0,85 * f_{c28} / \gamma_b$			19,83
$f_{su}$ (MPa)= $f_e / \gamma_s$			347,83
$\mu_{bu} = Mu / b d^2 f_{bu}$			0,40
$\mu_l$			0,392
aciers comprimés $\mu_{bu} > \mu_l$			
Pas d'aciers comprimés		Aciers comprimés	
$\alpha = 1,25 * \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}$	0,681	$\alpha_l = 1,25 * \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}$	0,668
Z (m)	0,982	$\epsilon_{sc} = 3,5\% * \left( \frac{\alpha_l * d - d'}{\alpha_l * d} \right)$	0,003
Asu (cm <sup>2</sup> )	167,740		
Asmin (cm <sup>2</sup> )	11,318	$M_{rub} = \mu_l * b o * d^2 * f_{bu}$	5662,337
		Ast (cm <sup>2</sup> )	166,052
		Asc (cm <sup>2</sup> )	1,012
		Asmin (cm <sup>2</sup> )	11,318

Les étapes de calcul des sections d'armatures des poutres à l'ELS sont présentées dans le tableau ci-après :

FLEXION SIMPLE			
ELS			
Mser (kN.m)	4230,64		
Largeur b (m)	0,40		
Hauteur ho (m)	1,50		
Hauteur utile d (m)=0,9*ho	1,35		
Hauteur utile d'(m)	0,025		
$\sigma_{bc}$ (MPa)	21		
$\sigma_{st}$ (MPa)	228,63		
$\alpha_1 = \frac{n * \overline{\sigma}_{bc}}{\overline{\sigma}_{st} + n\overline{\sigma}_{bc}}$	0,58		
Mrserb (kN.m)	3578,64		
aciers comprimés $\mu_{bu} > \mu_{lu}$			
Pas d'aciers comprimés		Aciers comprimés	
Z (m)	1,09	yser= $\alpha_1 * d$ (m)	0,782
Asser (cm <sup>2</sup> )	169,88	zser = d-(yser/3) (m)	1,089
Asmin (cm <sup>2</sup> )	11,32	Ast1	169,880
		Ast2	21,523
		Asc (cm <sup>2</sup> )	4

Avec cette section, les aciers comprimés sont évités au maximum. Le tableau suivant présente un récapitulatif des sections d'armatures pour chaque section critique :

	Ast (cm <sup>2</sup> )	Asc (cm <sup>2</sup> )	Nombre de barres	Section (cm <sup>2</sup> )
x=0	0	0	0	0
x=Lc/8	81,46	0	11 HA32	88,47
x=Lc/6	101,54	0	13 HA32	104,6
x=Lc/4	132,93	0	17 HA32	136,7
x=Lc/2	191,4	4	24 HA32	193

### C-2- Armatures transversales

Le tableau suivant présente les résultats de calcul des armatures transversales pour la section critique x=0, section où l'effort tranchant est le plus élevé :

FLEXION SIMPLE	
ELU	
Tu (kN)	1386,62
VERIFICATION CONTRAINTE DE CISAILLEMENT	
$\tau_u$ (MPa)	2,568
$\tau_{lim}$ (MPa)	3,5

$\tau_u < \tau_{ulim}$ ?	OK
SECTION D'ACIERS	
$\phi_{tmax}$ (mm) = $\min(h/35, b/10, \phi_l)$	32
Prenons $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$ (4HA12)	
ESPACEMENT	
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	4,52
$St_{max}$ (cm) = $\min(0,9*d; 40 \text{ cm})$	40
$St$ (cm) $< (0,9*A_t*F_e)/(b*\gamma_s*(\tau_u - 0,3F_t/28))$	20,12
Prenons $St =$	
$St$ (cm)	20
$(A_t*F_e)/(b*st) > 0,4 \text{ MPa}$ ?	OK

Le tableau suivant présente un récapitulatif des sections d'armatures transversales pour chaque section critique :

	Nombre de barres	Section (cm <sup>2</sup> )	St
$x=0$	4 brins HA 12	4,52	20
$x=L_c/8$	4 brins HA 12	4,52	25
$x=L_c/6$	4 brins HA 12	4,52	25
$x=L_c/4$	4 brins HA 12	4,52	25
$x=L_c/2$	4 brins HA 12	4,52	25

### C-3- Armatures de peau

Si la hauteur des poutres dépasse 50cm, il faut prévoir des armatures de peau. Ces armatures de peau sont censées limiter les fissurations dues au retrait dans les retombées de la poutre. On prévoit 3 cm<sup>2</sup>/m de parement.

Le parement de la poutre est de :  $p = 2 * \text{retombée poutre}$

Ainsi, on a :  $A_p = 3 * 2 * ((1,5 - 0,18))$  ;  $A_p = 7,92 \text{ cm}^2$

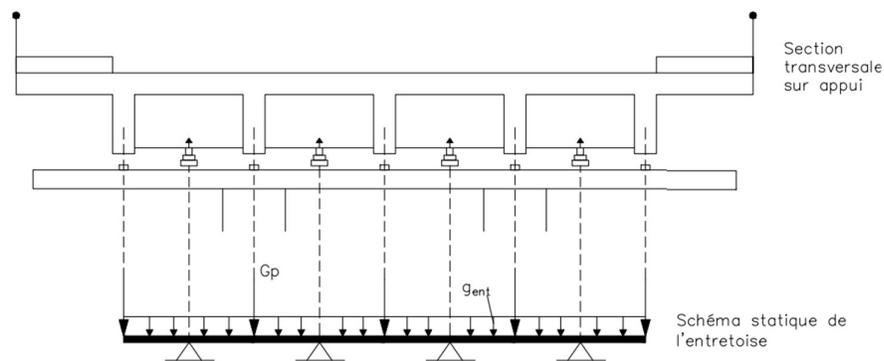
Prenons 8 HA 12 espacés de 25 cm.

## ANNEXE 4: CALCUL DES ENTRETOISES

Dans cette annexe, il s'agira de présenter les détails de calcul des entretoises basé sur la méthodologie expliquée dans le Chapitre 2 du document. Contrairement à la précédente annexe, le calcul ne se fera que pour la deuxième section, cette dernière étant celle que nous avons choisi d'adopter.

### A- Sollicitations dues au vérinage

Comme expliqué dans la méthodologie de dimensionnement des entretoises dans le Chapitre 2 du document, les entretoises d'about seront plus sollicitées lors de l'opération dite de vérinage. Lors de cette opération, les vérins jouent un rôle d'appui provisoire pour l'entretoise. Elle sera donc considérée comme une poutre continue sur quatre appuis (nombre de vérins employés dans notre cas) tel que représenté dans la figure ci-dessous :



L'entretoise est ainsi calculée comme une poutre continue supportant son propre poids  $g_{ent}$  (charge répartie) et le poids propre combiné du hourdis, des poutres principales et des équipements  $G_{pp}$  (charge concentrée). Nous récapitulons d'abord les données nécessaires au calcul dans le tableau ci-après :

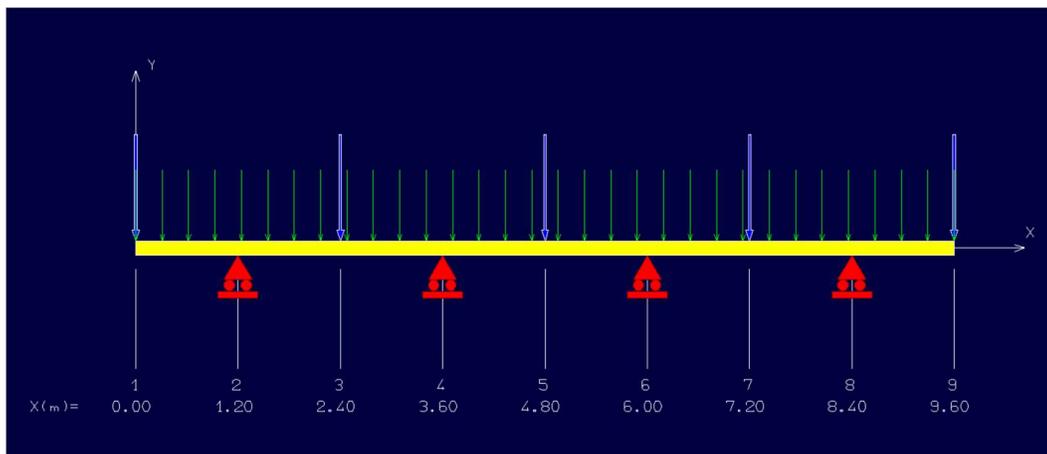
RAPPEL DES DONNEES							
Poutres		Hourdis		Entretoises		Trottoirs	
Hauteur hp (m)	1,5	Épaisseur hd (m)	0,18	Hauteur he (m)	0,95	Largeur (m)	1,85
Épaisseur bp (m)	0,4	Largeur (m)	13,7	Épaisseur be (m)	0,2	Épaisseur (m)	0,15

Entraxe bo (m)	2,4	Largeur d'une voie (m)	3,33		
Portée Lc (m)	19	Revêtement (m)	0,1		

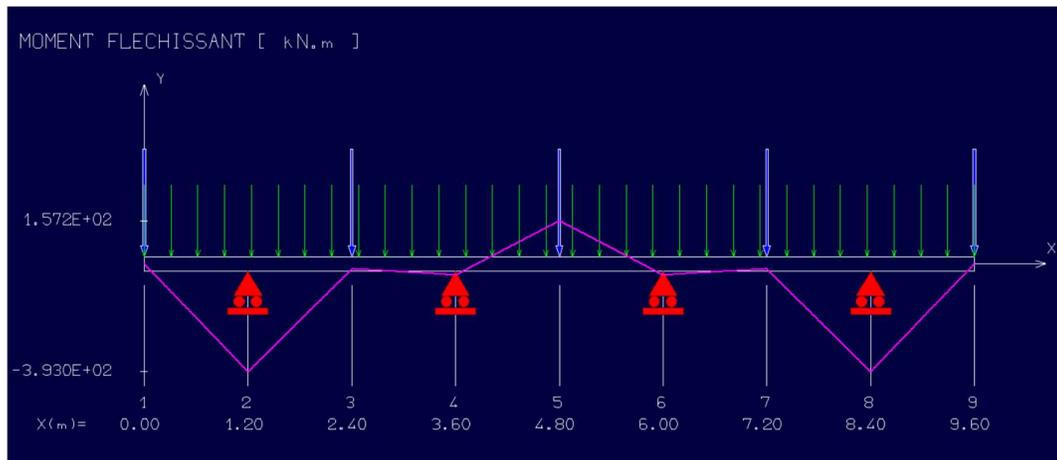
Le tableau suivant résume le calcul de ces charges :

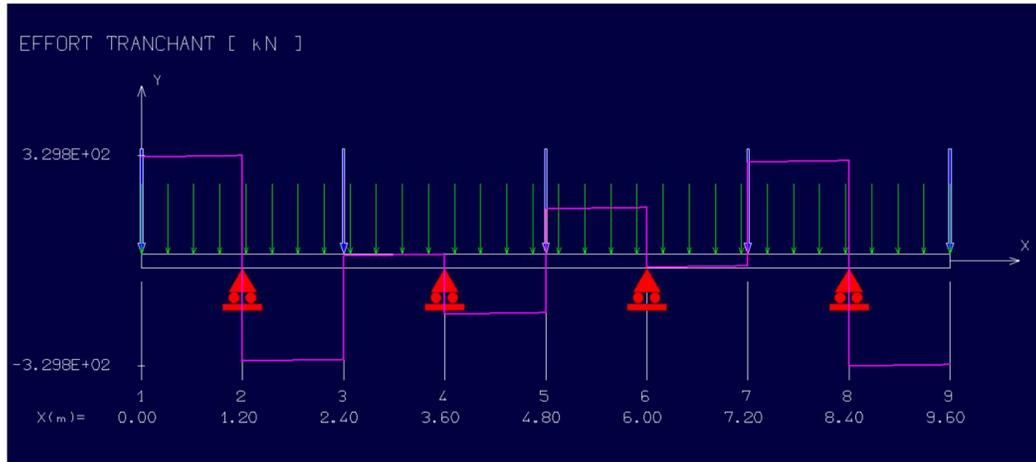
CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT L'ENTRETOISE				
gent (kN/m)	Gpp (kN)	Gd (kN)	Gst (kN)	Gp (kN)
3,85	125,4	102,6	107,19	335,19

Les charges ainsi calculées, nous avons procédé à la modélisation du schéma statique des entretoises comme le montre la figure suivante :



Après application des charges, nous obtenons les diagrammes suivants :





Les valeurs des sollicitations déterminées sont récapitulées dans le tableau suivant :

	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)
Maximum positif	157,19	329,78
Minimum négatif	-392,96	-329,78

#### B- Ferrailage des entretoises

##### B-1- Armatures longitudinales

Les armatures de l'entretoise sont en flexion simple à la fissuration préjudiciable suivant le règlement BAEL 91. Pour ce faire, nous considérerons le moment maximum positif pour les armatures inférieures (en travée) et le moment maximum négatif pour les armatures supérieures (aux appuis). Ce calcul se fera en considérant l'entretoise comme une poutre rectangulaire de dimensions  $b_e * h_e$ .

Le tableau suivant récapitule les données pour le calcul BA des entretoises :

DIMENSIONS GEOMETRIQUES	
b (m)	0,2
h (m)	0,95
d (m)	0,855
d'(m)	0,025
SOLLICITATIONS	
Mu (kN.m)	212,21
Tu (kN)	329,78
Mser (kN.m)	157,19
HYPOTHESES MATERIAUX	
Béton	
fc28 (MPa)	35
ft28 (MPa)	2,7
$\gamma_b$	1,5
fbu	19,83
$\sigma_{bc}$ (MPa)	21
Acier	
Es (MPa)	200000
Fe (MPa)	400
$\gamma_s$	1,15
fsu (MPa)	347,83
$\sigma_{st}$ (MPa)	228,63
$\sigma_{sc}$ (MPa)	669,362
$\sigma_{sc\ ser}$ (MPa)	299,104

Les sollicitations inscrites dans le tableau sont celles du moment maximum positif.

La démarche de calcul des sections d'aciers dans l'entretoise à l'ELU est présentée ci-dessous :

FLEXION SIMPLE			
ELU			
Mu (kN.m)			212,21
Largeur b (m)			0,20
Hauteur ho (m)			0,95
Hauteur utile d (m)=0,9*ho			0,86
Hauteur utile d' (m)			0,025
f <sub>bu</sub> (MPa)=0,85*f <sub>c</sub> 28/0*γ <sub>b</sub>			19,83
f <sub>su</sub> (MPa)=f <sub>e</sub> /γ <sub>s</sub>			347,83
μ <sub>bu</sub> =Mu/bd <sup>2</sup> f <sub>bu</sub>			0,07
μ <sub>lu</sub>			0,392
pas d'aciers comprimés μ <sub>bu</sub> <μ <sub>lu</sub>			
Pas d'aciers comprimés		Aciers comprimés	
$\alpha = 1,25 * \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}$	0,095	$\alpha_l = 1,25 * \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}$	0,668
Z (m)	0,822	$\epsilon_{sc} = 3,5\% * \left( \frac{\alpha_l * d - d'}{\alpha_l * d} \right)$	0,003
Asu (cm <sup>2</sup> )	7,418	$M_{rub} = \mu_l * b * d^2 * f_{bu}$	1135,613
Asmin (cm <sup>2</sup> )	2,270	Ast (cm <sup>2</sup> )	20,125
		Asc (cm <sup>2</sup> )	-13,812
		Asmin (cm <sup>2</sup> )	2,270

La démarche de calcul des sections d'aciers dans l'entretoise à l'ELS est présentée ci-dessous :

FLEXION SIMPLE			
ELS			
Mser (kN.m)			157,19
Largeur b (m)			0,20
Hauteur ho (m)			0,95
Hauteur utile d (m)=0,9*ho			0,86
Hauteur utile d' (m)			0,025
σ <sub>bc</sub> (MPa)			21
σ <sub>st</sub> (MPa)			228,63
$\bar{\alpha}_1 = \frac{n * \bar{\sigma}_{bc}}{\bar{\sigma}_{st} + n\bar{\sigma}_{bc}}$			0,58
Mrserb (kN.m)			717,72
pas d'aciers comprimés μ <sub>bu</sub> <μ <sub>lu</sub>			
Pas d'aciers comprimés		Aciers comprimés	
Z (m)	0,69	yser=α <sub>1</sub> *d (m)	0,495
Asser (cm <sup>2</sup> )	9,97	zser = d-(yser/3) (m)	0,690
Asmin (cm <sup>2</sup> )	2,27	Ast1	9,966
		Ast2	-29,538
		Asc (cm <sup>2</sup> )	-22,579

Les sections d'aciers dans l'entretoise sont récapitulées dans le tableau ci-après :

	Ast (cm <sup>2</sup> )	Asc (cm <sup>2</sup> )	Nombre de barres	Section (cm <sup>2</sup> )
En travée	9,97	0	9 HA12	10,18
Sur appuis	24,91	0	17 HA14	26,17

#### B-2- Armatures de peau

Si la hauteur des poutres dépasse 50cm, il faut prévoir des armatures de peau. Ces armatures de peau sont censées limiter les fissurations dues au retrait dans les retombées de la poutre. On prévoit 3 cm<sup>2</sup>/m de parement.

Le parement de la poutre est de :  $p = 2 * hauteur\ entretoise$

Ainsi, on a :  $Ap = 3 * 2 * 0,95 ; Ap = 5,7\ cm^2$

Prenons 8 HA 12 espacés de 25 cm.

## ANNEXE 5: CALCUL DU HOURDIS

Dans cette annexe, il s'agira de présenter les détails de calcul Du hourdis basé sur la méthodologie expliquée dans le Chapitre 2 du document.

### A- Flexion Locale

Le calcul des sollicitations est fait en considérant le hourdis comme un panneau de dalle de dimensions  $l_x$  et  $l_y$  comme expliqué dans le Chapitre 2.

Nous prendrons  $l_x = 2,4 \text{ m}$  et  $l_y = 19 \text{ m}$ .

Il s'agira donc de déterminer les sollicitations suivant les deux types de charges principales auxquelles la dalle est soumise : sa charge permanente et les charges routières.

#### A-1- Charges permanentes

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,4}{19} = 0,126$$

L'élanement  $\rho$  est inférieur à 0,4. Le panneau de dalle considéré porte donc dans le sens du plus petit côté  $l_x$ .

La valeur de la charge sera exprimée par unité de largeur et son calcul est présenté dans le tableau ci-après :

Charges permanentes				
	Poids unitaire $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur $e$ (m)	Largeur $l$ (m)	Poids propre= $\gamma * e * l$ (kN/ml)
Dalle	25	0,18	1	4,5
Revêtement	22	0,07	1	1,54
Étanchéité	22	0,03	1	0,66
Total				6,7

En nous basant sur le tableau 11 du document, on peut ainsi déduire les valeurs du moment fléchissant et de l'effort tranchant, valeurs récapitulées dans le tableau suivant :

	Moment fléchissant (kN.m/ml)	Effort tranchant
Direction x	4,82	8,04
Direction y	0	0

#### A-2- Charges routières

Comme expliqué dans la partie du Chapitre 2 du document, ces charges sont considérées comme des charges concentrées sur le panneau de dalle. Elles peuvent être centrées, le cas des charges Br ou Mc, ou décentrées.

#### b-1- Charges concentrées centrées

- Charge Br

Le tableau ci-après présente les étapes et résultats de la détermination des sollicitations dues à la charge Br conformément à la méthodologie expliquée dans le chapitre 2 du document :

CALCUL DES RECTANGLES DE REPARTITION		
U <sub>o</sub> (m)	0,6	
V <sub>o</sub> (m)	0,3	
hr= hrevêt+hétanch (m)	0,1	
hd (m)	0,18	
U=U <sub>o</sub> +1,5hr+hd (m)	0,93	
V=V <sub>o</sub> +1,5hr + hd (m)	0,63	
CALCUL DES VALEURS M1 et M2		
P (kN)	100	
α	0,388	
β	0,033	
M1	0,1702	Lecture abaque de Mougins
M2	0,105	Lecture abaque de Mougins
CALCUL DES SOLLICITATIONS		
ELU		
$M_{ox} = (M_1 + v * M_2) * P$ (kN.m/ml)	17,02	
$M_{oy} = (M_2 + v * M_1) * P$ (kN.m/ml)	10,52	

$T_{ap,x} = \frac{P}{2u+v}$ (kN/ml)	35,84	
$T_{ap,y} = \frac{P}{3u}$ (kN/ml)	40,16	
ELS		
$M_{ox} = (M_1 + v * M_2) * P$ (kN.m/ml)	19,12	
$M_{oy} = (M_2 + v * M_1) * P$ (kN.m/ml)	13,924	

- Charge Mc 120

Le tableau ci-après présente les étapes et résultats de la détermination des sollicitations dues à la charge Mc120 conformément à la méthodologie expliquée dans le chapitre 2 du document :

CALCUL DES RECTANGLES DE REPARTITION		
Uo (m)	1	
Vo (m)	6,1	
hr= hrevêt+hétanch (m)	0,1	
hd (m)	0,18	
U=Uo+1,5hr+hd (m)	1,33	
V=Vo+1,5hr + hd (m)	6,43	
CALCUL DES VALEURS M1 et M2		
P (kN)	550	
$\alpha$	0,554	
$\beta$	0,338	
M1	0,066	Lecture abaque de Mougins
M2	0,003	Lecture abaque de Mougins
CALCUL DES SOLLICITATIONS		
ELU		
$M_{ox} = (M_1 + v * M_2) * P$ (kN.m/ml)	36,3	
$M_{oy} = (M_2 + v * M_1) * P$ (kN.m/ml)	1,65	
$T_{ap,x} = \frac{P}{2u+v}$ (kN/ml)	137,84	
$T_{ap,y} = \frac{P}{3u}$ (kN/ml)	60,51	
ELS		

$M_{ox} = (M_1 + v * M_2) * P$ (kN.m/ml)	36,63
$M_{oy} = (M_2 + v * M_1) * P$ (kN.m/ml)	8,91

- Charge Mc80

Les sollicitations sont déterminées de la même manière qu'avec les charges Mc120 et leurs valeurs sont récapitulées dans le tableau suivant :

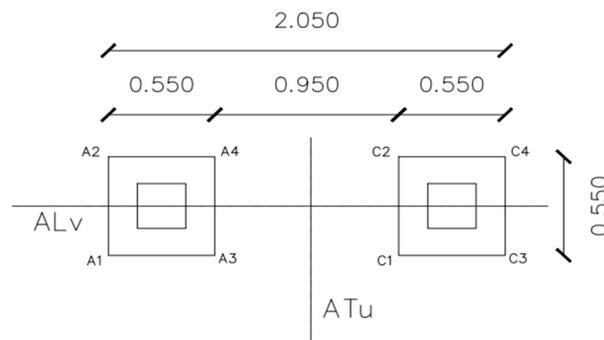
ELU		ELS	
Mox (kN.m/ml)	25,2	Mox (kN.m/ml)	25,47
Moy (kN.m/ml)	1,332	Moy (kN.m/ml)	6,372
Tap, x (kN/ml)	101,69		
Tap, y (kN/ml)	47,43		

### A-3- Charges concentrées décentrées

- Charge Bc

On dispose les rectangles d'impact le plus proche possible de la dalle, conformément aux explications de la méthodologie de calcul des charges concentrées du Chapitre 2 du document. Plusieurs cas peuvent être distingués selon le nombre de camions disposés sur la dalle.

1<sup>er</sup> cas : Les roues sont symétriques par rapport à l'axe de la dalle (un seul camion)



Dans ce cas, l'effet des rectangles (A1, A2, A3, A4) et (C1, C2, C3, C4) est égal à la soustraction de l'effet du rectangle (A3, A4, C2, C1) à celui du rectangle (A1, A2, C4, C3) avec la même densité de

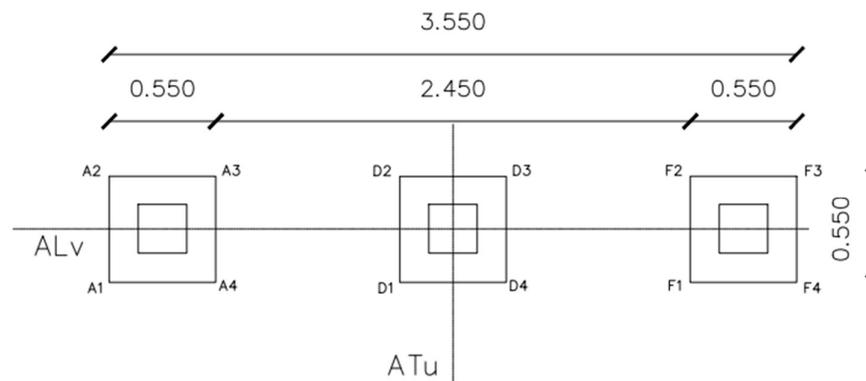
charge q. Soit :  $M_{(A1,A2,A3,A4)} + M_{(C1,C2,C3,C4)} = M_{(A3,A4,C2,C1)} - M_{(A1,A2,C4,C3)}$  et  $T_{(A1,A2,A3,A4)} + T_{(C1,C2,C3,C4)} = T_{(A3,A4,C2,C1)} - T_{(A1,A2,C4,C3)}$

Le tableau suivant présente le calcul de ces sollicitations :

Rectangle d'impact		(A1, A2, C4, C3) i=1	(A3, A4, C2, C1) i=2	
Dimensions	Ui (m)	0,55	0,55	
	Vi (m)	2,05	0,95	
q= P/(u*v) (kN/m <sup>2</sup> )		178,36	178,36	
Pi=q*u*v (kN)		201,10	93,19	
α		0,229	0,229	
β		0,108	0,050	
M1		0,158	0,192	Lecture abaque de Mougins
M2		0,04	0,089	Lecture abaque de Mougins
$M_{iox} = (M_1 + v * M_2) * P$	ELU	31,77	17,89	v = 0
	ELS	33,38	19,55	v = 0,2
$M_{ioy} = (M_2 + v * M_1)$	ELU	8,04	8,29	v = 0
	ELS	14,40	11,87	v = 0,2
Tiapx		43,25	38,04	$\begin{aligned} & \text{Si } u < v ; \\ & T_{ap,x} = \frac{P}{2v + u} \\ & \text{Si } u > v ; \\ & T_{ap,x} = \frac{P}{2u + v} \end{aligned}$
Tiapy		32,70	32,70	$\begin{aligned} & \text{Si } u < v ; \\ & T_{ap,x} = \frac{P}{3v} \\ & \text{Si } u > v ; \\ & T_{ap,x} = \frac{P}{3u} \end{aligned}$
$M_{ox} = M_{1ox} - M_{2ox}$	ELU	13,88		
	ELS	13,83		
$M_{oy} = M_{1oy} - M_{2oy}$	ELU	-0,25		
	ELS	2,53		

$T_{ap,x} = T_{ap,x} - T_{ap,x}$	5,21
$T_{ap,y} = T_{ap,y} - T_{ap,y}$	0,00

2<sup>ème</sup> cas : Une roue est centrée et une autre placée sur l'axe de la dalle (un seul camion)



Dans ce cas, afin de pouvoir appliquer la méthode de différence des rectangles centrés, on ajoute un impact fictif (F1, F2, F3, F4) symétrique de (A1, A2, A3, A4) par rapport à l'axe de la dalle.

L'effet des rectangles (A1, A2, A3, A4) et (D1, D2, D3, D4) est calculé selon les formules suivantes :

$$M_{(A1,A2,A3,A4)} + M_{(D1,D2,D3,D4)} = \frac{1}{2} * (M_{(A1,A2,F3,F4)} - M_{(A4,A3,F2,F1)}) + M_{(D1,D2,D3,D4)}$$

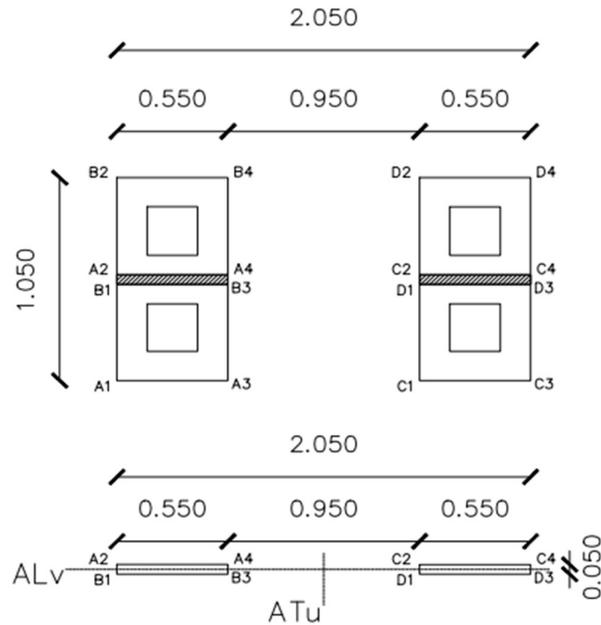
$$T_{(A1,A2,A3,A4)} + T_{(D1,D2,D3,D4)} = \frac{1}{2} * (T_{(A1,A2,F3,F4)} - T_{(A4,A3,F2,F1)}) + T_{(D1,D2,D3,D4)}$$

Le présent tableau nous expose les résultats des différentes étapes du calcul de ces sollicitations :

Rectangle d'impact		(A1, A2, F3, F4) i=1	(A4, A3, F2, F1) i=2	(D1, D2, D3, D4) i=3	
Dimensions	Ui	0,55	0,55	0,55	
	Vi	3,55	2,45	0,55	
q= P/(u*v) (kN/m <sup>2</sup> )		178,36	178,36	178,36	
Pi=q*u*v (kN)		348,25	240,34	53,95	
α		0,229	0,229	0,229	
β		0,187	0,129	0,029	
Mi1		0,116	0,1456	0,2052	Lecture abaque de Mougine

Mi2		0,013	0,037	0,1304	Lecture abaque de Mouglin
Miox	ELU	40,40	34,99	11,07	$v = 0$
	ELS	41,30	36,77	12,48	$v = 0,2$
Mioy	ELU	4,53	8,89	7,04	$v = 0$
	ELS	12,61	15,89	9,25	$v = 0,2$
Tiapx		45,52	44,10	32,70	$\begin{aligned} & \text{Si } u < v; \\ & T_{ap,x} = \frac{P}{2v + u} \\ & \text{Si } u > v; \\ & T_{ap,x} = \frac{P}{2u + v} \end{aligned}$
Tiapy		32,70	32,70	32,70	$\begin{aligned} & \text{Si } u < v; \\ & T_{ap,x} = \frac{P}{3v} \\ & \text{Si } u > v; \\ & T_{ap,x} = \frac{P}{3u} \end{aligned}$
$M_{ox}$ $= \frac{1}{2} * (M_{1ox} - M_{2o})$ $+ M_{3ox}$	ELU	13,77			
	ELS	14,74			
$M_{oy}$ $= \frac{1}{2} * (M_{1oy} - M_{2o})$ $+ M_{3oy}$	ELU	4,85			
	ELS	7,61			
$T_{ap,x} = \frac{1}{2} * (T_{1o} - T_{2ox})$ $+ T_{3ox}$		33,41			
$T_{ap,x} = \frac{1}{2} * (T_{1o} - T_{2oy})$ $+ T_{3oy}$		32,70			

3<sup>ème</sup> cas : Roues symétriques par rapport à l'axe de la dalle (deux camions)



Pour ce cas de figure, l'effet des rectangles (A1, A2, A3, A4), (B1, B2, B3, B4), (C1, C2, C3, C4) et (D1, D2, D3, D4) est déterminé suivant les formules :

$$M_{(A1,A2,A3,A4)} + M_{(B1,B2,B3,B4)} + M_{(C1,C2,C3,C4)} + M_{(D1,D2,D3,D4)} = M_{(A1,B2,D4,C3)} - M_{(A2,BA,D3,C4)} - M_{(A3,B4,D2,C1)} + M_{(A4,B3,D1,C2)}$$

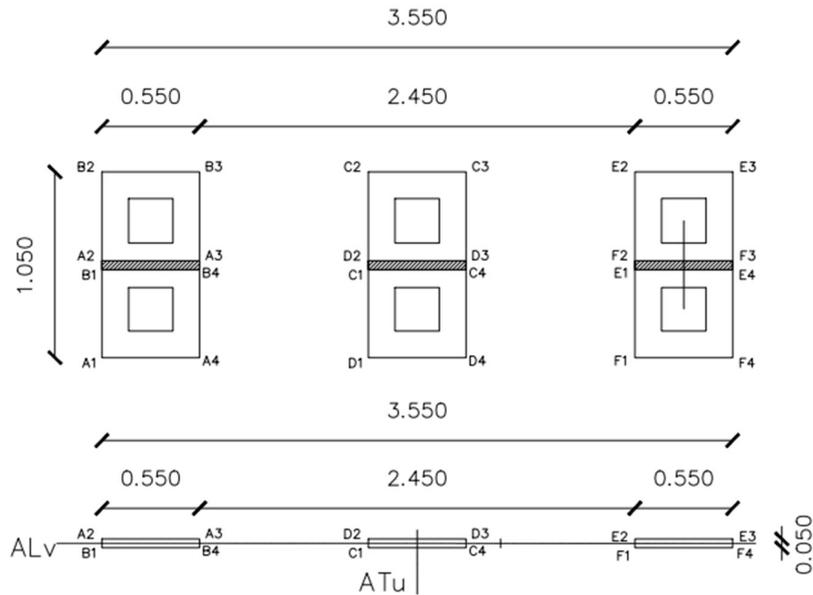
$$\text{et} \quad T_{(A1,A2,A3,A4)} + T_{(B1,B2,B3,B4)} + T_{(C1,C2,C3,C4)} + T_{(D1,D2,D3,D4)} = T_{(A1,B2,D4,C3)} - T_{(A2,BA,D3,C4)} - T_{(A3,B4,D2,C1)} + T_{(A4,B3,D1,C2)}$$

Pourtant, dans la pratique, il peut arriver que ces rectangles se chevauchent deux à deux comme le montre la figure plus haut. Les rectangles considérés se réduisent donc aux parties issues du chevauchement (A2, B1, A4, B3) et (C2, D1, C4, D3), et leur résolution est similaire au cas 1.

Le tableau suivant récapitule les valeurs des sollicitations calculées dans ce cas :

ELU		ELS	
Mox (kN.m/ml)	13,77	Mox (kN.m/ml)	14,74
Moy (kN.m/ml)	4,85	Moy (kN.m/ml)	7,61
Tap, x (kN/ml)	33,41		
Tap, y (kN/ml)	32,70		

3<sup>ème</sup> cas : Roues d'une part centrées et d'autre parts placées sur l'axe de la dalle (deux camions)



De manière analogue au cas 2, on crée deux rectangles fictifs (E1, E2, E3, E4) et (F1, F2, F3, F4), symétries respectives des rectangles (A1, A2, A3, A4) et (B1, B2, B3, B4). L'effet de ces six rectangles est calculé comme suit :

$$M_{(A1,A2,A3,A4)} + M_{(B1,B2,B3,B4)} + M_{(C1,C2,C3,C4)} + M_{(D1,D2,D3,D4)} + M_{(E1,E2,E3,E4)} + M_{(F1,F2,F3,F4)} = \frac{1}{2} * \\
(M_{(A1,B2,E3,F4)} + M_{(A2,B1,E4,F3)} + M_{(A4,B3,E2,F1)} + M_{(A3,B4,E1,F2)} + M_{(D1,C2,C3,D4)} + M_{(D2,C1,C4,D3)} \text{ et} \\
T_{(A1,A2,A3,A4)} + T_{(B1,B2,B3,B4)} + T_{(C1,C2,C3,C4)} + T_{(D1,D2,D3,D4)} + T_{(E1,E2,E3,E4)} + T_{(F1,F2,F3,F4)} = \frac{1}{2} * \\
(T_{(A1,B2,E3,F4)} + T_{(A2,B1,E4,F3)} + T_{(A4,B3,E2,F1)} + T_{(A3,B4,E1,F2)} + T_{(D1,C2,C3,D4)} + T_{(D2,C1,C4,D3)}.$$

Tout comme dans le cas précédent, ces rectangles peuvent se chevaucher et la résolution reviendrait à celle du cas 3 appliquée aux rectangles de chevauchement (A2, B1, A3, B4), (D2, C1, D3, C4) et (E2, F1, E3, F4). Le tableau ci-dessous résume les valeurs des sollicitations calculées ainsi :

ELU		ELS	
Mox (kN.m/ml)	23,10	Mox (kN.m/ml)	24,42
Moy (kN.m/ml)	6,59	Moy (kN.m/ml)	11,21
Tap, x (kN/ml)	35,92		
Tap, y (kN/ml)	37,58		

Le récapitulatif de toutes les sollicitations ainsi calculées peut être retrouvé dans les tableaux suivants :

ELU						
Charges Sollicitations	Charge permanente	Bt	Br	Bc	Mc120	Mc80
Tx (kN/ml)	8,04	54,14	35,84	35,92	137,84	101,69
Ty (kN/ml)	0	44,92	40,16	37,58	60,51	47,43
Mox (kN.m/ml)	4,82	25,48	17,02	28,13	36,3	25,2
Moy (kN.m/ml)	0	7,76	10,52	6,59	1,65	1,332

ELS						
Charges Sollicitations	Charge permanente	Bt	Br	Bc	Mc120	Mc80
Mox (kN.m/ml)	5,96	25,78	19,12	28,89	36,63	25,47
Moy (kN.m/ml)	3,57	6,59	13,92	9,41	8,91	6,372

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des sollicitations sur la dalle continue après combinaison :

		Moment fléchissant		Effort tranchant	
		Mtravée=0,8Mo	Mappui=-0,5Mo	Tx (kN)	Ty (kN)
<b>ELU</b>	Mx (kN.m/ml)	54,76	-34,23	235,21	60,51
	My (kN.m/ml)	35,02	-21,89		
<b>ELS</b>	Mx (kN.m/ml)	41,54	-25,96		
	My (kN.m/ml)	26,98	-16,86		

B- Flexion Globale

Les données nécessaires pour l'application de la méthode de Guyon-Massonnet sont résumées dans le tableau ci-après :

DONNEES							
Travée		Poutres		Entretoises		Revêtement	
Portée L (m)	19	Nombre de Poutres n	5	Nombre m	2	Épaisseur roulement (m)	0,07
Largeur du tablier 2b (m)	13,7	Espacement b1 (m)	2,4	Espacement L1 (m)	19	Épaisseur étanchéité (m)	0,03
		Base bp (m)	0,4	Base be (m)	0,2		
		Hauteur hp (m)	1,5	Hauteur he (m)	0,95		
		Épaisseur dalle hd (m)	0,18				

Les résultats de calcul des rigidités de flexion et de torsion,  $\rho$  et  $\gamma$ , sont présentés dans le tableau ci-dessous :

CALCUL DES RIGIDITES						
	E (MPa)	I (m4)	G	K (m4)	$\rho$	$\gamma$
Poutres	200000	0,211482	100000	0,027815848	17623,5	1158,993668
Entretoises	200000		100000		97,2	97,2

Les paramètres fondamentaux  $\theta_1$ ,  $\theta_3$  et  $\alpha$  qui en découlent sont les suivants :

PARAMETRES FONDAMENTAUX	
Paramètre d'entretoisement $\theta_1$	0,721
Paramètre d'entretoisement $\theta_3$	1,081
Paramètre de torsion $\alpha$	0,479

CALCUL DE $\theta_1$											
e		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
$\theta$	0,7	$\mu(\alpha=0)*10exp4$	-1296	-733	-113	675	1753	675	-113	-733	-1296
		$\mu(\alpha=1)*10exp4$	-379	-299	-150	208	1057	208	-150	-299	-379
		$\mu 1*10exp4$	-660,752	-432,348	-138,632	351,488	1270,849	351,488	-138,632	-432,348	-660,752
$\theta$	0,8	$\mu(\alpha=0)*10exp4$	-927	-571	-145	497	1518	497	-145	-571	-927
		$\mu(\alpha=1)*10exp4$	-274	-237	-144	144	948	144	-144	-237	-274
		$\mu 1*10exp4$	-474,637	-339,623	-144,307	252,461	1123,135	252,461	-144,307	-339,623	-474,637
$\mu 1*10exp4$			-621,570	-412,827	-139,826	330,640	1239,751	330,640	-139,826	-412,827	-621,570

ETUDE STRUCTURALE DU TABLIER D'UN PONT EN BETON ARME : CAS DU PONT A  
 POUTRES SUR LA DEPRESSION DE ZOUNVI AU BENIN

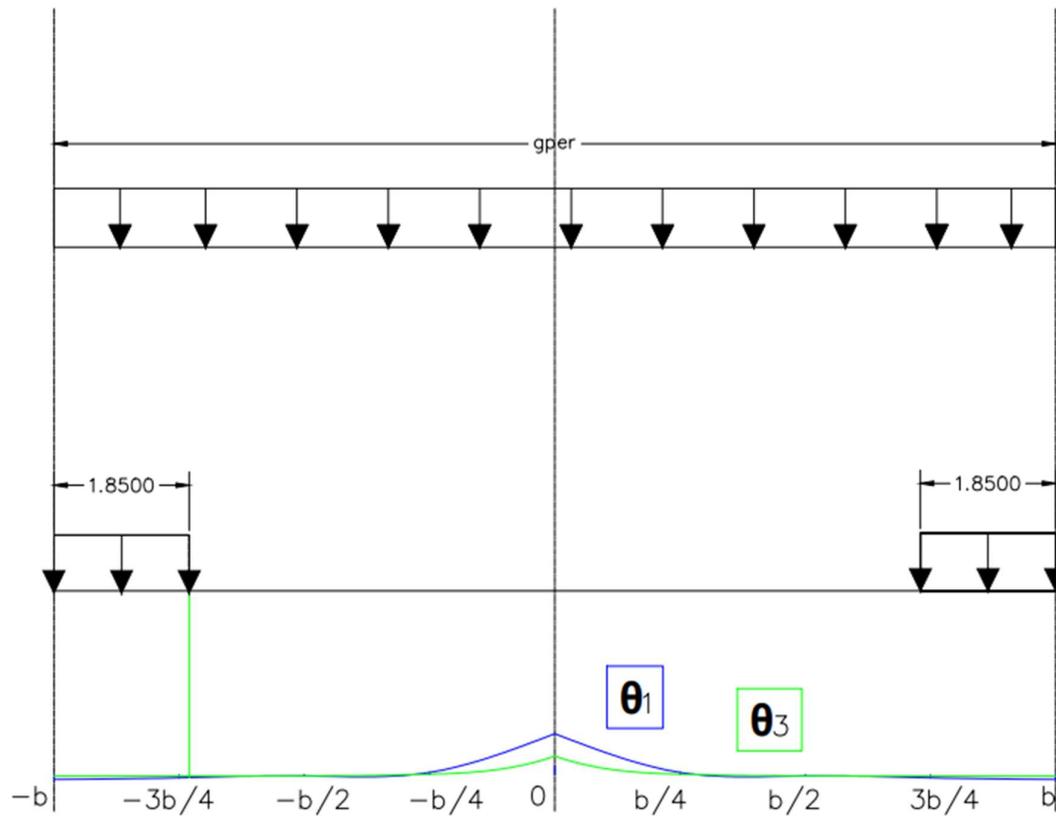
CALCUL DE 03											
e		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
		-6,85	-5,1375	-3,425	-1,7125	0	1,7125	3,425	5,1375	6,85	
θ	1	$\mu(\alpha=0)*10exp4$	-393	-329	-185	231	1159	231	-185	-329	-393
		$\mu(\alpha=1)*10exp4$	-145	-149	-124	58	779	58	-124	-149	-145
		$\mu3*10exp4$	-221,199	-204,3058152	-142,742526	111,1550335	895,756721	111,155034	-142,742526	-204,305815	-221,199123
θ	1,2	$\mu(\alpha=0)*10exp4$	-120	-190	-190	80	940	80	-190	-190	-120
		$\mu(\alpha=1)*10exp4$	-77	-94	-102	7	657	7	-102	-94	-77
		$\mu3*10exp4$	-90,2119	-123,4964348	-129,038399	29,42958061	743,9530317	29,4295806	-129,038399	-123,496435	-90,2119447
$\mu3*10exp4$		-167,770	-171,344	-137,153	77,820	833,837	77,820	-137,153	-171,344	-167,770	

Les données pour le calcul du coefficient  $\mu$  sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

DONNEES AL		DONNEES Bc		DONNEES GENERALES	
a1 une voie chargée	1	bc une file	1,2	Largeur d'une voie (m)	3,33
a1 deux voies	1	bc deux files	1,1	Nombre de voies	2
a1 trois voies	0,9	bc trois files	0,95	Largeur trottoir	1,85
				Nombre trottoir	2

Les graphes qui vont suivre ont été tracés et exploités sur le logiciel AutoCad 2020.

- Charge permanente et trottoirs



Le tableau suivant résume le calcul du moment induit par la charge permanente en flexion globale.

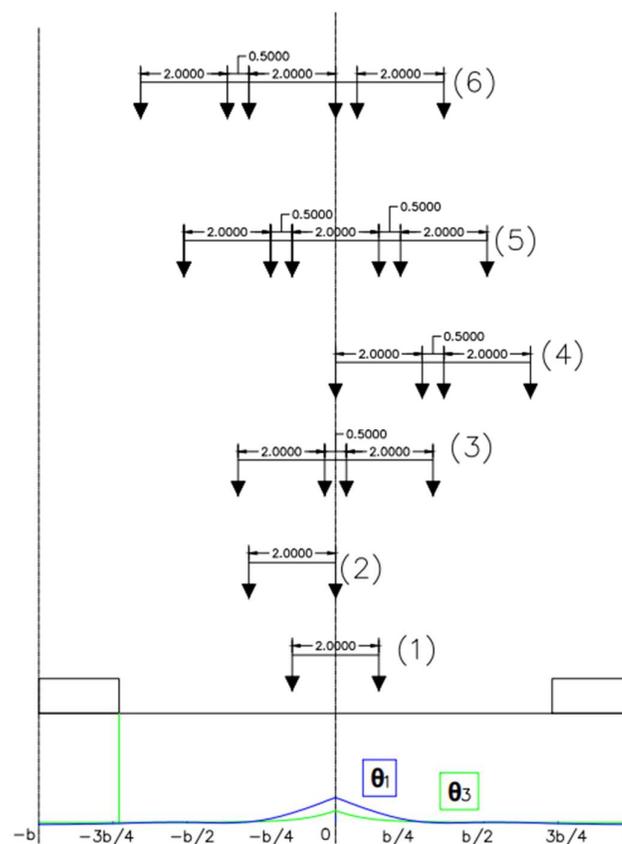
CHARGE PERMANENTE		
$q_{per}$ (kN/m <sup>2</sup> )	6,7	
Transversalement		
	k=1	k=3
$\mu$ (m)	0,030	0,035
Longitudinalement		
	k=1	k=3
$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	8,531	2,844
$M_y$ (kN.m/ml)	0,132	

Le tableau suivant résume le calcul du moment induit par les trottoirs.

TROTTOIRS		
q trot (kN/m <sup>2</sup> )	4,5	
Transversalement		
	k=1	k=3
$\mu$ (m)	-0,064	-0,19
Longitudinalement		
	k=1	k=3
q (kN/m <sup>2</sup> )	5,730	1,910
My (kN.m/ml)	-0,003	

- Charge Bc

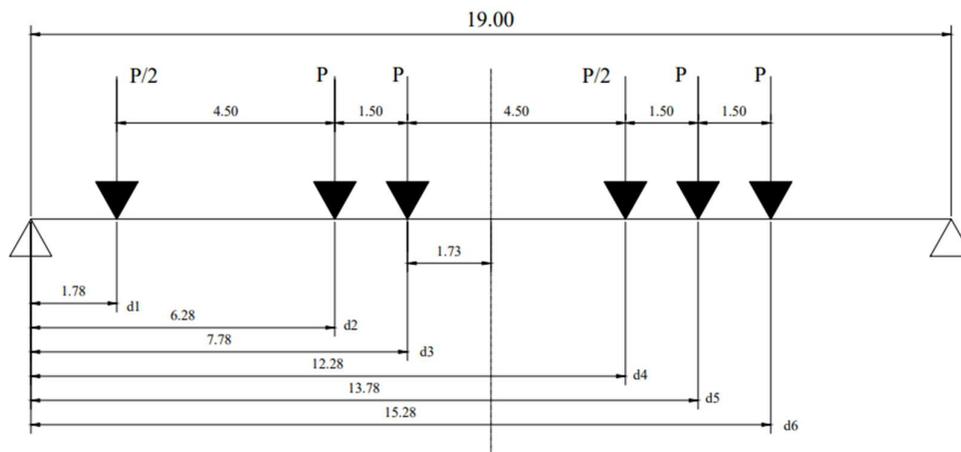
Le graphe suivant présente les différentes possibilités d'application de la charge Bc sur les courbes de  $\theta_1$  et  $\theta_3$  :



Le tableau suivant présente le calcul du coefficient  $\mu$  basé sur le graphe :

CHARGE Bc							
Transversement							
Une file	$\mu_{k,1}$	$\mu_{k,2}$	$\mu_{k,3}$	$\mu_{k,4}$	$\mu_{k,5}$	$\mu_{k,6}$	$\mu$
$\mu_1$ (symétrique) (m) (1)	0,0668	0,0668	0	0	0	0	0,0668
$\mu_1$ (non symétrique) (m) (2)	0,0221	0,124	0	0	0	0	0,07305
$\mu_3$ (symétrique) (m) (1)	0,0341	0,0341	0	0	0	0	0,0341
$\mu_3$ (non symétrique) (m) (2)	0,0006	0,0834	0	0	0	0	0,042
Deux files	$\mu_{k,1}$	$\mu_{k,2}$	$\mu_{k,3}$	$\mu_{k,4}$	$\mu_{k,5}$	$\mu_{k,6}$	$\mu$
$\mu_1$ (symétrique) (m) (3)	0,0139	0,1092	0,1092	0,0139	0	0	0,1231
$\mu_1$ (non symétrique) (m) (4)	0,124	0,0221	0,0067	-0,0332	0	0	0,0598
$\mu_3$ (symétrique) (m) (3)	-0,0041	0,0704	0,0704	-0,0041	0	0	0,0663
$\mu_3$ (non symétrique) (m) (4)	0,0834	0,0006	-0,008	-0,0164	0	0	0,03
Trois files	$\mu_{k,1}$	$\mu_{k,2}$	$\mu_{k,3}$	$\mu_{k,4}$	$\mu_{k,5}$	$\mu_{k,6}$	$\mu$
$\mu_1$ (symétrique) (m) (5)	-0,0154	0,042	0,0668	0,0668	0,042	-0,0154	0,0934
$\mu_1$ (non symétrique) (m) (6)	-0,032	0,0067	0,022	0,124	0,095	0,0067	0,1112
$\mu_3$ (symétrique) (m) (5)	-0,014	0,0145	0,0341	0,0341	0,0145	-0,014	0,0346
$\mu_3$ (non symétrique) (m) (6)	-0,0164	-0,0076	0,0006	0,0834	0,0578	-0,0076	0,0551

La figure suivante représente le cas le plus défavorable de positionnement du convoi Bc sur la travée :



Le calcul longitudinal de la charge Bc est présenté dans le tableau ci-après :

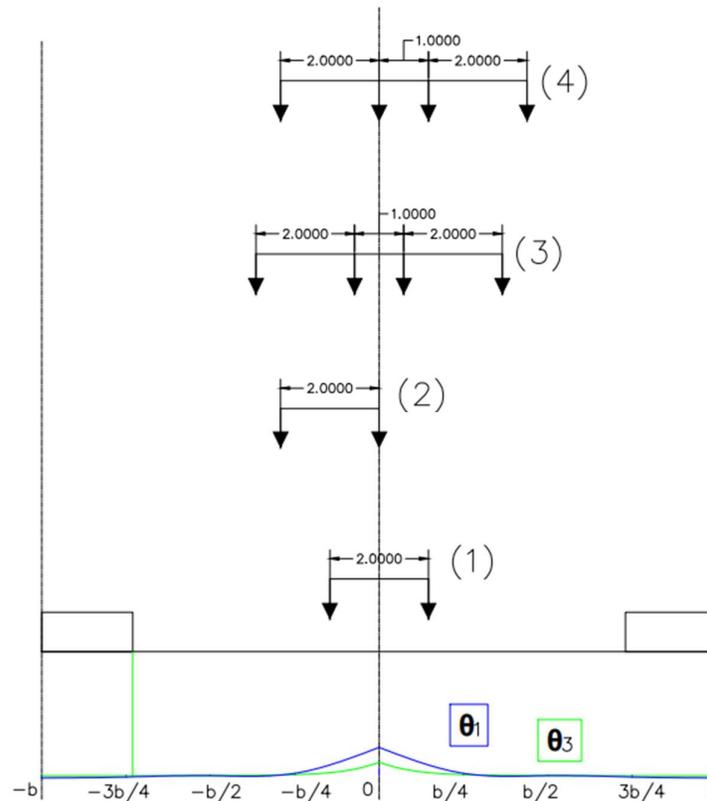
CHARGE Bc								
Longitudinalement								
P (kN)	60	120	120	60	120	60	q1 (kN/m <sup>2</sup> )	q3 (kN/m <sup>2</sup> )
d (m)	1,775	6,275	7,775	12,275	13,775	15,275	43,743	8,408

La valeur du moment induit par Bc peut ainsi être calculée, comme le montre le tableau suivant :

CHARGE Bc							Valeur de My à considérer
	$\mu_1$	$\mu_3$	$q_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$My$ (kN.m/ml)	$bc*My$	
Une file							5,732
Symétrique	0,067	0,034	43,743	8,408	3,129	3,755	
Non symétrique	0,073	0,042	43,743	8,408	3,375	4,050	
Deux files							
Symétrique	0,123	0,066	43,743	8,408	5,732	6,306	
Non symétrique	0,060	0,030	43,743	8,408	2,807	3,087	
Trois files							
Symétrique	0,093	0,035	43,743	8,408	4,506	4,281	
Non symétrique	0,111	0,055	43,743	8,408	5,226	4,965	

- Charge Bt

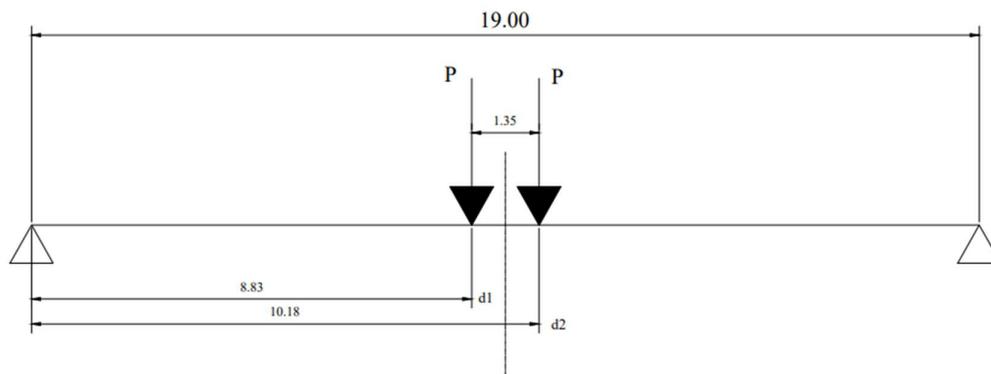
Le graphe suivant présente les différentes possibilités d'application de la charge Bt sur les courbes de  $\theta_1$  et  $\theta_3$  :



Le tableau suivant présente le calcul du coefficient  $\mu$  basé sur le graphe :

CHARGE Bt							
Transversalement							
	$\mu_{k,1}$	$\mu_{k,2}$	$\mu_{k,3}$	$\mu_{k,4}$	$\mu_{k,5}$	$\mu_{k,6}$	$\mu$
Une file							
$\mu_1$ (symétrique) (m) (1)	0,067	0,067	0	0	0		0,067
$\mu_1$ (non symétrique) (m) (2)	0,022	0,124	0	0	0	0	0,073
$\mu_3$ (symétrique) (m) (1)	0,034	0,034	0	0	0	0	0,034
$\mu_3$ (non symétrique) (m) (2)	0,001	0,083	0	0	0	0	0,042
Deux files							
$\mu_1$ (symétrique) (m) (3)	0,007	0,095	0,095	0,007	0	0	0,102
$\mu_1$ (non symétrique) (m) (4)	-0,005	0,067	0,124	0,022	0	0	0,104
$\mu_3$ (symétrique) (m) (3)	-0,008	0,058	0,058	-0,008	0	0	0,050
$\mu_3$ (non symétrique) (m) (4)	-0,118	0,034	0,083	0,001	0	0	5E-05

La figure suivante représente le cas le plus défavorable de positionnement du convoi Bt sur la travée :



Le calcul longitudinal de la charge Bt est présenté dans le tableau ci-après :

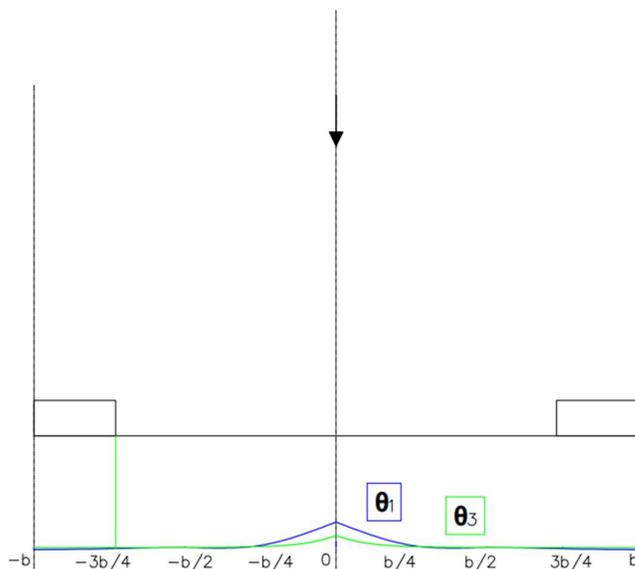
CHARGE Bt								
Longitudinalement								
P (kN)	160	160	0	0	0	0	q1 (kN/m <sup>2</sup> )	q3 (kN/m <sup>2</sup> )
d (m)	8,825	10,175	0	0	0	0	33,475	-31,814

La valeur du moment induit par Bc peut ainsi être calculée, comme le montre le tableau suivant :

CHARGE Bt							
	$\mu_1$	$\mu_3$	q1 (kN/m <sup>2</sup> )	q3 (kN/m <sup>2</sup> )	My (kN.m/ml)	Valeur de My à considérer	
Une file							
Symétrique	0,067	0,034	33,475	-31,814	3,944	5,939	
Non symétrique	0,073	0,042	33,475	-31,814	4,491		
Deux files							
Symétrique	0,102	0,050	33,475	-31,814	5,939		
Non symétrique	0,104	0,000	33,475	-31,814	4,126		

- Charge Br

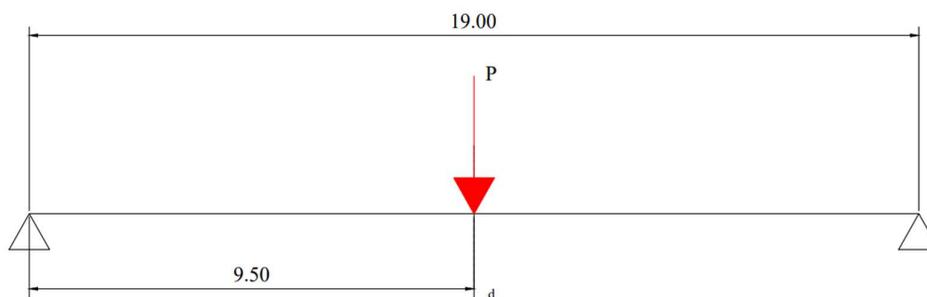
Le graphe suivant présente les différentes possibilités d'application de la charge Br sur les courbes de  $\theta_1$  et  $\theta_3$  :



Le tableau suivant présente le calcul du coefficient  $\mu$  basé sur le graphe :

CHARGE Br		
Transversement		
	k=1	k=3
$\mu$ (m)	0,124	0,083

La figure suivante représente le cas le plus défavorable de positionnement du convoi Br sur la travée :

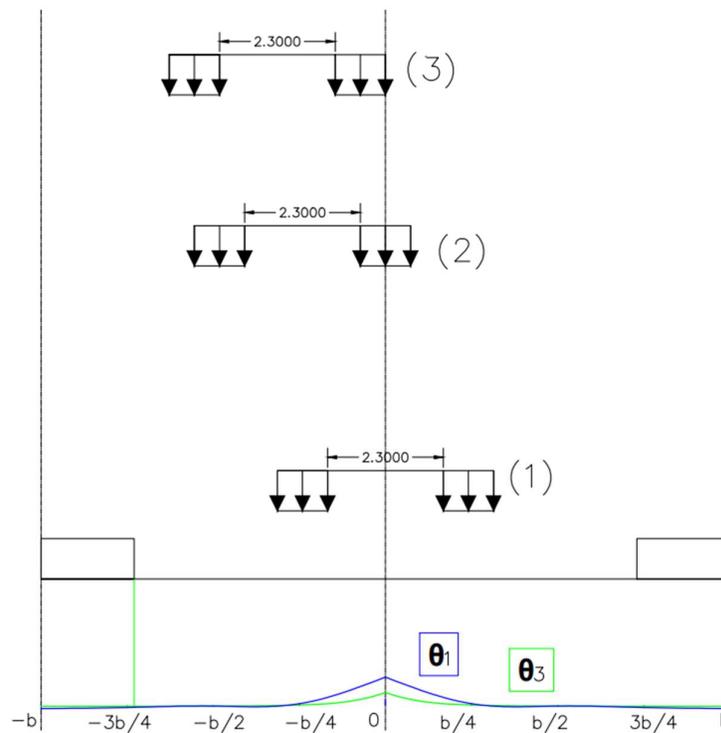


Le calcul longitudinal de la charge Br et la valeur du moment induit sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

CHARGE Br			
Longitudinalement			
P (m)	100	q1 (kN/m <sup>2</sup> )	q3 (kN/m <sup>2</sup> )
d (m)	9,5	10,526	-10,526
My (kN.m/ml)	1,869		

- Charge Mc120

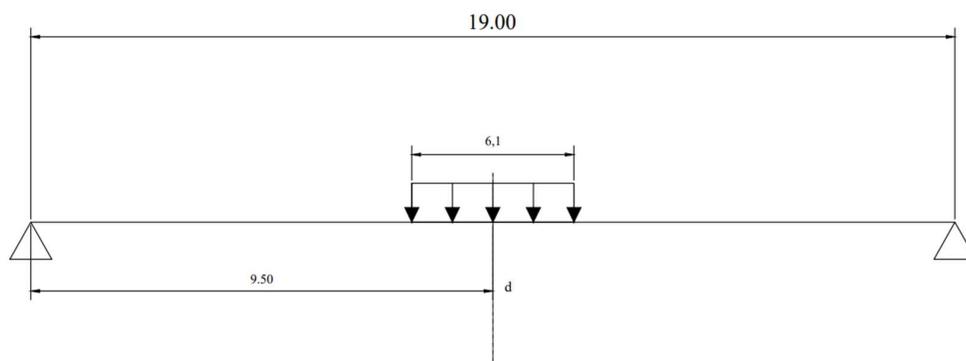
Le graphe suivant présente les différentes possibilités d'application de la charge Mc120 sur les courbes de  $\theta_1$  et  $\theta_3$  :



Le tableau suivant présente le calcul du coefficient  $\mu$  basé sur le graphe :

CHARGE Mc120					
Transversalement					
	w1	Lch1	w2	Lch2	$\mu$
$\mu_1$ (2 chenilles symétriques) (m) (1)	0,036	1	0,036	1	0,036
$\mu_1$ (1 chenille centrée sur l'axe) (m) (2)	-0,011	1	0,109	1	0,049
$\mu_1$ (1 chenille dont l'extrémité est sur l'axe) (m) (3)	-0,021	1	0,095	1	0,037
$\mu_3$ (2 chenilles symétriques) (m) (1)	0,011	1	0,011	1	0,011
$\mu_3$ (1 chenille centrée sur l'axe) (m) (2)	-0,013	1	0,07	1	0,0285
$\mu_3$ (1 chenille dont l'extrémité est sur l'axe) (m) (3)	-0,015	1	0,058	1	0,0215

La figure suivante représente le cas le plus défavorable de positionnement du convoi MC120 sur la travée :



Le calcul longitudinal de la charge Mc120 est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

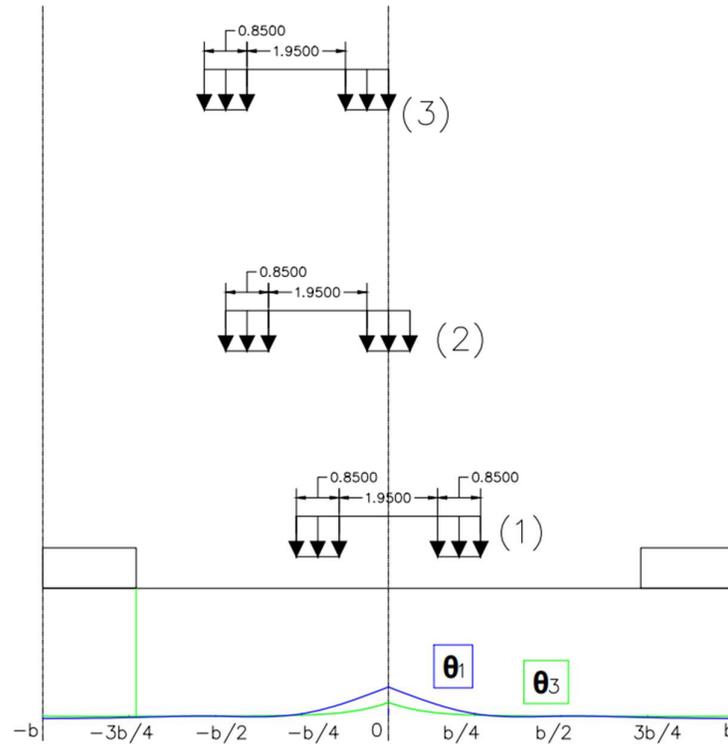
CHARGE Mc120								
Longitudinalement								
L (m)	l (m)	P (kN)	$q = P/(L*l)$ (kN/m <sup>2</sup> )	c (L/2) (m)	d (m)	q1 (kN/m <sup>2</sup> )	q3 (kN/m <sup>2</sup> )	
	6,1	1	1100	180,328	3,05	9,5	110,943	-76,41

La valeur du moment induit par Mc120 peut ainsi être calculée, comme le montre le tableau suivant :

CHARGE Mc120						
	$\mu1$	$\mu3$	q1 (kN/m <sup>2</sup> )	q3 (kN/m <sup>2</sup> )	My (kN.m/ml)	Valeur de My à considérer
2 chenilles symétriques	0,036	0,011	110,9434476	-76,40540095	5,740877933	9,041367143
1 chenille centrée sur l'axe	0,049	0,0285	110,9434476	-76,40540095	9,041367143	
$\mu1$ (1 chenille dont l'extrémité est sur	0,037	0,0215	110,9434476	-76,40540095	6,82530312	

- Mc80

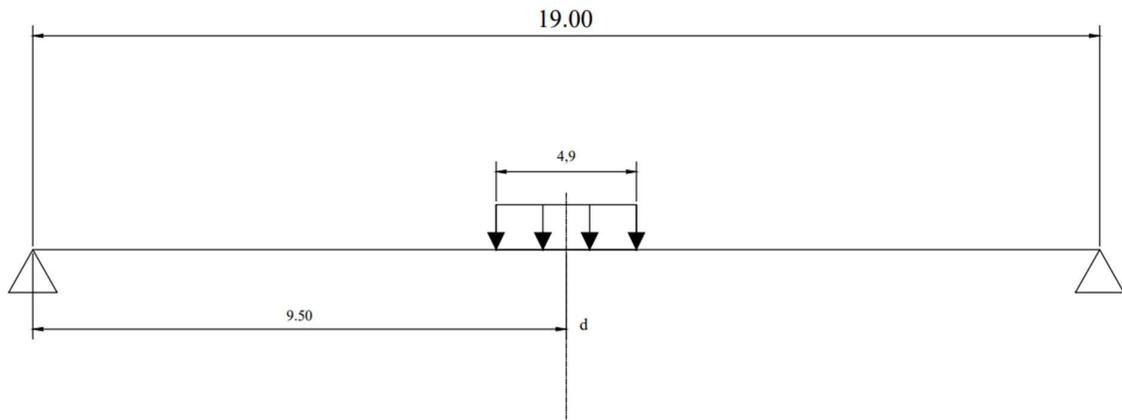
Le graphe suivant présente les différentes possibilités d'application de la charge Mc80 sur les courbes de  $\theta_1$  et  $\theta_3$  :



Le tableau suivant présente le calcul du coefficient  $\mu$  basé sur le graphe :

CHARGE Mc80					
Transversement					
	w1	Lch1	w2	Lch2	$\mu$
$\mu_1$ (2 chenilles symétriques) (m) (1)	0,04	0,85	0,04	0,85	0,047
$\mu_1$ (1 chenille centrée sur l'axe) (m) (2)	0,002	0,85	0,095	0,85	0,057
$\mu_1$ (1 chenille dont l'extrémité est sur l'axe) (m) (3)	-0,008	0,85	0,08	0,85	0,042
$\mu_3$ (2 chenilles symétriques) (m) (1)	0,016	0,85	0,016	0,85	0,019
$\mu_3$ (1 chenille centrée sur l'axe) (m) (2)	-0,009	0,85	0,062	0,85	0,031
$\mu_3$ (1 chenille dont l'extrémité est sur l'axe) (m) (3)	-0,011	0,85	0,052	0,85	0,024

La figure suivante représente le cas le plus défavorable de positionnement du convoi Mc80 sur la travée :



Le

calcul longitudinal de la charge Mc80 est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

CHARGE Mc80								
Longitudinalement								
L (m)	l (m)	P (kN)	q = P/(L*l) (kN/m <sup>2</sup> )	c (L/2) (m)	d (m)	q1 (kN/m <sup>2</sup> )	q3 (kN/m <sup>2</sup> )	
	4,9	0,85	720	172,869	2,45	9,5	86,74529084	-68,7805383

La valeur du moment induit par Mc80 peut ainsi être calculée, comme le montre le tableau suivant :

CHARGE Mc80						
	μ1	μ3	q1 (kN/m <sup>2</sup> )	q3 (kN/m <sup>2</sup> )	My (kN.m/ml)	Valeur de My à considérer
2 chenilles symétriques	0,04706	0,019	86,745	-68,781	6,385	8,424
1 chenille centrée sur l'axe	0,05706	0,031	86,745	-68,781	8,424	
1 chenille dont l'extrémité est sur l'axe	0,04235	0,024	86,745	-68,781	6,333	

Le tableau ci-dessous présente le récapitulatif des moments calculés en flexion globale du hourdis :

	G	Trott	Bc	Bt	Br	Mc120	Mc80
My (kN.m.ml)	0,13	-0,0033	5,73	5,94	1,87	9,04	8,424

Ces valeurs sont ensuite combinées puis associées à celles des sollicitations en flexion globale selon la formule de calcul de la flexion totale. Le tableau suivant en présente le résumé :

EN TRAVEE		SUR APPUIS	
Mxtot=Mxloc+MyGlob		Mxtot=Mxloc	
ELU	70,19	ELU	-34,23
ELS	52,71	ELS	-25,96

C- Ferrailage du hourdis

C-1- Condition relative au poinçonnement sous charge localisée

VERIFICATION POINCONNEMENT			
Elément	Bc	Bt	Br
Poids roue P (MN)	0,06	0,08	0,1
$\gamma Q1$	1,6	1,6	1,6
$\delta B$	1,24	1,24	1,24
$Q_u = P * \gamma Q1 * \gamma Q1$ (MN)	0,119	0,158	0,198
hd (m)	0,18	0,18	0,18
hr (m)	0,1	0,1	0,1
uo (m)	0,25	0,6	0,6
vo (m)	0,25	0,25	0,3
$u = u_o + 1,5hr + hd$ (m)	0,58	0,93	0,93
$v = v_o + 1,5hr + hd$ (m)	0,58	0,58	0,63
$u_c = 2 * (u + v)$	2,32	3,02	3,12
$\gamma_b$	1,5	1,5	1,5
fc28 (MPa)	35	35	35
$h_{min} = Q_u / (0,045 * u_c * (fc28 / \gamma_b))$	0,049	0,050	0,060
$h_{min} < hd?$	verifié	verifié	verifié

C-2- Condition relative au non-emploi d'armature d'effort tranchant

Le tableau suivant présente la vérification de la condition relative au non-emploi d'armature d'effort tranchant dans le hourdis conformément à la méthodologie présentée dans le Chapitre 2 du document :

VERIFICATION ARMATURES EFFORT TRANCHANT					
V (kN)	bo (m)	d (m)	$\tau = V / bo * d$ (MPa)	$0,05 * fc28$ (MPa)	$\tau < 0,05 * fc28$
235,21	1	0,162	1,451904438	1,75	vérifiée

C-3- Détermination des armatures

Le hourdis est dimensionné comme une poutre rectangulaire de largeur  $b=1\text{ m}$  et de hauteur  $h = hd = 0,18\text{ m}$ . Le tableau suivant récapitule les données nécessaires pour le calcul BA :

DIMENSIONS GEOMETRIQUES	
b (m)	1
h (m)	0,18
d (m)	0,162
d'(m)	0,025
SOLLICITATIONS	
Mu (kN.m)	70,19
Tu (kN)	235,21
Mser (kN.m)	52,71
HYPOTHESES MATERIAUX	
Béton	
fc28 (MPa)	35
ft28 (MPa)	2,7
$\gamma_b$	1,5
fbu	19,83
$\sigma_{bc}$ (MPa)	21
Acier	
Es (MPa)	200000
Fe (MPa)	400
$\gamma_s$	1,15
f <sub>su</sub> (MPa)	347,83
$\sigma_{st}$ (MPa)	228,63
$\sigma_{sc}$ (MPa)	538,298
$\sigma_{sc\ ser}$ (MPa)	231,106

Les étapes de calcul des sections d'armatures en travée du hourdis à l'ELU sont présentées dans le tableau ci-après :

FLEXION SIMPLE			
ELU			
Mu (kN.m)	70,19		
Largeur b (m)	1,00		
Hauteur ho (m)	0,18		
Hauteur utile d (m)=0,9*ho	0,16		
Hauteur utile d' (m)	0,025		
fbu (MPa)=0,85*fc28/θ*γb	19,83		
fsu (MPa)=fe/γs	347,83		
μbu=Mu/bd²fbu	0,13		
μlu	0,392		
pas d'aciers comprimés μbu<μlu			
Pas d'aciers comprimés		Aciers comprimés	
$\alpha = 1,25 * \sqrt{1 - 2\mu\bar{b}u}$	0,182	$\alpha_l = 1,25 * \sqrt{1 - 2\mu\bar{b}u}$	0,668
Z (m)	0,150	$\varepsilon_{sc} = 3,5\% * (\frac{\alpha_l * d - d'}{\alpha_l * d})$	0,003
Asu (cm²)	13,433	$M_{rub} = \mu_l * b o * d^2 * f_{bu}$	203,844
Asmin (cm²)	0,407	Ast (cm²)	21,320
		Asc (cm²)	-2,484
		Asmin (cm²)	0,407

Les étapes de calcul des sections d'armatures en travée du hourdis à l'ELU sont présentées dans le tableau ci-après :

FLEXION SIMPLE			
ELS			
Mser (kN.m)	52,71		
Largeur b (m)	1,00		
Hauteur ho (m)	0,18		
Hauteur utile d (m)=0,9*ho	0,16		
Hauteur utile d'(m)	0,025		
σbc (MPa)	21		
σst (MPa)	228,63		
$\bar{\alpha}_1 = \frac{n * \bar{\sigma}_{bc}}{\sigma_{st} + n\bar{\sigma}_{bc}}$	0,58		
Mrserb (kN.m)	128,83		
pas d'aciers comprimés μbu<μlu			
Pas d'aciers comprimés		Aciers comprimés	
Z (m)	0,13	yser (m)	0,094
Asser (cm²)	17,64	zser (m)	0,131
Asmin (cm²)	0,41	Ast1	17,639
		Ast2	-24,301
		Asc (cm²)	-24,041

$$Ast = \max(A_{su}; A_{sser}) = 17,64 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

La démarche de calcul demeure la même pour les aciers sur appuis.

On récapitule les sections d'acier dans le tableau ci-après :

	Ast (cm <sup>2</sup> )	Asc (cm <sup>2</sup> )	Nombre de barres	Section (cm <sup>2</sup> )
En travée	17,64	0	9 HA 16	18,1
Sur appuis	8,69	0	6 HA 14	9,24

**ANNEXE 6: DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI**

Dans cette annexe, il s'agira de montrer les détails de calcul des appareils d'appui du pont conformément à la méthodologie du Chapitre 2 du document.

A- Détermination des efforts normaux

Les charges verticales sur l'appui proviennent du poids propre du tablier transmis par les poutres et des surcharges routières. Concernant les charges horizontales elles se résument à l'effort de freinage du système  $A_L$  et des déformations dues à la température et au retrait.

Les données suivantes seront nécessaires au calcul de ces charges :

RAPPEL DES DONNEES							
Poutres		Hourdis		Entretoises		Trottoirs	
Hauteur $h_p$ (m)	1,5	Épaisseur $h_d$ (m)	0,18	Hauteur $h_e$ (m)	0,95	Largeur (m)	1,85
Épaisseur $b_p$ (m)	0,4	Largeur (m)	13,7	Épaisseur $b_e$ (m)	0,2	Épaisseur (m)	0,15
Entraxe $b_o$ (m)	2,4	Largeur d'une voie (m)	3,33				
Portée $L_c$ (m)	19	Revêtement (m)	0,1				

L'effort normal provenant du poids propre du tablier transmis par les poutres est déterminé à travers le tableau qui suit :

CALCUL DE V							
Gper (kN)						Ge (kN)	V(kN)
gpoutres (kN)	gdalle (kN)	groulement (kN)	gétanchéité (kN)	gtrottoir (kN)	ggardecorps (kN)	gentretoise (kN)	Gper/2+Ge (kN)
250,8	205,2	70,224	30,096	131,8125	12,35	7,7	357,941

Le calcul de l'effort normal provenant des surcharges routières est présenté dans le tableau suivant :

CALCUL DE Q									
SBe (kN)	SBr (kN)	SBl (kN)	SMc120 (kN)	SMe120 (kN)	SMc80 (kN)	SMe80 (kN)	PTr (kN)	Q=max(SB;SM) (kN)	QTr (kN)
660	50	640	550	330	360	220	26,363	660	26,363

Le tableau qui suit présente la détermination des efforts normaux verticaux maximum et minimum à l'ELU et la valeur de l'effort de freinage  $A_L$ , avec  $F_x = F_{A_L} = \frac{a_1 * a_2 * A_L * (L_{ch} * L_c)}{20 + 0,0035 * (L_{ch} * L_c)} = 121,005 \text{ kN}$   
 ("Pour  $L_{ch}=10$ )

ELU	
Vmin (kN)=1,35*Gper	483,221
Vmax (kN)=1,35Gper+1,6*Q+1,6*QTr	1581,401
Hx AL (kN)	121,005

B- Détermination de l'aire de l'appareil d'appui

Tel qu'expliqué dans la méthodologie de calcul des appareils d'appui du Chapitre 2 de notre document, l'aire de l'appareil d'appui est définie de sorte que  $\frac{V_{max}}{A'} \leq 20 \text{ MPa}$  et  $\frac{V_{min}}{A'} \geq 3 \text{ MPa}$ .

$$\frac{V_{max}}{A'} \leq 20 \text{ MPa} \Leftrightarrow A' \geq \frac{V_{max}}{20} = \frac{1581,401 * 10^{-3}}{20}; A \geq 0,079 \text{ m}^2$$

$$\frac{V_{min}}{A'} \geq 3 \text{ MPa} \Leftrightarrow A' \leq \frac{V_{min}}{3} = \frac{483 * 10^{-3}}{3}; A \leq 0,161 \text{ m}^2$$

Nous pouvons donc choisir parmi la gamme de produits disponibles dans le guide. Prenons un appareil d'appui de dimensions 300 mm x 450 mm soit une surface  $A' = 0,128 \text{ m}^2$ . Notons que cette surface est calculée en prenant en compte un enrobage total  $2e = 2 * 5 \text{ mm} = 10 \text{ mm}$ .

C- Détermination de la hauteur nette d'élastomère  $T_e$  :

$$\frac{v_x}{T_e} \leq 1 \text{ avec } v_x = v_1 + v_2$$

$$v_2 = \frac{H_x * T_e}{2 * G * a' * b'} = \frac{121,005 * 10^{-3} * T_e}{2 * 0,9 * 0,128} = 0,525 * T_e$$

$$v_1 = u_t + u_r = (\varepsilon_t * L_c) * (\varepsilon_r * L_c) = (4 * 10^{-4} * 19) + (4 * 10^{-4} * 19); v_1 = 0,015 \text{ m}$$

$$\frac{v_x}{T_e} \leq 1 \Leftrightarrow \frac{0,015 + 0,525 * T_e}{T_e} \leq 1 \Rightarrow T_e \geq \frac{0,015}{1 - 0,525}; T_e \geq 0,032 \text{ m}$$

Nous prenons 4 feuillets intermédiaires de hauteur  $t_i = 10 \text{ mm}$  et deux enrobages de 5 mm, soit une hauteur d'élastomère  $T_e = 50 \text{ mm} = 0,05 \text{ m}$

D- Stabilité au flambement

Le tableau suivant présente les résultats de vérification de la stabilité au flambement de notre section d'appareil d'appui :

STABILITE AU FLAMBEMENT	
$a'=a-2e$ (m)	0,29
$b'=b-2e$ (m)	0,44
$S=a*b/(2*ti*(a'+b'))$	8,740
$\sigma_{lim}=2*a'*G*S/(3*Te)$ (MPa)	30,414
$v_2=0,525*Te$ (m)	0,026
$v_x=v_1+v_2$ (m)	0,042
$A_r=a'*b'*(1-(v_x/a'))$ (m <sup>2</sup> )	0,109
$\sigma_m = V_{max}/A_r$ (MPa)	14,466
$\sigma_{moy} < \sigma_m$ ?	OK

E- Limitation de la distorsion

La vérification de la limitation de la distorsion est résumée dans le tableau ci-dessous :

LIMITATION DE LA DISTORSION	
$\epsilon_{cd}=1,5*V_{max}/S*G*Ar$ (m)	2,518
$\epsilon_{dq}=v_x/te$ (m)	0,831
$\epsilon_{ad}=(a^2*\alpha_{max}*ti)/(2*(4*t^3+(t/2)^3))$ (m)	1,979
$\epsilon_{cd}+\epsilon_{dq}+\epsilon_{ad}>7$ ?	OK
$\epsilon_{dq}<1$ ?	OK

F- Stabilité de rotation

Le tableau suivant présente la vérification de la stabilité de rotation

STABILITE DE ROTATION	
$(\sum V_{max}*ti/A')*(1/Eb+1/5*G*S^2)$	0,0021
$a*\alpha/Kr$	0,0019
$(\sum V_{max}*ti/A')*(1/Eb+1/5*G*S^2) > a*\alpha/Kr$	OK

G- Non glissement

Le tableau qui suit présente la vérification de la condition de non-glissement :

CONDITION DE NON GLISSEMENT	
Vmin/Ar (MPa)	4,420
$\mu e = 0,1 + (1,5Kf / (Vmin/Ar))$	0,304
$F_x = v_x * G * a * b / T_e$ (kN)	95,414
Vmin/Ar > 3 MPa	OK
$F_x < \mu e * Vmin$	OK

H- Traction dans les frettes

Pour cette vérification, il s'agit de s'assurer que la hauteur des frettes d'acier  $t_s$  soit supérieure à  $\frac{2,6 * Vmax * t}{Ar * fy}$ .

On a ainsi :  $t_s \geq \frac{2,6 * Vmax * t_i}{Ar * fy} = \frac{2,6 * 1581,401 * 10 * 10^{-3}}{0,109 * 235}$  avec  $fy = 235 MPa$

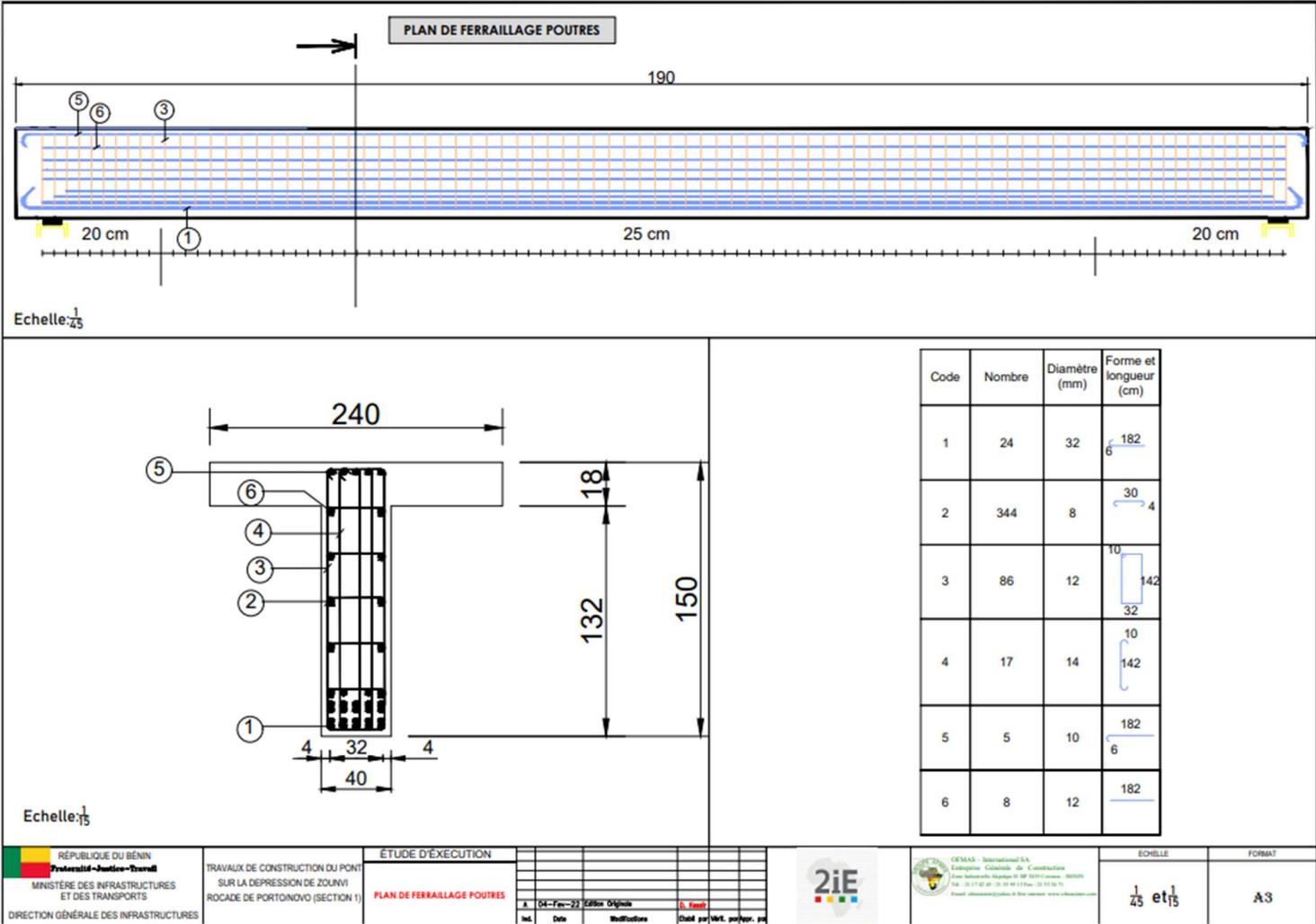
D'où,  $t_s \geq 0,0016 m$

Afin que cette condition soit assurée, nous prenons pour notre appareil d'appui une hauteur de frettes,  $t_s = 3 mm$

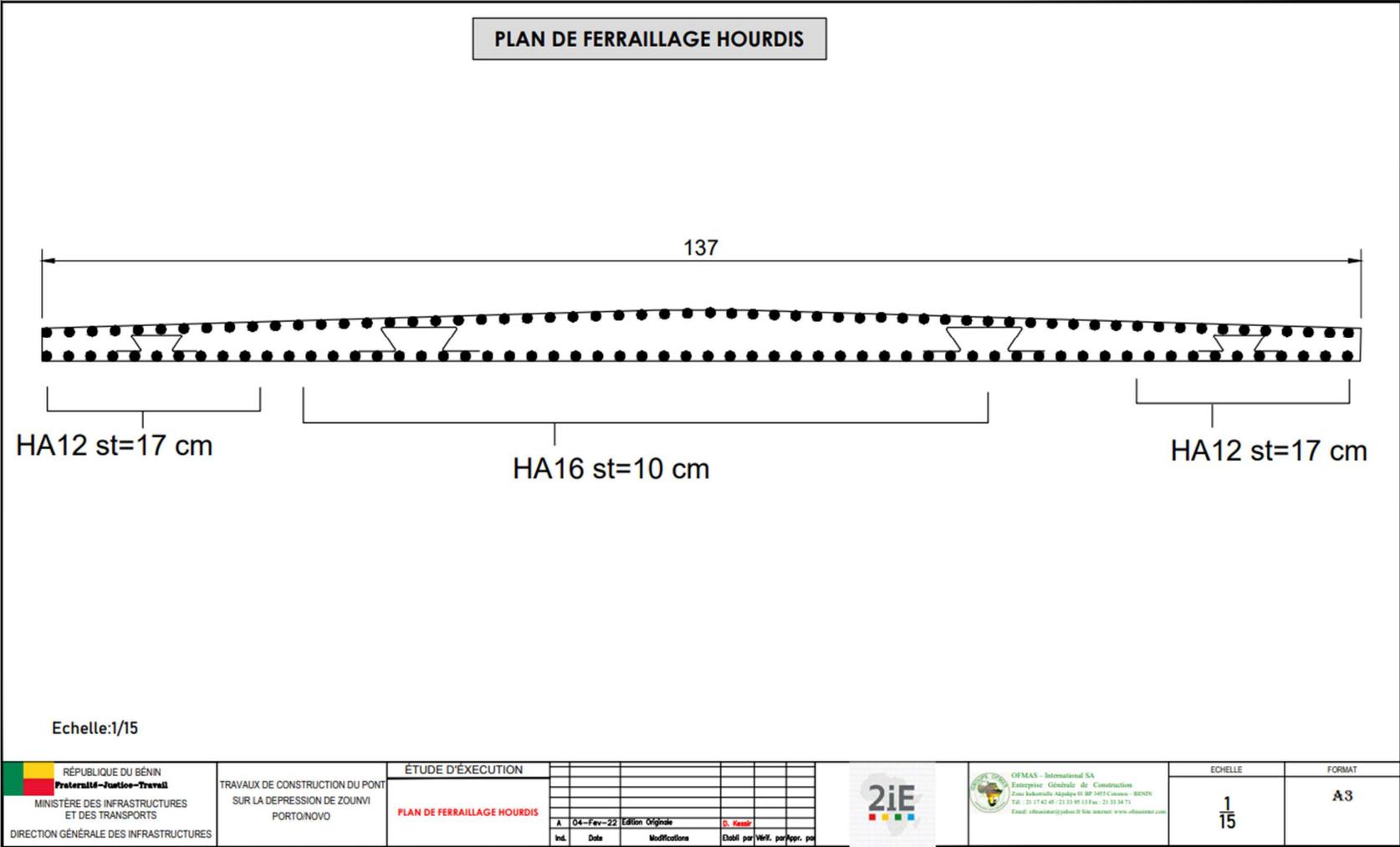
Pour résumer les dimensions  $a * b ; n(t_i + t_s) ; 2 * e$  des appareils d'appui qui seront employés sur le pont sont les suivantes : **300 \* 450 mm ; 4(10 + 3) ; 2 \* 5**

**ANNEXE 7: PLANS D'EXECUTION**

ETUDE STRUCTURALE DU TABLIER D'UN PONT EN BETON ARME : CAS DU PONT A POUTRES SUR LA DEPRESSION DE ZOUNVI AU BENIN



ETUDE STRUCTURALE DU TABLIER D'UN PONT EN BETON ARME : CAS DU PONT A  
 POUTRES SUR LA DEPRESSION DE ZOUNVI AU BENIN



ETUDE STRUCTURALE DU TABLIER D'UN PONT EN BETON ARME : CAS DU PONT A POUTRES SUR LA DEPRESSION DE ZOUNVI AU BENIN

