De l'EIER ETSHER à 2iE,
50 ans au service de l'Afrique

ETUDES TECHNIQUES EN VUE DE LA CONSTRUCTION D'UN OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT SUR LE FLEUVE MBAM, A NCHIAYANG, AU CAMEROUN

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

SPECIALITE : GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

OPTION : Routes et Ouvrages d'Art

Présenté et soutenu publiquement le 02 Juillet 2019 par :

Olivier MBOGNING TINWA (2016 0471)

Directeur de mémoire : Moussa LO, Enseignant, Chercheur Junior en GCH, 2iE

Maitre de Stage : Hans KUETCHE, Ingénieur Etude et Contrôle en Génie Civil

Structure d'accueil du Stage : ECTA BTP (CAMEROUN)

Jury d'évaluation du Stage :

Président : Dr. Abdou LAWANE

Membres et Correcteurs : Dr Omar SORE

M. Arnaud OUEDRAOGO

Promotion [2018/ 2019]

DEDICACE

A ma maman chérie, *TCHOUYONG Marie ;*

A ma charmante épouse *Mme MBOGNING Née Stella ATEDONGTSA ;*

A mes deux jolies princesses : *MBOGNING MAFFO Aurane Maëlys*

MBOGNING TINWA Laura-lyne

CITATION

« Ne renoncez jamais à ce que vous voulez vraiment. Il est difficile d'attendre, mais le pire est de regretter. »

REMERCIEMENTS

Qu'il me soit permis de remercier ici :

- ✓ Le Professeur Mady KOUANDA, Directeur Général de l'Institut 2iE, qui œuvre pour que l'école reste et demeure un pôle de l'excellence dans la formation des ingénieurs et dirigeants de qualité pour l'Afrique de demain ;
- ✓ Monsieur LO Moussa, mon directeur de mémoire, et encadrant interne, pour avoir accepté m'accompagner pour l'achèvement de cette formation ;
- ✓ Tous les enseignants qui sont intervenus dans ma formation à l'Institut 2iE ;
- ✓ Monsieur MELI Pierre**,** Directeur Général de ECTA BTP qui m'a donné la possibilité de passer ce semestre sous leur responsabilité ;
- ✓ Monsieur Hans KUETCHE, ingénieur de Génie Civil, Mon Maitre de Stage qui, malgré ses multiples occupations a eu la volonté et trouver la disponibilité pour répondre à mes multiples préoccupations ;
- ✓ Monsieur Georges PONKAM, ingénieur de Génie Civil, Mon superviseur de Stage ;

Ma reconnaissance s'exprime également à ma famille ; spécialement à :

- ✓ Mon grand Frère Severin TANGANG et son épouse TANGANG Michaëlle pour le soutien permanent, ainsi que l'encadrement de ma petite famille durant ces années de formation ;
- ✓ Mon Cousin Narcisse SEZONO pour ses multiples conseils, sa motivation permanente et le soutien qu'il m'a porté pour ma formation ;
- ✓ Mes petits Frères et sœur Leonel TINWA, Fidel TINWA, Aline TINWA pour leur soutien inconditionnel.
- ✓ Mes frères, tante, oncle et cousins et amis : NAMEKONG Elvis, KUETE Jules, NGOUANA Laurent, Mme DJIMELI née ZONANG Chanceline, FOMETIO Pierre, TCHINDA Charles, Rodrigue DASSI pour le soutiens accordé à ce projet ;

Je remercie enfin :

- ✓ Toute la trentaine de mes promotionnaires de GC-ROA avec qui j'ai partagé d'immenses choses lors de la formation;
- ✓ Mes aînés académiques qui m'ont accueillis et orientés pendant mon séjour à 'institut 2iE, je pense particulièrement à Serges Alain DEFFO NGUIFO
- ✓ Et enfin tous les amis des différentes communautés Africaines représentées à l'institut 2iE avec qui nous avons partagé bien de chose.

RESUME

Le présent mémoire porte sur l'étude technique en vue de la construction d'un ouvrage de franchissement d'environ 125 m de long sur le Fleuve Mbam, à Nchiayang, dans l'Arrondissement de Deuk, Département du Mbam et Inoubou, Région du Centre.

Comme tout projet d'ouvrage de franchissement, des études de base ont été menées. Les études topographiques et géotechniques ont permis de définir le choix de la zone d'implantation et des positions des appuis. Les études hydrologique et hydraulique ont permis d'évaluer le débit du projet (3630 m^3/s, selon la méthode de Myers).

L'étude multicritère, s'appuyant sur 3 variantes (béton armé, béton précontraint et mixte « acier-béton »), a conclu sur le choix d'un pont à poutres en Béton Armé, de 7 travées indépendantes, mesurant 18 m chacune.

Le profil en travers du tablier de l'ouvrage, d'une largeur totale de 10 m et d'une épaisseur de 1,5 m, présente 2 voies de 3,5 m de large et 2 trottoirs de 1,5 m large.

Les appuis intermédiaires (piles) de l'ouvrage sont constitués de colonnes de diamètre 1,65 m, au nombre de 2, qui reposent sur des semelles superficielles.

Les appuis de rive (culées) de l'ouvrage sont constitués de voiles de largeur 1,20 m, au nombre de 2, qui reposent sur des semelles superficielles.

Les appareils d'appuis en élastomère frettés, au nombre de 8 par chevêtre, sont de type 400x400x12x6.

Pour un respect du calendrier d'exécution, un planning des travaux du projet, a été proposé.

L'étude financière du projet a conclu sur un cout global qui s'élève trois milliard cinq cent trente-deux millions six cent cinquante Franc CFA à **(**3 532 600 050 F CFA) TTC .

Mots clés :

1. Pont à poutres
2. Etude technique
3. Nchiayang
4. Analyse multicritère
5. Etude financière

ABSTRACT

The purpose of this submission is to conduct a technical study for the construction of an approximately 125 m long crossing on the Mbam River in Nchiayang, in the Deuk District, Mbam Department, and Inoubou, Central Region.

Like any crossing project, baseline studies were conducted. The topographical and geotechnical studies made it possible to define the choice of siting area and positions of the supports. Hydrological and hydraulic studies were used to estimate the flow rate of the project (3630 m3/s, using the Myers method).

The multi-criteria study, based on 3 variants (reinforced concrete, pre-stressed concrete and mixed steel-concrete), concluded on the choice of an armed concrete beam bridge, with 7 independent bays, measuring 18 m each.

The cross-section of the structure's apron, with a total width of 10 m and a thickness of 1.5 m, has 2 lanes of 3.5 m wide and 2 sidewalks of 1.5 m wide.

The intermediate supports (piles) of the structure consist of columns with a diameter of 1.65 m, in number of 2, which rest on superficial soles.

The sills (abutments) of the structure consist of sails 1.20 m wide, 2 in number, which rest on superficial soles.

The fretted elastomer support devices, 8 in number per head, are of type 400x400x12x6. In order to respect the execution schedule, a project work schedule was proposed.

The financial study of the project concluded on a total cost of three billion five hundred and thirty-two million six hundred thousand and fifty CFA francs to ((3 532 600 050 F CFA francs) TTC.

Keywords:

1. Beam Bridge
2. Technical Study
3. Nchiayang
4. Multi-criteria analysis
5. Financial Study

LISTE DES ABREVIATIONS ET DES SIGLES

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

BA : béton Armée

BAEL : Béton Armée aux Etats Limites

BAU Bande d'Arrêt D'urgence

BDG Bande Dérasé de Gauche

BET : Bureau d'Etude Technique

BP : Béton Précontraint

BPEL : Béton Précontraint aux Etats Limites

CMD : Coefficient de Majoration Dynamique

CPC Cahier de Prescription Commune

CRT : Coefficient de répartition transversale

ECTA-BTP : Établissement Camerounais de Techniciens Associés en Bâtiment et Travaux Publique

DSCE : Document de Stratégie pour la Croissance et l'Emploi

ELS : Etat Limite de Service

ELU : Etat Limite Ultime

EPOA : Études Préliminaires de l'Ouvrage d'Art

GC ROA : Génie Civil option Route et Ouvrage d'Art

HA : Haute Adhérence

$\mathbf{L_c}$: Largeur Chargeable

$\mathbf{L_r}$: Largeur roulable

MO : Mains d'Œuvre

PBEC : Plus Basses Eau

PHEC : Plus Hautes Eau

PK : Point Kilométrique

PPTE : Pays Pauvre Très Endettés

PRAD : ponts à poutres précontraint par adhérence (par prétention)

PSI-BA : Passage supérieur et inferieur en Béton armée

PTFE : Polytétrafluoroéthylène SARL : Société Anonyme à Responsabilité Limité

SETRA : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes

TN : Terrain naturel

VIPP : ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension

TABLE DES MATIERES

DEDICACE i
CITATION ii
REMERCIEMENTS iii
RESUME iv
ABSTRACT v
LISTE DES ABREVIATIONS ET DES SIGLES vi
TABLE DES MATIERES vii
LISTE DES TABLEAUX x
LISTE DES FIGURES xi
INTRODUCTION GENERALE 1
1. Introduction 1
2. Problématique 1
3. Objectif général 2
4. Objectifs Spécifiques 2
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET 3
1. Présentation de la zone du projet 3
1.1. Situation administrative 3
1.2. Position géographique 3
1.3. Climat et pluviométrie 3
1.4. Hydrographie 3
2. Présentation de la société ECTA-BTP 4
3. Présentation du site de projet 4
4. Données du site de projet 5
4.1. Données hydrologiques 5
4.2. Données hydrauliques 7
4.3. Données topographiques 7
4.4. Données géotechniques 8
5. Rapport de l'étude d'impact sociale et environnementale 8
6. Choix du type d'ouvrage 8
6.1. Données géométriques de l'Ouvrage 8
6.2. Variantes de ponts proposées pour analyse 9
CHAPITRE 2 : CONCEPTION GENERALE ET CALCUL DES SOLLICITATIONS 16
1. Caractéristiques géométriques du pont 16
1.1. Profils en travers 16
1.2. Profil en long 16
2. Hypothèse de calcul 18

2.1. Règlements et instructions 18
2.2. Caractéristiques des matériaux 18
3. Pré-dimensionnement des poutres 19
3.1. Calcul du nombre de poutre et l'écartement 19
3.2. Détermination de la hauteur (h) des poutres 19
3.3. Détermination de l'âme et du talon 19
4. Pré-dimensionnement des hourdis 19
5. Pré dimensionnement des entretoises 20
6. Étude des charges et surcharges 20
6.1. Charges permanentes 20
6.2. Surcharges d'exploitation 21
6.3. Actions dues au vent 22
CHAPITRE 3 : ÉTUDE DU TABLIER ET DES EQUIPEMENTS 23
1. Calcul des poutres principales 23
1.1. Coefficients de répartition transversale de GUYON – MASSONNET 23
1.2. Moments résultants sur les poutres 25
1.3. Efforts tranchants résultant sur les poutres 25
2. Calcul de la dalle 26
2.1. Flexion locale 26
2.2. Récapitulatifs des sollicitations locales sur la dalle 29
2.3. Flexion globale 30
2.4. Récapitulatif de la flexion globale 30
2.5. Sollicitations résultantes dans sur la dalle 30
2.6. Vérifications de la dalle : 31
3. Calcul de l'entretoise 32
4. Calcul de la section d'acier transversale de la dalle 34
5. Plan de ferraillage des éléments du Tablier 34
6. Étude Des Équipements 35
6.1. Étude des appareils d'appuis 35
6.2. Le bossage 38
6.3. Joints de chaussées 39
CHAPITRE 4: ÉTUDE DES APPUIS ET DES FONDATIONS 41
1. Étude Des Culées 41
1.1. Hypothèses de calcul 41
1.2. Calcul des éléments de la culée 41
1.3. Dimensionnement de la semelle de la culée 44
1.4. Vérifications de la culée 45

2. Étude de la pile 48
2.1. Dimensionnement du chevêtre 49
2.2. Dimensionnement des colonnes des piles: 50
2.3. Dimensionnement des semelles de pile 52
CHAPITRE 5: METHODOLOGIE D'EXECUTION ET DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF 54
1. Méthodologie de la construction de l'ouvrage 54
1.1. Fabrication et montage des principaux éléments du pont 54
1.2. Étapes de mise en œuvre de l'ouvrage 55
2. Devis estimatif et quantitatifs 58
CONCLUSION 60
BIBLIOGRAPHIE 62
ANNEXES 63

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Critères et quota d'évaluation des variantes de pont 12
Tableau 2:Rapport de l'analyse multicritère des variantes 14
Tableau 3: Choix du nombre de poutre Principale 19
Tableau 4:Récapitulatif des charges et des sollicitations 21
Tableau 5 : Récapitulatif des sollicitations dues aux surcharges 22
Tableau 6 : Récapitulatif des CRT des différents chargements sur la poutre 1 (intermédiaire) 24
Tableau 7 : Récapitulatif des CRT des différents chargements sur la poutre de rive 2 24
Tableau 8: moments majorés sur les poutres 25
Tableau 9: efforts tranchants majorés sur les poutres 26
Tableau 10:Synthese des moments Fléchissant due au sous-système Bc sur la dalle 27
Tableau 11:Synthese des moments Fléchissant due au sous-système Br sur la dalle 28
Tableau 12:Synthèse des moments fléchissant due au sous-système Bt sur la dalle 28
Tableau 13:Synthese des moments Fléchissant due au sous-système Mc 120 sur la dalle 28
Tableau 14 : formule de calcul de la dalle continue 29
Tableau 15:Récapitulatif de la flexion locale sur la dalle 29
Tableau 16:Récapitulatif de la flexion globale sur la dalle 30
Tableau 17: Récapitulatif de la flexion totale sur la dalle 30
Tableau 18 : récapitulatif des moments affecté des majorations dynamiques sur Dalle 31
Tableau 19 : Récapitulatif des efforts tranchants affectés des cmd sur Dalle 31
Tableau 20 : vérification du non poinçonnement sous charges localisées 32
Tableau 21 : charges reprise par l'entretoise 32
Tableau 22: moment fléchissant affectés des Majoration dynamique sur entretoise 33
Tableau 23: Effort tranchant affectés par les coefficients de Majoration dynamique sur entretoise ... 33
Tableau 24: Récapitulatif des sollicitations du Tablier à l'ELS 34
Tableau 25: section d'aciers des éléments du tablier 34
Tableau 26:dimensionnement de la culée 48
Tableau 27 : Récapitulatifs des cas de chargements sur le chevêtre 49
Tableau 28:charge supportée par la pile 51
Tableau 29: récapitulatif du DQE 58

LISTE DES FIGURES

Figure N° 1 produits agricoles et moyens de transports 2
Figure N° 2 : Bac assurant la traversée du cours d'eau 5
Figure N° 3 : Bassin versant du MBAM à Nchiayang 6
Figure N° 4 : Variantes de tracée des axes 7
Figure N° 5 : Coupe transversale sur pile du tablier 16
Figure N° 6: Coupe longitudinale du pont sur le Mbam 17
Figure N° 7:repartition des moments sur la dalle continue 28
Figure N° 8: Appareil d'appui en élastomère fretté 35
Figure N° 9:dessin de joint de chaussée (photo SETRA) 40
Figure N° 10: vue du corbeau d'appui 42
Figure N° 11 : vue de la culée 45
Figure N° 12 : colonne d'une pile du pont sur le Nchiayang 50
Figure N° 13 : Poutres Préfabriquées 54
Figure N° 14 Montage de poutres à l'aide d'une grue 55

INTRODUCTION GENERALE

1. Introduction

Le Cameroun, dans le document de stratégie pour la croissance et l'emploi (DSCE) élaboré en 2009, considère le réseau routier comme l'un des principaux leviers devant permettre de doper sa croissance économique. Suite au desserrement de la contrainte budgétaire de l'État consécutif à l'atteinte de l'initiative PPTE (Pays Pauvre Très Endettés) et à l'amélioration de sa trésorerie, le gouvernement a fait de la réhabilitation du réseau routier national, ainsi que l'intensification du bitumage des routes en terre ses priorités majeures. C'est dans le but d'atteindre ces objectifs que le Gouvernement de la République du Cameroun, représenté par le Ministre des Travaux Publics, a lancé un Appel d'Offres international pour la réalisation des études techniques en vue de la construction d'un pont et de ses accès sur le fleuve Mbam à Nchiayang, sur financement du Budget d'Investissement Public. La construction de cet ouvrage de franchissement favorisera la libre circulation des biens et des personnes entre les Arrondissements Deuk et Konyambeta. Vu au futur, le projet contribuera à réduire la durée des voyages, à désenclaver l'un des greniers agricole du Département du Mbam et Inoubou, à accroitre les échanges commerciaux et à renforcer la cohésion entre les communautés qui jadis étaient isolées les unes des autres. Il facilitera l'acheminement des produits agricoles vers les villes, principalement celle de Yaoundé, capitale politique du Cameroun.

2. Problématique

La traversée du fleuve Mbam est effectuée soit par le Bac ou des pirogues. Avec la politique du gouvernement Camerounais qui consiste à encourager les populations à pratiquer l'agriculture, plusieurs familles s'y investissent de plus en plus. Le transport des vivres vers la ville devient préoccupant au regard du volume de production. Non seulement le Bac est très sollicité, mais aussi les camions chargés ne peuvent le traverser. Ils doivent parcourir plusieurs dizaine de kilomètre pour contourner cette traversée d'environ 130 m. l'usage du accru du Bac exige non seulement de lourd moyen d'entretien, mais aussi il se pose un problème de durée d'écoulement des produits, sans oublier les multiples risques d'accident qu'il pose. L'usage de la pirogue quant à lui présente à tout moment des risques de Noyade. La Figure 1 constituée de trois images montre les produits agricoles (banane plantain) au village Nchiayang ainsi que les moyens de transport utilisés pour les faire traverser le fleuve avec les risques qu'ils peuvent présentés.

Figure N° 1 produits agricoles et moyens de transports

3. Objectif général

L'objectif général est d'identifier le type d'ouvrage de franchissement le plus adapté pour la traversée de ce fleuve dont la brèche fait 126 ml environ et d'en proposer une étude technique détaillée.

4. Objectifs Spécifiques

Les objectifs spécifiques du projet se présentent comme suit :

- Faire la synthèse des études de base dans le but de caler la zone d'implantation de l'ouvrage ;
- Proposer la conception de l'ouvrage ;
- Proposer le dimensionnement de l'ouvrage ;
- Établir le devis quantitatif et estimatif de l'ouvrage.

Pour atteindre ces objectifs, nous avons élaboré notre travail selon la méthodologie suivante que nous présenterons dans les paragraphes à suivre.

- Chapitre 1 : Présentation du projet et de la zone du projet
- Chapitre 2 : Conception générale et descente des charges
- Chapitre 3 : Etude du tablier et des équipements
- Chapitre 4 : Etude des appuis et des fondations
- Chapitre 5 : Méthodologie d'exécution et étude financière

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET

Dans ce premier chapitre, nous allons présenter notre zone de projet, présenter l'entreprise qui nous a bien permis de mener cette étude en leur sein. Nous présenterons ensuite le projet et ferrons enfin une analyse multicritère pour le choix de la variante de l'ouvrage de franchissement que nous allons étudier pour permettre la traversée de notre brèche

1. Présentation de la zone du projet

1.1. Situation administrative

La zone d'étude du projet est située dans l'arrondissement de Deuk, Département du MBAM et INOUBOU, région du Centre au Cameroun. Cette région compte 10 Départements parmi lesquels le Département du MBAM et INOUBOU. Ce dernier compte quant à lui 09 arrondissements parmi lesquels l'Arrondissement de Deuk.

1.2. Position géographique

Le site du projet se situe dans la Région du Centre, entre les latitudes 4°10'N et 6°00'N et les longitudes 10°20'E et 13°00'E". Il est à cheval entre les Arrondissements de Deuk et de Konyambeta. Le Mbam est un fleuve du Cameroun à régime pluvial dont la superficie totale de son bassin versant est estimée à 42 300 km^2 sur une longueur d'environ 425 Km.

1.3. Climat et pluviométrie

Le climat de la localité est équatorial de type guinéen à quatre saisons. Tout le plateau sud camerounais reçoit en moyenne 1500 à 2000 mm de pluies par an.

La température moyenne annuelle est de l'ordre de 24°C. Les moyennes mensuelles oscillent entre 23,4°C et 26,5°C. Les écarts diurnes mensuels montrent tous un minimum au mois de juillet ou août et un maximum qui se déplace de janvier vers mars en allant du Sud au Nord. L'amplitude thermique observée est en moyenne de 2,1°C (Atlas du Cameroun « Climatologie »).

Le régime des vents est modéré à cause de la disposition du relief ; vallées serpentées densément couvertes par les forêts galeries. En début et en fin de saison pluvieuse, les tempêtes occasionnent des chutes d'arbres (Anonyme 2010).

1.4. Hydrographie

L'hydrographie de la zone du projet est très dense constitué de petits cours d'eau. Il est à noter que le principal affluent de la Sanaga est le Mbam, grossi du Noun. Il draine un bassin de 42,300 km^2 avec un débit annuel moyen de 750 m^3/s. Le régime de ce cours d'eau est très comparable à celui du fleuve.

2. Présentation de la société ECTA-BTP

ECTA-BTP (Établissement Camerounais de Technicien Associés en Bâtiment et Travaux publique est un bureau d'Étude d'ingénierie crée en 1989 avec son siège social à Yaoundé. Les prestations d'ECTA sont de haut niveau et reposent sur une expertise de renommée mondiale. Elles s'étendent même hors des frontières (République du Tchad, Gabon et République Centrafricaine). ECTA-BTP dispose de spécialistes en ingénierie routière et BTP. (Ingénieur routier, Expert Ouvrages d'art, Signalisation routière, Géotechnicien, Topographe, Hydraulicien, Projeteur. Elle est un partenaire fiable du Ministère des Travaux Publics Camerounais.

Le BET ECTA-BTP est engagé dans la démarche qualité qui l'a conduit à la certification en 2010 selon la Norme ISO 9001 version 2015, preuve du niveau de rigueur donc elle fait preuve pour la satisfaction de ses clients.

Depuis sa création, elle ne cesse de se frayer son chemin à travers la réalisation satisfaisante de multiple projet d'étude ,d'aménagement urbain et d'infrastructure au bénéfice de l'État du Cameroun et autres clients. ECTA -BTP bénéficie depuis sa création de la confiance des pouvoirs publics Camerounais et des autres partenaires (organisations non gouvernementales, bailleurs de fonds) à travers les différents services rendus. Le BET ECTA BTP compte en son sein une cinquantaine d'employés permanents, et plus d'une centaine de consultants.

Le BET ECTA intervient dans divers domaines à savoir :

- ✓ L'ingénierie conseil;
- ✓ Les études pour la réalisation des travaux des voiries, des routes et des Ouvrages d'art;
- ✓ Le contrôle et la surveillance technique des projets.

3. Présentation du site de projet

Plusieurs équipes de techniciens et d'ingénieurs ont fait les descentes sur le site en deux phases :

- Premièrement pour une étude préliminaire de l'ouvrage d'art (EPOA) dont le rôle consistait à caler les positions ainsi que le choix des appuis.
- Ensuite pour une étude projet de l'ouvrage d'art (POA) dont le rôle est de dimensionner et affiner le coût du projet.

A la faveur de ces études Préliminaires de l'ouvrage d'art (EPOA), les données et les contraintes liées au projet ont été évaluées.

Le tracé existant part du carrefour Wansi Claude (PK 0+00) et se termine au carrefour Gouffé en traversant le fleuve vers le village Nchiayang au PK 3+350.

Figure N° 2 : Bac assurant la traversée du cours d'eau

L'exploitation des données sur le terrain a permis de choisir 3 variantes de tracés pour le projet (voir figure 4 page 7):

- ✓ **Variante de Tracé 1 :**

L'ouvrage projeté sur ce tracé est situé à 110 mètres en aval de la traversée actuelle et l'ouverture du cours d'eau sur ce tracé est de 130 mètres environ.

- ✓ **Variante de Tracé 2 :**

L'ouvrage projeté sur ce tracé est situé à 200 mètres en amont de la traversée actuelle et l'ouverture du cours d'eau sur ce tracé est de 130 mètres environ.

- ✓ **Variante de Tracé 3 :**

L'ouvrage projeté sur ce tracé passe sur un affleurement rocheux situer à 1600 mètres en amont de la traversée actuelle. L'ouverture du cours d'eau sur ce tracé est de 280 mètres.

La bathymétrie au niveau des franchissements donne des profondeurs d'eau de 7 à 14 m au tour du point de traversé actuel (point de franchissement des tracés 1 & 2). Cette profondeur est plus faible sur le franchissement du tracé 3 qui est de l'ordre de 2 m.

Dans le présent projet, nous utilisons la variante 1 (résultat d'un volet d'étude spécifique portant sur l'analyse des différentes variantes 1;2;et 3 du tracé de la route) pour mener l'analyse multicritère de l'ouvrage de franchissement, afin de choisir la variante de l'ouvrage la plus indiquée.

4. Données du site de projet

4.1. Données hydrologiques

La carte 1 illustre la délimitation du réseau hydrographique du Mbam à Nchiayang.

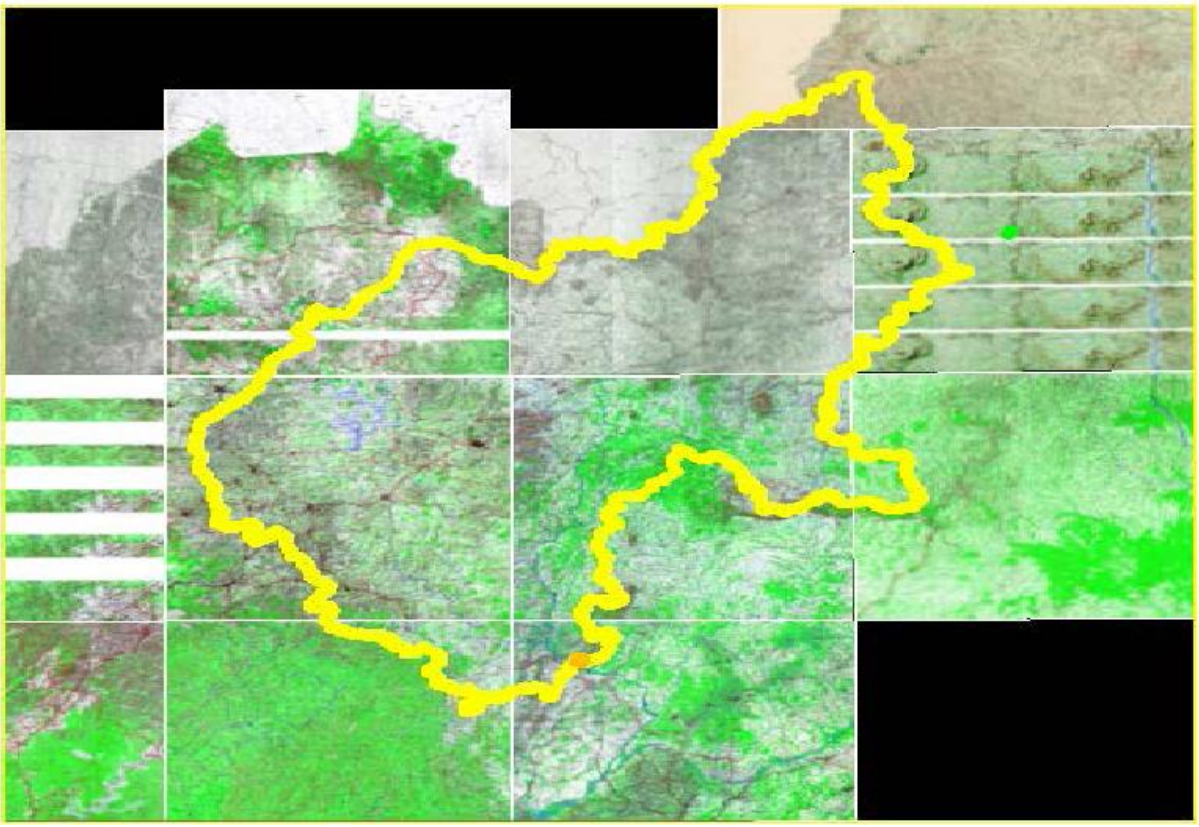


Figure N° 3 : Bassin versant du MBAM à Nchiayang

• *Période de Retour*

La période de retour retenue pour notre projet est centennale ;

• *Estimation du Débit de projet au point de franchissement*

Le bassin versant du Mbam à Nchiayang représente 82,4% du bassin versant du Mbam à Goura. Le débit de projet du Mbam à Nchiayang a été évalué par 2 approches.

- ✓ Proportionnellement à la superficie du bassin à Nchiayang (34850 Km^2) par rapport à la superficie du bassin à GOURA (43200 km^2) dont le débit est connu (4413 m^3/s), on obtient un débit de 3637,1m^3/s ;
- ✓ En utilisant la relation établie par l'ORSTOM sur le bassin versant du fleuve Sanaga (méthode de MYERS), on obtient un débit de 3629,1 m^3/s.

Nous utilisons 3630 m^3/s comme débit de projet centennal du dimensionnement de l'ouvrage.

• *Hauteur d'Affouillement*

Le résultat des sondages géotechniques effectué montre un bon sol de fondation (confère *Annexe 21 (page 128)*. Les semelles sont toutes superficielles et ancrées dans la roche. Le phénomène d'affouillement ne sera pas pris en compte dans le cadre de l'étude.

4.2. Données hydrauliques

Ils permettent de déterminer les caractéristiques du pont projeté à savoir la côte des plus hautes eaux (PHEC, le tirant d'air, la côte minimale sous poutre). Les simulations ont été menées parallèlement à l'aide du logiciel HEC-RAS pour avoir la côte de la surface libre et la vitesse moyenne à chaque point de passage du pont. Le tirant d'air (qui correspond à la hauteur libre entre la ligne d'eau et la cote sous poutre) est pris égal à 3m. Il a été prévu pour prendre en compte le risque d'obstruction du pont étant donné que nous sommes en zone forestière.

4.3. Données topographiques

L'investigation menée par les topographes sur le site a permis de faire des levées topographiques sur une bande de 300 m et des levées bathymétriques sur les différents points de franchissement des tracés retenus. la Figure N 4 ci-dessous présente les variantes des 3 tracés.

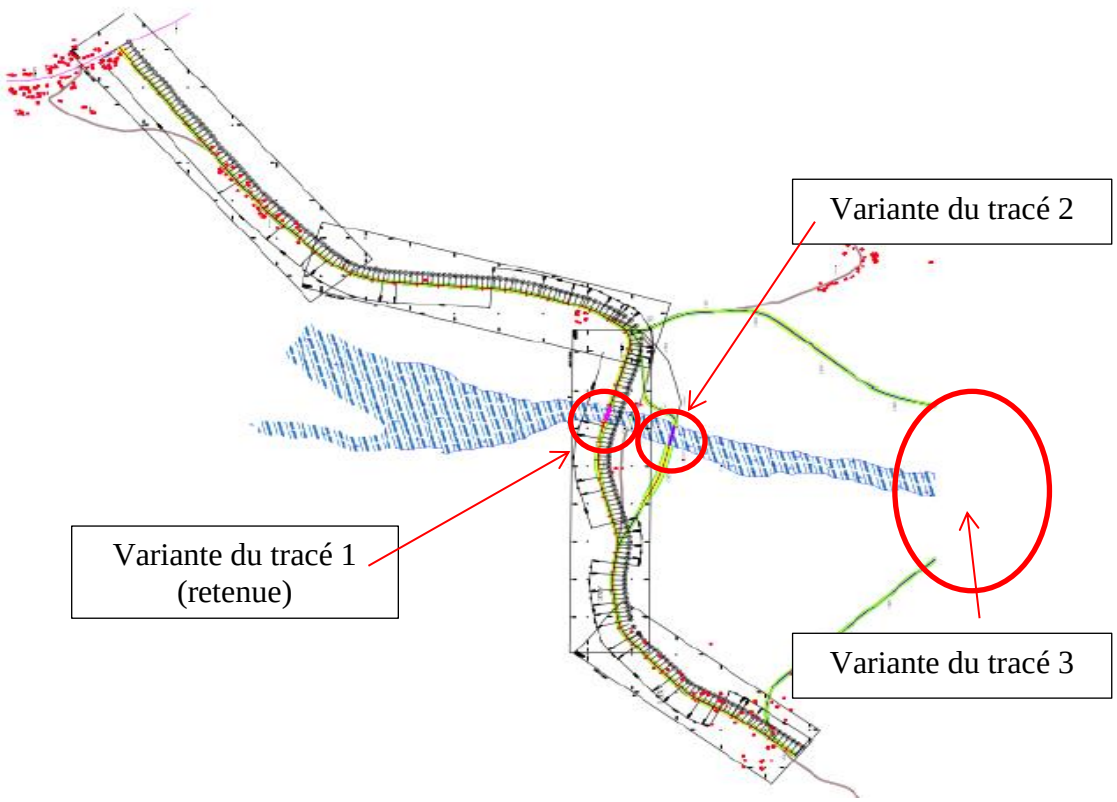


Figure N° 4 : Variantes de tracée des axes

4.4. Données géotechniques

Les études géotechniques ont été réalisées par le Laboratoire SOL SOLUTION AFRIQUE CENTRALE SARL. Du rapport présenté, on remarque à travers les profils de résistance que le site présente une résistance mécanique assez hétérogène sur l'ensemble de chaque plan horizontal. On obtient également les refus sur l'ensemble des points de sondages, ce qui montre l'existence d'un substratum résistant, probablement rocheux donc les profondeurs varient de 2 à 6 m, en fonction de la position du terrain naturel.

• Pour notre site, il a été réalisé 04 sondages au pénétromètre dynamique lourd sur les rives des points de franchissement (phase d'APS). Il ressort des recommandations de l'étude géotechnique la pose des semelles en puits en gros béton avec forage au préalable d'environ 0,50 m à 1 m dans la roche, puis scellement des barres d'aciers HA25, dans les trous forés par une résine appropriée.

5. Rapport de l'étude d'impact sociale et environnementale

Afin de minimiser les impacts environnementaux et sociaux dans les zones traversées, l'équipe en charge de l'étude environnementale et sociale a étudié plusieurs alternatives du projet.

Après une visite de terrain pour explorer les différentes options possibles, une analyse de différentes alternatives a été faite. Des trois tracés proposés pour assurer la liaison des deux rives du pont, il ressort que : La Solution 1 (à environ 100 m en aval du passage actuel du Bac) présente comme avantage un moins d'effets sur la biodiversité et les mises en valeur des populations. L'ouverture du cours d'eau à ce niveau est estimée à 126 m, inférieure ou égale à l'ouverture des autres variantes et le coût prévisionnel de la construction des accès au pont inferieurs par rapport aux accès à d'autres variantes. Voilà quelques des raisons qui ont contribuées à privilégier le choix de cette solution aux dépens des solutions 2 et 3.

6. Choix du type d'ouvrage

Le choix du tracée N°1 effectué, nous allons l'utiliser pour faire une étude multicritère sur les variantes de ponts afin de justifier celle retenue pour notre étude.

6.1. Données géométriques de l'Ouvrage

✓ ***Profil en travers***

La route ainsi que le pont présentent une largeur de 10 mètres (deux trottoirs de 1,5 m chacun et deux voies de 3,5 m chacune).

✓ ***Tracé en plan :***

L'ouverture du cours d'eau est de 126 m environ et est constitué d'un alignement droit.

✓ ***Profil en long :***

Le pont est horizontal sur toute sa longueur. La route projetée épousera approximativement le terrain naturel afin d'avoir le moins de terrassement possible. La déclivité maximale est d'environ 8,5% car la pente du terrain naturel est forte.

6.2. Variantes de ponts proposées pour analyse

6.2.1. Types d'ouvrage retenus

Trois grands types d'ouvrage retiennent notre attention pour notre analyse multicritère à savoir :

- ✓ Les ponts en Béton Armé à poutres multiples ;
- ✓ Les ponts Béton Précontraint à poutres multiples;
- ✓ Les ponts Mixte Acier/Béton à bipoutres métalliques.

a) Ponts en béton armé à poutres multiples

Les ponts à poutres en béton armé sont les ponts les plus répandus pour les portées de l'ordre de 15 à 30 m, la portée économique se situant à environ 20 m (règles BAEL91, modifiée 99). Le tablier est généralement une structure linéaire dont les travées peuvent être indépendantes, continues ou exceptionnellement avoir des parties en console.

Les avantages de ce type d'ouvrage sont les suivants :

- Le matériau béton ne s'oxyde pas ;
- Ce type d'ouvrage demande peu d'entretien ;
- Le béton est coulé dans des moules qui permettent d'offrir des formes variées et complexes ;
- Le béton permet d'obtenir, en jouant sur la nature et le dosage de ses constituants un matériau aux caractéristiques mécaniques et physiques très étendues, répondant aux mieux à chaque demande particulière pour un coût optimal.

Les inconvénients de ce type d'ouvrage sont les suivants :

- Le béton est un matériau hétérogène, sa résistance mécanique en traction est faible ;
- Le rapport performance mécanique/poids du béton est inférieur à celui de l'acier
- Le béton est le siège des phénomènes de retrait et de fluage ;
- La portée économique de ce type d'ouvrage limitée à 20 m pour le béton armé.

b) Ponts à poutre à béton précontraint

Les ponts à poutres en béton précontraint sont très utilisés pour les ponts dont la réalisation sur cintre est difficile. C'est le cas particulier des voies ferrées et des cours d'eau. L'idée de la

précontrainte consiste à introduire artificiellement un système de contraintes préalables qui permettent en service que la section du béton soit entièrement comprimée. Il existe deux procédés de précontrainte: la précontrainte par pré tension (portée variant de 20 à 40 m) et la précontrainte par post tension (portée variant de 30 à 50 m).

Les avantages de ce type d'ouvrage sont les suivants :

- La précontrainte permet de concevoir et dessiner des structures beaucoup plus fines et légères qu'en béton armé ;
- Elle permet une augmentation significative de la portée des structures de l'ordre de 30 à 50 m, la portée économique se situe à environ 40 m (règlement BPEL 91);
- Ces ponts s'affranchissent des cintres et des échafaudages;
- Ils sont d'une exécution rapide et maîtrisée du fait de la standardisation des éléments et de la répétitivité des opérations;
- Les poutres peuvent être réalisées indépendamment du reste du chantier en temps masqué.

Les inconvénients de ce type d'Ouvrage sont les suivants :

- Exige des résistances plus élevées de béton pour limiter le risque d'excès de compression dans les phases de construction
- Délai de mise en œuvre parfois plus important
- Les poutres étant rectiligne, il est plus apte pour les structures rectilignes et s'adapte difficilement au franchissements des courbes ou biais
- Technologie exigeant une main d'œuvre plus qualifiée;
- Comme les autres structures à poutre, en raison de leur faible rigidité dans le sens horizontale les tabliers PRAD et VIPP sont plus sensibles aux chocs hors gabarit;
- Manquent d'esthétique à cause de la retombée importante des poutres;
- Ne sont envisageables que pour des sites de projet assez dégagés et faciles d'accès;
- Nécessité de réaliser les travées de longueurs égales pour bien profiter de la précontrainte;

c) Ponts mixte acier/béton à bipoutres métalliques

Ce type d'ouvrage comporte des éléments structurels en acier et en béton armé, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. Ses éléments présentent une solidarisation entre eux, sous forme de liaisons mécaniques, de façon à créer un ensemble monolithique.

Il s'agit d'une solution très intéressante et dont la gamme de portées s'échelonne de 25 à 110 m voir plus. Les poutres en I sont à âmes pleines, de hauteur constante ou variable.

Les avantages de ce type d'Ouvrage sont les suivants :

- Ils sont très répandus pour leurs facilités de mise en œuvre ;
- Leurs tonnages d'acier faibles;
- Leurs plages de portées se situent entre les 100 m à 120 m ;
- Les dimensions des poutres longitudinales influent en partie sur la rigidité du tablier et il n'est alors pas intéressant financièrement d'utiliser ce type d'ouvrage au-delà de certaines portées.

Les inconvénients de ce type d'Ouvrage sont les suivants :

- Le coût très élevé de l'acier par rapport au béton ;
- Le coût d'entretien de l'ouvrage très élevé après sa mise en service.

Suivant les types de pont retenus précédemment, nous avons proposé pour analyse les ouvrages suivants :

a) Variante 1 : Pont à poutre (PSI-BA) en béton armé de 7 travées identiques de 18m

b) Variante 2 : Pont à poutre en béton précontraint de 4 travées identiques de 42m

c) Variante 3 : Pont mixte bipoutre de 3 travées : 2 de rive 38m et intermédiaire de 50m

6.2.2. Présentation et étude des critères d'évaluation des variantes de ponts

Suivant leur importance, des notes maximales ont été attribuées à chaque critère. Nous présentons ci-dessous ces 06 critères, les notes pour lesquelles elles comptent ainsi que les justifications éventuelles de ces notes :

Tableau 1: Critères et quota d'évaluation des variantes de pont

Critères	**Quota d'influence (%)**	**Justification du quota**	**Note**	**Variantes de pont :**		
				poutre en BA	poutre en BP	Mixte Acier/Béton
1. Le Nombre d'appui ;	**10**	Le nombre d'appui influence les coûts, la durée du projet. il influence négativement la faune aquatique	$n_i = \frac{N_o}{N_i} \times 10$ *Ou : Ni = le nombre d'appui de la variante i ;* *N0 = le plus petit nombre d'appuis des variantes de ponts*			
2. La Technologie de construction et Durabilité	**15**	Plus la technologie est complexe, plus il est nécessaire de faire appel à du matériel non disponible dans la région. Ceci ayant une influence directe sur la durée et le coût de l'ouvrage	*Suivant :* *- la technologie (simple, moyenne ou de pointe)* *- Disponibilité de matériaux* *- Nécessité d'une grue (100T, 50T, etc…)* *- Main d'œuvre locale* *- Durabilité*			
3. L'Accessibilité des travaux par les entreprises locaux et la disponibilité locale de la main d'œuvre et des matériaux de construction ;	**10**	Ce critère permet de valoriser les entreprises locales pouvant exécuter l'ouvrage et de valoriser les variantes d'ouvrage dont les matériaux de construction sont disponibles localement. Ainsi les variantes d'ouvrage accessible aux entreprises locales et dont la main d'œuvre et les matériaux sont disponibles localement seront privilégiées afin d'avoir un impact économique direct sur	*Suivant :* *L'accessibilité aux entreprises locales pour la réalisation de l'ouvrage et la disponibilité de la main d'œuvre, des matériaux et matériels pour la réalisation de l'ouvrage.*			

		l'économie locale.				
Critères	**Quota d'influence (%)**	**Justification du quota**	**Note**	**Variantes de pont : Critères**		
				poutre en BA	poutre en BP	Mixte Acier/Béton
4. Les délais de construction ;	**20**	Ce critère permet de valoriser les variantes qui prendront moins de temps dans leur réalisation et la mise à disposition de l'ouvrage au public.	*Noté selon les délais de réalisation moyenne des ouvrages du même type*			
5. Coût de réalisation de l'ouvrage ;	**35**	Ce critère permet de valoriser les ouvrages dont le coût de réalisation sera la moins-value	*Noté selon les couts de réalisation moyenne des ouvrages du même type*			
6. Taux d'Entretien de l'ouvrage.	**10**	Ce critère permet de valoriser les ouvrages dont le coût d'entretien sera le moins élevé.	*Suivant présence ou non de* *- Garde-corps (1)* *- Joint de chaussée (2)* *- Béton bitumineux (3)* *- Appareil d'appui (4)* *- Sablage des poutres (5)* *- Peinture des poutres (6)* *-Assemblage des éléments (boulons) (7)* *Taux d'entretien (8)*			
7. Total	**100**		**TOTAL : /100**			

.

Nous présentons en *Annexe 1 (page 64)* l'évaluation détaillée des différentes variantes suivant les critères précédemment définies. Le récapitulatif de l'étude est présenté dans le tableau 2 ci-dessous :

Tableau 2:Rapport de l'analyse multicritère des variantes

critères	**Quota d'influence (%)**	**Variante 1 :** Pont à poutre en BA	**Variante 2 :** Pont à poutre en BP	**Variante 3 :** Pont Mixte Acier/Béton
Le Nombre d'appui ;	**10**	**5**	**10**	**10**
La Technologie de construction et durabilité	**10**	**9**	**5**	**6**
• L'accessibilité des travaux par les entreprises locaux et disponibilité local de la main d'œuvre et des matériaux de construction ;	**10**	**10**	**5**	**5**
• Les Délais de construction ;	**20**	**15**	**19**	**20**
Coût de réalisation de l'ouvrage ;	**35**	**35**	**29**	**31**
• Taux d'entretien de l'ouvrage.	**15**	**15**	**13**	**10**
Total	**100**	**89**	**81**	**82**

Il se dégage de notre analyse que la variante 1 : Pont à poutre en béton armée avec 7 travées identiques de 18 m est celle qui a la plus grande note d'évaluation. Ce choix proposé puis validé par le maître d'ouvrage fait l'objet de notre étude dans le cadre de ce projet.

Conclusion

L'objectif du présent chapitre était de présenter le site du projet et à travers les données, mener une analyse multicritère devant aboutir au choix de l'ouvrage à étudier.

Le choix du tracé étant déjà effectué par le concours d'un travail parallèle portant sur l'étude d'impact sociale et environnementale, nous avons étudiés 03 variantes de pont à savoir :

- *Le pont à poutre en béton arme de 7 travées identique de 18m*
- *Le pont à poutre en béton précontraint de 3 travées identiques de 42 m.*
- *Le pont Mixte acier béton de 3 travées dont une intermédiaire de 50 et 2 de rives de 38 m.*

Il ressort de l'étude multicritère réalisée que la 1ère variante (pont à poutre en béton armé) est celle la mieux indiquée pour le franchissement de notre brèche.

La conception détaillée de cette variante fera l'objet des paragraphes à venir.

CHAPITRE 2 : CONCEPTION GENERALE ET CALCUL DES SOLLICITATIONS

Dans le présent chapitre, nous présenterons le pré-dimensionnement des éléments du tablier à savoir : les poutres, les entretoises et effectuerons à la suite, les différentes descentes de charges sur la dalle, les poutres, les entretoises et le chevêtre.

1. Caractéristiques géométriques du pont

1.1. Profils en travers

La largeur est la même que celle de la route existante (10 m), c'est-à-dire une chaussée de deux voies chacune de 3,50 m de largeur et limitée par deux trottoirs de 1,50 m.la figure 5 ci-dessous présente la coupe transversale du tablier.

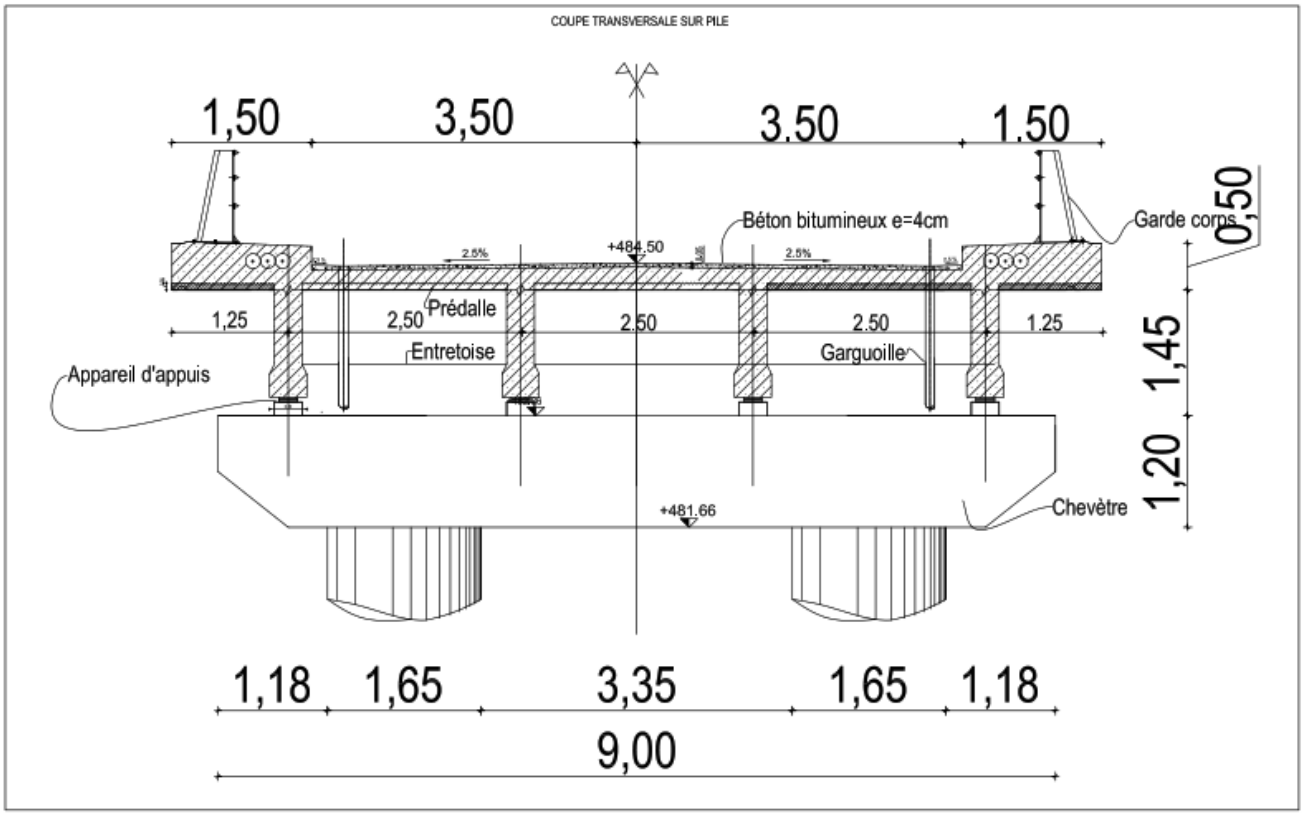


Figure N° 5 : Coupe transversale sur pile du tablier

1.2. Profil en long

Nous avons sept (07) travées indépendantes de longueur 18 m chacune séparées par des joints.la figure 6 ci-dessous montre la coupe longitudinale du pont sur le Mbam à Nchiayang

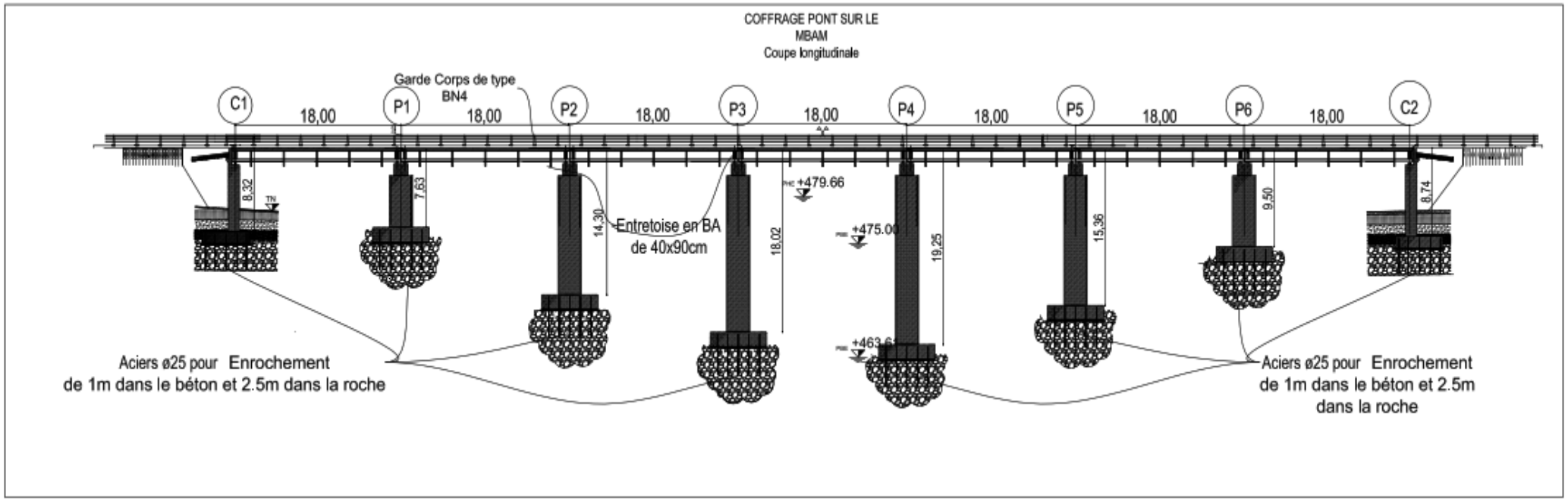


Figure N° 6: Coupe longitudinale du pont sur le Mbam

2. Hypothèse de calcul

2.1. Règlements et instructions

Le pré-dimensionnement se base sur les normes déjà établies et publiées par le SETRA pour la détermination des dimensions économiques des ouvrages d'art dits courants. Les calculs seront établis selon les prescriptions des principaux documents ci-dessous :

- Règles BAEL 91, modifiée 99 ; le calcul du ferraillage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant les états limites ;
- Fascicule n° 61, Titre II : concernant les charges d'exploitation - conception calcul et épreuves des ouvrages d'art ;
- Fascicules 62 Titre V pour les règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil ;
- Le Document du SETRA (PP73) pour le calcul des appuis.

2.2. Caractéristiques des matériaux

2.2.1. Béton

- ✓ Poids volumique : 25 kN/m^3
- ✓ Résistance à la compression : f_{c28}= 30 MPa
- ✓ Résistance à la traction : ft_{28}= 2,4 MPa
- ✓ Coefficient de sécurité : $\gamma_b = 1{,}5$
- ✓ Temps d'application des charges supérieures à 24h : $\theta = 1$
- ✓ Contrainte du béton à l'ELU : $f_{bu} = 17$ MPa
- ✓ Contrainte du béton à l'ELS : $\overline{\sigma} = 18$ MPa

2.2.2. Acier

- ✓ Nuance : acier à haute adhérence, FeE400
- ✓ Limite d'élasticité garantie : $Fe = 400$ MPa
- ✓ Contrainte de l'acier à l'ELU : $f_s = 348$ MPa
- ✓ Contrainte de l'acier à l'ELS : $\overline{\sigma}_{st} = 215{,}55$ MPa
- ✓ Enrobage : 3 cm pour la superstructure et 5 cm pour l'infrastructure.

3. Pré-dimensionnement des poutres

3.1. Calcul du nombre de poutre et l'écartement

Le nombre de poutre par section transversale de tablier et leur écartement dépend de la largeur totale du tablier. C'est-à-dire de la largeur totale de la chaussée y compris les bandes d'arrêt d'urgence plus celles des trottoirs et des pistes cyclables. Le tableau 3 indique l'espacement économique des poutres

Tableau 3: Choix du nombre de poutre Principale

Largeur du pont	< 6,00 m	6,00 à 9,00 m	**9,00 à 11,00**	11,00 à 14 m
Nombre de poutres	2	3	**4**	5

Le tablier mesure 10 m de large. Il correspond économiquement au choix de 4 poutres.

3.2. Détermination de la hauteur (h) des poutres

Elle est définie comme suit : $\frac{L}{17} \leq h \leq \frac{L}{16}$ [BAEL 91 révisé 99 ; Art A.2.1]

$$\mathrm{L} = 18\ \mathrm{m}\ \ \mathrm{d'ou} \qquad 1{,}05 \leq h \leq 1{,}125 \quad on\ prend\ h = 1{,}10\ m$$

3.3. Détermination de l'âme et du talon

Le calcul détaillé de l'âme et du talon est donné en *Annexe 2, (pages 64)*, ce qui permet d'obtenir pour l'âme,

$$b_o = max\left\{\frac{H_t \times \lambda \times L \times A(L) \times 0{,}5}{\tau_u \times h}, 30cm\right\} \begin{cases} H_t = Hauteur\ totale\ du\ tablier \\ \tau_u = contrainte\ de\ cisaillement\ du\ béton \\ L = portée\ du\ pont \\ A(L) = surcharges\ du\ systeme\ A \\ h = hauteur\ des\ poutre \\ \lambda = ecartement\ entre\ axe\ des\ poutres \end{cases}$$

$$on\ obtient\ \ b_o = 30\ cm$$

Et pour le talon $b_t = 50\ cm$

4. Pré-dimensionnement des hourdis

L'épaisseur du hourdis ***e*** dépend de l'écartement des poutres (E_P) on a :

si $E_P > 3{,}5\ m \Rightarrow e \geq 20\ cm$

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

$E_P \leq 2{,}75\ m \Rightarrow e\ \geq 16\ cm$

Nous avons les espacements $E_P = 3m$ d'où $e \geq 18cm$

Nous choisissons pour épaisseur $ep = 20\ cm$.

5. Pré dimensionnement des entretoises

Elles assurent la répartition des charges entre les poutres et permettent en plus de bloquer les poutres à la torsion sur appui. Elles servent également aux opérations de vérinage lors du changement des appareils d'appuis du pont. Comme valeurs de Pré-dimensionnement, on prend : (largeur 40 cm, hauteur de 90 cm).

6. Étude des charges et surcharges

L'ouvrage supporte un ensemble de charges et surcharges que ce soit en phase de construction ou en phase de service. D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivants :

- ✓ *Surcharges de type A(l) ;*
- ✓ *Système B;*
- ✓ *La Charge militaire;*
- ✓ *Le convoi exceptionnel*
- ✓ *Les surcharges sur les trottoirs.*
- ✓ *La surcharge due au vent*

6.1. Charges permanentes

Pour l'évaluation des charges sur le pont, nous choisissons les équipements suivants :

- ✓ *Couche d'étanchéité* à base d'asphalte (Chape épaisse 20 mm) de Poids volumique $22kN/m^3$;
- ✓ *Couche de roulement* en tapis d'enrobé (8 cm d'épaisseur), poids volumique 22 $22kN/m^3$;
- ✓ *Garde de corps* de type BN4 pour la sécurité des piétons sur le trottoir. Le poids au mètre linéaire est donné par *[1]* = 0,65kN/ml de chaque coté et glissières (G5*);*
- ✓ *Poids des trottoirs* une surhauteur du trottoir d'épaisseur de 20cm

Le détail de calcul des descentes de charge des actions permanentes est présenté en *Annexe 3 (page 68).* Dans le tableau 4 ci-dessous, nous présentons la synthèse des résultats, ainsi que les sollicitations résultantes

Tableau 4:Récapitulatif des charges et des sollicitations

	Charges	***sollicitations***	
Structure	(t/ml)	Moment Max (Tm)	Effort max (Vmax (T)
Poutre intermédiaire	2,95 t/ml	119,7 t.m	26,65 t
Poutre de rive	3,76 t/ml	152,5 t.m	33,89 t
Dalle de chaussée	1,85 t/ml	0,925 t.m	1,85 t
Entretoise	6,75 t	0,45 t.m	0,9 t

6.2. Surcharges d'exploitation

Nous utilisons ici le théorème de Barrée de Saint Venant pour l'évaluation des sollicitations maximales dues à divers les charges roulantes.

Il s'agit :

- Du système A qui est un chargement uniforme de la largeur chargeable de la chaussée.
- Du système B qui est utilisé en général pour calculer les sollicitations pour tous les éléments d'un pont. On distingue 3 sous-systèmes B : (Bc constitué de camion de masse 30 tonnes composé de 2 essieux arrières de 12 tonnes chacun et un essieu avant de 6 tonnes. On dispose autant de files que de voies, c'est à dire 2 dans notre cas. On a 2 camions par file au maximum.) ; Bt composé de 2 essieux munis de roues simples pneumatiques de 16 t chacune et Br qui est une roue isolée portant une masse de 10 t disposée normalement à l'axe longitudinal de la chaussée.
- Les charges routières à caractères particulières constituées de surcharges militaire donc Mc120 (110 t) et Me120 (33 t par essieux)
- Les charges exceptionnelles D.

Notons également que les surcharges roulantes sont multipliées par un coefficient de majoration pour effets dynamiques, δ. Ce coefficient est applicable aux trois systèmes Bc, Bt, Br et Surcharges militaires (M120). Il est déterminé à partir de la formule:

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{(1+0{,}2L)} + \frac{0{,}6}{1+4\frac{G}{S}} \; avec \begin{cases} \delta = coeficient\ de\ majoration\ dynamique \\ L = longueur\ de\ l'elementconsidéré\ en\ m \\ G = poids\ propre\ de\ l'elementconsideré\ (unite\ de\ S) \\ S = charge\ maximale\ \text{à}\ placer\ sur\ l'element\ consideré \end{cases}$$

. En *Annexe 4 (page 70)*, nous présentons le détail des actions et le calcul des sollicitations du Fascicule 61 titre 2, il contient également le calcul des coefficients de majoration dynamique (cmd).

Le tableau 5 présente la synthèse des sollicitations due aux surcharges ainsi que les coefficients de majoration dynamique à appliquer selon que ce soit pour le calcul des poutres ou celui de la dalle (hourdis)

Tableau 5 : Récapitulatif des sollicitations dues aux surcharges

	charges	**sollicitations**		**Coefficients de majoration dynamique**
Types de Surcharges		Moment Max (Tm)	Effort max (Vmax (T)	
Système A	10,1 t/ml	405,41	90,09	
Sous Système Bc	30 t	244,84	74,00	1,19/hourdis 1,149/entretoise
Sous Système Bt	32 t	266,8	123,20	
Sous Système Br	10 t	45	10	
Système Mc 120	110 t	411,13	100,68	1,145
Système Me120	66 t	268,04	62,7	
Système convoi D	140 t	437,5	97,22	
Charges trottoir L	0,45t/m2	27,34	6,08	
Charges trottoir G	0,15 t/m2	9,11	2,03	

6.3. Actions dues au vent

Pour le cas présent, Au regard du poids élevé de la structure, la faible hauteur du pont et les conditions climatiques, on peut en déduire que l'intensité de l'effort due au vent reste négligeable sur l'ouvrage. D'après le fascicule 61 titre 2 du CPC, dans la plupart des ponts à poutres il n'est pas généralement nécessaire de procéder à un quelconque recueil de données relatives aux vents.

Conclusion

Nous avons au cours de ce chapitre établi que le tablier est constitué de 4 poutres de hauteur 1,10 m. Le hourdis a 20 cm d'épaisseur et les entretoises ont une hauteur de 90 cm sur 40 cm de largeur. Après ce pré dimensionnement, nous avons procédé aux descentes de charge conformément aux prescriptions du fascicule 61 Titre II. Il ressort que les poutres de rives sont les plus chargées avec un moment maximal de 152,48 t.m, et les efforts tranchants aux appuis de 33,89 t.

A travers le théorème de Barré de Saint venant, nous avons évalué et majoré à l'aide des coefficients de majoration dynamique les charges roulantes qui présentent le plus de sollicitations dans les poutres.

Il ressort que la charge exceptionnelle D présente le plus grand moment sollicitant dans les poutres de valeur 437,5 t.m, et le sous-système Bt présente le plus grand effort tranchant de valeur 123,20 t. Le chapitre 3 présente l'étude du tablier ainsi que des équipements.

CHAPITRE 3 : ÉTUDE DU TABLIER ET DES EQUIPEMENTS

Dans ce chapitre, nous présenterons le dimensionnement des poutres principales, de la dalle, de l'entretoise et enfin nous dimensionnerons les appareils d'appuis, le bossage, ainsi que les joints de dilatation.

1. Calcul des poutres principales

Les tabliers des ponts à poutres sont des structures tridimensionnelles pour lesquelles de nombreuses méthodes de calcul ont été proposées. Ces méthodes sont classées en deux familles:

- La méthode de Courbon, lorsque la section transversale est considérée comme étant indéformable i.e. présence d'entretoises suffisamment rigides (entretoise intermédiaires nombreux et rapproché ;
- La méthode de Guyon Massonnet, lorsque le tablier ne comporte pas d'entretoises rigides.

Au regard de la difficulté de mise en œuvre des entretoises intermédiaires, notre section transversale est considérée comme étant déformable, ce qui nous conduit à utiliser la méthode de Guyon Massonnet. Elle est basée sur 02 principes fondamentaux à savoir :

- ✓ Substituer au pont réel un pont a structure continue ayant les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel ;
- ✓ Analyser de façon approximative l'effet de la répartition transversale de la charge.

1.1. Coefficients de répartition transversale de GUYON – MASSONNET

La méthode de Guyon Massonnet permet le calcul des sollicitations reprises par poutre. Il est question ici de calculer les coefficients de répartition transversale et de les appliquer sur les sollicitations maximales précédemment obtenues afin d'avoir les valeurs d'influence de ces sollicitations respectives reprises par chacune des 4 poutres.

1.1.1. Calcul des paramètres d'entretoisement θ et de torsion α

Nous présentons en *Annexe 5(page 81)* le calcul des différents paramètres qui concourent à l'évaluation des coefficients de répartitions transversales de Guyon Massonnet. Il s'agit du paramètre d'entretoisement, fonction de la rigidité de flexion, et du paramètre de torsion qui est fonction de la rigidité de flexion et de la rigidité de torsion (ce paramètre caractérise l'influence de la torsion). On obtient $\boldsymbol{\theta=0,56}$ ***et*** $\boldsymbol{\alpha = 0,73}$.

1.1.2. Calcul de CRT pour la ligne d'influence de la poutre 1 :

Avec le calcul des paramètres précédents, nous interpolons les valeurs des CRT respectivement pour (α =0 et α =1) entre $\theta=0,55$ *et* $\theta=0,60$ pour avoir les valeurs correspondants pour α =0 et α =1 à la valeur de $\theta=0,56$. Nous calculons ensuite les CRT correspondant à $\alpha = 0,73$ en utilisant la formule.

$$\boldsymbol{k_{\alpha} = k_0 + (k_1 - k_0)\sqrt{\alpha}}$$

En fonction de la position de la poutre, nous avons caractérisé la courbe qui correspond aux valeurs des CRT pour diverses positions de la charge. Nous présentons en *Annexe 6 (page 84)* les lignes d'influence des différents CRT sur la poutre 1, .Nous avons utilisé les résultats pour évaluer les sollicitations correspondants aux différents systèmes de charge que nous consignons dans le tableau 6 ci-dessous.

Tableau 6 : Récapitulatif des CRT des différents chargements sur la poutre 1 (intermédiaire)

charges	CRT (η)	Caractéristiques		Cas le plus défavorable
Al	0,26	a1 = 1 et L_{Al} =	7 m	2 voies chargées
q_{Tr}	0,44	L_{tr}	1,5 m	2 trottoirs chargés
Bc	0,57	bc=1,1 et P_{ar} =12t ouP_{av} = 6t		2 files de Bc
Bt	0,55	bc=1,1=0 et P= 8t		2 files de Bt
Br	0,31	p = 10 t		
Mc120	0,29	LMc = 1m et P = 110t		1 Char de Mc120
D	0,27	LD= 3,30m et P = 140t		1 Convois D

1.1.3. Calcul de CRT pour la ligne d'influence de la poutre de rive (poutre 2)

Suivant le même raisonnement que pour la poutre 1, nous avons évalué les CRT de la poutre 2 pour calculer les sollicitations qu'elle reçoit. Nous présentons en *Annexe 7 (page 87)* les lignes d'influence des CRT sur la poutre 2.le tableau 7 ci-dessous présente la synthèse des résultats obtenue pour les différents chargements. Résultats valables pour les 2 autres poutres maîtresses, car elles sont symétriques

Tableau 7 : Récapitulatif des CRT des différents chargements sur la poutre de rive 2

charges	CRT (η)	Caractéristiques		Cas le plus défavorable
Al	0,24	a1 = 1 et L_{Al} =	7 m	2 voies chargées
qTr	0,56	L_{tr}	1,5 m	2 trottoirs chargés
Bc	0,57	bc=1,1 et P_{ar} =12 t ou P_{av} = 6 t		2 files de Bc
Bt	0,52	bc=1,1=0 et P= 8 t		2 files de Bt

Br	0,45	p = 10 t	
Mc120	0,31	LMc = 1 m et P = 110 t	1 Char de Mc120
D	0,23	LD= 3,30 m et P = 140 t	1 convoi D

1.2. Moments résultants sur les poutres

Une fois les CRT calculés, pour les positions les plus défavorables des chargements, nous multiplions la sollicitions par le CRT correspondant. Chaque poutre reçoit le quart de cette sollicitation. Le tableau 8 nous présente les différents moments affectés des CRT pour les deux poutres. Précisons que pour les raisons de symétrie, le résultat est valable pour les deux autres poutres

Tableau 8: moments majorés sur les poutres

	Surcharges civiles				**Militaires et exceptionnelles**			**Trottoir**
	A	**BC**	**BT**	**Br**	**Mc120**	**D**	**E**	Charges Général
M_T	405,41	244,84	266,81	45,00	411,13	437,50	525,00	27,34
δ	1	1,15	1,12	1,09	1,15	1	1	1
$M_{tg} = M_T \ x \ \delta$	405,41	281,74	299,64	49,18	471,34	437,50	525,00	27,34
$M_{Tp} = M_T/4$	101,35	70,43	74,91	12,30	117,83	109,38	131,25	6,83

POUTRE 1 intermédiaire

η_1	0,26	0,57	0,55	0,31	0,29	0,27	0,27	0,44
$M_{T1} = \eta_1 \ x \ M_{T1}$	**26,43**	**40,18**	**41,12**	**3,80**	**33,54**	**29,33**	**35,19**	**3,01**

POUTRE 2 de rive

$\eta 2$	0,238	0,57	0,52	0,43	0,31	0,23	0,23	0,56
$M_{T2} = \eta_2 \ x \ M_{T2}$	**24,08**	**40,12**	**39,03**	**5,34**	**36,02**	**25,59**	**30,71**	**3,81**

1.3. Efforts tranchants résultant sur les poutres

De même que pour le calcul des moments précédents, Le tableau 9 nous présente les différents efforts tranchants affectés des CRT pour les deux poutres.

Tableau 9: efforts tranchants majorés sur les poutres

	Surcharges civiles				**Militaires et exceptionnelles**				**Trottoir**
	A	**BC**	**BT**	**Br**	**Mc120**	**Me120**	**D**	**E**	Charges générales
V_T	90,09	74,00	100,68	10,00	100,68	62,70	97,22	116,67	6,08
δ	1	1,15	1,12	1,09	1,15	1,19	1	1	1
$V_{T1} = V_T \ x \ \delta$	90,09	85,15	113,07	10,93	115,43	74,60	97,22	116,67	6,08
$V_{Tp} = V_t/4$	22,52	21,29	28,27	2,73	28,86	18,65	24,31	29,17	1,52
POUTRE 1 intermédiaire									
$V_{T1} = V_T * \eta_1$	5,87	12,14	15,52	0,84	8,21	0,00	6,52	7,82	0,67
POUTRE 2 de rive									
$V_{T2} = V_T * \eta_2$	5,35	12,13	14,73	1,19	8,82	0,00	5,69	6,82	0,85

2. Calcul de la dalle

Pour le calcul de la dalle, il est à noter qu'elle subit une flexion locale aux différents points de chargement. Étant donné que les travées ne sont pas entretoisées, le hourdis joue également un rôle d'entretoisement, ainsi, il supporte en plus de la flexion locale, une flexion globale. Les deux effets seront superposés.

$$Flexion\ locale\ +\ flexion\ globale\ =\ Flexion\ totale.$$

2.1. Flexion locale

Pour le calcul des ponts à poutre, on a une faible rigidité de torsion., La dalle ést considérée simplement appuyée et on tient ensuite compte forfaitairement de sa continuité. le calcul de la flexion locale est effectué à l'aide des abaques de Mouguin. [M Ben OUEDZOU]

Sens de porté du hourdis :

Rappelons que pour un chargement uniforme de la dalle,

$\rho = Lx/Ly$ Avec $Ly = Lc - 2Le = 17{,}2\ m$; $Lx = \lambda - 0{,}5 = 2\ m$

- Si $\rho < 0.4$ alors ; la dalle porte dans une seule direction
- si $0{,}4 \leq \rho \leq 1$ alors, la dalle porte suivant les 2 directions

- pour les charges concentrées, la dalle porte suivant deux directions quel que soit le rapport ρ

on a $\rho = \frac{Lx}{Ly} = 0{,}116 \leq 0{,}4; donc\ la\ dalle\ porte\ dans\ un\ seul\ sens.$

D'après [1], Le hourdis est calculé :

- Aux charges permanentes, (poids propre du hourdis et des éléments reposant sur lui)
- Aux surcharges roulantes de types B (Bc; Bt; Br)
- Aux surcharges militaires ou exceptionnelles (Mc120).

2.1.1. Sollicitations dues aux charges permanentes

$$Mx = gh * \frac{lx^2}{8} \qquad = 0{,}925\ t.m$$

$$Tx = gh * \frac{lx}{2} \qquad = \quad 1{,}85\ t$$

2.1.2. Sollicitations dues aux charges du système B (Bc, Br et Bt)

Calcul des efforts tranchants

Le calcul des efforts tranchant est présenté en *Annexe 8(page 90).* On obtient :

Au milieu de v (sens de xx) $T_{ap,x} = 3.51\ t$

Au milieu de u (sens d'yy) $T_{ap,y} = 3.51\ t$

Calcul du moment fléchissant

Pour le calcul des moments fléchissant, nous positionnons les charges, on calcul les paramètres $\alpha = \frac{u}{l_x} et\ \beta = v/l_y$ et à l'aide des abaques de MOUGUIN, nous lisons les valeurs de M_1 et M_2 pour calculer les moments M_x et $M_y$dues aux différents cas de chargement. Les différents cas de chargements du sous-système Bc sont présentés en *Annexe9 (page 91).* Le tableau 10 ci-dessous présente la synthèse des résultats issus des divers cas de chargement du au système B_c.

Tableau 10:Synthese des moments Fléchissant due au sous-système Bc sur la dalle

Sous système Bc	**Effort tranchant (t)**	**Moment fléchissant (t.m)**			
		Cas1	Cas2	Cas3	Cas4
Suivant xx	3,51	1,50	1,44	2,36	**2.50**
Suivant yy	3,51	-0,02	0,58	-0,17	**0.86**

Les cas de chargement relatifs au sous-système Br sont présentés en *Annexe 10 (page 95)* Le tableau 11 ci-dessous présente la synthèse des résultats obtenus

Tableau 11:Synthese des moments Fléchissant due au sous-système Br sur la dalle

Sous système Br	Effort tranchant (t)	Moments fléchissant (t.m)
Suivant xx	3,62	1,53
Suivant yy	4,07	0,87

De même que pour les cas précédent, nous détaillons en *Annexe 11(page 96)* les cas du sous-système Bt, le tableau 12 présente les résultats obtenus :

Tableau 12:Synthèse des moments fléchissant due au sous-système Bt sur la dalle

Sous système Bt	Effort tranchant (t)	Moments fléchissant (t.m)			
		Cas1	Cas2	Cas3	Cas4
Suivant xx	2,90	1,85	0,62	**2,26**	1,74
Suivant yy	3,32	0,04	0,36	0,21	**0,38**

2.1.3. Sollicitations dues aux surcharges militaires Mc120sur la dalle détails

Nous présentons en *Annexe 12 (page 100)* le détail des calculs relatifs au système Mc 120. Le tableau 13 ci-dessous présente la synthèse des résultats obtenue.

Tableau 13:Synthese des moments Fléchissant due au sous-système Mc 120 sur la dalle

Mc120	Effort tranchant (t)	Moments fléchissant (t.m)
Suivant xx	7,77	5,63
Suivant yy	5,71	0,09

2.1.4. Calcul de la dalle continue

La dalle étant continue, on calcul forfaitairement les sollicitations en fonction du moment maximal calculé précédemment. En fonction de la position, la figure 7 présente comment pondérer les moments aux points considérés.

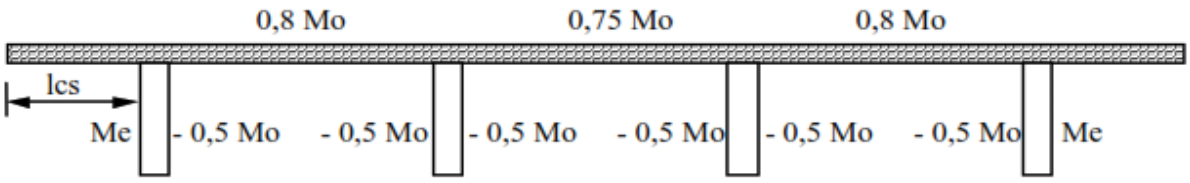


Figure N° 7:repartition des moments sur la dalle continue

Calcul du moment d'encorbellement

$$Me = -\gamma_G g_{per}^n \frac{L_{cs}^2}{2} - \gamma_{Q1}^{tr}\, Sup(q_{tr}.L_{tr}\left(L_{cs} - \frac{L_{tr}}{2}\right), \frac{P_{tr}}{L_c}.L_{cs} \quad \begin{cases} L_{cs} : longueur\ de\ la\ console = 1{,}25m \\ L_{tr} : largeur\ du\ trottoir = 150m \\ gper = 1{,}85\ t/m^2 \\ qtr = 6{,}00\ T \\ Lc = 18\ m \end{cases}$$

$$on\ obtient\ \boldsymbol{Me = -1{,}03\ t.m}$$

En dalle continue, Pour chaque type de charge, on évalue les moments en utilisant les relations présentées par le tableau 14 ci-dessous

Tableau 14 : formule de calcul de la dalle continue

Dans les travées,		**Sur les Appuis**	
Dans la direction lx	***Dans la direction ly***	***Dans la direction lx***	***Dans la direction ly***
Travée de rive $M_x^{tr} = 0{,}80M_{ox}$	Travée de rive $M_y^{tr} = 0{,}80M_{oy}$	Appuis intermédiaires $M_x^{ap} = -0.50M_{ox}$	Appuis intermédiaires $M_y^{ap} = -0.50M_{ox} = M_x^{ap}$
Travée intermédiaire $M_x^{tr} = 0{,}75M_{ox}$	Travée de rive $M_y^{tr} = 0{,}80M_{oy}$	Appui de rive $M_x^{ap} = -Sup\ (0.50M_{ox}; \lvert M_e \rvert$	Appui de rive $M_y^{ap} = -0.50M_{ox} = M_x^{ap}$

2.2. Récapitulatifs des sollicitations locales sur la dalle

A l'aide des résultats précédemment obtenus et du calcul en dalle continu, on a les résultats suivants (tableau 15)

Tableau 15:Récapitulatif de la flexion locale sur la dalle

	Gperm	**Bc**	**Bt**	**Br**	**Mc120**
Moment M_{ax} M_{ox}(t.m)	0,93	2,450	2,27	1,53	**5,64**
Moment M_{ax} M_{oy}(t.m)	0,93	0,86	0,38	**0,87**	0,094
Moment continu a mis-travée 0,8 M_o (t.m)	0,74	2,00	1,81	1,23	**4,51**
Moment dalle continu a l'appui inter (0,5Mo) (t.m)	0,46	1,25	1,13	0,77	**2,82**
Moment a l'appui de rive Max (M_e;0,5M_o) (t.m)	1,03	1,25	1,13	1,03	**2,82**

Effort tranchant T_{ap}, x(t)	1,85	3,51	2,90	3,62	7,77
Effort tranchant T_{ap}, y(t)	1,85	3,51	3,32	4,07	5,71

2.3. Flexion globale

La dalle joue ici le rôle de l'entretoise. La flexion globale est déterminée par la méthode de Guyon Massonnet [3], [4].

$$My = \frac{b}{8}(\mu_1 q_1 - \mu_3 q_3) \begin{cases} \mu_1 et\ \mu_3\ sont\ les\ coefficients\ de\ Guyon\ Massonnet \\ q_1\ et\ q_2\ sont\ les\ charges\ appliquées\ (en\ forme\ de\ lame\ de\ couteau) \end{cases}$$

Les valeurs des coefficients de Guyon Massonnet sont fonction des paramètres d'entretoisement. Le paramètre de torsion $\alpha = 0.73$ comme calculé plus haut (page 23) ici on refait le calcul des paramètres d'entretoisement.

$$\theta = \frac{b}{L_c}\ avec \begin{cases} b = demie\ largeur\ du\ pont = 5\ m \\ L_c = longueur\ d'une\ travee = 18\ m \end{cases}\ on\ a\ \theta_1 = \frac{b}{L_c} = 0{,}28\ et\ \theta_3 = \frac{3b}{L_c} = 0{,}83$$

On interpole respectivement ces valeurs de θ entre 0,20 et 0,30 ; puis entre 0,80 et 0,90 pour avoir les valeurs des CRT (μ_1 et μ_3) pour $\theta_1\ et\ \theta_3$ (pour $\alpha = 0\ et\ \alpha = 1$) afin de calculer les valeurs des CRT correspondant a $\alpha = 0.73$. Nous présentons leur calcul en *Annexe 13(page 101).*

2.4. Récapitulatif de la flexion globale

Les courbes et les calculs des moments dus à la Charge permanente, à la charge de trottoirs, au système B et au charges militaire Mc120 sur la dalle sont présentés en *Annexe 14(page 102).* Le tableau 16 ci-dessous présente la synthèse des résultats obtenus.

Tableau 16:Récapitulatif de la flexion globale sur la dalle

charge	g_{perm}	q_{tr}	Bc	Bt	Br	Mc120
My (t.m/ml)	0,004	-0,11	0,50	0,50	0,07	0,68

2.5. Sollicitations résultantes dans sur la dalle

Les sollicitations sur la dalle sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 17: Récapitulatif de la flexion totale sur la dalle

Charges	Dans le sens x-x		Dans le sens y-y
	$M_x^{Tot} = M_x^{loc} + M_x^{glo}$	$M_x^{Tot} = M_x^{loc}$	$M_y^{Tot} = M_y^{loc}$
Gperm (t.m)	0,74	1,03	0,92
qtr(t.m)	-0,11	-0,11	
bc*Bc(t.m)	2,75	1,37	0,42
bt*Bt(t.m)	2,32	1,13	0,38
Br(t.m)	1,29	1,02	0,87

Comme pour les poutres, nous calculons et présentons ci-dessous respectivement dans le tableau 18 et 19 le récapitulatif des moments et des efforts tranchants affectés des coefficients de majoration dynamique.

Tableau 18 : récapitulatif des moments affecté des majorations dynamiques sur Dalle

	Charges Permanentes	**Surcharges Civiles**			**Charges militaires**
		BC	**Bt**	**Br**	**Mc 120**
$M_{T(travée)}$**(t.m)**	1,03	2,75	2,32	1,29	5,18
$M_{T(Appuis)}$ **(t.m)**	1,03	1,37	1,13	1,03	2,82
δ		1,15	1,12	1,09	1,14
$M_{T(Travée)} = M_T \times \delta$ **(t.m)**	1,03	3,17	2,60	1,41	5,94
$M_{T(Appuis)} = M_T \times \delta$ **(t.m)**	1,03	1,58	1,27	1,12	3,23

Tableau 19 : Récapitulatif des efforts tranchants affectés des cmd sur Dalle

	Charges Permanentes	**Surcharges Civiles**			**Charges militaires**
		BC	**Bt**	**Br**	**Mc 120**
$V_{T(travée)}$**(t)**	1,85	3,51	3,32	4,07	7,77
δ		1,15	1,12	1,09	1,15
$V_{T(Travée)} = M_T \times \delta$**(t)**	1,85	4,03	3,73	4,44	8,90

2.6. Vérifications de la dalle :

2.6.1. Conditions de non-poinçonnement sous les charges localisées

Pour ne pas disposer d'armatures d'efforts tranchants (armatures transversales), l'épaisseur du hourdis doit vérifier la condition:

$$h_d \geq \frac{Q_u}{0{,}045.\, u_c.\, f_{c28}/\gamma_b}$$

$$Q_u = \gamma_{Q_1}.\delta.P = \text{Charge de calcul vis} - \text{à} - \text{vis de l'ELU} \quad P = \left| \begin{array}{l} = 8t \text{ pour Bt} \\ = 10t \text{ pour Br} \\ = \gamma_{Q1} = 1{,}6 \end{array} \right.$$

Avec

$\gamma_{Q_1} = 1{,}6$ à l'ELU pour le système B

$\delta = \delta_B$: Coefficient de majoration dynamique pour le système B.

$u_c = 2\,(u + v)$= Périmètre du rectangle de répartition)

u,v : dimension du rectangle de répartition

f_{c28}: Résistance à la compression du béton à l'âge du 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité pour la résistance du béton = 1,5

On évalue le rapport précèdent, qu'on compare à l'épaisseur du hourdis. Le tableau 20 montre les résultats obtenus, ainsi que la conclusion pour le poinçonnement de la dalle.

Tableau 20 : vérification du non poinçonnement sous charges localisées

surcharges	Bc	Bt	Br	Mc120
Épaisseur hourdis	0.2	0.2	0.2	0.2
$\frac{Q_u}{0{,}045.\,u_c.\,f_{c28}/\gamma_b}$	0.053	0.053	0.063	0.14
vérification	**ok**	**ok**	**ok**	**ok**
Conclusion : condition de non poinçonnement vérifiée				

2.6.2. Condition de non prise en compte des armatures de l'effort tranchant

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la dalle est bétonnée sans reprise sur tout son épaisseur et si la contrainte tangente τ_u est tel que:

$$\tau_u = \frac{T}{b_d d} \leq 0{,}07\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad \left| \begin{array}{l} T = \ valeur\ de\ l'effort\ tranchant \\ d = hauteur\ utile\ du\ hourdis \\ b_d = 1ml\ du\ hourdis = 100cm \end{array} \right.$$

S'il n'y a pas reprise de bétonnage et si τu > 0,05 fc28 on détermine les armatures transversales comme dans le cas des poutres, mais la valeur de τu est à multiplier par $\frac{10}{3}hd$ si 15 cm ≤ hd ≤ 30 cm.

Nous allons vérifier avec le système Mc120 car il est la surcharge la plus défavorable. On a

$$\tau u \ = 44{,}49$$

$$0{,}07 * fc28/\gamma b \ = 140$$

Conclusion : on n'a pas besoin d'armature transversale, seule les armatures de construction sont nécessaires

3. Calcul de l'entretoise

Le tableau 21 ci-dessous présente les efforts reprises au niveau de chaque entretoise.

Tableau 21 : charges reprise par l'entretoise

$G_{tablier}$	$G_{entretoise}$	G_p	g_{ent}
$243{,}31\ t$	$5{,}94\ t$	$60{,}83\ t$	$0{,}79\ t/ml$

Nous avons modélisé à l'aide du logiciel Pybar, on obtient les sollicitations suivantes :

	M_{max}	V_{max}
ELS	$12{,}5\ t.m$	$20\ t$
ELU	$16{,}875\ t.m$	$27\ t$

Nous présentons dans le tableau 22 et tableau 23 ci-dessous respectivement les récapitulatifs des moments et des efforts tranchants affectés des coefficients de majorations dynamiques sur chaque entretoise.

Tableau 22: moment fléchissant affectés des Majoration dynamique sur entretoise

	Charge vérinage	**Surcharges civiles**			**Surcharges militaires**
		Bc	**Bt**	**Br**	**Mc120**
$\boldsymbol{M_t}$	12,5	2,75	2,32	1,29	5,18
$\boldsymbol{\delta}$	1	1,15	1,12	1,09	1,15
$\boldsymbol{M_{TI} = M_t * \delta}$	12,5	3,17	2,60	1,41	5,94

Tableau 23: Effort tranchant affectés par les coefficients de Majoration dynamique sur entretoise

	Charge vérinage	**Surcharges civiles**			**Surcharges militaires**
		Bc	**Bt**	**Br**	**Mc120**
$\boldsymbol{V_t}$	20	3,51	3,32	4,07	7,77
$\boldsymbol{\delta}$	1	1,15	1,12	1,09	1,15
$\boldsymbol{V_{TI} = V_t * \delta}$	20,0	4,03	3,73	4,44	8,90

Combinaison de calcul des sollicitations aux États Limites

$$ELU \leftrightarrow 1{,}35 \times M_G + max\left\{1{,}60 \max\begin{vmatrix} M(Al) \\ M(Bc) \\ M(Bt) \\ M(Br) \end{vmatrix} ; 1{,}35 \max\begin{vmatrix} M(Mc120) \\ M(Me120) \\ M(E) \end{vmatrix}\right\} + 1{,}60 \times trottoir$$

$$ELS \leftrightarrow M_G + max\left\{1{,}20 \max\begin{vmatrix} M(Al) \\ M(Bc) \\ M(Bt) \\ M(Br) \end{vmatrix} ; \max\begin{vmatrix} M(Mc120) \\ M(Me120) \\ M(E) \end{vmatrix}\right\} + trottoir$$

Nous effectuons les combinaisons des sollicitions avec les valeurs obtenues et présentées dans le tableau 8 pour la sollicitation dans les poutres. De même, on effectue les combinaisons des sollicitions dans la dalle avec les valeurs présentées dans les tableaux 18, et enfin on effectue de même les combinaisons des sollicitions dans les entretoises à l'aide des valeurs du tableau 22.

Le tableau 24 ci-dessous nous présente les valeurs obtenues pour le calcul des sections d'aciers respectifs.

Tableau 24: Récapitulatif des sollicitations du Tablier à l'ELS

		POUTRE 1	POUTRE 2	DALLE		ENTRETOISE
SOLLICITATIONS		**solli Max**	**Solli Max**	**travée**	**appuis**	**Appui vérin**
MOMENTS (t.m)	**ELS**	173,03	205,53	6,96	4,26	12,50
EFFORT TRANCHANT(t)	**ELS**	25,26	61,53	10,75		20,00

4. Calcul de la section d'acier transversale de la dalle

Les calculs se feront à l'ELS en fissuration préjudiciable avec vérification de la contrainte de compression du béton. Nous présentons en *Annexe 15(page 110)* le programme de calcul des sections d'aciers des différentes parties du tablier.

Notons que pour éviter les aciers comprimées dans les poutres de rives pour une hauteur du tablier à 1,30 m tel qu'obtenue lors du pré dimensionnement, nous avons pris à 1,50 m cette hauteur. On obtient les sections suivantes :

Tableau 25: section d'aciers des éléments du tablier

	Poutre 1 (inter)	**Poutre 2 (rive)**	**Dalle en travée**	**Dalle à l'Appui**	**Entretoise**
Section théorique	81,31 cm^2	97,80 cm^2	17,95 cm^2	10,68 cm^2	6,66 cm^2
Choix des Aciers	**17HA25**	**20HA25**	**12HA14**	**10HA12**	**6HA12**
Section réelle A_{st}	83,47 cm^2	98,2 cm^2	18,48 cm^2	11,3 cm^2	6,78 cm^2

5. Plan de ferraillage des éléments du Tablier

Nous présentons en *Annexe 23(page 139)* les pièces graphiques comprenant le plan de ferraillage des éléments du tablier.

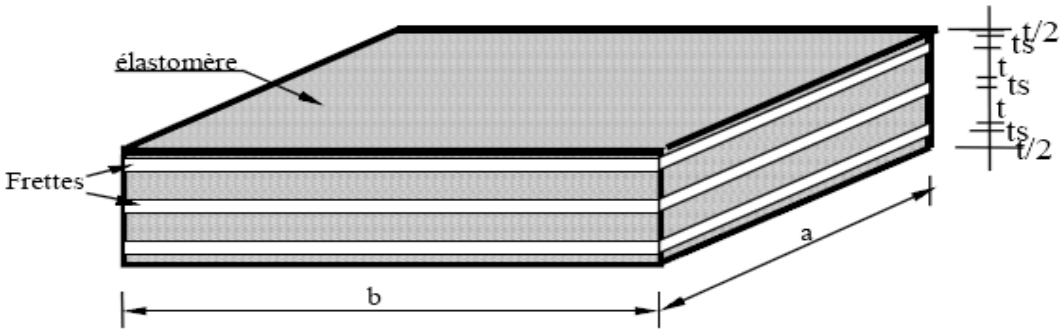
6. Étude Des Équipements

6.1. Étude des appareils d'appuis

Les appareils d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis, leur rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation et de permettre les mouvements de rotation (effets des charges d'exploitation et des déformations différées du béton). Les appareils d'appui se répartissent en trois grandes familles :

- les appareils d'appui en acier, spécialement conçus pour certains grands ponts métalliques,
- les appareils d'appui spéciaux ou à pot.
- les appareils d'appui en caoutchouc fretté, constitués par un empilage de plaques d'élastomère et de feuilles d'acier (ce sont les plus répandus pour les ouvrages courants et parfois pour les grands ponts).

Dans notre projet, nous utiliserons des appareils d'appuis en élastomère fretté la figure 8 présente une esquisse des appareils d'appui en élastomère fretté. Le principal intérêt de ces derniers réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.



a : Dimension n plan du côté // à l'axe longitudinale du pont.
b : Dimension n plan du côté ⊥ à l'axe longitudinale du pont.
t: épaisseur d'un feuillet élémentaire de l'élastomère.
t_S: épaisseur d'une frette intermédiaire.
T: Epaisseur totale de l'élastomère.

Figure N° 8: Appareil d'appui en élastomère fretté

Le dimensionnement des appareils d'appui est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. L'appareil d'appui est soumis à la compression, à la distorsion et la rotation.

6.1.1. Les sollicitations des appareils d'appuis

- ✓ Horizontalement, c'est la force de freinage du camion de 30t sur le nombre de poutres, soit à l'ELU, $F_x = 7{,}5 \times 1{,}6 = 12\ t = 120\ kN$
- ✓ Verticalement, c'est la demi-charge permanente de la poutre à dimensionner (poutre de rive) et la charge de la chaussée (camion Mc120). $G = 33.88t \quad et \quad Q = 110t$

  Effort vertical minimum à l'ELU : $\boldsymbol{P_1} = 33{,}88t \times 1{,}35 = 45{,}74t$

  Effort vertical maximum à l'ELU : $\boldsymbol{P_2} = 33{,}88t \times 1{,}35 + 110 \times 1{,}6 = 221{,}74t$

  Nous utilisons les données suivantes :

- Contrainte admissible de l'appareil d'appui : σ_{adm} = 15000 kN/m²=15MPa
- Module d'élasticité : G = 800 kN/m²=0,8 MPa
- a= Coté parallèle à l'axe horizontal de l'ouvrage
- b= Coté perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage
- Epaisseur d'une couche d'élastomère : t = 0,012 m
- Epaisseur de frette : t_s = 0,004 m
- Réaction maximale : $R_{Max} = 2217{,}4\ kN$
- Déplacement maximum : u_1 = 0,02 m
- Une rotation maximum de $\alpha_t = 10°$

  La contrainte minimale ne doit pas être au-dessus de 15 MPa

  La section nette réelle de l'élastomère est :

$$\frac{P_{max}}{15 \times 10^3} \leq A' \rightarrow \frac{2217{,}4 \times 10^4}{15 \times 10^3} \leq A'$$

$$1478{,}27cm^2 \leq A'$$

En choisissant les feuilles de dimensions planes $a = 40\ cm\ et\ b = 40\ cm$ et en supposant un enrobage de 5mm sur le pourtour des feuilles.

On a alors $A' = (40 - 2 \times 0{,}5) \times (40 - 2 \times 0{,}4) = 1521\ cm^2 > 1478{,}27\ cm^2$

Hauteur de l'élastomère

En choisissant 5 feuillets intermédiaires de 12 mm et 2 demi-feuillets externes,

On a une hauteur de

$$T = 6 \times (12) = 72\ mm$$

Epaisseur total $E = T + 6 \times t_s$ =72+6× 4 = 96 mm

6.1.2. Vérification des contraintes :

a) Limitation de la contrainte moyenne

$$\sigma_m = \frac{P_{max}}{ab} = \frac{2217{,}4kN}{0{,}4m \times 0{,}4m} = 13{,}86Mpa$$

$$\boldsymbol{\sigma_m = 13{,}86Mpa \leq 15Mpa \rightarrow verifi}\text{é}$$

b) Limitation des contraintes de cisaillement

✓ *Contrainte de cisaillement en compression sous l'effort normal*

$$\tau_N = \frac{1{,}5\sigma_m}{\beta} \; avec \left| \begin{array}{c} \beta = \frac{ab}{2t(a+b)} = \frac{0{,}4 \times 0{,}4}{2 \times 0{,}012 \times (0{,}4 + 0{,}4)} = 8.33 \\ \sigma_m = 13{,}86Mpa \end{array} \right.$$

$$\tau_N = \frac{1{,}5 \times 13{,}86}{8{,}33} = 2{,}49Mpa$$

✓ *Contrainte de cisaillement en distorsion*

La distorsion des contraintes au niveau du plan du frettage est uniforme.

$$\tau_H = \frac{Gu_1}{T} + \frac{H_2}{2ab} \; avec \left| \begin{array}{c} u_1 = effet\ de\ la\ deformation = 0{,}02 \\ H_2 = effort\ dynamique\ de\ freinage = 120kN \end{array} \right.$$

$$\tau_H = \frac{0{,}8 \times 0{,}02}{0{,}072} + \frac{0{,}120}{2 \times 0{,}4 \times 0{,}4} = 0{,}59Mpa$$

✓ *Contrainte de cisaillement en rotation*

La contrainte maximale apparait généralement sur les bords parallèles à l'axe de rotation et a pour valeur:

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2}\left(\frac{a}{2}\right)^2 \alpha_t \left| \begin{array}{c} \alpha_t = angle\ de\ rotation\ d'unfeuillet\ elementaire = \frac{\alpha T}{n} \\ \alpha T\ est\ l'anglede\ rotation\ de\ l'appareild'appui. \\ pour\ tablier\ en\ BA\ coulé\ sur\ place\ on\ ajoute\ \alpha_0 = 3.10^{-3}rad\ [Ben\ OUEDZOU;\ p159] \end{array} \right.$$

Nous considérons une rotation de 10°, soit 0,1745 rad

On a alors$\alpha_t = \frac{(174{,}53 \times 10^{-3} + 3{,}10^{-3})}{5} = 35{,}50 \times 10^{-3}rad$

$$\tau_\alpha = \frac{0{,}8}{2}\left(\frac{0{,}4}{2}\right)^2 \times 35{,}50 \times 10^{-3} = 0{,}0006Mpa$$

Condition de limitation de la contrainte de cisaillement :

$$\boxed{\begin{array}{c} \tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha < 5G \\ \tau_{H1} < 0{,}5G \\ \tau_H < 0{,}7G \end{array}}$$

$$\tau = 1{,}80 + 0{,}73 + 0{,}0006 = 2{,}531M \rightarrow \boldsymbol{2{,}531Mpa < 4Mpa \rightarrow V\acute{e}rifi\acute{e}e}$$

$$\tau_{H1} = 0{,}21Mpa < 0{,}5G = 0{,}4Mpa \rightarrow \boldsymbol{V\acute{e}rifi\acute{e}e}$$

$$\tau_H = 0{,}513 < 0{,}7G = 0{,}56Mpa \rightarrow \boldsymbol{V\acute{e}rifi\acute{e}e}$$

c) Condition de non-cheminement et de non-glissement

$$\left.\begin{array}{l}\sigma_{m,min} = \dfrac{P_{min}}{ab} > 2Mpa \\ F_x < f \times P_{min}\ avec\end{array}\right\} \left|\begin{array}{l} P_{min} = Valeur\ minimale\ de\ l'effortNormal = 0.4574Mpa \\ Coefficient\ de\ frottement: f = 0{,}1 + \left(\dfrac{0{,}6}{\sigma m}\right) = 0{,}1 + \dfrac{0{,}6}{2{,}86} = 0{,}31 \\ F_x = 0{,}12Mpa \end{array}\right.$$

$$\left.\begin{array}{l}\sigma_{m,min} = \dfrac{0{,}4574}{0{,}4 \times 0{,}4} = 2{,}86Mpa > 2 > 2Mpa \\ f.P_{min} = 0{,}31 \times 0{,}4574 = 0{,}141\ (\ 0{,}12 < 0{,}141)\end{array}\right\} \begin{array}{l}\boldsymbol{le\ non\ cheminement\ est\ vérifié} \\ \boldsymbol{le\ non\ glissement\ est\ vérifié}\end{array}$$

d) Condition de non-flambement

$$\frac{a}{10} < T < \frac{a}{5} \quad \rightarrow \frac{40}{10} < T < \frac{40}{5} \quad \rightarrow \quad 4 < T < 8\ or\ T = 7{,}5 \rightarrow \boldsymbol{Vérifiée}$$

e) Condition de non-soulèvement

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta}\left(\frac{t}{a}\right)^2 \frac{\sigma_m}{G}$$

$$\text{On a} \begin{cases} \alpha_t = 35{,}5 \times 10^{-3} \\ \dfrac{3}{\beta}\left(\dfrac{t}{a}\right)^2 \dfrac{\sigma_m}{G} = \dfrac{3\times\left(\frac{0{,}012}{0{,}4}\right)^2 \times 13.86}{0{,}8\times 9.26} = 5{,}61 \times 10^{-3} \end{cases} \rightarrow \boxed{\alpha_t > \frac{3}{\beta}\left(\frac{t}{a}\right)^2 \frac{\sigma_m}{G}} \rightarrow \boldsymbol{Pas\ Vérifiée}$$

Ici, il faut un système anti-soulèvement. Les tiges de traction de ce dernier doivent permettre les rotations et on les positionnera de préférence dans l'axe de rotation, et il ne doit pas entraver le déplacement s'il existe.

6.2. Le bossage

D'après le document SETRA PP 73/1.4.1 Sur les dispositions et équipements divers, les largeurs du bossage inférieur et supérieur présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débordement d'au moins 5cm. Soit :

$$A = a + 10\ cm = 40 + 10 = 0{,}50\ m$$

$$B = b + 10cm = 40 + 10 = 0{,}50\ m$$

D'après le même document, la hauteur entre l'intrados du tablier et la face supérieure du chevêtre$h \geq 15cm$. Au regard de la hauteur totale de notre appareil d'appui (9,6 cm), nous prenons notre hauteur totale à 25 cm. Respectant les conditions ci-après du même guide,

$$5cm \leq Hi \leq 10cm$$

$$HS > 2cm$$

Nous prenons

$$H_i = 10\ cm\ et\ H_S = 5{,}4\ cm$$

Ferraillage du bossage

Le bossage est soumis aux efforts de compression et d'éclatement d'après le PP 73 /1.4.1, On prend les armatures capables de prendre 4 % de l'effort normal maximal.

On a $A \geq \frac{0{,}04 \times P_{max}}{\bar{\sigma}_{st}}$ $avec$ $\left| \begin{array}{c} \bar{\sigma}_{st} = contrainte\ limite\ de\ traction\ des\ aciers \\ P_{max} = 22174kN \end{array} \right.$

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf\left(\frac{2}{3} \times f_e; \max(0{,}5f_e; 110 \times \sqrt{\mu \times f_{t28}}\right)$$

$\bar{\sigma}_{st} = \inf(333{,}33; \max(250; 215{,}55)) = 250Mpa$

$$A \geq \frac{0{,}04 \times 2{,}2174}{250} = 3{,}548Cm^2$$

On adopte

$$8HA8 = 4{,}02Cm^2\ espacé\ de\ 10\ cm\ dans\ les\ deux\ sens\ a\ et\ b$$

6.3. Joints de chaussées

D' après J A Calgaro *[7]*, Le choix d'un joint de chaussée pour un ouvrage dépend de plusieurs facteurs.

- le premier est sa capacité de souffle (déplacement maximal entre les points externes du joint).
- La robustesse du pont (résistance à la fatigue)
- L'étanchéité
- La facilité d'entretien
- Le coût.

Calcul du souffle du joint

Le souffle du joint est fonction de l'effet de la température(ΔL_1), de l'effet dû aux déformations différées du béton(ΔL_2), et de l'effet dû aux charges d'exploitations (ΔL_3)

$$\Delta L_1 = L\lambda\Delta T\ avec \begin{cases} L = portée\ dilatable = 18m \\ \lambda = coeficient\ de\ dilatation = 10^{-5}(ouvrage\ en\ BA) \\ \Delta T = variation\ temperature \end{cases}$$

L'amplitude thermique telle que vue lors de l'étude climatique est en moyenne de 2,1°C (Atlas du Cameroun « Climatologie »)

$$\Delta L_1 = 18 \times 10^{-5} \times 2{,}1 = 3{,}78 \times 10^{-4}$$

L'effet dû aux déformations différées du béton d'après J A Calgaro pour les zones désertiques et sec peut aller de$-1{,}5 \times 10^{-4}$ à -5×10^{-4} .

$$\Delta L_2 = \varepsilon_r = 5 \times 10^{-4}$$

L'effet dû aux charges d'exploitations (ΔL_3) intervient en provoquant les rotations des extrémités du tablier. D' après J A Calgaro, elles sont prises à 10mm/ml de hauteur du tablier. $H_t = 1{,}50m$

On a alors $\Delta L_3 = 1{,}5 \times 10 = 15$ mm

Ainsi, le souffle $S = 0{,}378 + 0{,}5 + 15 = 15{,}88$ mm

Bien que le souffle soit à environ 16 mm, nous proposons de prendre les joints à peigne en console (voir figure 9 ci-dessous), fait en alliage d'aluminium qui sont fait pour les souffles allant de 50 à 200 mm

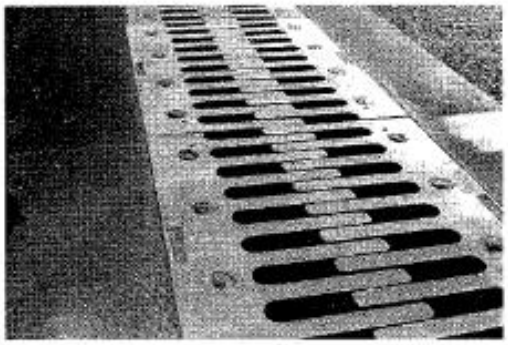


Figure N° 9:dessin de joint de chaussée (photo SETRA)

Conclusion.

Il était question dans ce chapitre d'évaluer les différentes sollicitations sur les éléments du tablier à savoir : les poutres, les entretoises, et le Hourdis, afin de calculer la section d'acier nécessaire pour résister à ses multiples sollicitations. Pour les poutres nous avons évalué les sollicitations. A l'aide des CRT de Guyon Massonnet, nous avons évalué la part de sollicitations que reprend chaque poutre. Pour la dalle, nous avons évalué les moments de flexion locale et ensuite, les moments de flexion globale ou générale qui nous ont servi pour calculer les sections d'acier de la dalle.

Nous notons que la poutre de rive est la plus chargée pour éviter les aciers tendus, nous avons pris la hauteur du tablier à 1,50m. Le moment maximal obtenu a mis travée qui a permis de trouver une section d'acier dans la poutre de 97,80 cm^2 en acier tendue soit 20HA25 pour 98,2 cm^2 en section reelle. Les poutres intermédiaires ont une section d'acier de 81,31 cm^2 pour 17HA25 soit 83,47cm^2 en section réelle. La section d'acier de la dalle en travée est de 17,97 cm^2soit 6HA20 pour 18,84 cm^2 en section réelle. Et en appui, on a une section de 10,67 cm^2 pour 6HA16, soit 12,07 cm^2en section réelle. La section d'acier pour les entretoises est de 6,66 cm^2 pour 6HA12, soit 6,78 cm^2 de section réelle. Le calcul de la dalle fait, nous avons fait les différentes vérifications (poinçonnement, non prise en comptes des armatures d'efforts tranchant). Le chapitre qui suit porte sur l'étude des appuis du pont.

CHAPITRE 4: ÉTUDE DES APPUIS ET DES FONDATIONS

L'étude du tablier faite, il est question dans cette partie de présenter les résultats obtenus pour les appuis du pont. Nous présenterons tout d'abord l'étude des éléments de la culée jusqu'aux semelles, et ensuite celle des piles également jusqu'aux semelles. Les principales vérifications telles que recommande la norme (Fascicule 62 titre V) ont été faites.

1. Étude Des Culées

1.1. Hypothèses de calcul

- Les règlements B.A utilisées : B.A.E.L 91 modifié 99.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

1.1.1. Béton

- La résistance caractéristique f_{c28} du béton en compression à 28jours = 30 MPa ;
- La résistance de calcul en flexion est : $f_{bu} = 0{,}85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 17$ MPa ; $\gamma_b = 1{,}5$;
- La résistance du béton à la traction : $f_{t28} = 2{,}4$ MPa ;
- Coefficient de poisson : $\nu = 0{,}2$ à l'ELS et $\nu = 0$ à l'ELU ;

1.1.2. Acier

- L'acier retenu est du Fe E500
- La contrainte limite de service est $\sigma_s = 240$ MPa ;
- Enrobage des aciers : 5 cm

1.2. Calcul des éléments de la culée

Nous présentons en *Annexe16 (page 112)* le calcul détaillé des différents éléments de la culée à savoir : le sommier d'appui, le mur garde grève, le corbeau d'appui, la dalle de transition, le mur en retour ainsi que le mur de front.

1.2.1. Calcul du sommier d'appui

Le calcul des armatures de chainage d'après le PP73 du SETRA (1.3.2 p9), donne une section

$A_s = 0{,}25\frac{0{,}34}{160} \times 10^4 = 5{,}29\ cm^2$ Soit **7HA10** pour 5,50 cm^2

Les armatures horizontales sont données par

$A_h = 0{,}125\frac{R_{max}}{\sigma_a} = 2{,}64\ cm^2\ soit$ **4HA10** pour 3,14 cm^2

1.2.2. Calcul du mur garde grève

Sous hypothèse simplifiée pour les murs de hauteur inférieur à 2 m, on a pour :

Les aciers verticaux dans le mur :

- Sur la face arrière (en contact avec les terres) : **HA12** avec un espacement **e = 10 cm**
- Sur la face avant : **HA12** avec un espacement **e = 20 cm**.

Les aciers horizontaux dans le mur :

On respecte le ferraillage minimal préconisé par le PP73, soit des armatures **HA10** avec un espacement **e = 15 cm** sur les deux faces.

1.2.3. Calcul du corbeau d'appui

Le corbeau est défini en coupe transversale tel que représenté à la figure 10 a la même largeur que celle de la dalle de transition. On adopte le ferraillage type défini au paragraphe 2.2.6 de la pièce 1.3.2 du PP73 : soit

- Des armatures horizontales **8HA10** et des armatures de peau **HA10** espacées de **10 cm**.
- Pour les Goujons, on prend des **HA25** tous les **2 m** de longueur **0,50 m**.

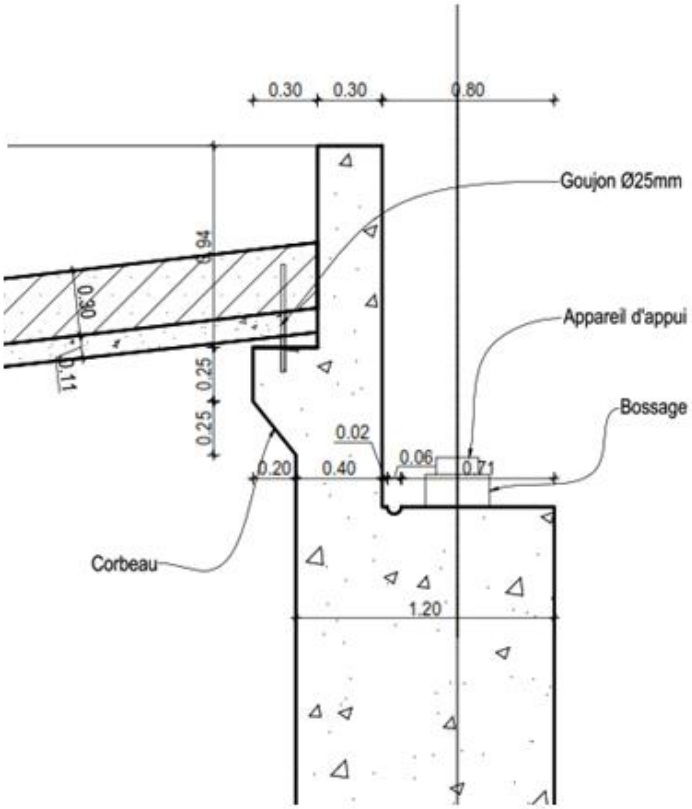


Figure N° 10: vue du corbeau d'appui

1.2.4. Dalle de transition

Elle repose sur le corbeau d'appui, à l'arrière du mur garde grève et d'autre part, elle prend appui sur le remblai (largeur de 60 cm). Son épaisseur est $e = 30\ cm$ sa longueur de 10 m et la largeur choisie = 3 m confère [11]. La dalle de transition est dimensionnée conformément aux recommandations du SETRA dans le guide « *dalles de transition des ponts routes-techniques et réalisations » d'octobre 1984*. Le détail de son calcul est présenté en *Annexe 16(page 112)* conduit à une sollicitation

$\mathrm{Mu} = 77{,}83\ \mathrm{kN.m/ml}$. Le calcul de la la section donne $\mathbf{As = 6,85\ cm^2}$

Soit **5HA14/ml** pour une section réelle de **7,7cm²**

1.2.5. Mur en retour :

Le calcul des armatures du mur en retour [PP73 sect1.3.2, par 3.4.2] donne

- Les armatures pour le moment d'axe horizontal : $\boldsymbol{A = 7,71\ cm^2}, soit\ \mathbf{6\ HA\ 14}$.
- Les armatures pour le moment d'axe vertical: $\boldsymbol{A = 13,55\ cm^2}, soit\ \mathbf{9\ HA\ 14}$.

La moitié de cette section d'armatures, soit $\mathbf{4\ HA\ 14}$ sera disposée sur le quart supérieur de la hauteur d'attache, soit sur 0,68 m.

- Armatures verticales : Les armatures verticales sont proposées par le PP73, soit des cadres $\boldsymbol{HA}\ \mathbf{10}\ tous\ les\ \mathbf{30\ cm}$.
- Ferraillage minimal : D'après le PP73, le ferraillage minimal à prévoir dans le mur sera de 2 cm²/ml (**4HA8** esp=25 cm pour A_r **2.0 cm²**) sur les deux faces et dans les deux directions horizontales et verticales.

1.2.6. Dimensionnement du mur de front

Les murs de front sont calculés à l'ELS comme les murs de soutènement en supposant ce mur encastré dans la semelle. Le calcul est fait en flexion composée sur 1m lorsque l'ouvrage est en phase de construction.

La hauteur du mur de front est d'environ 8,25 m.

Selon J.A Calgaro, l'épaisseur du mur de front varie entre 0,8 m et 1,20 m. Cette épaisseur est généralement surabondante sur le plan mécanique.

Pour notre Pré-dimensionnement nous prendrons pour

- ✓ épaisseur $e = 1{,}20\ m$.
- ✓ Patin : $\frac{h}{8} \leq lp \leq \frac{h}{5} \rightarrow 1{,}03 \leq lp \leq 1{,}65 \quad on\ prend\ L_p = 1.0\ m$
- ✓ Largeur de la semelle : $B = 0{,}2 + 0{,}45h = 0{,}2 + 0{,}45 \times 8{,}25 = 3{,}91\ on\ prend\ B = 4m$

- ✓ Hauteur de la semelle $=hs = Max\ (1\ ; \frac{B-\emptyset}{4}) = 1\ \ nous\ prenons\ hs =\ 1\ m$
- ✓ Talon $Lt = B - Lp - e = 2m$

On a le récapitulatif des sollicitations sous la semelle, confère *Annexe 16 (page 112)*

On obtient $N_{ser}\ = 22.27\ t$ et $M_{ser}\ = 70.2t.m$

Le calcul de la section d'acier est fait l'ELS en flexion simple ($e = 3.15 > 4h_0 = 2.80$ Donc on peut négliger la contribution de l'effort normal dans le calcul de la section d'acier à l'ELS et par conséquent, faire un calcul a l'ELS en flexion simple)

On obtient alors

$$A_1 = \mathbf{37,74\ \ cm^2/ml}\ \ soit\ \mathbf{8HA25}\ \ esp\ \mathbf{12,5cm}$$

pour une section réelle de 39,28cm2

Acier de répartition

$$A_r = 0{,}1h_0 = 0{,}1 \times 100 = \mathbf{10\ cm^2/ml}\ \text{Soit}\ 9\boldsymbol{HA12}\ \ \boldsymbol{esp\ 12,5cm}$$

pour une section réelle de 10.17cm^2

1.3. Dimensionnement de la semelle de la culée

Calcul du patin

Le patin est encastré dans le mur de front. Les différentes sollicitations sont présentées dans le tableau en *Annexe 17 (pages 119)*

Le moment par rapport au pied du patin est $M_{ser} = 155{,}6\ t.m$

L'effort Normal est $N_{ser} = 180{,}49$ t

L'excentricité est alors $e_A = \frac{155{,}56}{180{,}49} = 0{,}86$m. Le calcul de la section d'acier donne

$$A_1 = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_{st}} = 40,18\ cm^2/ml$$

$$\mathbf{9HA25\ esp\ \ 12,5\ pourAr = 44,19\ cm2}$$

Acier de répartition

$$A_r = 0{,}1h_0 = 0{,}1 \times 100 = \mathbf{10\ cm^2/ml}\ \text{Soit}\ 9\boldsymbol{HA12}\ \ \boldsymbol{esp\ 12,5cm}$$

pour une section réelle de 10.17cm^2

Calcul du talon

Il est également considéré comme une poutre encastrée.

Le moment d'encastrement est donné par

$$A_1 = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_{st}} = \mathbf{76,0\ cm^2/ml}\ \ avec\ \sigma_{st} = 250\ Mpa\ ;\ \text{Mser}\ = 990\ m.kN/ml$$

$$z = 0{,}521m$$

$$on\ choisit\ \mathbf{16HA25\ \ esp\ 6cm}\ pour\ une\ section\ réelle\ de\ \mathbf{78,56cm^2}$$

Acier de répartition

$$A_r = 0{,}1h_0 = 0{,}1 \times 100 = \mathbf{10\ cm^2/ml}\ \text{Soit}\ 9\boldsymbol{HA12\ \ esp\ 12,5cm}$$

pour une section réelle de 10.17cm²

1.4. Vérifications de la culée

Pré-dimensionnement de la culée

La figure 11 ci-dessous montre une vue de notre culée. Le tablier mesure 1,5 m de hauteur. La côte du TN à l'emplacement de la culée la plus profonde vaut +478.48 et la ligne rouge a été choisie à +484,5. Considérant l'encrage à -4,0 m du TN et l'épaisseur de la semelle + béton de propreté à 1,20 m, notre voile aura pour hauteur $H = 7{,}32m$

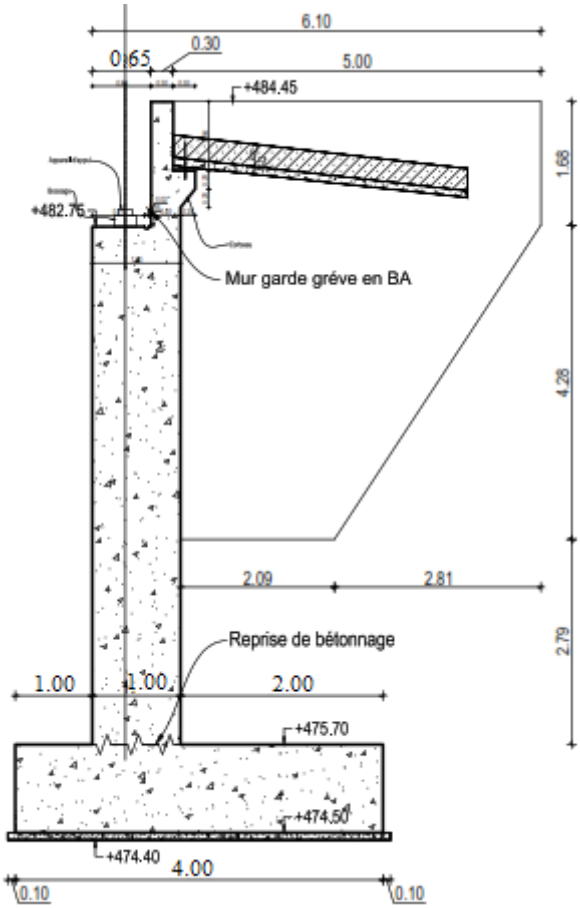


Figure N° 11 : vue de la culée

Vérification de la stabilité externe de la culée

Conformément à l'article B3 du Fascicule 62, Titre 5, La vérification de la stabilité externe concerne :

- l'état limite de mobilisation du sol

- l'état limite ultime de renversement,
- l'état limite de glissement
- l'état limite ultime de stabilité d'ensemble

a) *l'état limite de mobilisation du sol (détail confère Annexe 18(page (121))*

Vérification de la capacité portante du sol à l'état limite de mobilisation du sol.

Les efforts provenant du voile de la culée sont reprise par les semelles.

- Charges permanentes sous semelle G

$$Q_{v1} = 243{,}49\boldsymbol{t} \quad et \sum M/A = 356{,}15\ \boldsymbol{t.m}$$

- Charges d'exploitation

Nous prenons ici la combinaison la plus défavorable entre surcharges militaire et exceptionnelles plus la surcharge du trottoir

$$Qv2 = max\,\{1{,}20(QA; QB_c; QB_t; BQ_r); (QM_{c120}; QM_{E120}; QD; QE\} + Q_{tr}$$

$$Q_{V2} = 1{,}20QB_t + Q_{tr} = 141{,}7t$$

On a alors $Qv = 385{,}2\ t$

D'après J A Calgaro, la formule de calcul de la contrainte de référence est fonction du sens de l'inégalité $6M \geq BQ_v$

On a $6M = 2136{,}9 \geq BQ_v = 1540{,}66$ d'où $\begin{cases} q_{max} = 2{,}39Mpa \\ q_{min} = 0Mpa \end{cases}$

$$q'_{ref} = \frac{3 \times q_{max} + q_{min}}{4} = 1{,}79Mpa$$

Vérification de la capacité portante du sol à l'ELU

Conforment à l'article B3.1 du titre fascicule 2 Titre V, on doit vérifier

$$q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q}(q'_u - q'_0) \times i_{\delta\beta} + q'_0$$

On a un refus à 3,5m de profondeur, nous prenons la contrainte de rupture sous charge centrée $q'_u = 6{,}95$Mpa

La contrainte effective à la base de la semelle est $q'_0 = \gamma_s D = 20 \times 3{,}5 \times 10^{-3} = 0{,}07Mpa$

Nos semelles seront sous-sol horizontal. Le fascicule 62 titres V dans son annexe F1 nous donne

$$i_\delta = \emptyset_1(\delta) = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$$

On a $\delta = 0\ car\ F_h = 30t\ << F_v = 734t\ d(ou\ i_\delta = 1)$

$$\gamma_q = 2 \text{ cf art B. 3.1 fasc 62 titre V}$$

On obtient alors

$$q'_{ref} = 1{,}79Mpa \leq \frac{1}{\gamma_q}(q'_u - q'_0) \times i_{\delta\beta} + q'_0 = 3{,}51Mpa$$

Donc la capacité portante du sol est vérifiée.

b) l'état limite de renversement

Cette vérification est faite en phase de construction en l'absence du tablier, car celui-ci a plutôt un effet favorable. Les sollicitations de calcul à considérer sont celles relatives aux ELU

Il est question de vérifier que $k_1 = \frac{\sum moments\ stabilisateurs}{\sum Moments\ renversants} \geq 1{,}5$ [cf notes de cours Mme GOMIS]

On a :

$$Moments\ stabilisateurs\ = 33.4 + 14 + 152.7 = 200{,}1\ t.m$$

$$Moments\ renversant\ = 66{,}26 + 8.4 = 74{,}66\ t.m$$

$$k_1 = \frac{200.1 \times 1{,}5}{74{,}66 \times 1{,}5} = 2{,}68 \geq 1{,}5$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée.

c) l'état limite de glissement

Cette vérification est faite en phase de construction en l'absence du tablier, car celui a plutôt un effet favorable. Les sollicitations de calcul à considérer sont celles relatives aux ELU

On vérifie que :

$$\frac{\frac{V_d.tg\varphi'}{\gamma_{g1}} + \frac{c'.A'}{\gamma_{g2}}}{\mathrm{H}_d} > 1{,}5$$

Avec

$\mathrm{H}_d\ et\ V_d$: $composantes\ de\ calcul\ horizontale\ et\ verticale\ de\ l'effort\ appliqué$ à $la\ fondation$

A'=surface comprimée de la semelle

$(\varphi'; c')$ = (angle de frottement interne cohésion du sol du sol) = (31.5° ; 0) pour le Chalk (une roche intacte) valeurs donnée en *Annexe 21(page 128)* d'après Kulhawy [1975] confère [13]

c'=0 (la semelle est ancrée dans la roche)

$\gamma_{g1} = 1{,}2\ \ et\ \ \gamma_{g2} = 1{,}5$

On a

V_d	H_d	C'	A'	φ'
95,65 t	22,46	0	3,22	31,5°

$$\frac{\frac{V_d.tg\varphi'}{\gamma_{g1}}+\frac{c'.A'}{\gamma_{g2}}}{\mathrm{H}_d}>1{,}5$$

Donc la stabilité au glissement est vérifiée.

Nous présentons dans le tableau 26 ci-dessous le récapitulatif des armatures des éléments de la culée

Tableau 26:dimensionnement de la culée

	Choix d'armatures			
Mur garde grève	**Arm verticales**		**Arm horizontales**	
	Face arrière	Face avant	Face arrière	Face avant
	HA12 esp 10cm	HA12 esp 20	HA10 esp 15	HA10 esp 15
Corbeau d'appuis	**Arm de peaux**		**Arm horizontales**	
	8HA10		HA 10	
Dalle de transition	**Nappe inferieure**		**Nappe supérieure**	
	Arm longitudinale	Arm transversales	Arm longitudinale	Arm transversales
	HA14	HA 14	HA 12	HA 10
Mur en retour	**Face arrière**		**Face avant**	
	Arm verticales	Arm horizontales	Arm verticales	Arm horizontales
	HA10	HA10	HA14	HA 14
Mur de front	**Face arrière**		**Face avant**	
	Arm verticales	Arm horizontales	Arm verticales	Arm horizontales
	8HA 25 esp 12,5	7HA 12	8HA 25 esp 12,5	7HA 12

2. Étude de la pile

Nous avons à faire à un pont à poutres sur site aquatique. Nous prendrons l'option qui favorisera un nombre réduit de colonne pour nos appuis. Étant sûr de n'avoir autant de colonnes que de points d'appui de nos poutres, un chevêtre est indispensable (SETRA Octobre1977 ; PP73/1.3.2 p17). Il doit nous permettre non seulement de repartir les différentes descentes de charges dans les colonnes mais également de placer les vérins lors de l'opération de changement des appareils d'appui. Notons également que le chevêtre améliore la résistance de l'appui vis-à-vis d'un choc de véhicule lourd.

2.1. Dimensionnement du chevêtre

Le chevêtre est encastré aux piles, son Pré-dimensionnement a donnée : l=1,50m h=1,20m L=9m)

Le chevêtre est soumis :

- Aux charges propres du tablier y compris les surcharges pendant sa phase d'exploitation.
- A la charge du tablier uniquement ($G_{tab} = 120{,}98\ t$) lors des opérations de vérinage pour le changement des appareils d'appuis. Donc chaque vérin supporte $G_{ver} = \frac{G_{tab}}{3} = 40{,}33\ t$

Nous modélisons les deux cas de charge à l'aide du logiciel Pybar puis nous dimensionnons avec la situation la plus défavorable voir *Annexe 19 (page 123)les resultats obtenus sont consignés dans le tableau 27 ci-dessous.*

Tableau 27 : Récapitulatifs des cas de chargements sur le chevêtre

	Combinaison 1 (tablier + poids propre chevêtre +surcharge				**Combinaison 2 (tablier + poids propre chevêtre) sous vérinage**			
sollicitations	M_{max} (kN.m)		Effort tranch (kN)	Réaction (kN)	M_{max} (kN.m)		Effort tranch (kN)	Réaction (kN)
	appuis	travée			appuis	travée		
ELS	599,8	-382,3	813,8	1324	276,8	-166,9	383,1	592,2
ELU	808,6	-515,4	1097	1785	373,7	-225,4	517,2	799,5

On a

A l'appui, $M_{max1} = 808{,}6\ kN.m$ et $V_{max} = 1097\ kN$

Et en travée $M_{max2} = 515{,}4\ kN.m\ au\ point\ d'applicationde\ la\ poutre\ intermediaire$

<u>Conclusion</u> : En dimensionnant avec les moments max de la combinaison 1, les efforts du vérinage sur le chevêtre seront vérifiés.

Le chevêtre est dimensionné en flexion composé.

M_{max1} Sert à trouver la section d'acier dans la partie supérieure et M_{max2} dans la partie inférieure de notre chevêtre en travée.

En flexion composée, on trouve

Section d'acier en travée

$$Ast = \frac{M_u}{z f_{su}} = 16{,}37cm^2\ \ soit\ \mathbf{9HA16}\ espacement\ \mathbf{12{,}5cm}$$

$$pour\ une\ section\ réelle\ de\ 18{,}09cm^2$$

Section d'armature à l'appui

$$Ast = \frac{M_u}{z f_{su}} = 16{,}29cm^2 \;\; soit \; \mathbf{4HA25} \; espacement \; \mathbf{25cm}$$

$$pour \; une \; section \; réelle \; de \; 19{,}64cm^2$$

Le plan de feraillage est presenté en *Annexe 23(page139)*

2.2. Dimensionnement des colonnes des piles:

La pile la plus longue mesure 15, 18 m. Elle est constituée de deux (02) fûts circulaires de 1,65m de diamètre. Pour le dimensionnement, nous allons considérer

- les charges provenant des appareils d'appui et le poids propre du chevêtre. L'ensemble est reparti sous les 02 colonnes.
- Charges d'exploitations (charge de trottoir et surcharges d'exploitation)
- Charges due au choc d'un tronc d'arbre sur la pile, vu que la rivière, bien que non navigable est en zone forestière.

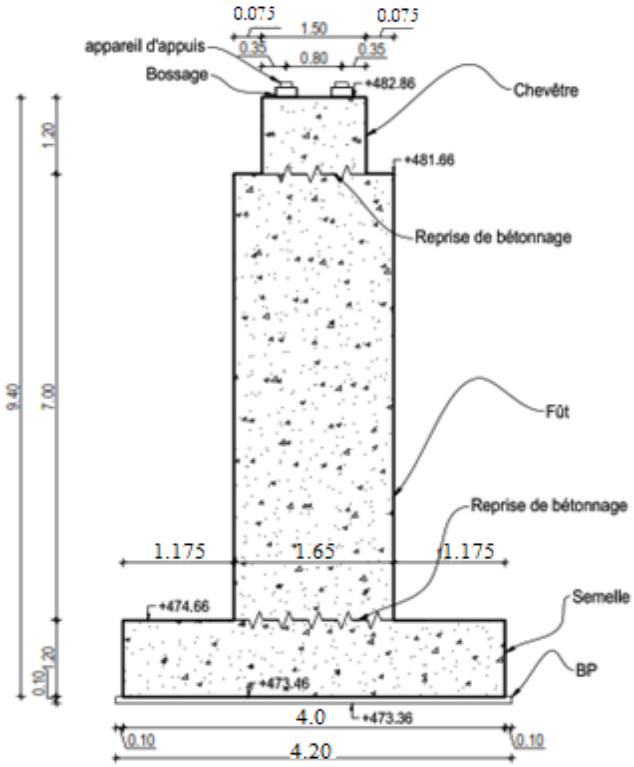


Figure N° 12 : colonne d'une pile du pont sur le Nchiayang

Les charges dues au choc d'un arbre de 12 m de long, et de diamètre 1 m est calculée par le théorème de l'énergie cinétique. $\Delta Ec = \sum \overline{W}$ D'où

$$F = \frac{1}{2}\rho V v^2 \begin{cases} \rho = masse\ volumique\ bois(ebene) = 1{,}2\ \frac{t}{m^3} voir\ tableau\ Annexe\ 20\ (page\ 127) \\ V = SL = \pi \frac{D^2}{4} \times L = \\ v = 2{,}44\ m/s\ \ (rapport\ d'etude\ hydrologique\ et\ hydraulique\ de\ la\ phase\ POA) \end{cases}$$

Le tableau 28 donne les sollicitations sous les colonnes des piles.

Tableau 28:charge supportée par la pile

Sollicitations permanentes	**efforts**	
efforts verticaux (combinaison défavorable)	**ELS**	**ELU**
charges du tablier reprise par colonne	127,59 t	172,25 t
sollicitation du Chevêtre reprise par colonne	20,25 t	27,34 t
poids propre pile	89,54 t	120,88 t
Total permanents sur section inferieure de la colonne	237,39 t	320,47 t

Sollicitations d'exploitations		ELS	ELU
Q_{ELS}= max(1,20max(Al;Bc;Bt;Br);max(Mc120;Me120;E)+Tr		141,68 t	
Q_{ELU}= max(1,60max(Al;Bc;Bt;Br);1,35max(Mc120;Me120;E)+1,6Tr			190,52 t
efforts horizontaux		**sollicitation (Moment)**	
effort de freinage d'un Bc de charge =	30t	295,5 t.m	443,25 t.m
choc du tronc d'arbre (TEC) F = 0,5*ρVv^2 =	11,22t	93,99 t.m	140,98 t.m
Total		389,49 t.m	584,23 t.m

Sollicitation de calcul

Nous effectuerons les calculs en situation défavorable

Calcul de la section d'acier des piles est en flexion composée pour les sollicitations ultimes

$$N_u = 1{,}19\ MN$$

$$M_u = 3{,}08 MN.m$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 1{,}24$$

$$\alpha_u = 1{,}25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * \mu_u} = 0{,}11$$

$$Ast = \frac{M_u}{z f_{su}} = 66{,}53 cm^2$$

$$As = Asfictif - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 39{,}23 cm^2 \text{Soit } \mathbf{20HA16}\ espacé\ de\ \mathbf{25\ cm}$$

$$pour\ une\ section\ reelle\ de\ 40{,}2\ cm^2$$

$$A_{st} \geq 35{,}59 cm^2$$

*Pour les cerces, on utilisera **les HA10** espacés de **20cm***

2.3. Dimensionnement des semelles de pile

Le Laboratoire SOL SOLUTION AFRIQUE CENTRALE, a effectué 4 sondages au pénétromètre dynamique lourd en APS pour notre variante. De leur rapport, on observe : confère le Tableau de l'*Annexe 21 (page 128)*

- Une grande résistance de pointe au sol de fondation (206 kg/m^2 à 263 Kg/m^2 pour des profondeurs de 2,5 m en moyenne sur tous les points de sondages.
- Un refus pour la plupart des points de sondage au-delà de 3,5 m de profondeur.
- La contrainte admissible moyenne à 3,5 m de profondeur est de 6,95 MPa. Donc le sol est plutôt de très bonne compacité.

Le rapport Géotechnique recommande à l'effet la pose de fondations en puis en gros béton à 3,40 m par rapport au terrain naturel, avec forage préalable de 0,50 m dans la roche, puis scellage des barres d'aciers **HA25** dans les trous forés par une résine appropriée.

Pré-dimensionnement de la base de la semelle.

D'après le PP73, SETRA/1.3.2 p24,

$$L_s = (n - 0{,}2)e = (2 - 0{,}2) \times 5 = 9\ m$$

Profondeur d'encrage de la semelle D = 3,5 m

Nous détaillons en *Annexe 21 (page 128)* le Pré-dimensionnement qui conduit a

$$B = 4\ m$$

Vérification de la capacité portante du sol à l'état limite de mobilisation du sol.

La vérification de la capacité portante du sol est présentée en *Annexe 21 (page 128)*, et on a

$$q'_{ref} = 1{,}60Mpa \leq \frac{1}{\gamma_q}(q'_u - q'_0) \times i_{\delta\beta} + q'_0 = 3{,}51MPa$$

<u>Donc la capacité portante du sol sous piles est vérifiée.</u>

Calcul des armatures de la semelle

L'utilisation du chevêtre en tête des piles et le bon sol de fondation nous dispense de l'utilisation de nervure au-dessus de la semelle. (cf. PP73 section 1.3.1/3)

La hauteur a été choisie pour une répartition uniforme des contraintes à la base de la semelle. La méthode des bielles est utilisée pour le calcul du ferraillage.

La section de calcul est $B_s = 4\ m\ et\ h_s = 1{,}0\ m\ (cf\ pp73\ section\ 1.1.2.\ et\ 2.2.1$

Les efforts sur la semelle sont $N_u = 831{,}5kN$

On obtient (confère *Annexe 21 (page 128)*)

$$At = 25{,}71\ cm^2\ soit\ \mathbf{6HA25}\ Pour\ 32{,}16\ cm2\ espacement = \mathbf{20\ cm}$$

$$Al = 35{,}73\ cm^2\ soit\ \mathbf{8HA25}\ pour\ 40{,}2\ cm2\ espacement = \mathbf{15\ cm}$$

Vérification de la condition de non-fragilité

$$\boldsymbol{On\ a\ A_s \geq 0{,}23bd\frac{f_{tj}}{Fe} = 8{,}28\ cm^2}\ d'ou\ condition\ de\ non\ fragilité\ \boldsymbol{vérifiée}$$

Conclusion

Ce chapitre présentait le dimensionnement des appuis. Une fois les appuis pré dimensionnés, nous avons calculé les éléments conformément aux normes PP73 du SETRA. Nous avons effectué la vérification de la stabilité externe de la culée (l'état limite de mobilisation du sol ; stabilité au renversement ; l'état limite de glissement ; l'état limite ultime de stabilité d'ensemble). Pour les piles de pont, nous avons calculé le chevêtre et vu que notre fleuve est non navigable, nous avons calculé en considérant la sollicitions que pourrait causer le choc des troncs d'arbres (de 12 m de long et 1m de diamètre). Que ce soit les semelles des piles ou des culées, elles sont superficielles. La capacité portante du sol à l'état limite de mobilisation du sol a été vérifiée. Pour son non-glissement, elles seront ancrées dans les massifs rocheux par des aciers HA 25 sur environ 1m.

CHAPITRE 5: METHODOLOGIE D'EXECUTION ET DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

1. Méthodologie de la construction de l'ouvrage

1.1. Fabrication et montage des principaux éléments du pont

Les culées et les piles de l'ouvrage sont coulées sur place. Les piles sont réalisées après avoir effectué un batardeau. Il est à noter qu'il est important de renforcer les ouvrages connexes pour l'acheminement des éléments sur le site.

Le tablier quant à lui suit un procès bien défini :

- Préfabrication des Poutres sur le site :

Les Poutres sont coffrées et ferraillées puis bétonnées dans un entrepôt à proximité du site de l'ouvrage. Le site doit pouvoir minimiser le transport des poutres sur le site. La figure 13 montre quelques poutres préfabriquées

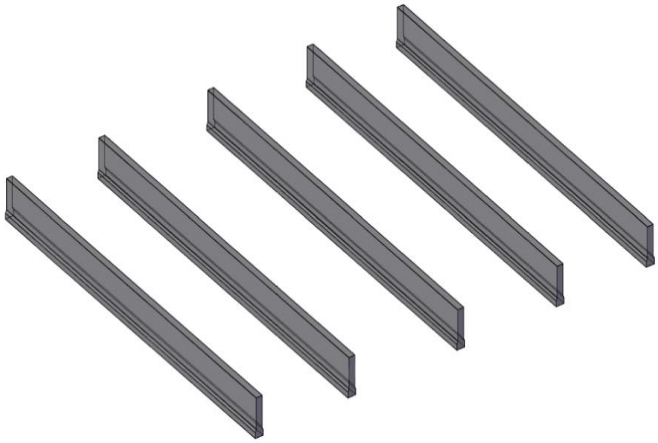


Figure N° 13 : Poutres Préfabriquées

- Montage :

Les poutres fabriquées sont transportées par des Camions sur le site. Une fois sur site, les poutres sont disposées sur la plateforme en arrière de la culée de l'ouvrage. Pour la méthode de montage, elle se fera par pose à l'intermédiaire des grues disposées de part et d'autres de la travée considérée. La figure 14 montre le levage d'une poutre à l'aide d'une grue. Elles doivent ensuite

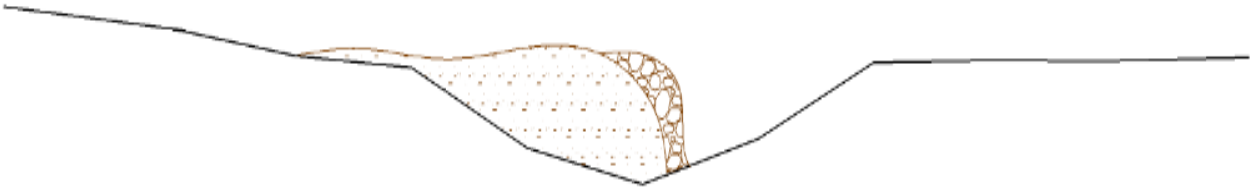
recevoir les prédalles en vue du coffrage de l'hourdi, puis le ferraillage de l'hourdi avant bétonnage

de l'hourdi. Une fois la travée terminée, le processus est effectué pour la travée suivante.

Figure N° 14 Montage de poutres à l'aide d'une grue

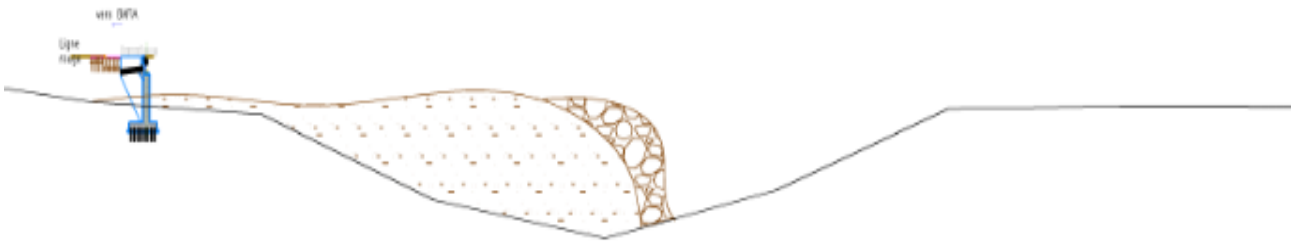
1.2. Étapes de mise en œuvre de l'ouvrage

- **Phase 1**



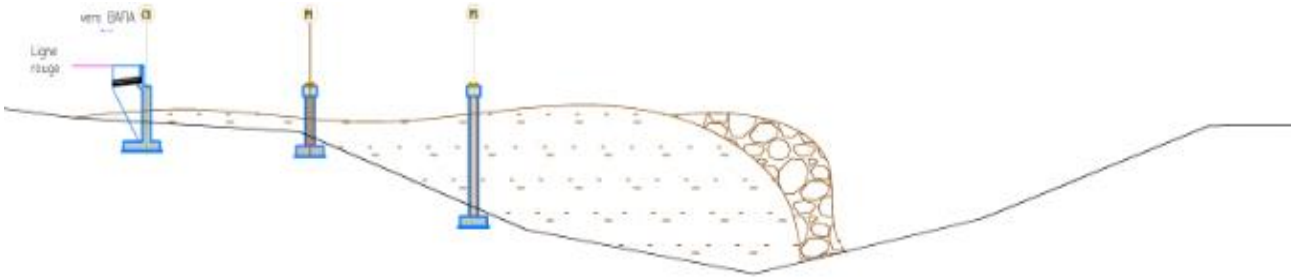
Réalisation d'une digue ou batardeau sur la demi-longueur de l'ouvrage

- **Phase 2**



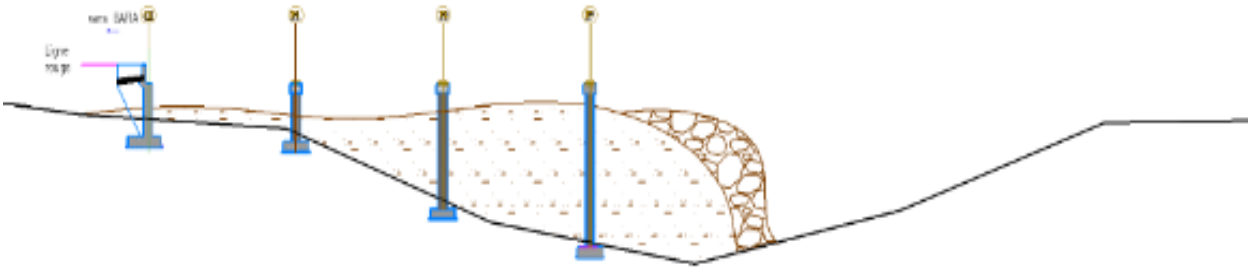
Exécution de la culée C1.

- **Phase 3**



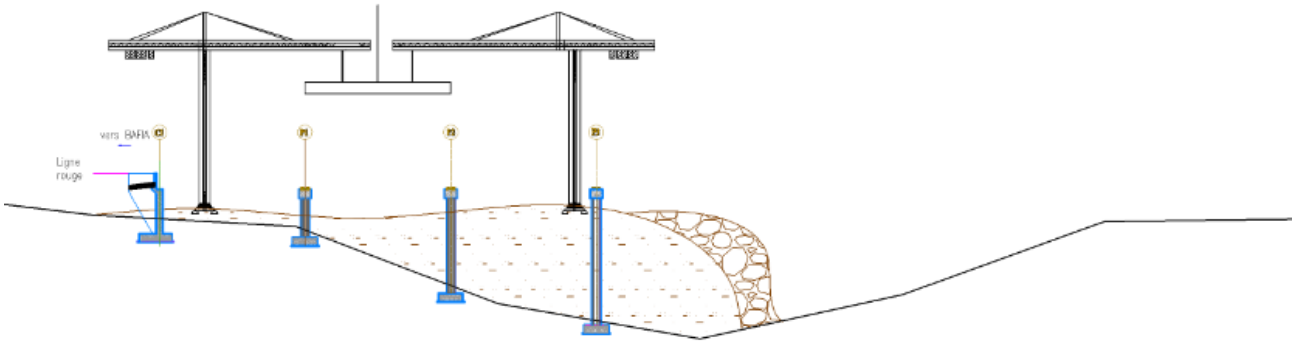
Exécution des Piles P1 et P2.

- **Phase 4**



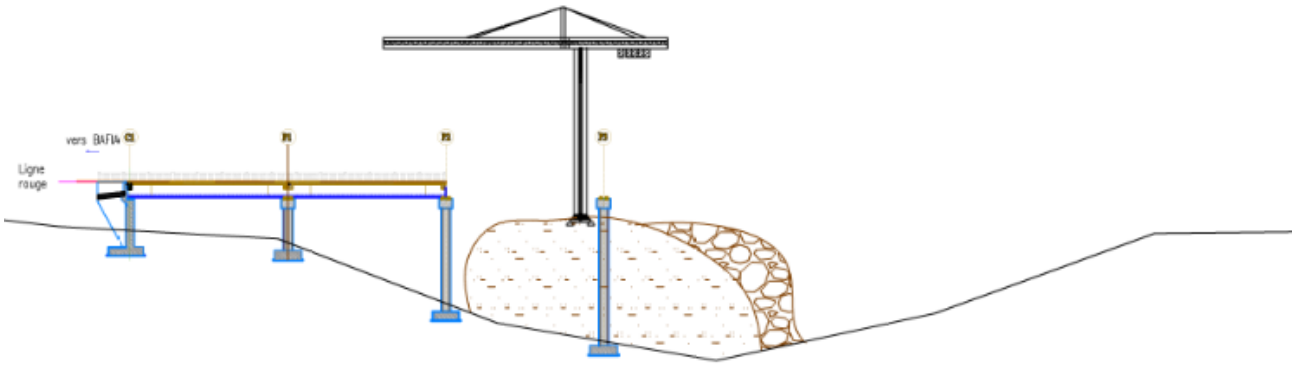
Exécution des Piles P3

- **Phase 5**



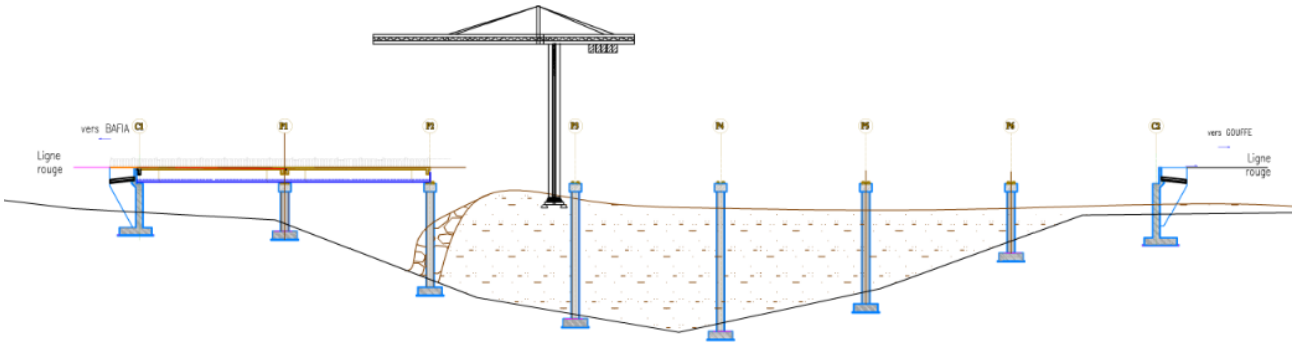
Pose des Poutres par l'intermédiaire des grues et réalisation du hourdis, des gardes corps et accessoires du tablier.

- **Phase 6**



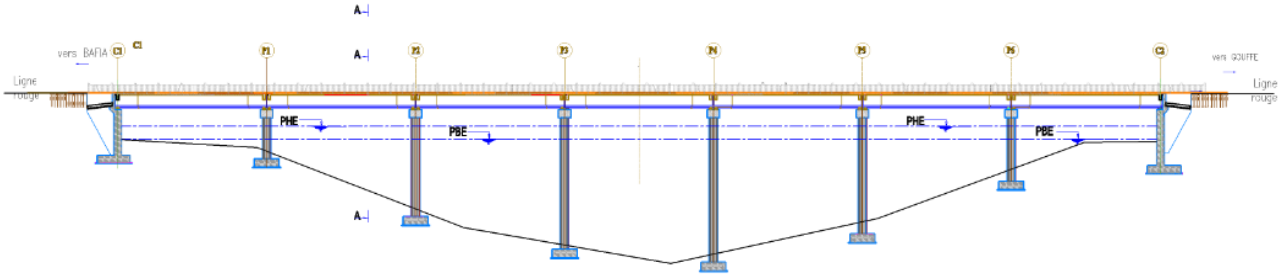
Libération partielle de la digue et maintien des grues sur la digue restante.

- **Phase 7**



Réalisation de l'autre digue sur la partie restante de l'ouvrage, exécution des culées P4, P5, P6 et P7 ; puis pose des poutres et réalisation du tablier.

- **Phase 8**



Fin de l'exécution de l'ouvrage

2. Devis estimatif et quantitatifs

Notons que le présent travail vise à proposer au maitre d'ouvrage le coût de l'ouvrage pour la solution étudiée pour traverser le Fleuve. Au terme de l'avant-projet détaillé (APD), le coût que nous proposerons ci-dessous sera plus affiné et c'est ce prix qui permettra au maitre d'ouvrage d'avoir la valeur de l'ouvrage pour comparer les offres des entreprises qui désireront réaliser les travaux. Sur la base des quantités de matériaux évaluées, des coûts pratiqués pour les projets similaires en entreprise, nous avons pu établir le détail du devis estimatif. Le détaillé est présenté *Annexe 22 (page131*). Le tableau 29 ci-dessous présente le récapitulatif des éléments qui constitue ce devis ainsi que le cout global du projet qui s'élève à trois milliard cinq cent trente-deux millions six cent cinquante Franc CFA à **(**3 532 600 050 F CFA) TTC .

Tableau 29: récapitulatif du DQE

RECAPITULATIF DU DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF		
1,00	INSTALLATION CHANTIER	200 000 000
2,00	TOTAL DEGAGEMENT ET PREPARATION DU TERRAIN	17 600 000
3,00	TOTAL TERRASSEMENT	67 550 000
4,00	TOTAL CHAUSSEE	20 881 600
5,00	TOTAL ASSAINISSEMENT	219 400 000
6,00	TOTAL CONSTRUCTION PONT	2 426 282 200
7,00	TOTAL SIGNALISATION ET EQUIPEMENT	10 634 250
TOTAL HT		2 962 348 050
TVA		570 252 000
TOTAL TTC	**3 532 600 050 F CFA**	

Conclusion

Il était question dans cette dernière partie du travail de présenter la méthodologie d'exécution du pont. Nous avons proposé que les poutres soient préfabriquées sur un site non loin du site du projet.

Les appuis vont être coulés sur place. Pour la mise en œuvre des poutres, nous avons proposé en 8 étapes le processus de transport et de pose des poutres. Une fois les poutres posées, on peut envisager la pose des prédalles pour la dalle au fur et à mesure. Enfin nous avons réalisé un devis quantitatif et proposé un devis estimatif pour la réalisation de cet ouvrage. En cette phase d'APS, Le coût de l'ouvrage s'élève à environ trois milliard cinq cent trente-deux millions six cent cinquante Franc CFA à **(**3 532 600 050 F CFA) TTC.

CONCLUSION

Le présent travail portait sur une problématique de développement par l'amélioration des conditions de transport des biens et des personnes dans l'Arrondissement de Deuk principalement. Notre projet de fin d'étude a porté sur la construction d'un pont devant remplacer le Bac qui est le principal moyen de traversée. L'étude détaillée d'un pont à poutre d'une longueur d'environ 125 ml a été menée. Les différentes équipes de projet à savoir les topographes, les géotechniciens, les hydrauliciens et environnementalistes ont fait des visites sur le site. Les livrables ont été fournis à la suite de leurs visites, lesquelles ont constitués pour nous la base pour notre étude de la structure.

Dans un premier temps, nous avons choisi et justifié le tracé qui constituait le moins d'impact néfaste dans la réalisation. Dans une analyse multicritère, nous avons proposé 3 variantes de pont pouvant aider à franchir notre brèche, à savoir :

- *Un pont à poutres en béton armée de 7 travées identiques de 18 m ;*
- *Un pont à béton précontraint à 3 travées identiques de 42 m ;*
- *Un pont mixte acier béton de 3 travées donc 2 de rives mesurant 38 m et une centrale de 50 m. .*

Nous avons proposé les critères d'évaluation que le maître d'ouvrage a validée. Après analyse, la variante de pont à poutres en Béton armé est celle qui a retenu le maximum de point. La maitrise de la technologie des ponts à poutre en béton armée, la possibilité d'utiliser les entreprises et la main d'œuvre local pour sa mise en œuvre, le coût de réalisation et d'entretien sont autant de critères qui justifient ce choix. A l'aide de nos connaissances académiques reçues tout au long de notre formation, nous avons mené l'étude des différentes parties du pont. Elle s'est faite du tablier aux semelles, passant par les appuis. Pour chaque élément sus cité, une fois les descentes de charges effectuées et les sollicitations évaluées, nous avons évalué les sections d'acier nécessaires pour résister à ces diverses sollicitations. Toutes les vérifications ont été à chaque fois effectuées conformément aux normes respectives telles que éditées par le SETRA. Nos fondations sont superficielles car le rapport géotechnique atteste de l'existence d'un substratum rocheux aux points de sondage effectués. En phase d'APD, des sondages supplémentaires seront faits pour s'assurer de la régularité des résultats de sondages et résultats obtenus en phase d'APS. Nous avons enfin présenté brièvement la méthodologie d'exécution de notre ouvrage en 8 étapes. En nous inspirant des prix pratiqués à l'entreprise pour les projets de même envergure, nous avons établi le coût de notre ouvrage après avoir fait un avant métré du projet. En cette phase d'APS, Le coût de l'ouvrage s'élève à environ trois milliard cinq cent trente-deux millions six cent cinquante Franc CFA à **(**3 532 600 050 F CFA) TTC.

Recommandations

Au terme de ce travail, nous pouvons formuler les recommandations suivantes :

- De mener une étude des voies d'accès aux ponts afin que le projet soit plus complet,
- De faire réaliser les essais géotechniques complémentaires pour permettre de préciser d'avantage les résultats obtenus pour les points de sondage initiaux
- De réaliser les tests de chargement de l'ouvrages avant sa mise en service
- De veiller à l'entretien de l'ouvrage une fois en service.

BIBLIOGRAPHIE

[1] Mongui. Ben OUEDZOU (Octobre 2012), Cours d'ouvrages d'Art ; Tome II ; Dimensionnement.

[2] Cahier des Prescriptions Communes, "Conception, Calcul et Epreuves des Ouvrages d'Art", Bulletin Officiel du Ministère de l'Equipement et du Logement et du Ministère des Transports, Fascicule 61, titre II, 1971.

[3] R. Bares et Ch. Massonet, « le Calcul des grillages des Poutres et dalles orthotropes », Dunod, Paris 1966.

[4] Ch. Massonet, « Complément à la méthode de calcul des ponts à poutres Multiples», Annale de l'ITBTP, N°169, Jan 1962, pp 1-36.

[5] Anne Bernard GELY ; Jean Armand CALGARO « Conception des ponts »

[6] SETRA (1993), Fascicule N° 62 - Titre V, Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, (189 pages)

[7] CALGARO.J.A (2000), projet et construction des ponts : généralités, fondations, appuis, ouvrages courants, presse de l'école nationale de pont et chaussées.

[8] CALGARO.J-A et VIRLOGEUX.M (1994), projet et construction des ponts : Analyse structurale des tabliers des ponts, 2eme édition, presse de l'école nationale de pont et chaussées.

[9] SETRA : (1977), Conceptions et choix des piles, Calculs complémentaires ferraillage types, dossier pilote PP73.

[10] TAMBOURA .I (2018), Cours des Pont et Ouvrages d'Arts, Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE).

[11] SETRA, "Dalle de transition des ponts routes", Référence SETRA:F8504, 1985.

[12] Guides de conception des ponts dalles édité par le SETRA

[13] SETRA (2007), Appareils d'appui en élastomère fretté- Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires, Guide technique.

[14] Mongui BEN OUEDZOU(2016) Cours d'ouvrage d'Art tome 3 : Exécution

ANNEXES

Liste des annexes

Annexe N° 1. Evaluation des différentes variantes de pont suivant les critères....64

Annexe N° 2:Détermination de l'âme et du talon....66

Annexe N° 3 : Descente de charges sur les éléments du Tablier....68

Annexe N° 4 : Surcharges d'exploitation....70

Annexe N° 5 : Coefficient de répartition transversale de GUYON – MASSONNET....81

Annexe N° 6 : Calcul de CRT pour la ligne d'influence de la poutre 1 :....84

Annexe N° 7 : Calcul de CRT pour la ligne d'influence de la poutre de rive (poutre 2)....87

Annexe N° 8 : calcul des efforts tranchant pour le convoi Bc....90

Annexe N° 9 : Flexion locale : calcul du moment fléchissant pour les différentes combinaisons des convois Bc....91

Annexe N° 10 : Flexion locale : Sollicitations dues aux charges du système Br....95

Annexe N° 11 : Flexion locale : Sollicitations dues aux systèmes Bt....96

Annexe N° 12 : Flexion Locale : Sollicitations dues aux surcharges militaire Mc 120 sur la dalle..100

Annexe N° 13 : Flexion Globale, calcul des coefficients de Guyon Massonnet en fonction de e 101

Annexe N° 14 : Moment due à la Charge permanente, a la charge de trottoirs, au système B et au charges militaire Mc120....102

Annexe N° 15 : calcul des sections d'acier des éléments du tablier....110

Annexe N° 16 : Calcul des éléments de la culée....112

Annexe N° 17 : Dimensionnement de la semelle de la culée....119

Annexe N° 18 : vérification de la stabilité externe....121

Annexe N° 19 : Dimensionnement du chevêtre....123

Annexe N° 20 : Dimensionnement des colonnes des piles....127

Annexe N° 21 : dimensionnement de la semelle des piles....128

Annexe N° 22 : Devis quantitatif et estimatif....131

Annexe N° 23 : pièces graphiques....139

Annexe N° 1. Evaluation des différentes variantes de pont suivant les critères

Nous présentons ici l'évaluation détaillée des différentes variantes suivant les critères précédemment définies.

- ✓ Le Nombre d'appuis ;

	Nombre d'appuis	**Critère d'évaluation**	**Note/15**	**justification**
Variable 1 : BA	8	$n_i = \frac{N_o}{N_i} \times 15$	**7,5**	Le nombre d'appuis influence les coûts, la durée du projet.
Variable 2 : BP	4		**15**	
Variable 3 : Mixte	**4**		**15**	

- ✓ La Technologie de construction et Durabilité

	Critère d'évaluation	**Note /10**	**justification**
Variable 1 : BA	Technologie simple, (4pts) Technologie Moyenne, (3pts) Technologie complexe, (1pts) Usage grue 50T (4pts) Usage grue 100T (3pts) Durabilité D+ (2pts)et D– (1pt)	**9**	Technologie simple, usage grue 100T ; D+
Variable 2 : BP		**5**	Technologie complexe + usage grue 100T ; D-
Variable 3 : Mixte		**6**	Technologie complexe ; +usage grue 100T ; D+

- ✓ L'Accessibilité des travaux par les entreprises locaux et Disponibilité local de la main d'œuvre et des matériaux de construction ;

	Critère d'évaluation	**Note /10**	**justification**
Variable 1 : BA	Accessible aux entreprises locales ;(4pts) Main d'œuvre locale (4pts) matériaux et matériels disponibles localement ; (2pts)	**10**	Entreprise locale ; matériaux et MO locale disponible, matérielle
Variable 2 : BP		**5**	Pas d'entreprise locale Matériaux, matérielle et MO local partielle
Variable 3 : Mixte		**5**	Pas d'entreprise locale Matériaux, matériel MO local partielle

- ✓ Les Délais de construction ;

	Critère d'évaluation	**Note /20**	
Variable 1 : BA	délais d'installation/repli de chantier 3pt délais de terrassement ; 3pt délais des fouilles par m3; 3pt délais mise en œuvre des appuis ; 4pt délais mise en œuvre du tablier ; 4pt délais mise en œuvre travaux d'assainissement et VRD 3pts	**15**	Long délais pour les fouilles ; les appuis ; tablier
Variable 2 : BP		**19**	Délais du tablier
Variable 3 : Mixte		**20**	Possibilité de préfabrication intégrale

- ✓ Coût de réalisation de l'ouvrage ;

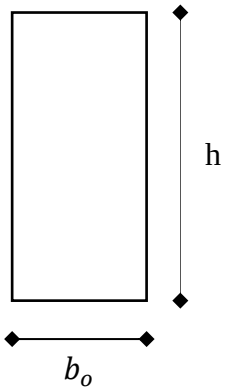
	Critère d'évaluation	**Note /35**	
Variable 1 : BA	Ouvrage donc la réalisation demande moins de moyens financiers. Les couts au ml des ponts similaires évalués permettent d'avoir $n_i = \frac{N_o}{N_i} \times 35$	**35**	**30 191 213,095F/ml**
Variable 2 : BP		**32**	**36 842 335,18F /ml**
Variable 3 : Mixte		**33**	**33 552 746,65F/ml**

- ✓ • Taux d'Entretien de l'ouvrage.

	Critère d'évaluation	**Note /15**	
Variable 1 : BA	Les éléments considérés sont: (Garde-corps ; Joint de chaussée ; Béton bitumineux ; Appareil d'appui) (5pts) ; Sablage des poutres métalliques;(2pts) Peinture des poutres métalliques; (2pts) Assemblage des éléments (boulons) (2pts) Câbles de précontraintes ; (2pts) Taux d'entretien moindre 2pts	**15**	
Variable 2 : BP		**13**	câbles
Variable 3 : Mixte		**10**	Sablage ; peinture assemblage

Annexe N° 2:Détermination de l'âme et du talon

L'âme est donnés par :



$$b_o = \frac{H_t \times \lambda \times L \times A(L) \times 0.5}{\tau_u \times h}$$

A(L) = surcharge

L = portée

Ht = hauteur poutre + Hourdis

h= hauteur poutre

τu = contrainte de cisaillement du béton

λ = écartement entre axe des poutres

$$A(l) = (2{,}3 + \frac{360}{L+12}) = \{L = 18 \ \ alors \ A(l) = 14{,}3 \ \ kN/m2$$

$$L_R = L_C = 7m \ donc \ pont \ de \ classe \ 1 \ d'o\hat{u}$$

$$a_1 = 1$$

$$a_2 = \frac{V_o}{V} = \frac{3.5}{3.5} = 1$$

$$En \ FP \ et \ FTP, \qquad on \ \ a \quad \tau_u \leq min\left\{\frac{0{,}15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4Mpa\right\} \leftrightarrow min\left\{\frac{0.15 \times 30}{1.5}, 4\right\} = 3Mpa$$

On a donc

$$, bo = \frac{1{,}30 \times 3 \times 18 \times 14{,}3 \times 0{,}5}{3000 \times 1.1} = 0.15m$$

$$b_o = max\left\{\frac{H_t \times \lambda \times L \times A(L) \times 0{,}5}{\tau_u \times h}, 30cm\right\}$$

$$on \ prend \ \ b_o = 30 \ cm$$

Largeur du talon

Le dossier pilote SETRA propose la formule suivante pour déterminer 'épaisseur totale des talons (bt) :

$$b_t = (L_t L^2/(Ht^2 \times Kt)$$

H_t: Hauteur tablier (Ht=1,30m)

L_t =largeur du tablier (Lt =10m)

L=longueur de la poutre (L=18m)

K_t = Coefficient sans dimension ($950 < K_t < 1200$) on prend $K_t = 1200$

$$b_t = (10 \times 18^2/(1{,}30^2 \times 1200) = 1{,}59m$$

Donc pour une poutre le talon sera : $b_t = 1{,}597/4 = 0{,}39m$

On adopte alors un talon $b_t = 50cm$

Le pied de la poutre a une hauteur entre 10 et 20 cm pour permettre un bétonnage correct du talon.

On adopte : 20 cm

La poutre est rectangulaire aux abouts de façon à reprendre les efforts tranchants, en I en travée

Le gousset de jonction doit être suffisamment incliné de façon à faciliter le bétonnage c'est- à dire admettre une pente de 3/2 tel que tg θ = 3/2 d'où

$$Tg\theta = \frac{3}{2} = \frac{Y}{X} avec\ X = 10 \rightarrow Y = 15$$

Donc on prend h pied=15cm

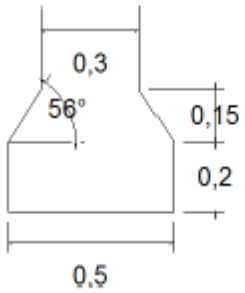


Fig.III.1 : Inclinaison du talon

Annexe N° 3 : Descente de charges sur les éléments du Tablier

D' après [1], Les charges de la superstructure sont majorées pour des incertitudes de leur poids (GMax) Ainsi,

élément	Coefficient de majoration
Revêtement	1,2
trottoirs, corniches,	1,05
bordures	1,05

a) Charges sur les Poutres intermédiaires g_1

Désignation	Calcul	Résultat
Poutre	Υ_b*[(s1+s2+s3+s4)]	1,1063 T/ml
Dalle	ϒb*Largeur reprise u*epaisseur	1,25 T/ml
	ϒb*Largeur repriseu*epaisseur majoré a 1,2	0,6 T/ml
Sand-Asphalt+ etan+ forme	**Total**	**2,9563 T/ml**

b) Charges sur les Poutres de rive g2

Désignation	Calcul	Résultat
Poutre	ϒb*[(s1+s2+s3+s4)]	1,1063 T/ml
Dalle	ϒb*Largeur reprise(gauche et porte a faux)*epaisseur	1,25 T/ml
corniches	le calcul de la corniche en BA donne :	0,35 T/ml
Surepaisseur trotoir	2,5*1,50*0,2 majoré a 1,05	0,7875 T/ml
Garde corps +barrierre BN4	0,03T+0,065/ml (cours pont)	0,095 T/ml
Sand-Asphalt+ etan+ forme	sur la largeurrestante de la chaussée avec de 8cm de revetement	0,176 T/ml
	Total	**3,7648 T/ml**

c) Charges sur les entretoises g3

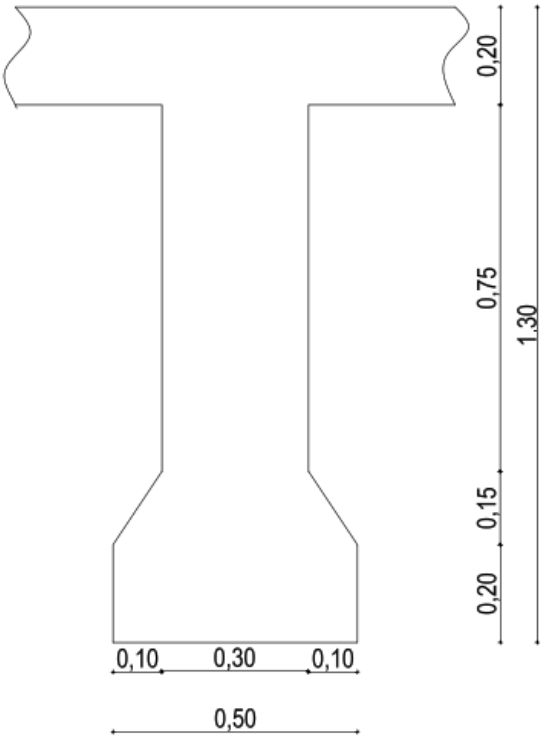
Désignation	Calcul	Résultat
Entretoise	ϒb*he*ep*long entr	6,75 T
	Total	**6,75 T**

Poids deux entretoises = 2entr *section entr*ϒb*longueur entretoise = 13,5 T

d) Charges sur la Dalle g4

La dalle a un profil en toit de 2,5% et le hourdis a 20cm d'épaisseur

Désignation	Calcul	Résultat
Dalle	2,5kN/m3*ep(0,20) *entraxe (0,25)	1,25 T/ml
Sand-Asphalte+ etan+ forme	2,2*2,5*0,08 majoré a 1,2	0,6 T/ml
	Total	**1,85 T/ml**



Annexe N° 4 : Surcharges d'exploitation

Avant de procéder à l'étude de ces chargements, définissons tout d'abord certaines notions qui seront utiles pour la suite. Toutes les parties de tablier ne sont pas forcément à charger par les charges de chaussée. Il faut donc définir une largeur chargeable qui se déduit elle-même de la largeur roulable. On donne ci-dessous les définitions correspondantes:

- *Largeur roulable* **(Lr)**: C'est la largeur de tablier comprise entre dispositifs de retenue, s'il y en a, ou bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les surlargeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence (BAU), bandes dérasées (BDG), etc. pour notre pont, Lr=7m
- *Largeur chargeable* **(Lch)**:

$$L_{ch} = L_r - n\,.\,0{,}5 \;\; evec \begin{cases} \mathrm{L_{ch}} = \text{largeur chargeable en m} \\ \mathrm{L_r} = \text{Largeur roulable en m} \\ n = \text{Nombre de dispositifs de retenue } (-\mathrm{n} \leq 2) \end{cases}$$

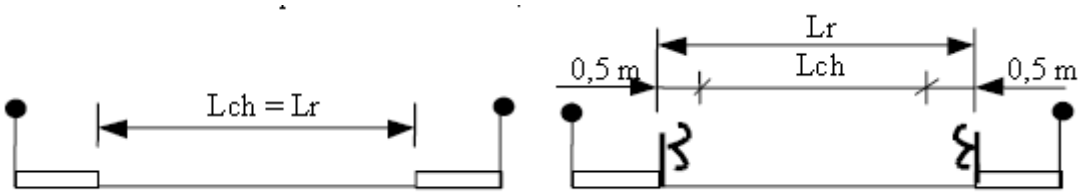


Figure N 15 : Largeur Roulable (Lr) , largeur Chargeable (Lch)

- *Nombre de voies (N_v): Par convention,* $N_v = Ent(\frac{Lch}{3})$

Selon la taille de la largeur roulable, on dis tingue 3 classes de ponts :

Pont de la	1ème classe	si	$L_r \geq 7$m ou exceptions
	2ème classe	si	$5{,}5 < L_r < 7$m
	3ème classe	si	$L_r \leq 5{,}5$m

a) Système de charge A

- Charges de système A

La charge surfacique A la plus défavorable est donnée par :

$$A_1(l) = sup\left\{230 + \frac{36000}{l+12}\,;(400 - 0.2l)\right\} \;\; avec\; l = longueur\; chargée\; de\; 18m$$

$$A_1(l) = 1430\;\; kg/m^2 = 1{,}430\;\; t/m^2$$

Détermination des coefficients a_1 et a_2

En fonction de la classe, cette valeur est multipliée par un coefficient. Les valeurs du coefficient sont consignées dans le tableau ci-dessous.

Nombre de voies	1	2	3	4	≥ 5
Première classe	1	1	0.9	0.75	0.7
Deuxième classe	1	0.9	-	-	-
Troisième classe	0.9	0.8	-	-	-

Le coefficient a2 quant à lui est déterminé par

$$a_2 = \frac{v_0}{v} \; ou \; v = largeur\ de\ la\ voie\ et\ v_0 = \begin{Bmatrix} 3.5\ pour\ les\ ponts\ de\ \ 1ere\ classe \\ 3.0\ pour\ les\ ponts\ de\ 2ème\ classe \\ 2.75\ pour\ les\ ponts\ de\ 3ème\ classe \end{Bmatrix}$$

On a dont $a_2 = \frac{3,5}{3,5} = 1$

$$A_2 = a_1 \times a_2 \times v \times A_1(l)$$

Pour une voie chargée, $A_2 = 1 \times 1 \times 3,5 \times 1.430 = 5,005\ \ t/ml = 50,05\ kN/ml$

Pour deux voies chargées, on a $A_2 = 2 \times 5,005 = 10.01\ t/m\ l = 100,1\ kN/ml$

- Sollicitations dues au système A

Moment M_{max} =P*L²/8

$$\boldsymbol{M_{max} = 405,405\ \mathrm{t.m}}$$

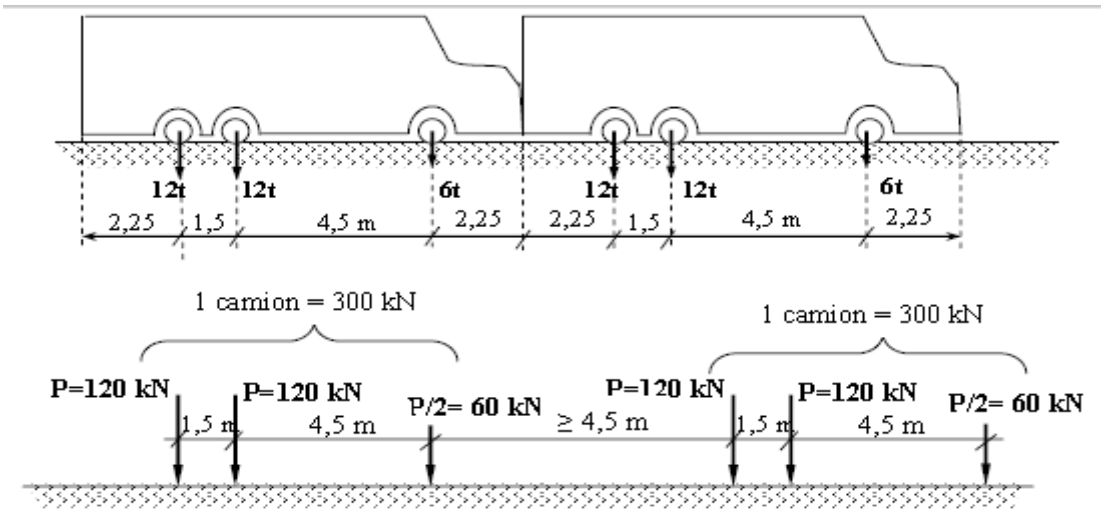
Effort tranchant $V_{max} = P * L/2$

$$\boldsymbol{V_{max} = \ 90,09\ T}$$

b) Système de charges B

Le système B est en général utilisé pour calculer les sollicitations pour tous les éléments d'un pont. On distingue 3 sous-systèmes B :

- ✓ *Sous système Bc*



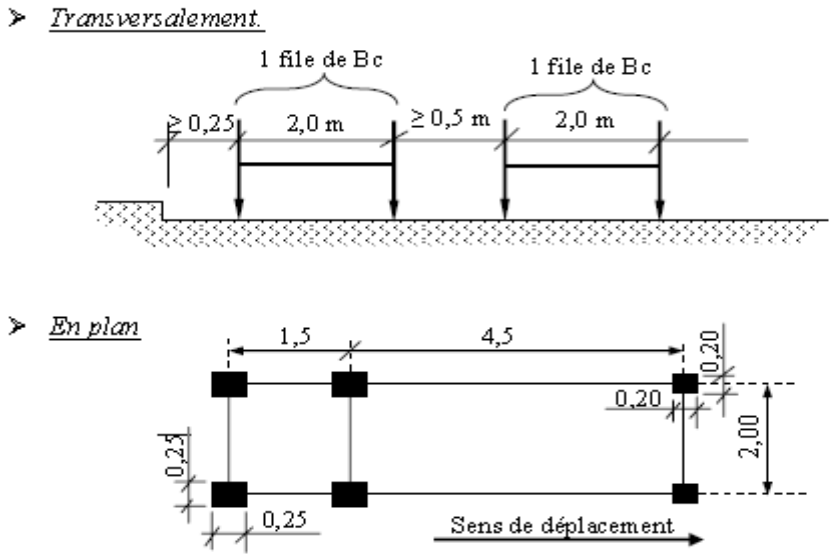
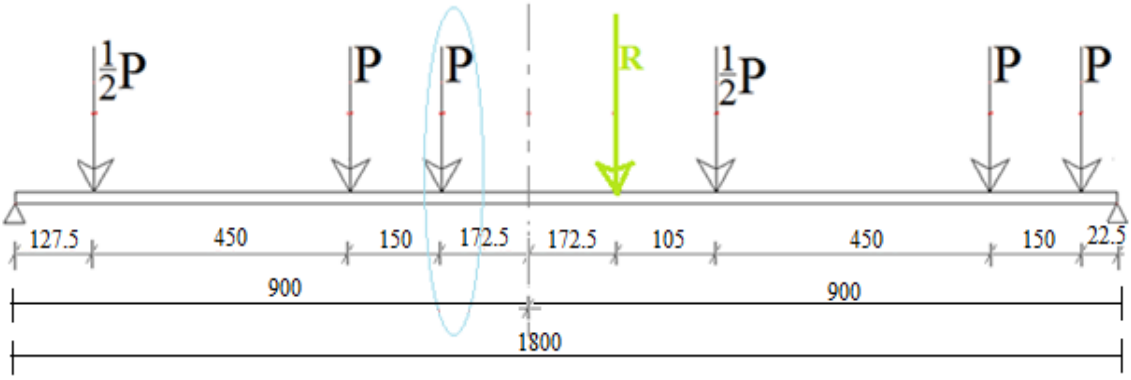


Figure 16: Sous système Bc

Le sous-système BC est constitué de camion de masse 30 tonnes composé de 2 essieux arrières de 12 tonnes chacun et un essieu avant de 6 tonnes. On dispose autant de files que de voies, c'est à dire 2 dans notre cas. On a 2 camions par file au maximum.

D'après le théorème de barrée de saint venant, Le moment maximum est obtenue au droit de l'essieu symétrique à la résultante R des forces sur la travée par rapport au milieu de la poutre.

- Moment fléchissant



Avec P= 24 t

Le convoi circulant sur le pont se trouve dans le cas défavorable suivant: 6 essieux peuvent se retrouver sur le pont. Nous déterminerons donc le moment fléchissant absolu maximum

Max= moment sous pcr=P3:

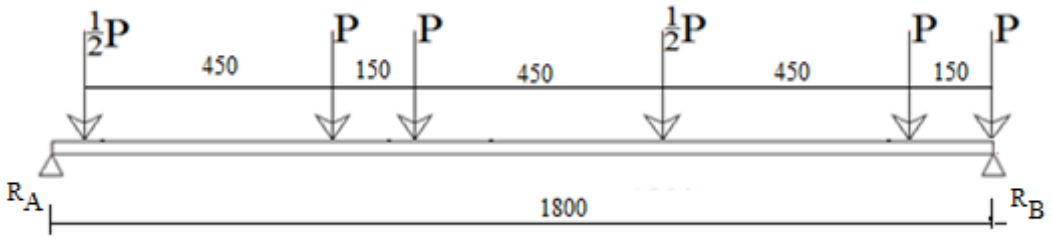
Max= R_A*(1,725+1,5+4,5+1,275) -P*(1,5+4,5) - P*4,5

R_A=(R/l)*(l/2-z)avec l=18, z=1,725 d'où RA= 48,5

Max=244,8375 t.m

-Effort tranchant

Tmax est obtenue avec la position du convoi suivant:



R_B*L=P*L + P*(L-1,5) + 1/2*P*(L-6) + P*(L-10,5) + P*(L-12)+P*(L-16,5) = 1332

T_{max}=R_B= (4,5-27/L)*P

L=18m

T_{max}=(4,5-27/15,45)*12

T_{max}=74,00T

✓ *Sous système Bt*

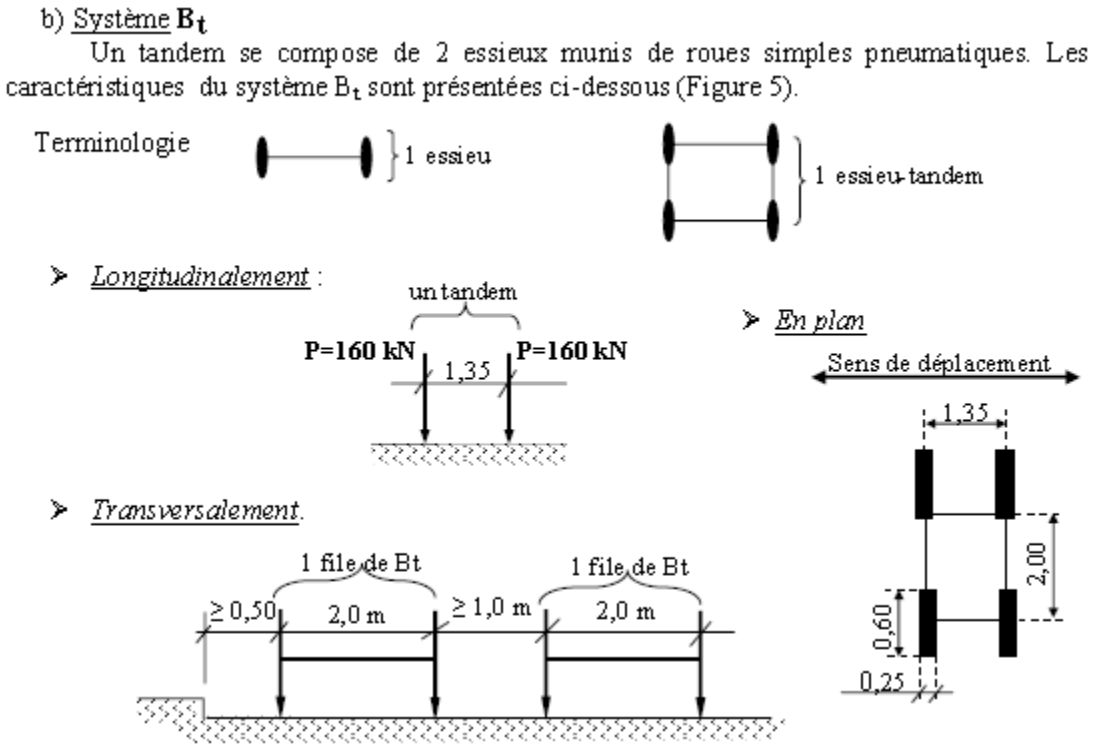


Figure N°17 Sous système Bt

Sollicitations

Moment fléchissant

Le convoi circulant sur le pont se trouve dans le cas défavorable suivant: les 2 essieux se retrouvent sur le pont. Nous déterminerons donc le moment fléchissant absolu maximum

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule:

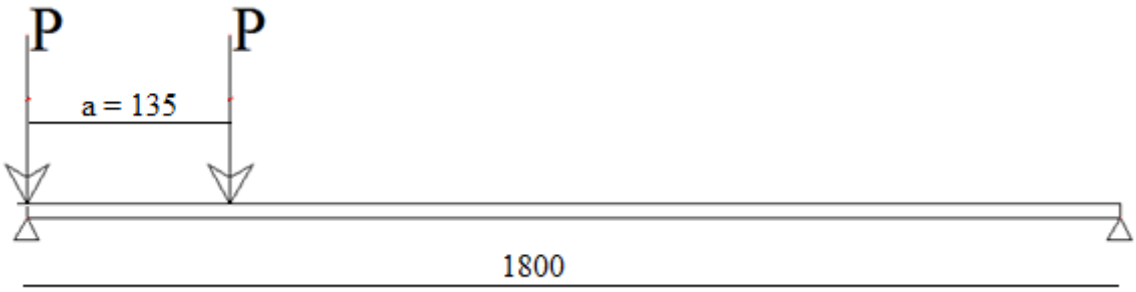
$Mmax = PL/2(1 - a/2L)^2$ avec $P = 32m\ et\ L = 18m$

$$Mmax = 32 * 18/2 * (1 - 1{,}35/(2 * 18))^2 =$$

$$Mmax = \mathbf{266{,}805\ t.m}$$

Effort Tranchant

L'effort tranchant maximal est obtenue lorsque l'une des roues se trouve sur l'appui et l'autre dans la travée tel qu'illustré ci-dessus.



L'effort tranchant dans ces conditions est donné par la formule suivante:

$$Tmax1 = P(2 - a/L)$$

$$Tmax1 = 32\left(2 - \frac{1{,}35}{15{,}35}\right) = 61.6\ t$$

Pour les deux tandems, on a: $Tmax = 2Tmax1 = 123{,}20T$

- ✓ *Sous système Br*

C'est une roue isolée disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée. Les caractéristiques de cette roue sont présentées ci-dessous (Figure 6):

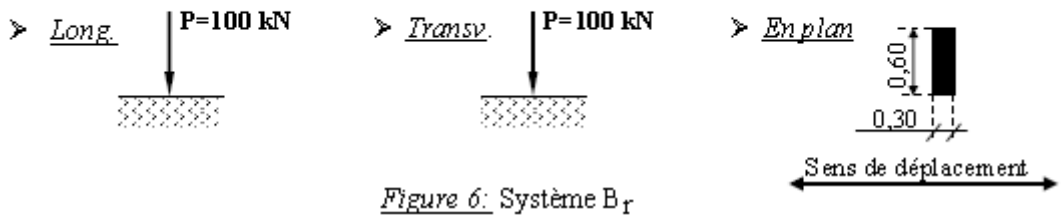


Figure 6: Système B_r

Moment flechissant

Le moment fléchissant est maximum lorsque la roue se trouve au milieu de la poutre

$$M_{max} = \frac{PL}{4} = 10 \times 15{,}45/4 = \mathbf{45\ t.m}$$

Efforts Tranchant

L'effort tranchant est obtenu lorsque la roue se trouve sur l'appui.

$$T_{max} = P = 10\ t$$

✓ *Coefficient de majoration dynamique, δ.*

Les charges du système B sont des surcharges roulantes et par conséquent doivent être multipliées par un coefficient de majoration pour effets dynamiques, δ, sera noté δB pour la charge B (δB ≥1). Ce coefficient, applicable aux trois systèmes Bc, Bt et Br est le même pour chaque élément du pont. Il est déterminé à partir de la formule:

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{(1 + 0{,}2L)} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

- *Pour le calcul d'un hourdis de pont à poutre sous chaussée on a [coursM Ben OUEDZOU]*

$$L = longueur\ \ de\ la\ travée\ etudiée\ en\ (m) = \min\{max(L_r; L_{rive}); L_p\}$$

$$Avec \begin{Bmatrix} L_r = largeur\ roulable = 7m \\ L_{rive} = distance\ entre\ poutres\ de\ rives = 7.5m \\ L_p = longueur\ poutre = 18m \end{Bmatrix} d'\ où\ L = \min(7.5; 18) = 7.5m$$

$$G = poids\ total\ dalle + 2\ poids\ trotoire + poids\ revetement$$

G =338,76t

$$S = poids\ total\ max\ du\ systeme\ B\ sur\ la\ travee = \max\{S_{Bc}; S_{Bt}; S_{Br};\}$$

$$S = \max\{S_{Bc}; S_{Bt}; S_{Br};\}$$

$$L = 7{,}5m \rightarrow sur\ cette\ longueur, on\ peut\ avoir \begin{cases} S_{Bc} = 1{,}1 \times 30 \times 2 = 66t \\ S_{Bt} = 1 \times 32 \times 2 = 64t \\ S_{Br} = 1 \times 10 = 10t \end{cases} \rightarrow S = 66t$$

Ainsi, on a

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{(1 + 0{,}2 \times 7{,}5)} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{316{,}26}{66}} = 1{,}19$$

- *Pour le calcul des poutres principales et des entretoises, on a*

$$L = longueur\ \ de\ la\ travée\ \ de\ la\ poutre = 18m$$

$$G = poids\ total\ du\ tablier\ dans\ la\ travée\ L$$

$$G = 2 \times (poutre\ riv + poutre\ interm) + entretoise$$

$$G = 255{,}46t$$

$$S = poids\ total\ max\ du\ systeme\ B\ sur\ la\ travee = \max\{S_{Bc}; S_{Bt}; S_{Br};\}$$

$$S = \max\{S_{Bc}; S_{Bt}; S_{Br};\}$$

$$L = 18m \rightarrow sur\ cette\ travée, on\ a \begin{cases} S_{Bc} = 1{,}1 \times (30 \times 4 - 12t) = 118.8t \\ S_{Bt} = 1 \times 32 \times 2 = 64t \\ S_{Br} = 1 \times 10 = 10t \end{cases} \rightarrow S = 118{,}8t$$

Ainsi, on a

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{(1 + 0,2 \times 18)} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{255,46}{118,8}} = 1,149$$

c) Efforts de freinage

L'effort de freinage due à la charge A est donnée par le Fascicule 61 titre 2 par

$$Q_{fA} = \frac{1}{20 + 0,0035 \times S} \times A \;\; avec \begin{cases} s = surface\ chargeable \\ \quad = 7 \times 18 = 126\ m^2 \end{cases}$$

$$\frac{1}{20 + 0,0035 \times 126} \times 10.01 = 0,49\ t/ml$$

Donc l'effort total due au freinage sur tout le pont est $q_{fA} = 0,49 \times 18$=8,82t

L'effort de freinage due au système B_c est donnée par le Fascicule 61 titre 2 comme la charge d'un camion B_c soit $Q_{fBc} = 30t$

d) Charges de trottoir

On distingue :

- ✓ Les charges locales sont utilisées dans la justification des éléments des couvertures et des tabliers, dalles, longerons, pièces de pont, suspentes, entretoises).il comprend :
  - Une charge uniformément répartie d'intensité$q_{tr} = 0,45\ t/m2 = 4,5\ kN/m2$.

    Pour 18m de longueur et 1.5m de largeur, comme sollicitations, on a

    $M_{max} = 27,34t.m$ et $T_{max} = 6,08t$
  - une roue de $P_{tr} = 6t$ dont la surface d'impact est un carré de 0,25 m de côté à disposer sur les trottoirs en bordure d'une chaussée (ELU)

    Comme sollicitations, on a

    $M\ max = 27,00t.m$ et $T_{max} = 6,0t$
- ✓ Les charges générales servent à la justification des fermes maîtresses des fermes qui supportent à la fois une chaussée et un ou des trottoirs. Une charge uniforme de 0.15 t/m^2 de façon à produire l´effet maximal envisagé.

Pour 18m de longueur et 1.5m de largeur, comme sollicitations, on a

$M\ max = 9,11t.m$ et $Tmax = 2,03t$

Les diverses charges de trottoirs ne sont pas frappées de majorations pour effets dynamiques

e) Charges routière à caractère particulier.

Les charges routières à caractère particulier ne sont prises en compte que pour les itinéraires classés à cet effet

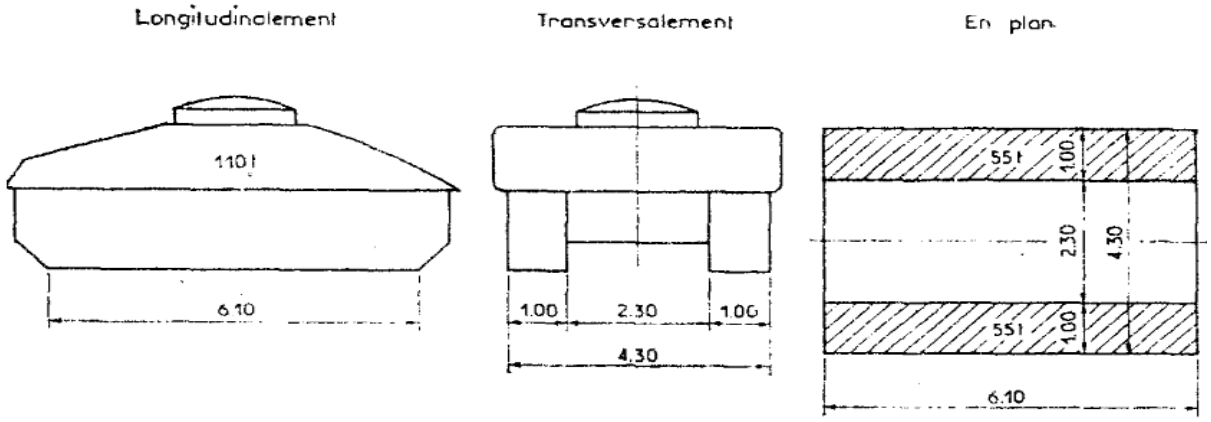
- ✓ *Surcharges militaire*

Les charges militaires se composent de 2 classes M80 et M120 devant être traité séparément : et pour chaque projet, les renseignements sur la classe à utiliser sont précisés. Chaque classe est composée de 2 systèmes à savoir :

- Le système Mc se compose de véhicules types à chenilles ;
- Le système Me se compose d´un groupe de deux essieux.

Pour le présent travail, nous utiliserons la classe M120, soient les systèmes Mc 120 et Me 120

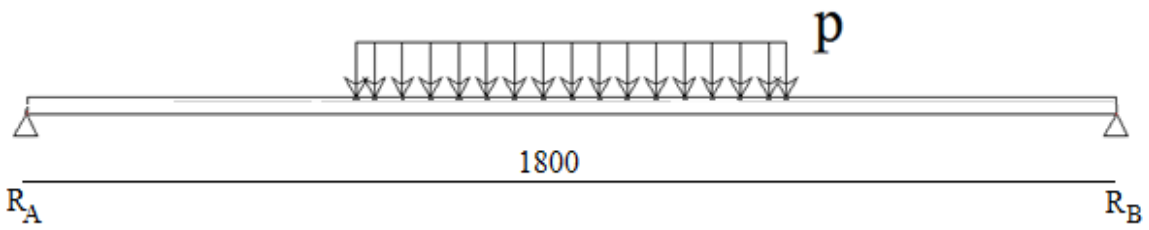
- *Surcharges du système Mc120*



Les convois Mc 120 ont une masse de 110tonnes

Dans le sens transversal on ne dispose qu'un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée. Le nombre de convois dans le sens longitudinal est illimité, mais il faut que leur intervalle soit ≥ 36,60m.

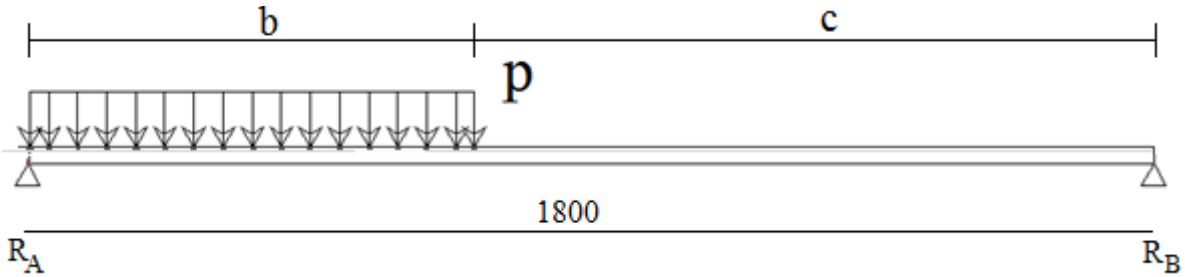
Moment Fléchissant



$$Mmax = pb/4(L - b/2) \; = \; \mathbf{411,13\ T.m}$$

Effort tranchant

L'effort tranchant est obtenu par le schéma et formules suivantes :



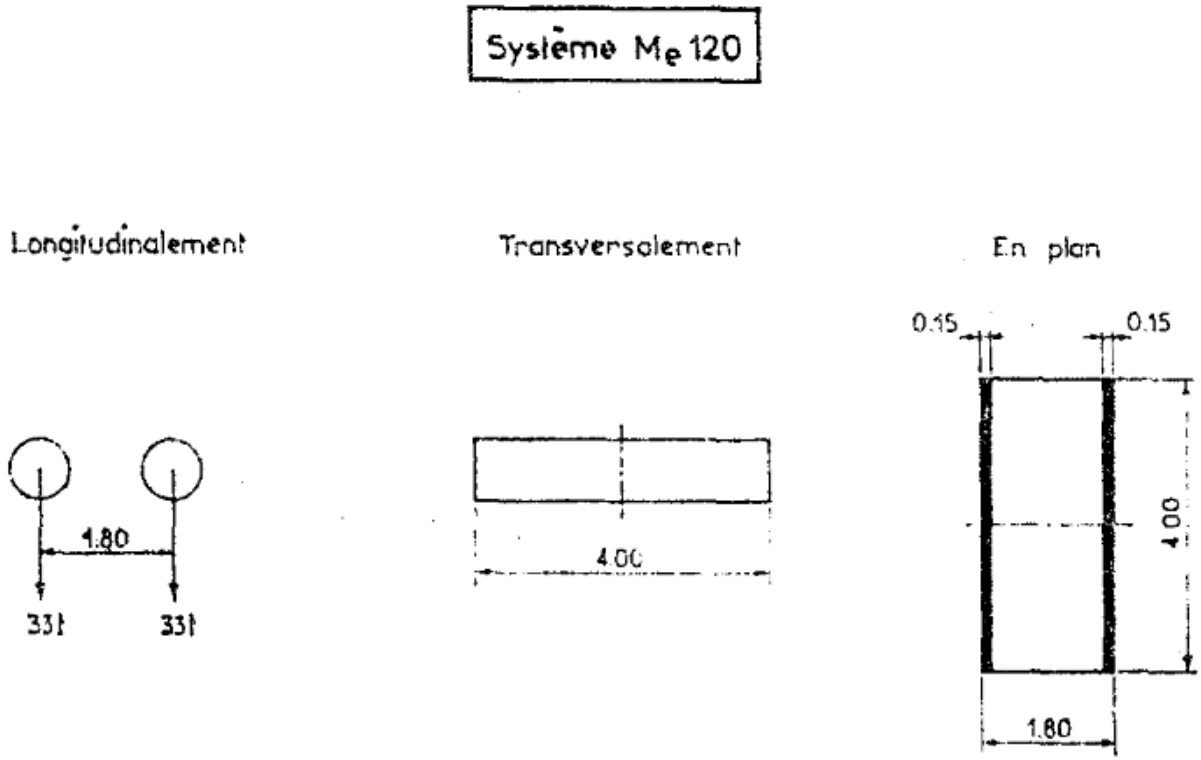
$$T_{max} = pb\left[1 - \frac{b}{2L_p}\right] = \mathbf{100,68t}$$

Calcul du coefficient de majoration dynamique :

Pour 18 m de travée, on ne peut disposer que d'une chenille.

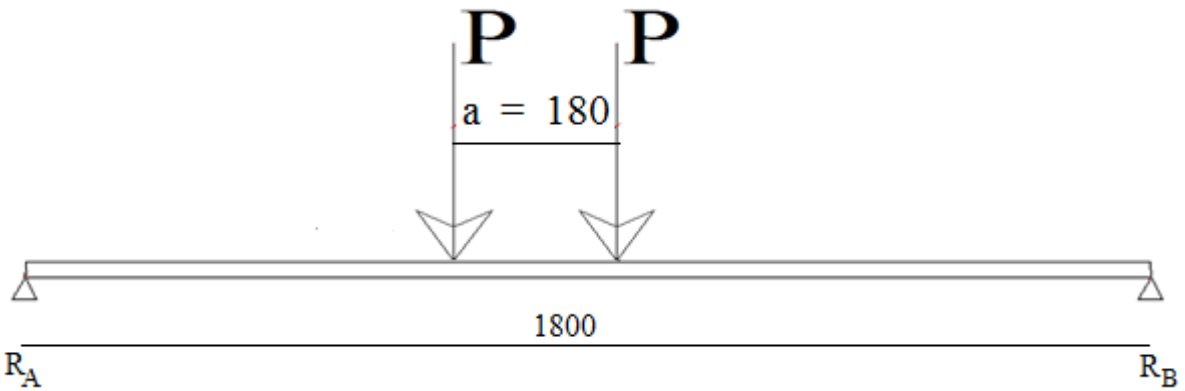
$$\delta_{Mc} = 1 + \frac{0,4}{(1 + 0,2 \times 18)} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{255,46}{110}} = 1,145$$

- *Surcharges du système Me120*



Moment fléchissant :

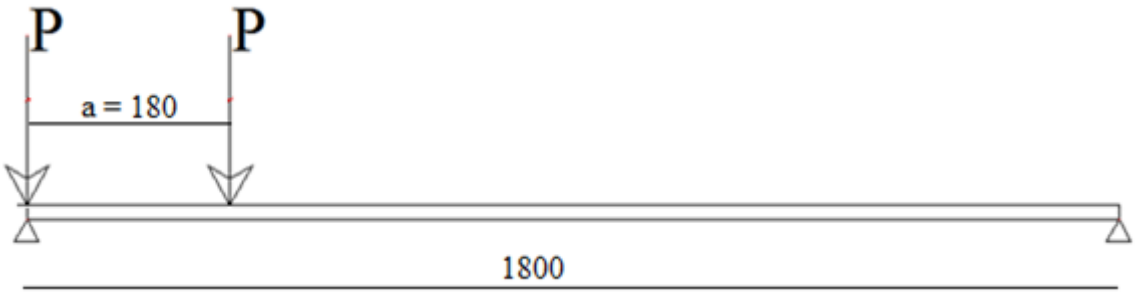
Le convoi circulant sur le pont se trouve dans le cas défavorable suivant: les 2 rouleaux se retrouvent sur le pont. Nous déterminerons donc le moment fléchissant absolu maximum



$$M_{max} = PL/2(1 - a/2L)^2 = \mathbf{268,04\ t.m}$$

Effort tranchant

L'effort tranchant maximal est obtenue lorsque l'une des roues se trouve sur l'appui et l'autre dans la travée telle qu'illustré comme suit



on a alors

$$T_{max} = P(2 - a/L) = 62{,}7t$$

Pour une classe donnée de charges (80 ou 120) le coefficient de majoration applicable aux deux systèmes Mc, Me est le même pour chaque élément d´ouvrage. [Fascicule 61 titre 2] d'ou

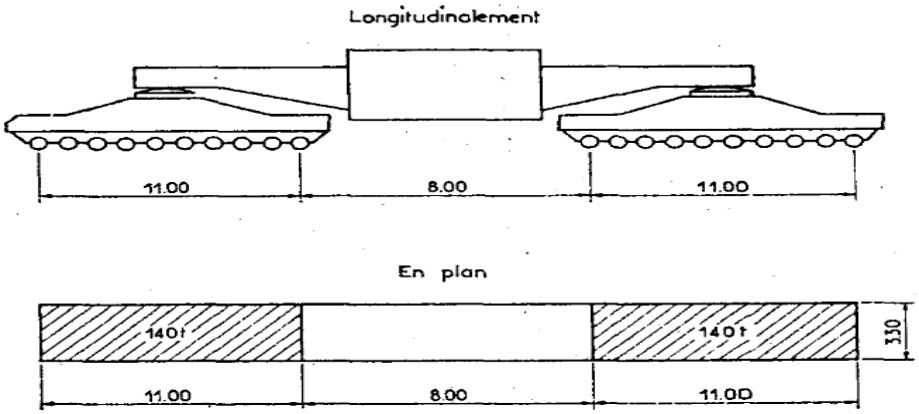
$$\delta_{Me} = \delta_{Mc} = 1{,}145$$

✓ *Charges Exceptionnelle*

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois lourds exceptionnels de l´un des types D ou E, les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule-type correspondant décrit ci-après, susceptible dans certains cas d´être plus défavorable que les charges des systèmes A et B. Considérons le convoi D pour notre étude

Il comporte deux remorques supportant chacune 140 tonnes, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et 11 mètres de long ; la distance entre axes des deux rectangles est de 19 mètres

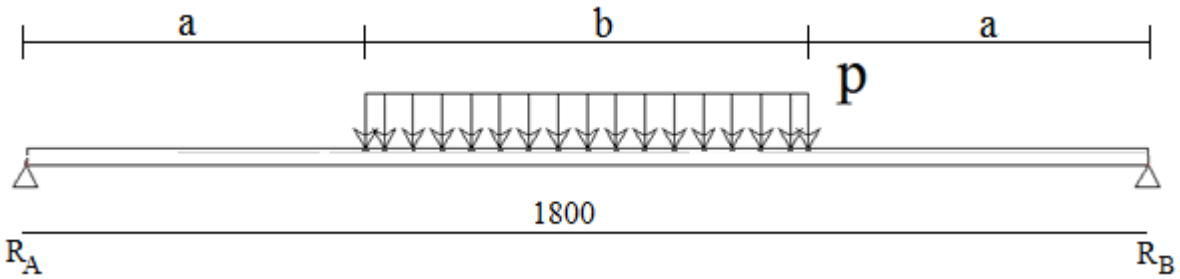
Convoi type D :



Une travée du pont ne peut prendre entièrement le convoi type D

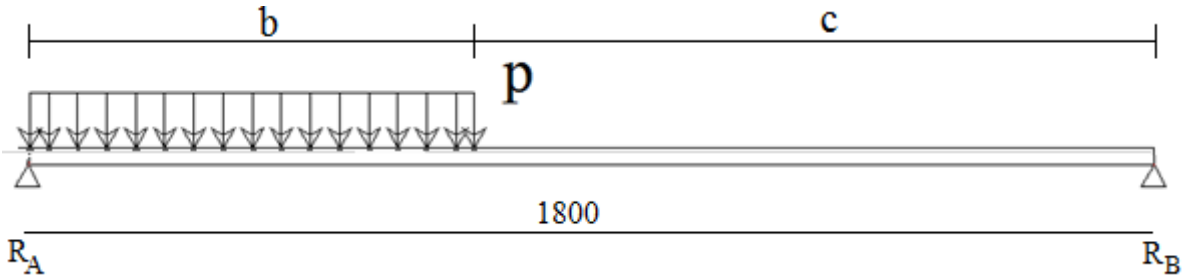
Pris comme telle, une seule remorque se retrouve à la fois sur le pont. Ce qui est assimilable à une charge répartie sur une longueur de 11m et semblable au système de surcharge Mc120

Moment Fléchissant



$$M_{max} = pb/4(L - b/2) \ = \ 437{,}5\ t.m$$

- Effort tranchant



$Tmax = pb[1 - b/(2l_P)] \ = \mathbf{97{,}222t}$

Annexe N° 5 : Coefficient de répartition transversale de GUYON – MASSONNET

a) Calcul des paramètres d'entretoisement et de torsion respectivement θ et α

Schéma de poutraison

$$\boldsymbol{avec\ \ l_p} = 18\ m\,;\boldsymbol{b} = 5\ m\,;\ \boldsymbol{b1} = 2{,}5\ m$$

Calcul du moment d'inertie de la poutre et de l'entretoise

§ Inertie de la poutre

section	a(m)	b(m)	A(m2)	yi	yi*Si	yG	di	Ai*di^2	Io	Ix=Lo+Ai*di2
S1	0,5 m	0,2 m	0,1	0,1 m	0,01		0,913508772	0,083449828	0,000333333 m	0,08378316 m
S2	0,1	0,2 m	0,01	0,266666667 m	0,002666667		0,746842105	0,005577731	2,22222E-05 m	0,00559995 m
S3	0,1	0,2 m	0,01	0,266666667	0,002666667		0,746842105	0,005577731	2,22222E-05 m	0,00559995 m
S4	0,3 m	1,1 m	0,33	0,75 m	0,2475		0,263508772	0,022914168	0,033275 m	0,05618917 m
S5	2,5 m	0,2 m	0,5 m	1,4 m	0,7		0,386491228	0,074687735	0,001666667 m	0,076354401
S poutre			0,95	1,013508772	0,962833333	1,013508772	0			22752663,743 Cm^4

On obtient l'inertie de la poutre $I_{Gxp} = 22752663{,}743\ Cm\text{^}4$

§ Inertie de l'entretoise

Notons que les entretoises ne sont qu'aux extrémités des poutres de ce fait la rigidité flexionnelle et torsionnelle seront assurées dans le sens transversale par la dalle qui se comportera comme une succession d'entretoises de largeur 1 mètre, donc espacées d'un mètre. Dans ce cas, l'inertie du hourdis représentant l entretoise est donné par:

$$I_{GXe} = E * \frac{ep^3}{12} = 0.000667E_b$$

Avec Eb = module de déformation instantanée du béton

$E_b = 11\ 000fc28^{1/3}$ fc28= 30,00 Mpa Eb= 34179,56Mpa **Rigidité flexionnelle**

$\rho_p = E_b I_{GXp}/b_1$ = Rigidité flexionnelle de la poutre au mètre linéaire avec b1= 2,50 m

$\rho_e = E_b I_{GXe}/l_1$ = Rigidité flexionnelle de l'entretoise au mètre linéaire avec l1= 1,00 m

$$\boldsymbol{\rho_E = \gamma_E = (E \times 20^3/12)}$$

$$\rho_p = 0{,}091\,0E = 3110{,}70392$$

$$\rho_e = 0{,}0006\,E = 22{,}7863717$$

§ Rigidité tortionnelle

$$\boldsymbol{rigidité\ de\ torsion} \begin{cases} \boldsymbol{\gamma_p = \frac{B_p}{b_1} = \frac{G.K_p}{b_1}} \\ \boldsymbol{\gamma_E = \frac{B_E}{L_1} = \frac{G.K_E}{L_1}} \end{cases} \boldsymbol{avec\ G = module\ de\ torsion = \frac{E}{2(1+\nu)}}$$

Rigidité tortionnelle de la poutre au mètre linéaire $\gamma_p = (\Gamma1 + \Gamma2 + \Gamma3 + \Gamma4)G_b/b$

Γ1 =	0,004	→ $\boldsymbol{\gamma_p = 366.702}$
Γ2 =	0,0594594	
Γ3 =	0,0007744	
Γ4 =	0,000138394	

Rigidité tortionnelle de l'entretoise au mètre linéaire $\gamma e = \frac{1}{2}.\frac{1}{3} \times h_0^3 \times G_b = \frac{1}{12} \times h_0^3 \times E_b$

$$\boldsymbol{\gamma e = 22,78637171}$$

b) Calcul des paramètres d'entretoisement et de torsion

Le comportement du pont est entièrement défini par 2 paramètres principaux à savoir

§ Paramètre d'entretoisement

$\theta = \frac{b}{L}\sqrt[4]{(\frac{\rho p}{\rho e})}$ Avec b = demie largeur active du pont d'où ***θ=0.56***

§ Paramètre de torsion

$\alpha = \frac{(\gamma p + \gamma e)}{(2\sqrt{(\rho e \rho p)}}$ / *D'où* $\boldsymbol{\alpha = 0.73}$

c) Calcul du coefficient de répartition transversal de Guyon-Massonnet

b=	5 m	
0	b	0
1/4	b	1 1/4
1/2	b	2 1/2
3/4	b	3 3/4
1	b	5

N° Poutre	Position	Position active
0	0	0 b
1	1,25 m	0,25 b
2	3,75 m	0,75 b

On a $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) * \sqrt{\alpha}$

Nous interpolons d'abord les valeurs de K entre θ=0,55 et θ=0,60 pour avoir les valeurs correspondantes pour θ=0,56. On obtient

Pour θ= 0,56 et α = 0, on a le tableau suivant

e	*-b*	*-3b/4*	*-b/2*	*-b/4*	*0*	*b/4*	*b/2*	*3b/4*	*b*
y									
0	0,46570274	0,757719329	1,037106903	1,265269498	1,365751805	1,265269498	1,037106903	0,757719329	0,46570274
b/4	-0,054062342	0,259300319	0,617485726	0,964098364	1,265269498	1,452656542	1,460687893	1,367360599	1,246328187
b/2	-0,390039043	-0,113684304	0,221562298	0,61766028	1,037106903	1,460687893	1,83122963	2,087263322	2,295846559
3b/4	-0,674892677	-0,3995883	-0,113684304	0,259300319	0,757719329	1,367360599	2,087138636	2,865128696	3,621344668
b	-0,943891532	-0,674892677	-0,390039043	-0,054062342	0,46570274	1,246328187	2,295846559	3,621344668	5,144014294

Pour θ= 0,56 et α = 1, on a le tableau suivant

e	*-b*	*-3b/4*	*-b/2*	*-b/4*	*0*	*b/4*	*b/2*	*3b/4*	*b*
y									
0	0,82070342	0,903973704	1,00134554	1,101077188	1,153849256	1,101077188	1,00134554	0,903973704	0,82070342
b/4	0,624322196	0,713716377	0,823899384	0,958863849	1,101077188	1,199356393	1,194080522	1,142359579	1,087665867
b/2	0,484386045	0,570905905	0,680187362	0,823899384	1,00134554	1,194080522	1,351310386	1,413601465	1,435609303
3b/4	0,385075106	0,466498768	0,570905905	0,713716377	0,903973704	1,142359579	1,413601465	1,672639783	1,865829927
b	0,308607689	0,385075106	0,484386045	0,624322196	0,82070342	1,087665867	1,435609303	1,865829927	2,356820603

$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) * \sqrt{\alpha}$

α= 0,731472121

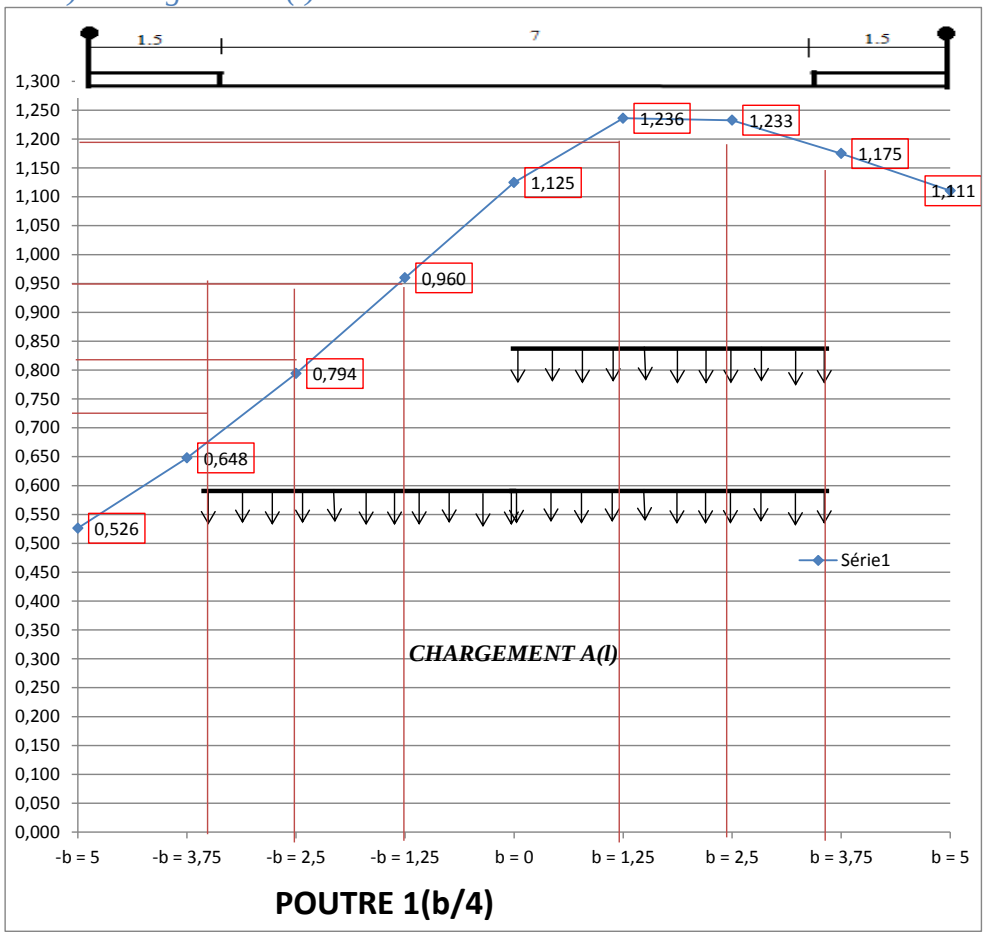
e	*-b*	*-3b/4*	*-b/2*	*-b/4*	*0*	*b/4*	*b/2*	*3b/4*	*b*
y									
0	0,769321131	0,882805056	1,006521588	1,124842147	1,264846055	1,124842147	1,006521588	0,882805056	0,769321131
b/4	0,526133791	0,647944848	0,794023367	0,959621485	1,124842147	1,236018693	1,232668891	1,174925904	1,110630423
b/2	0,357823012	0,4718193	0,613806628	0,794048632	1,006521588	1,232668891	1,420773209	1,511106316	1,56011881
3b/4	0,23165689	0,341142568	0,4718193	0,647944848	0,882805056	1,174925904	1,51108827	1,845238918	2,119920613
b	0,127322748	0,23165689	0,357823012	0,526133791	0,769321131	1,110630423	1,56011881	2,119920613	2,76023502

Ici, nous programmons le polynôme de degré 8 sur une feuille Excel qui represente la ligne d'influence des coefficients de réparation transversale.

Il est question d'appliquer les différentes charges, puis d'évaluer la part reprise par chaque poutre.

Annexe N° 6 : Calcul de CRT pour la ligne d'influence de la poutre 1 :

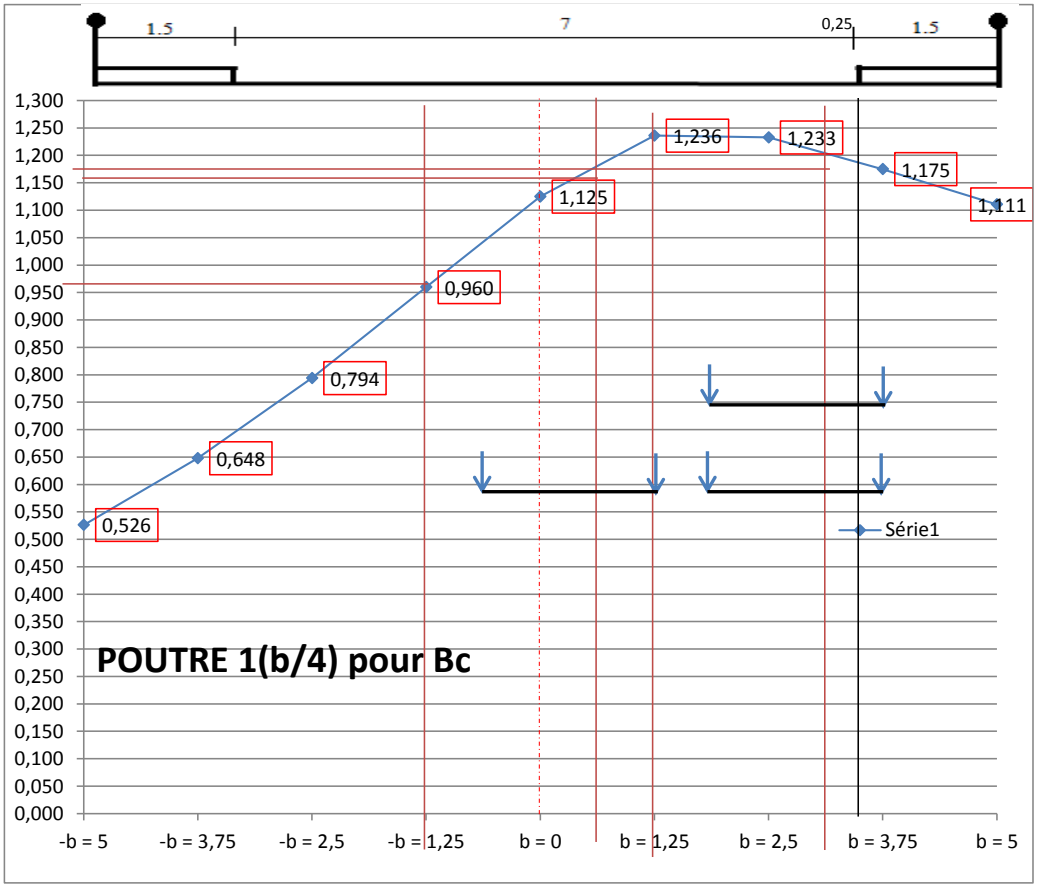
a) Chargement A(l)



Le cas défavorable est lorsque les deux voies sont chargées et on obtient

$$\eta_{Al} = 0{,}262 \ avec \ L_{Al} = 7m$$

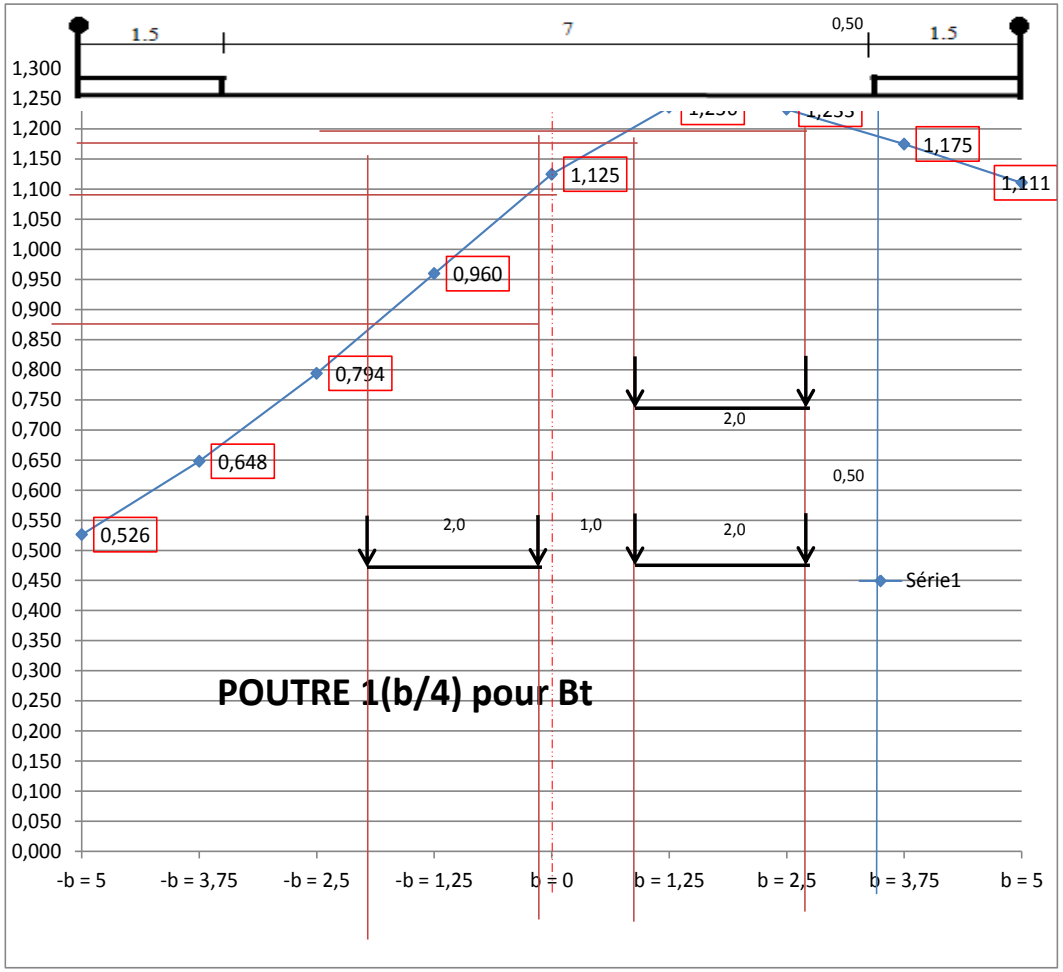
b) Chargement système (Bc)



Le cas défavorable est lorsque les deux files sont chargées et on obtient

$$\eta_{Bc} = 0{,}574 \ avec \ bc = 1{,}1$$

c) Chargement système B_t



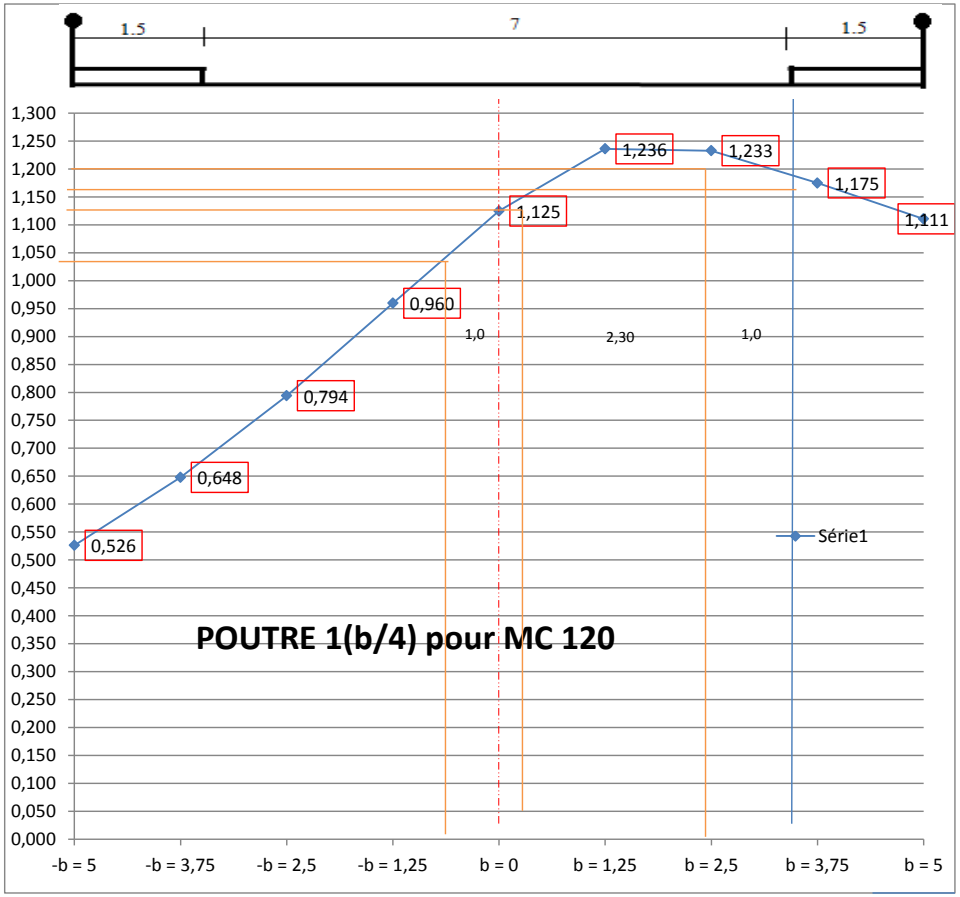
Le cas défavorable est lorsque les deux files sont chargées et on obtient

$$\eta_{Bc} = 0{,}552 \ avec \ bt = 1$$

a) Chargement système B_r

Br est place n' importe où sur la largeur Roulable, on place au Max des Ki

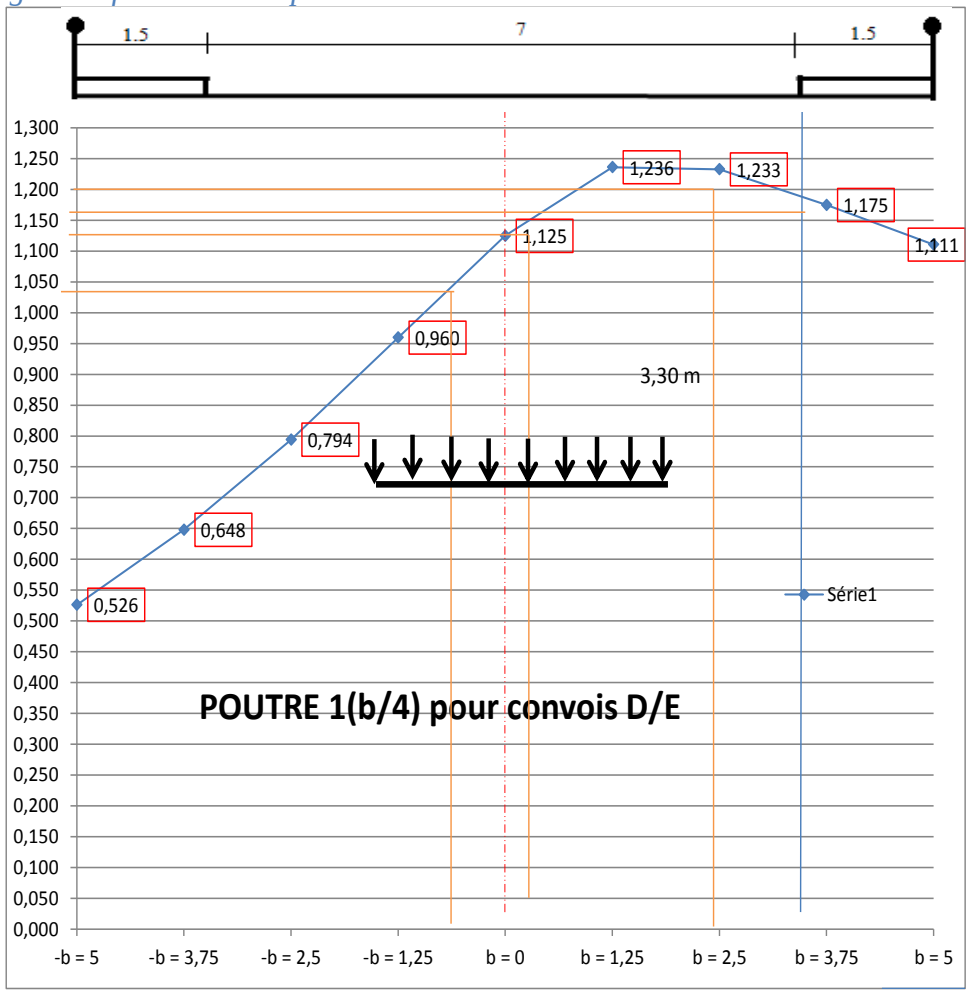
d) Chargement système M_{c120}



$$\eta_{Mc120} = 0{,}287 \ avec \ L_{Mc} = 1m \ et \ P = 110t$$

$$\eta_{Br} = 0{,}312 \ avec \ bc = 1$$

e) Chargement convois D sur la ligne d'influence de la poutre 1



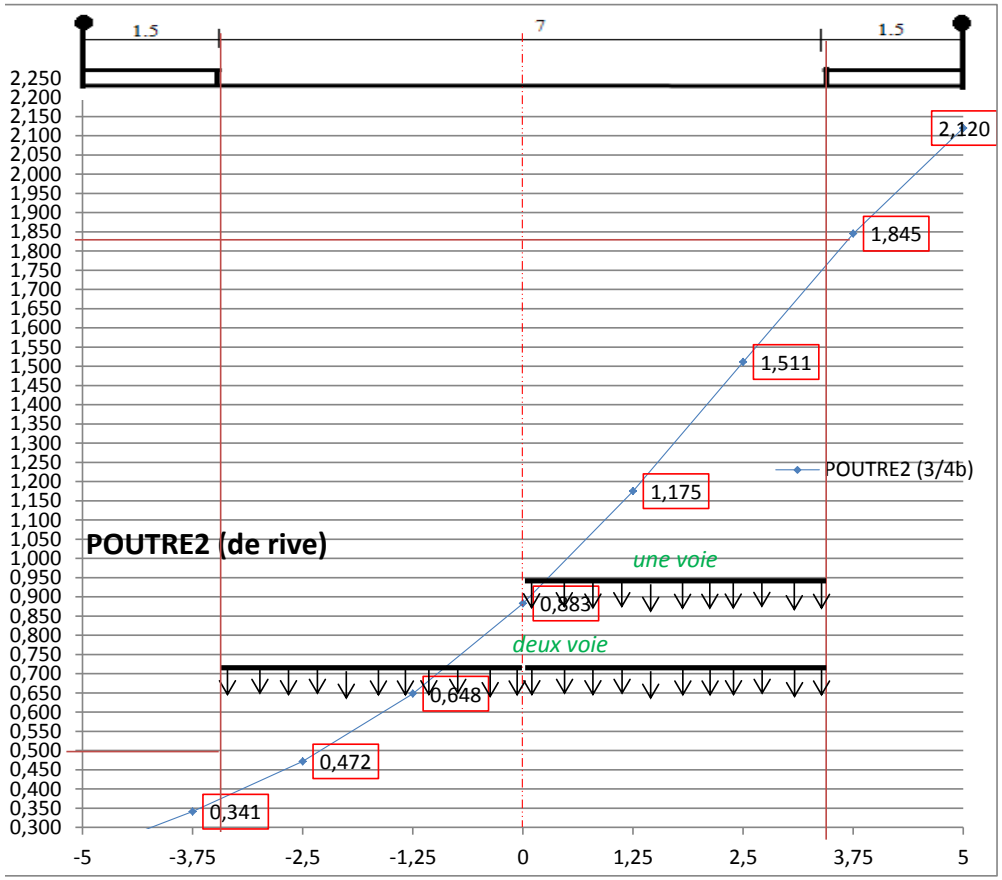
$$\eta_{Mc120} = 0{,}269 \; avec \; L_{Mc} = 3.30m \; et \; P = 140t$$

a) Chargement Trottoir (Tr)

Le cas défavorable est lorsque les deux trottoirs sont chargés et on obtient $\eta_{Tr} = 0{,}437 \; avec \; L_{Tr} = 1{,}5m$

Annexe N° 7 : Calcul de CRT pour la ligne d'influence de la poutre de rive (poutre 2)

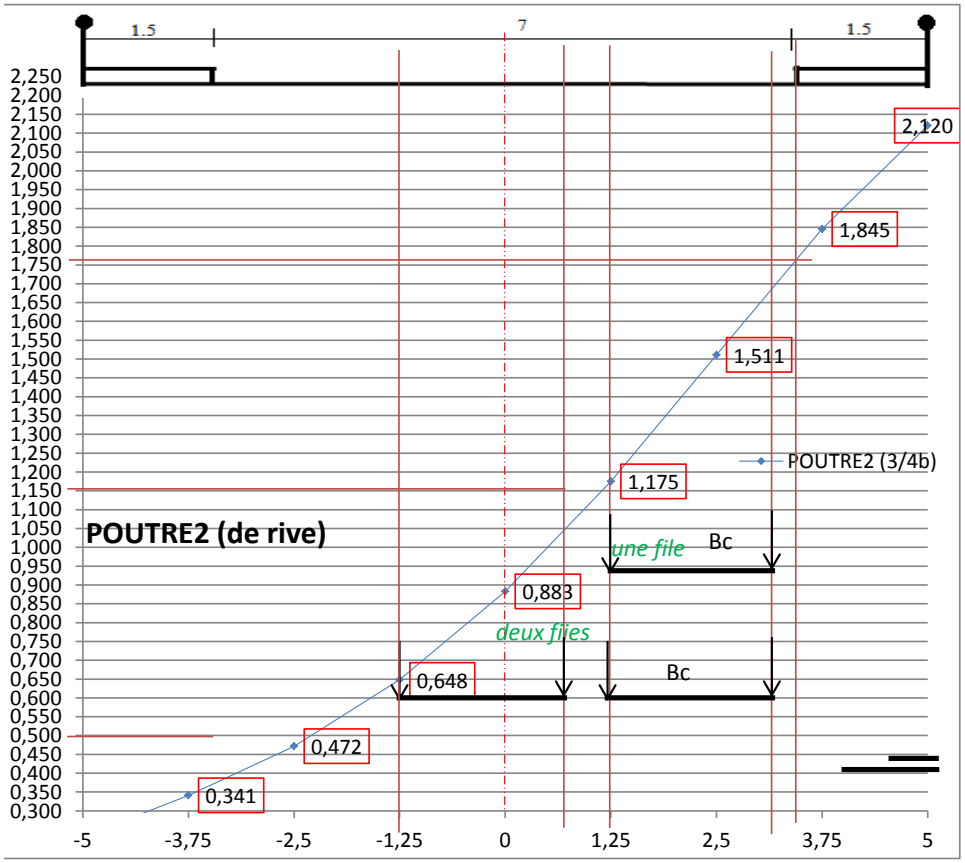
a) Chargement A(l)



Le cas défavorable est lorsque les deux voies sont chargées et on obtient

$$\eta_{Al} = 0{,}236 \ avec \ L_{Al} = 7m$$

b) Chargement système (Bc)

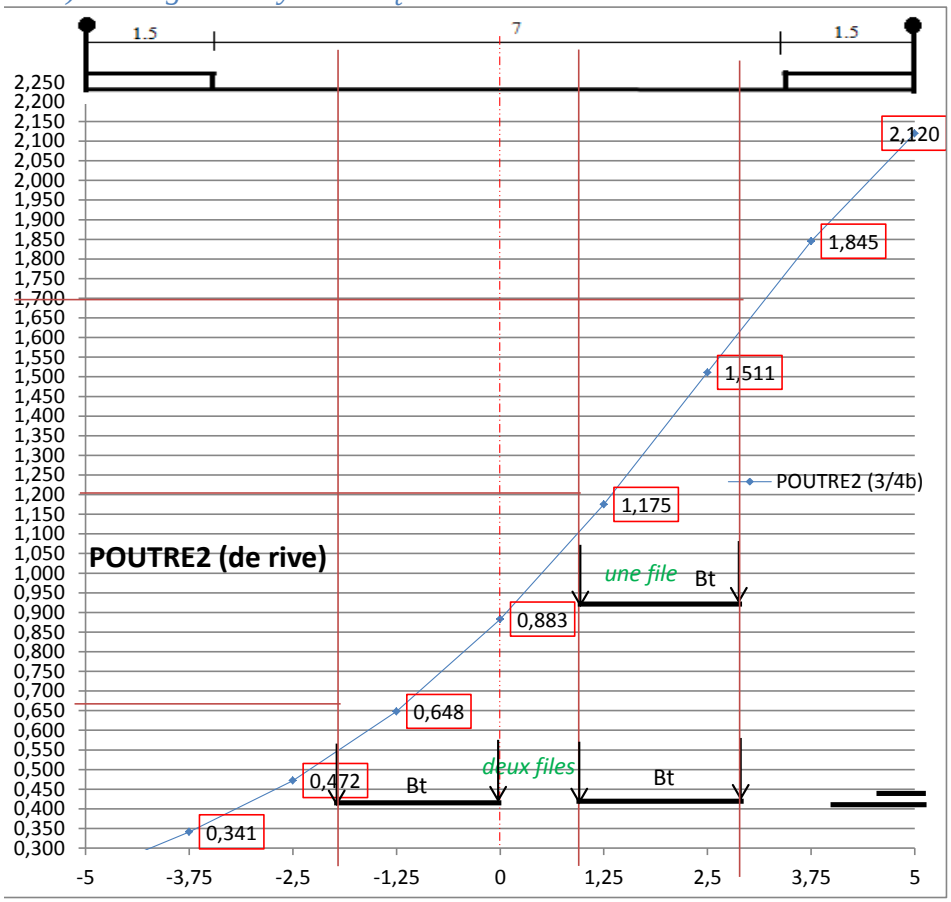


Le cas défavorable est lorsque les deux files sont chargées et on obtient $\eta_{Bc} = 0{,}574 \ avec \ bc = 1{,}1$

a) Chargement Trottoir (Tr)

Le cas défavorable est lorsque les deux trottoirs sont chargés et on obtient $\eta_{Tr} = 0.562 \ avec \ L_{Tr} = 1{,}5m$

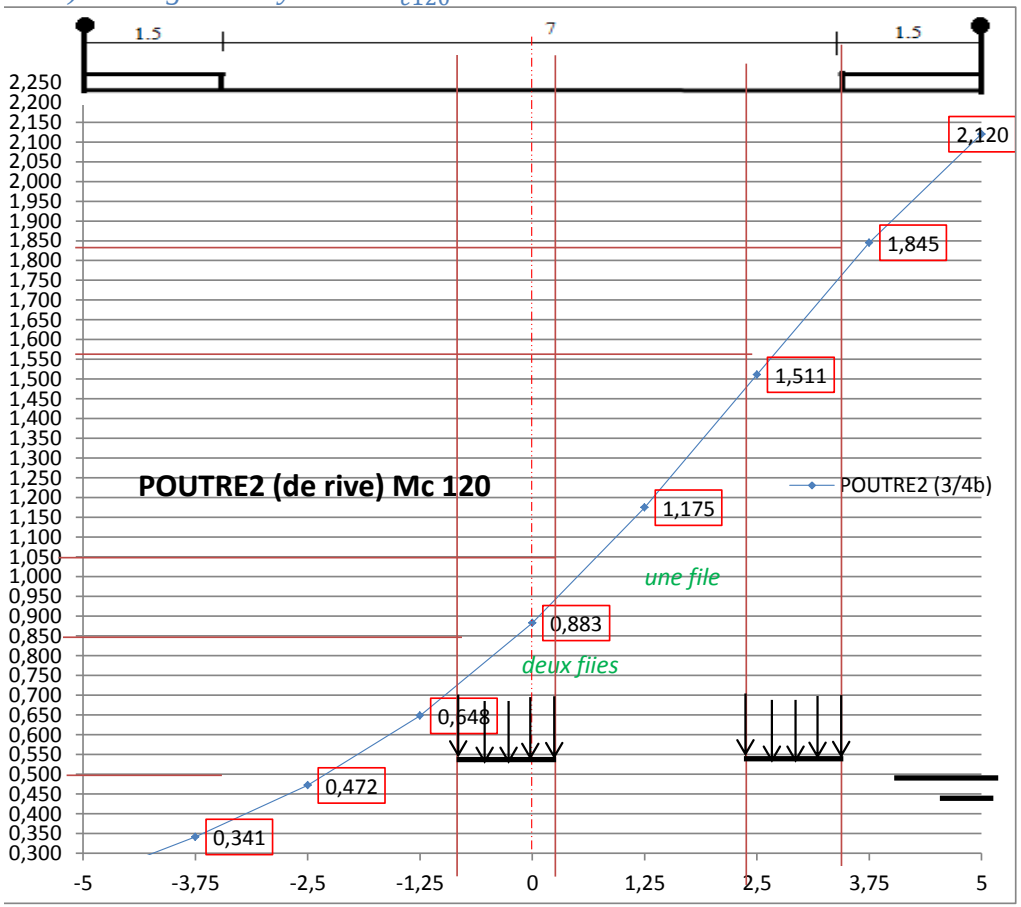
c) Chargement système B_t



Le cas défavorable est lorsque les deux files sont chargées et on obtient

$$\eta_{Bt} = 0{,}552 \ avec \ bt = 1$$

d) Chargement système M_{c120}



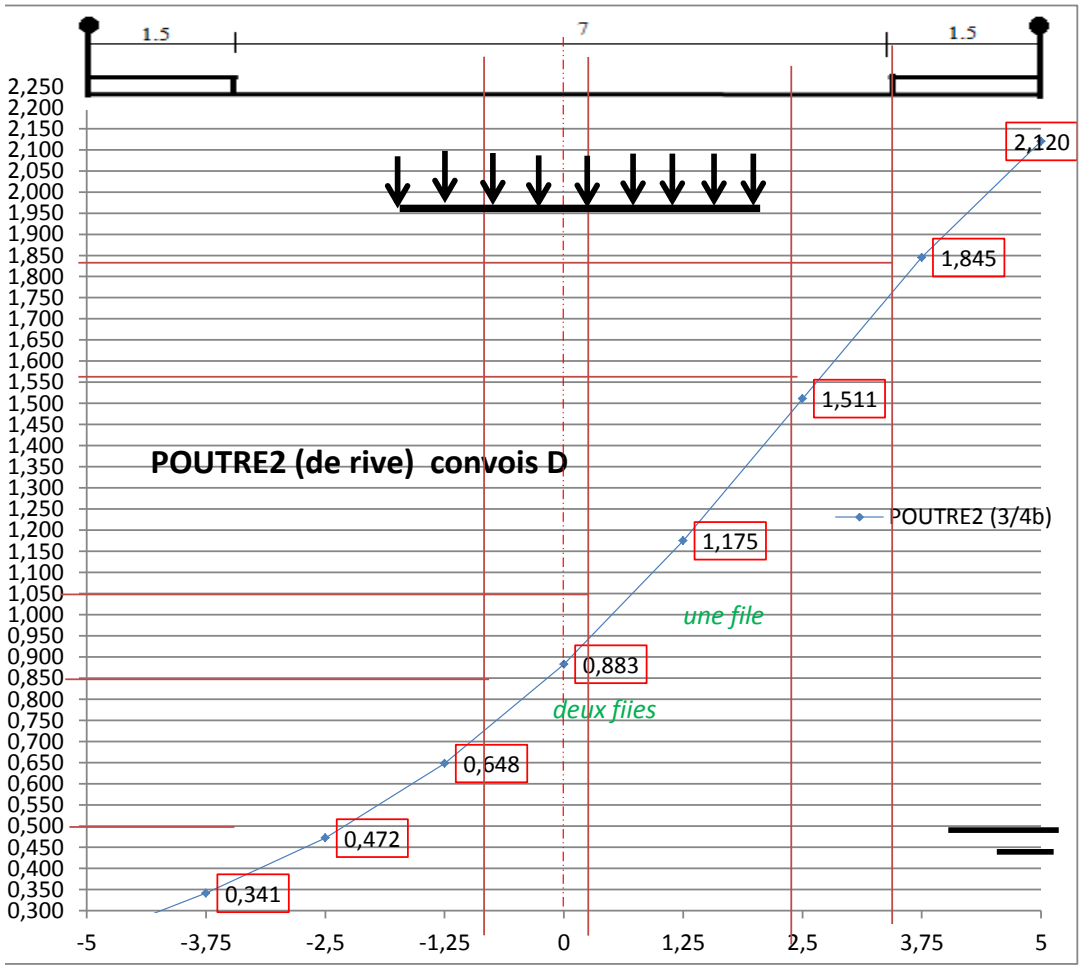
$$\eta_{Mc120} = 0.309 \ avec \ L_{Mc} = 1m \ et \ P = 110t$$

b) Chargement système B_r

Br est place n' importe où sur la largeur Roulable, on place au Max des Ki

$$\eta_{Br} = 0{,}446 \ avec \ bc = 1$$

c) Chargement convois D sur la ligne d'influence de la poutre 1



$$\eta_{Mc120} = 0{,}233 \; avec \; L_{Mc} = 3.30m \; et \; P = 140t$$

Annexe N° 8 : calcul des efforts tranchant pour le convoi Bc

Soit une charge P localisée s'appliquant suivant une aire rectangulaire de dimension $(u_0\ v_0)$

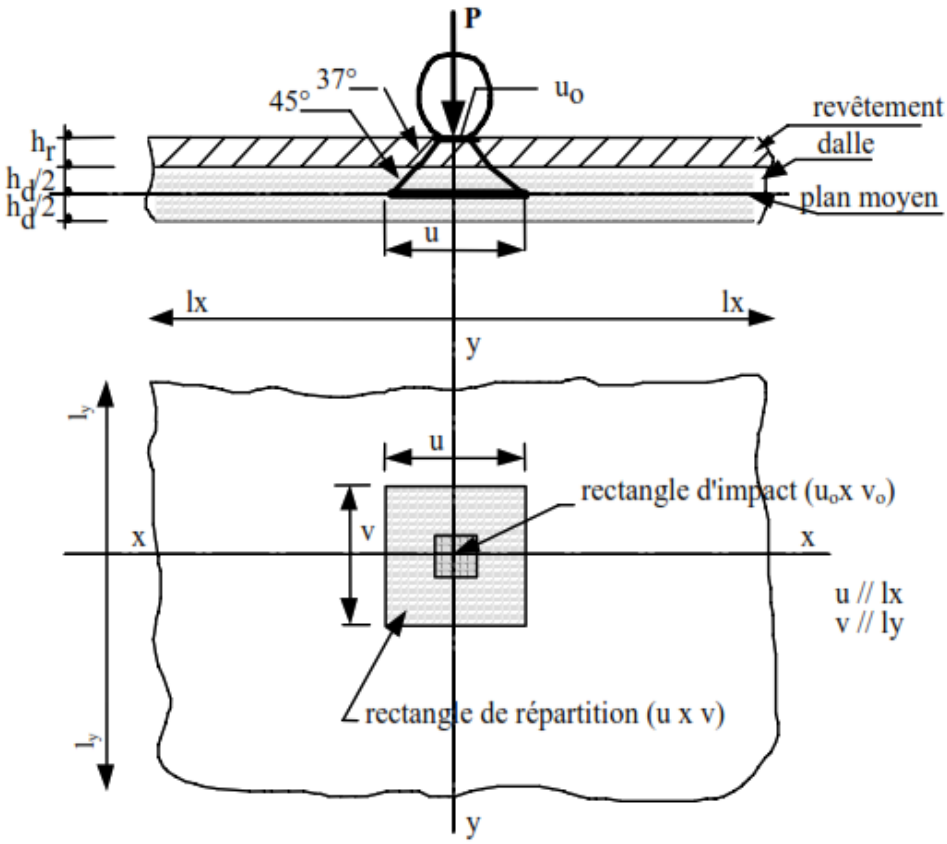


Figure 18Diffusion d'une charge P localisée sur le plan moyen de la dalle

Les valeurs maximales de l'effort tranchant sur le bord de la dalle par unité de longueurs sont égales a :

Cas 1 : $u \geq v$

Au milieu de v (dans le sens de xx) $T_{ap,x} = \frac{P}{3u}$

Au milieu de u (dans le sens de yy) $T_{ap,y} = \frac{P}{2u+v}$

Cas 2 : $u < v$

Au milieu de v (dans le sens de xx) $T_{ap,x} = \frac{P}{2v+u}$

Au milieu de u (dans le sens de yy) $T_{ap,y} = \frac{P}{3v}$

$$u = u_0 + 1{,}5.h_r + h_d = 0.57\ m \quad et\ v = v_0 + 1{,}5.h_r + h_d = 0{,}57\ m$$

$$P = 6\ t \qquad p = 18{,}46722\ t/m2$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

  au milieu de v (sens de xx) Tap,x =3,51 t

  au milieu de u (sens de yy) Tap,y =3,51 t

Annexe N° 9 : Flexion locale : calcul du moment fléchissant pour les différentes combinaisons des convois Bc

Le Hourdis repose sur les poutres à âme mince et ayant une faible rigidité de torsion. Dans ce cas, on considère que le hourdis est simplement appuyé sur les poutres, puis on tient compte forfaitairement de la continuité du Hourdis [Article A8.2.3] le Calcul des efforts pour les dalles rectangulaires simplement appuyés a été effectué au moyen des abaques de MOUGUIN (1985) qui reprennent les abaques de Pigeaud mais avec plus de précision dans les calculs. Nous allons considérer les différents chargements et calculer les efforts correspondants.

- ***une file de camion Bc***

a) 1er cas: Effet de deux rectangles situés sur un axe et symétriques par rapport à un autre

$$(A_1,A_2,A_3,A_4) + (B_1,B_2,B_3,B_4) \equiv (A_1,A_2,B_3,B_4) - (A_4,A_3,B_2,B_1)$$

effet de A1 A2 B3 B4

α = u/Lx 0,285

β = v1/Ly 0,120

ρ = 0,116 0,10 < 0,116 < 0,15

P'1 = 21,78947368 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M'1	M'2
0,1	0,14	0,03
0,15	0,16	0,04
0,116	0,146511628	0,033255814

interpol= 0,3255814

on a donc M'ox = 3,192411 t.m

M'oy = 0,724627 t.m

effet de A4 A3 B2 B1

α = u/Lx 0,285

β = v2/Ly 0,054

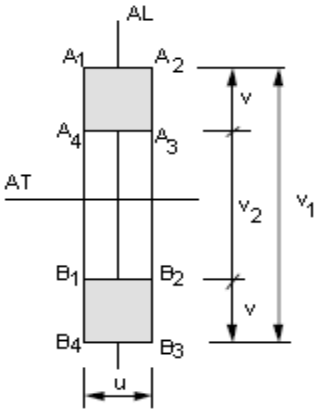
P"1 = 9,7894737 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M"1	M"2
0,1	0,17	0,07
0,15	0,18	0,09
0,116	0,173255814	0,076511628

on a donc M"ox = 1,6960832 t.m

M"oy = 0,7490086 t.m



Effet des deux rectangles d'impacts :

$$Mox = M'ox - M''ox = 1{,}4963t.m$$

$$Moy = M'oy - M''oy = -0{,}02438t.m$$

b) 2ème cas: Effet d'un rectangle centré et d'un rectangle placé sur un axe

on a alors u = 0,57 m v = 0,57 m
v1= 3,57 m
v2 = 2,43 m

$$(A_1,A_2,A_3,A_4)+(B_1,B_2,B_3,B_4) \cong \frac{1}{2}\left[(A_1,A_2,C_3,C_4)-(A_4,A_3,C_2,C_1)\right]+(B_1,B_2,B_3,B_4)$$

effet de A1 A2 C3 C4
α = u/Lx 0,285
β = v1/Ly 0,208
ρ = 0,116
P'1 = 37,57894737 t
la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M'1	M'2
0,1	0,095	0,007
0,15	0,12	0,018
0,116	0,103139535	0,010581395

on a donc M'ox = 3,875875 t.m
M'oy = 0,397638 t.m

effet de A4 A3 C2 C1
α = u/Lx 0,285
β = v2/Ly 0,141
P"1 = 25,578947 t
la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

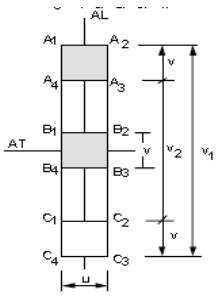
ρ	M"1	M"2
0,1	0,12	0,014
0,15	0,14	0,035
0,116	0,126511628	0,020837209

on a donc M"ox = 3,2360343 t.m
M"oy = 0,5329939 t.m

effet de B1 B2 B3 B4
α = u/Lx 0,285
β = v/Ly 0,033
P"1 = 6 t
la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M'"1	M'"2
0,1	0,185	0,1
0,15	0,19	0,12
0,116	0,186627907	0,106511628

on a donc M'"ox = 1,119767 t.m
M'"oy = 0,63907 t.m



$$Mox = 0{,}5 * (M'ox - M''ox) + M'''ox = 1{,}4396 t.m$$

$$Moy = 0{,}5 * (M'oy - M''oy) + M'''oy = 0{,}5714 t.m$$

c) 3ème cas: Quatre rectangles non centrées et symétriques deux à deux.

NB: ici, les surfaces d'impacts se chevauchent

on a alors u = 0,57 m v = 0,57 m
u1= 1,07 m v1= 2,07 m
u2 = 0,07 m v2 = 0,93 m

effet de A1 B2 C3 D4

α = u1/Lx 0,535
β = v1/Ly 0,120
ρ = 0,116
P'1 = 40,90304709 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M'1	M'2
0,1	0,11	0,025
0,15	0,125	0,04
0,116	0,114883721	0,029883721

on a donc M'ox = 4,699094 t.m
M'oy = 1,222335 t.m

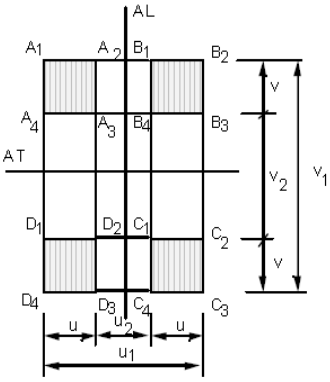
effet de A4 B3 C2 D1

α = u1/Lx 0,535
β = v2/Ly 0,05407 m
P"1 = 18,376731 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M"1	M"2
0,1	0,135	0,07
0,15	0,14	0,085
0,000	0,136627907	0,074883721

on a donc M"ox = 2,51077 t.m
M"oy = 1,37612 t.m



$$(A_1,A_2,A_3,A_4)+(B_1,B_2,B_3,B_4)+(C_1,C_2,C_3,C_4)+(D_1,D_2,D_3,D_4) \cong (A_1,B_2,C_3,D_4)-(A_2,B_1,C_4,D_3)-(A_4,B_3,C_2,D_1)+(A_3,B_4,C_1,D_2)$$

effet du chevauchement

effet du rectangle B1 A2 D3 C4

α = u2/Lx 0,035
β = v1/Ly 0,120348837 m
P"01 = 2,675900277 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M"1	M"2
0,1	0,16	0,028
0,15	0,19	0,05
0,116	0,169767442	0,035162791

on a donc M"ox = 0,454281 t.m
M"oy = 0,094092 t.m

effet du rectangle B4 A3 D2 C1

α = u2/Lx 0,035
β = v2/Ly 0,05407 m
P"02 = 1,2022161 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M"1	M"2
0,1	0,23	0,08
0,15	0,25	0,11
0,116	0,236511628	0,089767442

on a donc M"ox = 0,28434 t.m
M"oy = 0,10792 t.m

$$(A_1,A_2,A_3,A_4)+(B_1,B_2,B_3,B_4)+(C_1,C_2,C_3,C_4)+(D_1,D_2,D_3,D_4) \cong \frac{1}{2}[(A_1,B_2,E_3,F_4)-(A_2,B_1,E_4,F_3)-(A_4,B_3,E_2,F_1)+(A_3,B_4,E_1,F_4)] + (D_1,C_2,C_3,D_4) - (D_2,C_1,C_4,D_3)$$

L'effet des rectangles d'impact est alors :

$$Mox = M'ox - M''ox + M'''ox - M""ox = 2{,}358t.m$$

$$Mox = M'oy - M''oy + M'''oy - M""oy = -0{,}167t.m$$

d) 4eme cas, Effet d'un rectangle centré et d'un rectangle placé sur un axe

on a alors u = 0,57 m v = 0,57 m
u1= 1,07 m v1= 3,57 m
u2 = 0,07 m v2 = 2,43 m

effet de A1 B2 E3 F4

α = u1/Lx 0,535

β = v1/Ly 0,208

ρ = 0,116

P'1 = 70,54293629 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M'1	M'2
0,1	0,085	0,006
0,15	0,105	0,017
0,116	0,091511628	0,009581395

on a donc M'ox = 6,455499 t.m

M'oy = 0,6759 t.m

effet de A4 B3 E2 F1

α = u1/Lx 0,535 m

β = v2/Ly 0,141

P"1 = 48,01662 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M"1	M"2
0,1	0,095	0,014
0,15	0,125	0,035
0,116	0,104767442	0,020837209

on a donc M"ox = 5,03058 t.m

M"oy = 1,00053 t.m

effet de D1 C2 C3 D4

α = u1/Lx 0,535

β = v/Ly 0,033

P"1 = 11,26316 m

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M'"1	M'"2
0,1	0,135	0,075
0,15	0,14	0,1
0,116	0,13662791	0,08313953

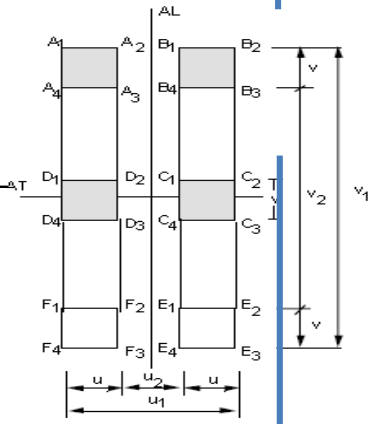
on a donc M'"ox = 1,5389 t.m

M'"oy = 0,9364 t.m

effet partiel des 2 rectangles d'impact

Mox1 = 0,5*(M'ox - M"ox)+ M'"ox= 2,2513 t.m

Moy1 = 0,5*(M'oy - M"oy)+ M'"oy= 0,7741 t.m



effet du chevauchement

effet de A2 B1 E4 F3

α = u2/Lx 0,035

β = v1/Ly 0,208

ρ = 0,116

P'1 = 4,614958449 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M'1	M'2
0,1	0,11	0,007
0,15	0,145	0,02
0,116	0,121395349	0,011232558

on a donc M'ox = 0,560234 t.m

M'oy = 0,051838 t.m

effet de A3 B4 E1 F2

α = u2/Lx 0,035 m

β = v2/Ly 0,141

P"1 = 3,14127424 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M"1	M"2
0,1	0,13	0,016
0,15	0,165	0,037
0,116	0,141395349	0,022837209

on a donc M"ox = 0,44416 t.m

M"oy = 0,07174 t.m

effet de D2 C1 C4 D3

α = u2/Lx 0,035

β = v/Ly 0,033

P"1 = 0,7368421 t

sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M'"1	M'"2
0,1	0,25	0,12
0,15	0,27	0,14
0,116	0,25651163	0,12651163

on a donc M'"ox = 0,189 t.m

M'"oy = 0,0932 t.m

Effet partiel des 2 rectangles d'impact du au chevauchement

Mox2 = 0,5*(M'ox - M"ox)+ M'"ox= 0,247045 t.m

Moy2 = 0,5*(M'oy - M"oy)+ M'"oy= 0,083269 t.m

Effet des 2 rectangles d'impact

$$Mox = Mox1 + Mox2 = 2{,}49, t.m$$

$$Moy = Moy1 + Moy2 = 0{,}85, t.m$$

Ce dernier cas est celui qui sollicite plus les efforts dans la dalle d'où $Mox = 2.498\ t.m\ et\ Moy = 0{,}85, t$

Annexe N° 10 : Flexion locale : Sollicitations dues aux charges du système Br

On a

u0 =0,6 v0 = 0,3 on a alors u = 0,92 m v = 0,62 m

- **Calcul de l'effort tranchant**

au milieu de v(sens de xx)Tap,x = 3,62t

au milieu de u(sens de yy) Tap,y = 4,07t

- **Calcul du moment fléchissant**

α = u/Lx 0,460

β = v/Ly 0,036

ρ = 0,116 0,10 < 0,116 < 0,15

P'1 = 10 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M1	M2
0,1	0,15	0,08
0,15	0,16	0,1
0,116	0,153255814	0,086511628

interpol= 0,3255814

on a donc

$$Mox = 1.532\ t.m\ et\ Moy = 0.8651\ t.m$$

Annexe N° 11 : Flexion locale : Sollicitations dues aux systèmes Bt

P = 8 t p = 15,25553 t/m2

u0 =0,6 v0 = 0,25 v1=1,92 m

u =0,92 m v =0,57 m v2 =0,78 m

➢ Calcul de l'effort tranchant

calcul de l'effort tranchant

au milieu de v (sens de xx) Tap,x = 2,90t

au milieu de u (sens de yy) Tap,y = 3,32t

➢ Calcul du moment fléchissant

e) 1er cas: Effet de deux rectangles situés sur un axe et symétriques par rapport à un autre

$(A_1,A_2,A_3,A_4) + (B_1,B_2,B_3,B_4) \equiv (A_1,A_2,B_3,B_4) - (A_4,A_3,B_2,B_1)$

effet de A1 A2 B3 B4

α = u/Lx 0,460

β = v1/Ly 0,112

ρ = 0,116 0,10 < 0,116 < 0,15

P'1 = 26,94736842 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M'1	M'2
0,1	0,125	0,028
0,15	0,135	0,05
0,116	0,128255814	0,035162791

interpol= 0,3255814

on a donc M'ox = 3,456157 t.m

M'oy = 0,947545 t.m

effet de A4 A3 B2 B1

α = u/Lx 0,460

β = v2/Ly 0,045

P"1 = 10,947368 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M"1	M"2
0,1	0,145	0,08
0,15	0,15	0,09
0,000	0,146627907	0,083255814

on a donc M"ox = 1,6051897 t.m

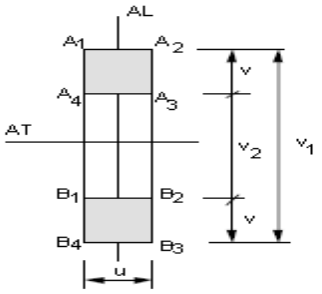
M"oy = 0,9114321 t.m

Effet des deux rectangles :

$$Mox = M'ox - M''ox = 1{,}850967\ t.m$$

$$Moy = M'oy - M''oy = 0{,}0361126\ t.m$$

f) 2ème cas: Effet d'un rectangle centré et d'un rectangle placé sur un axe



on a alors u = 0,92 m v = 0,57 m
v1= 3,27 m
v2 = 2,13 m

$$(A_1,A_2,A_3,A_4)+(B_1,B_2,B_3,B_4) \cong \frac{1}{2}[(A_1,A_2,C_3,C_4)-(A_4,A_3,C_2,C_1)]+(B_1,B_2,B_3,B_4)$$

effet de A1 A2 C3 C4
α = u/Lx 0,460
β = v1/Ly 0,190
ρ = 0,116
P'1 = 45,89473684 t
la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M'1	M'2
0,1	0,085	0,008
0,15	0,11	0,018
0,116	0,093139535	0,011255814

on a donc M'ox = 4,2746144 t.m
M'oy = 0,5165826 t.m

effet de A4 A3 C2 C1
α = u/Lx 0,460
β = v2/Ly 0,124
P''1 = 29,8947368 t
la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

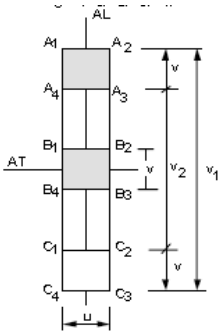
ρ	M''1	M''2
0,1	0,12	0,029
0,15	0,14	0,05
0,116	0,126511628	0,035837209

on a donc M''ox = 3,78203182 t.m
M''oy = 1,07134394 t.m

effet de B1 B2 B3 B4
α = u/Lx 0,460
β = v/Ly 0,033
P''1 = 8 t
la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M'''1	M'''2
0,1	0,016	0,07
0,15	0,11	0,1
0,116	0,046604651	0,079767442

on a donc M'''ox = 0,3728372 t.m
M'''oy = 0,6381395 t.m



effet des 2 rectangles d'impact

Mox = 0,5*(M'ox - M''ox)+ M'''ox=	0,61913 t.m
Moy = 0,5*(M'oy - M''oy)+ M'''oy=	0,36076 t.m

Effet des 2 rectangles d'impact

$$Mox = 0{,}5 * (M'ox - M''ox) + M'''ox = 0{,}6191285\ t.m$$

$$Moy = 0{,}5 * (M'oy - M''oy) + M'''oy = 0{,}3607589\ t.m$$

g) 3ème cas: Quatre rectangles non centrés et symétriques deux à deux.

NB: ici, les surfaces d'impacts ne chevauchent pas

on a alors	u =	0,92 m	v =	0,57 m
	u1=	1,92 m	v1=	1,92 m
	u2 =	0,08 m	v2 =	0,78 m

effet de A1 B2 C3 D4

α = u1/Lx 0,960

β = v1/Ly 0,112

ρ = 0,116

P'1 = 56,23798627 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M'1	M'2
0,1	0,08	0,02
0,15	0,082	0,038
0,116	0,080651163	0,025860465

on a donc M'ox = 4,535659 t.m

M'oy = 1,4543405 t.m

effet de A4 B3 C2 D1

α = u1/Lx 0,960

β = v2/Ly 0,0453488 m

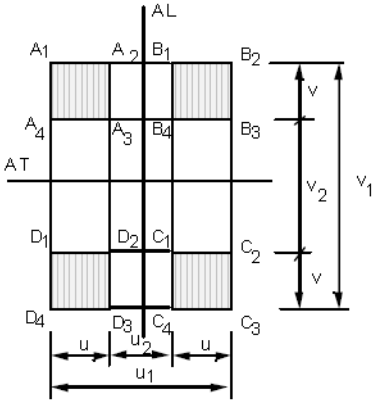
P''1 = 22,8466819 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M''1	M''2
0,1	0,09	0,05
0,15	0,095	0,06
0,000	0,091627907	0,053255814

on a donc M''ox = 2,093394 t.m

M''oy = 1,216719 t.m



$$(A_1,A_2,A_3,A_4)+(B_1,B_2,B_3,B_4)+(C_1,C_2,C_3,C_4)+(D_1,D_2,D_3,D_4) \cong (A_1,B_2,C_3,D_4)-(A_2,B_1,C_4,D_3)-(A_4,B_3,C_2,D_1)+(A_3,B_4,C_1,D_2)$$

effet du rectangle A2 B1 C4 D3

α = u2/Lx 0,040

β = v1/Ly 0,111627907 m

P''01 = 2,343249428 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M'''1	M'''2
0,1	0,16	0,035
0,15	0,2	0,07
0,116	0,173023256	0,046395349

on a donc M'''ox = 0,4054366 t.m

M'''oy = 0,1087159 t.m

effet du rectangle A3 B4 C1 D2

α = u2/Lx 0,040

β = v2/Ly 0,0453488 m

P''02 = 0,95194508 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M''''1	M''''2
0,1	0,23	0,08
0,15	0,25	0,11
0,116	0,236511628	0,089767442

on a donc M''''ox = 0,225146 t.m

M''''oy = 0,085454 t.m

effet des rectangles d'impacts

ici on a alors Mox =M'ox-M''ox-M'''ox+M''''ox =	2,26197 t.m
Mox =M'oy-M''oy-M'''oy+M''''oy =	0,21436 t.m

Effet des rectangles d'impacts

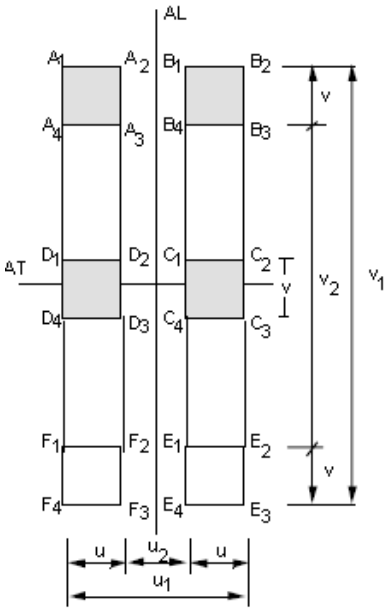
$$Mox = M'ox - M''ox - M'''ox + M''''ox = 2{,}2619748\ t.m$$

$$Mox = M'oy - M''oy - M'''oy + M''''oy = 0{,}2143596\ t.m$$

h) 4ème cas: Effet d'un rectangle centré et d'un rectangle placé sur un axe

on a alors	u =	0,92 m	v =	0,57 m
	u1=	1,92 m	v1=	3,27 m
	u2 =	0,08 m	v2 =	2,13 m

$$(A_1,A_2,A_3,A_4)+(B_1,B_2,B_3,B_4)+(C_1,C_2,C_3,C_4)+(D_1,D_2,D_3,D_4) \cong \frac{1}{2}[(A_1,B_2,E_3,F_4)-(A_2,B_1,E_4,F_3)-(A_4,B_3,E_2,F_1)+(A_3,B_4,E_1,F_4)] + (D_1,C_2,C_3,D_4) - (D_2,C_1,C_4,D_3)$$



effet de A1 B2 E3 F4

α = u1/Lx 0,960

β = v1/Ly 0,190

ρ = 0,116

P'1 = 95,78032037 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M'1	M'2
0,1	0,056	0,0045
0,15	0,073	0,013
0,116	0,061534884	0,007267442

on a donc M'ox = 5,8938309 t.m

M'oy = 0,6960779 t.m

effet de A4 B3 E2 F1

α = u1/Lx 0,96 m

β = v2/Ly 0,124

P''1 = 62,389016 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M''1	M''2
0,1	0,08	0,022
0,15	0,09	0,035
0,116	0,083255814	0,026232558

on a donc M'''ox = 5,194248 t.m

M'''oy = 1,636623 t.m

effet de D1 C2 C3 D4

α = u1/Lx 0,960

β = v/Ly 0,033

P''1 = 16,69565 m

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M'''1	M'''2
0,1	0,095	0,05
0,15	0,095	0,06
0,116	0,095	0,05325581

on a donc M''''ox = 1,58609 t.m

M''''oy = 0,88914 t.m

effet de A2 B1 E4 F3

α = u2/Lx 0,040

β = v1/Ly 0,190

P'1 = 3,990846682 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M'1	M'2
0,1	0,112	0,007
0,15	0,145	0,02
0,116	0,122744186	0,011232558

on a donc M''ox = 0,4898532 t.m

M''oy = 0,0448274 t.m

effet de A3 B4 E1 F2

α = u2/Lx 0,04 m

β = v2/Ly 0,124

P''1 = 2,599542334 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M''1	M''2
0,1	0,17	0,035
0,15	0,19	0,06
0,116	0,176511628	0,043139535

on a donc M''''ox = 0,458849 t.m

M''''oy = 0,112143 t.m

effet de D2 C1 C4 D3

α = u2/Lx 0,040

β = v/Ly 0,033

P''1 = 0,6956522 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M'''1	M'''2
0,1	0,24	0,1
0,15	0,27	0,12
0,116	0,24976744	0,10651163

on a donc M'''''ox = 0,17375 t.m

M'''''oy = 0,0741 t.m

Effet partiel des rectangles d'impact

$$Mox1 = 0{,}5 * (M'ox - M''ox - M'''ox + M''''ox) + M'''''ox - M''''''ox = 1{,}746625086\ t.m$$

$$Moy1 = 0{,}5 * (M'oy - M''oy - M'''oy + M''''oy) + M'''''oy - M''''''oy = 0{,}378430525\ t.m$$

Le cas de quatre rectangles non centrés est celui qui sollicite plus les efforts de Bt suivant ox et l'effet d'un rectangle centré et un autre placé sur un axe le cas le plus defavorable de bt suivant oy dans la dalle d'où $Mox = 2{,}262\ t.m\ et\ Moy = 0{,}378\ t.m$

Annexe N° 12 : Flexion Locale : Sollicitations dues aux surcharges militaire Mc 120 sur la dalle

P =	110 t	p =	12,98 t/m2
u0 =	1	v0 =	6,1
u =	1,32 m	v =	6,42 m

calcul de l'effort tranchant

au milieu de v(sens de xx)Tap,x =	7,77t
au milieu de u(sens de yy)Tap,y =	5,71t

Calcul du moment fléchissant

Effet de deux rectangles situés sur un axe et symétriques par rapport à un autre

effet de A1 A2 A3 A4

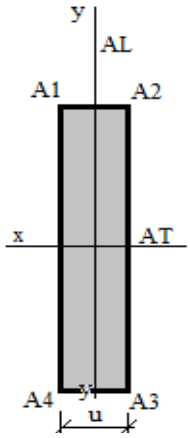
α = u/Lx 0,660

β = v/Ly 0,373

P"1 = 110 t

la lecture sur les abaque de MOGUIN donne

ρ	M"1	M"2
0,1	0,047	0,0003
0,15	0,06	0,002
0,035	0,051232558	0,000853488



on a donc

$$Mox = 5{,}6356 t.m$$

$$Moy = 0{,}0939\ t.m$$

Annexe N° 13 : Flexion Globale, calcul des coefficients de Guyon Massonnet en fonction de e

Courbes de µ1 et de µ3 en fonction de e

la demie largeur du pont est de b = 5 m

le parametre de torsion est α = 0,87

pour le parametre d'entretoisement, on a θ1 =b/Lc = 0,28 ϵ [0,20 ; 0,30]

θ3 = 3b/Lc = 0,83 ϵ [0,80 ; 0,90]

θ = 0,20									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
µ(α = 0).10^-4	-2486	-1244	-1	1244	2491,00	1244,00	-1	-1244	-2486
µ(α = 1).10^-4	-1868	-987	-61	956	2116	956	-61	-987	-1868

θ = 0,30									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
µ(α = 0).10^-4	-2430	-1220	-7	1217	2457,00	1217,00	-7	-1220	-2430
µ(α = 1).10^-4	-1401	-787	-102	734	1820	734	-102	-787	-1401

θ = 0,80									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
µ(α = 0).10^-4	-927	-571	-145	497	1518,00	497,00	-145	-571	-927
µ(α = 1).10^-4	-274	-237	-144	144	948	144	-144	-237	-274

θ = 0,90									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
µ(α = 0).10^-4	-622	-436	-170	347	1318,00	347,00	-170	-436	-622
µ(α = 1).10^-4	-199	-188	-134	96	856	96	-134	-188	-199

$$\mu|_{\theta=0.28} = \mu|_{\theta=0.20} + (\mu|_{\theta=0.30} - \mu|_{\theta=0.20})\frac{0,28 - 0,20}{0,30 - 0,20}$$

$$\mu_{0.28} = 0,2\ \mu_{0.20} + 0,8\ \mu_{0,30}.$$

$$\mu|_{\theta=0,83} = \mu|_{\theta=0.20} + (\mu|_{\theta=0,90} - \mu|_{\theta=0,80})\frac{0,83 - 0,80}{0,90 - 0,80}$$

$$\mu_{0,83} = 0,7\ \mu_{0,90} + 0,3\ \mu_{0,80}.$$

coef1 = 0,2 0,8

θ = 0,28									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
µ(α = 0).10^-4	-2441,2	-1224,8	-5,8	1222,4	2463,8	1222,4	-5,8	-1224,8	-2441,2
µ(α = 1).10^-4	-1494,4	-827	-93,8	778,4	1879,2	778,4	-93,8	-827	-1494,4

$$\mu=\mu_0 + (\mu_1-\mu_0)\sqrt{\alpha}$$

θ = 0,28	-5 m	-3,75 m	-2,5 m	-1,25 m	0,00	1,25 m	2,5 m	3,75 m	5 m
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
µ1(α = 0,95).10^	-1559	-854	-88	809	1919	809	-88	-854	-1559

coef2 = 0,7 0,3

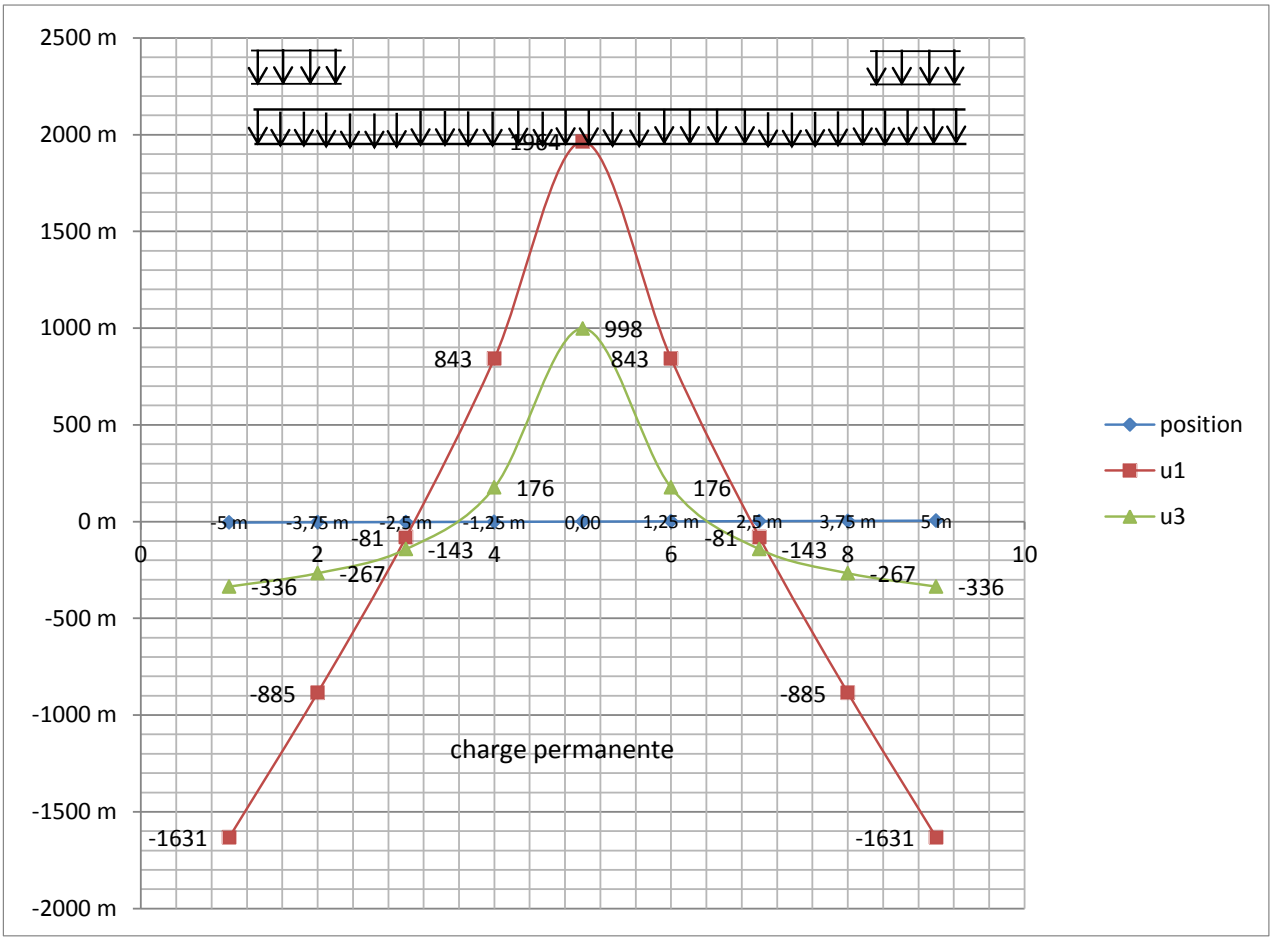
θ = 0,83									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
µ(α = 0).10^-4	-835,5	-530,5	-152,5	452	1458	452	-152,5	-530,5	-835,5
µ(α = 1).10^-4	-251,5	-222,3	-141	129,6	920,4	129,6	-141	-222,3	-251,5

$$\mu=\mu_0 + (\mu_1-\mu_0)\sqrt{\alpha}$$

θ = 0,83									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
µ3(α = 0,95).10^	-291	-243	-142	152	957	152	-142	-243	-291

Annexe N° 14 : Moment due à la Charge permanente, a la charge de trottoirs, au système B et au charges militaire Mc120

a) Charges permanentes



Équation des courbes de µ1 et µ2.

$$\mu_i = a_i x^i = a_8 x^8 + a_7 x^7 + a_6 x^6 + ,,, + a_1 x + a_0$$

[ai] pour u1=	a8	=	2,0553E-05
	a7		4,2352E-22
	a6		-0,00098756
	a5		8,1315E-20
	a4		0,01497204
	a3		-5,9631E-19
	a2		-0,09212775
	a1		-2,7647E-18
	a0		0,19191795

[ai] pour u3=	a8	=	1,8886E-05
	a7		2,1176E-22
	a6		-0,00090025
	a5		-6,7763E-21
	a4		0,01331185
	a3		1,4908E-19
	a2		-0,07022702
	a1		3,2526E-19
	a0		0,09571652

position (e=)	-3,5	-2	-1	-0,5	0	-2,25	-0,25	2,5
µ1	-0,042481312	0,005017072	0,11379522	0,16980641	0,191917946	-0,005394501	0,186218206	-0,008778188
µ3	0,00343125	-0,024983285	0,03791999	0,07897777	0,095716524	-0,023038959	0,091379115	-0,014178646

3	-1,15	-2,15	2,8	3,8	2,3	3,3
-0,00958215	0,094043763	-0,00218648	-0,00834585	-0,096421909	-0,006558396	-0,022135057
0,00956022	0,024099234	-0,02476314	0,0008863	-0,032138209	-0,021744117	0,01259173

a) transversalement

$$\mu_1 = 2.\left(\frac{1}{2}\mu_1(e=-b) + .\mu_1(e=\frac{-3b}{4}) + .\mu_1(e=\frac{-b}{2}) + .\mu_1(e=\frac{-b}{4}) + \frac{1}{2}\mu_1(e=0)\right).\frac{b}{4}$$

μ1 = 0,01080294 m

$$\mu_3 = 2.\left[\frac{1}{2}\mu_3(e=-b) + \mu_3(e=\frac{-3b}{4}) + \mu_3(e=\frac{-b}{2}) + \mu_3(e=\frac{-b}{4}) + \frac{1}{2}\mu_3(e=0)\right].\frac{b}{4}$$

μ3= 0,024445715 m

b) longitidunalement

g perm = 1,85 T/ml

$$q_1 = \frac{4q}{\pi} =$$ 2,355493 t/m2

$$q_3 = \frac{4q}{3\pi} =$$ 0,785164 t/m2

le moment de la flexion globale sous l'effet de la charge permanente

$$My = \frac{b}{8}.(\mu_1 q_1 - \mu_3 q_3)$$ = 0,0039 t.m/ml

b) Charges de trottoirs

Transversalement,

$$Ltr = 1{,}50\ m \qquad e = (-b + LTr) = -3{,}50$$

$$\mu_1 = 2.\frac{1}{2}.[\mu_1(e=-b) + \mu_1(e=-b+Ltr)]\ .\ Ltr$$ = -0,31177185 m

$$\mu_3 = 2.\frac{1}{2}.[\mu_3(e=-b) + \mu_3(e=-b+Ltr)]\ .\ Ltr$$ = -0,04788965 m

longitudinalement,

$$q_1 = \frac{4q}{\pi} =$$ 0,57296 T/m^2

$$q_3 = \frac{4q}{3\pi} =$$ 0,19099 T/m^2

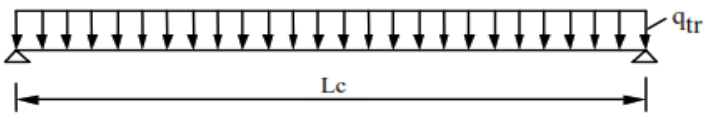


Figure 9: Chargement du q_{tr} dans le sens longitudinal.

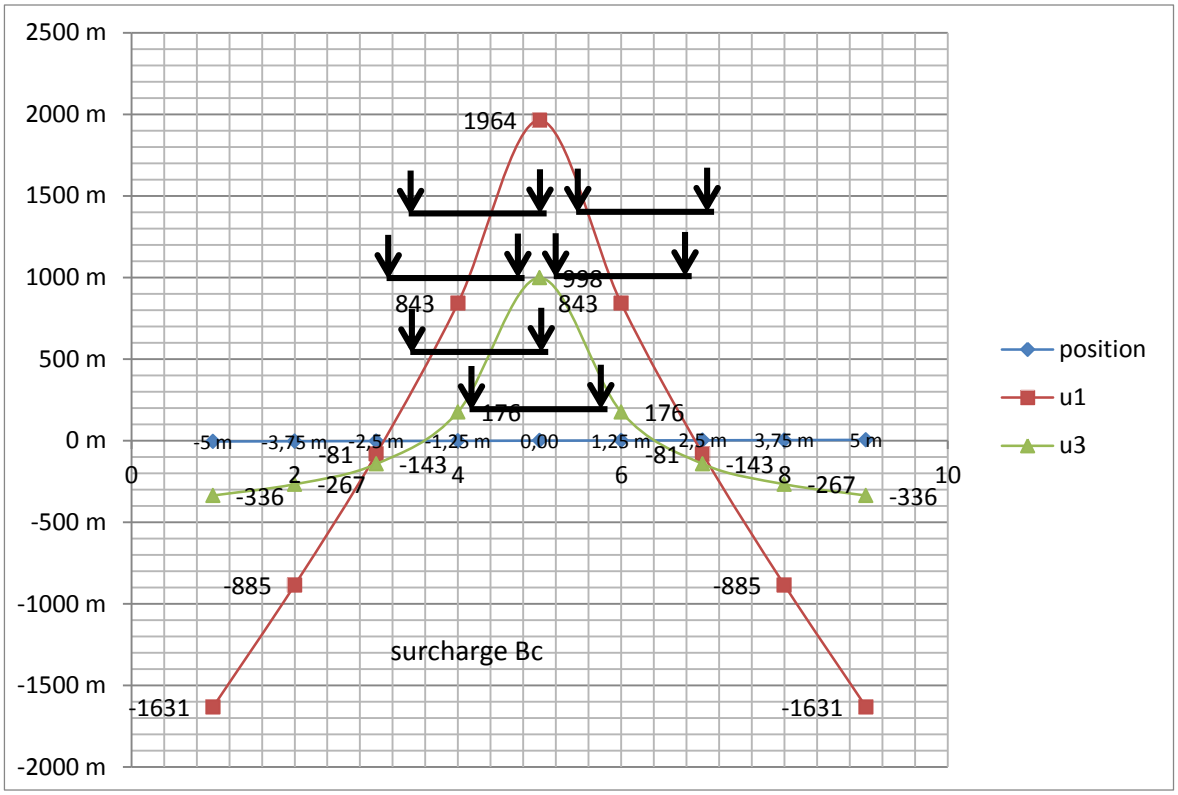
le moment global sous l'effet du trottoir est

$$My = \frac{b}{8}.(\mu_1 q_1 - \mu_3 q_3)$$ = -0,1059 t.m/ml

2500 m

2000 m

c) Surcharge BC,



cas 1: une file de convois

convois symetrique

$\mu_1 = \frac{1}{2} \sum \mu_{1,i} =$	0,1175595 m
$\mu_3 = \frac{1}{2} \sum \mu_{3,i} =$	0,0409089 m

convois non symetrique

$\mu_1 = \frac{1}{2} \sum \mu_{1,i} =$	0,1016494 m
$\mu_3 = \frac{1}{2} \sum \mu_{3,i} =$	0,0378279 m

cas 2: deux file de convois

convois symetrique

$\mu_1 = \frac{1}{2} \sum \mu_{1,i} =$	0,186548 m
$\mu_3 = \frac{1}{2} \sum \mu_{3,i} =$	0,072707 m

convois non symetrique

$\mu_1 = \frac{1}{2} \sum \mu_{1,i} =$	0,184642 m
$\mu_3 = \frac{1}{2} \sum \mu_{3,i} =$	0,072085 m

Transversalement

17,44 < Lc < 18,38 δ = 0,844

Les distances di sont déterminées d'après la valeur de δ donnée dans le tableau.

$d_2 = \frac{Lc}{2} - \delta = \frac{15,36}{2} - 0,375 = 7,305$ m ⇒ $P_2 = P = 12t.$

$d_1 = d_2 - 4,5 = 7,305 - 4,5 = 2,805$ m ⇒ $P_1 = \frac{P}{2} = 6t.$

$d_3 = d_2 + 1,5 = 7,305 + 1,5 = 8,805$ m ⇒ $P_3 = P = 12t.$

$d_4 = d_3 + 4,5 = 8,805 + 4,5 = 13,305$ m ⇒ $P_4 = \frac{P}{2} = 6t.$

d2 =	8,156m	p2 =	12t
d1 =	3,656m	p1 =	6t
d3 =	9,656m	p3 =	12t
d4 =	14,156m	p4 =	6t
		P =	12t

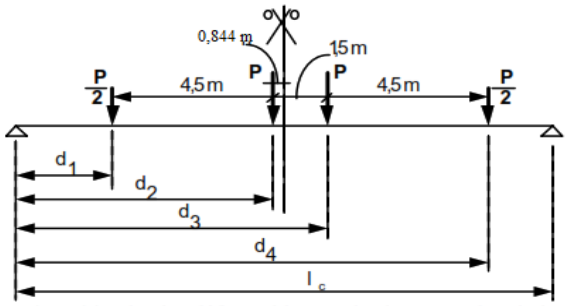


Figure 11: Disposition la plus défavorable pour la charge Bc d'après le chapit

$$q_1 = \frac{2P}{\ell_c}\left[\frac{1}{2}\sin\frac{\pi d_1}{\ell_c} + \sin\frac{\pi d_2}{\ell_c} + \sin\frac{\pi d_3}{\ell_c} + \frac{1}{2}\sin\frac{\pi d_4}{\ell_c}\right] = 3,45507 \text{ t/m}$$

$$q_3 = \frac{2P_1}{\ell_c}\sin\frac{3\pi d_1}{\ell_c} + \frac{2P_2}{\ell_c}\sin\frac{3\pi d_2}{\ell_c} + \frac{2P_3}{\ell_c}\sin\frac{3\pi d_3}{\ell_c} + \frac{2P_4}{\ell_c}\sin\frac{3\pi d_4}{\ell_c} = \frac{2P}{\ell_c}\left[\frac{1}{2}\sin\frac{3\pi d_1}{\ell_c} + \sin\frac{3\pi d_2}{\ell_c} + \sin\frac{3\pi d_3}{\ell_c} + \frac{1}{2}\sin\frac{3\pi d_4}{\ell_c}\right] = -1,2303 \text{ t/m}$$

Calcul des moments fléchissant

cas 1: une file de convois avec 1,2

position symetrique

$My = \frac{b}{8}.(\mu_1 q_1 - \mu_3 q_3)$ = 0,285t.m/ml

bc x My = 0,342t.m/ml

position non symetrique

My = 0,249t.m/ml

bc x My = 0,298t.m/ml

cas 2: 2 files de convois avec bc 1,1

position symetrique

$My = \frac{b}{8}.(\mu_1 q_1 - \mu_3 q_3)$ = 0,459t.m/ml

bc x My = 0,505t.m/ml

position non symetrique

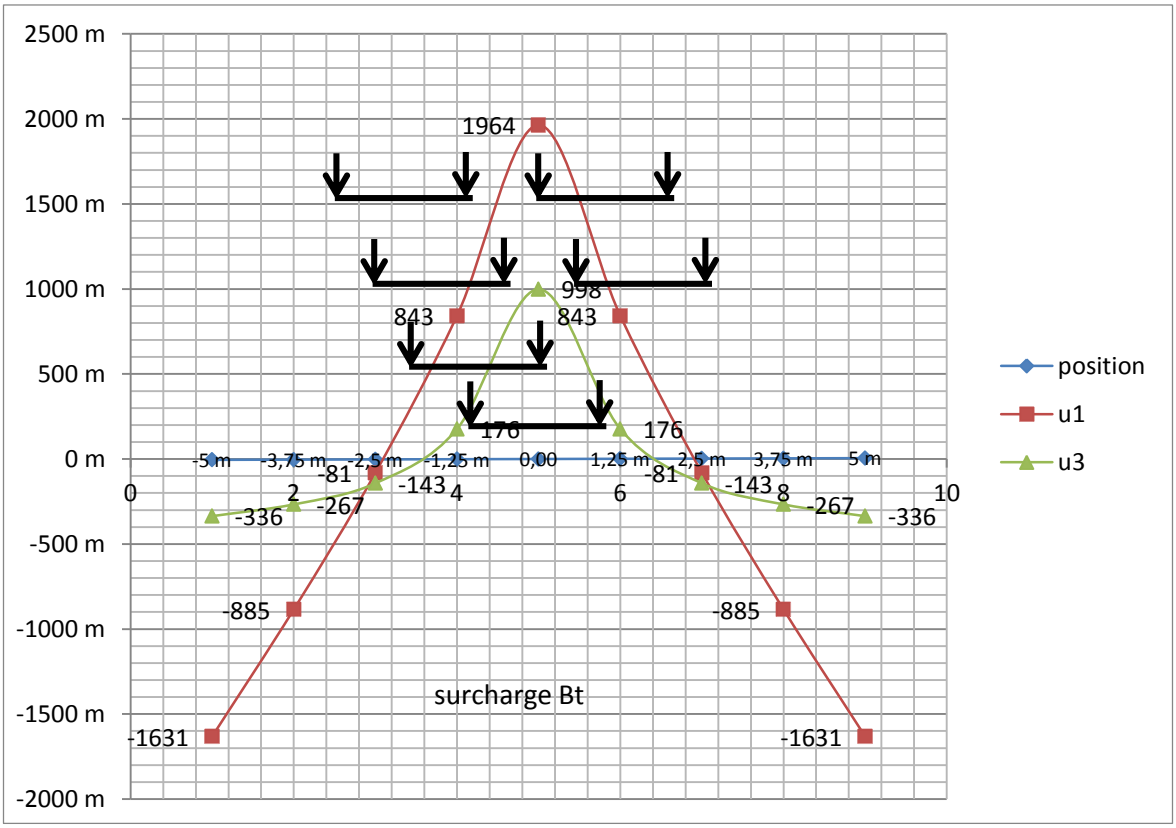
My = 0,454t.m/ml

bc x My = 0,500t.m/ml

Conclusion: le cas 2 avec deux files de convois symétrique est le plus défavorable avec

$$My = 0,505t.m/ml \text{ pour } bc = 1,1$$

d) Surcharge Bt



cas 1: une file de convois

convois symetrique

$\mu_1 = \frac{1}{2} \sum \mu_{1,i} =$ 0,1175595 m

$\mu_3 = \frac{1}{2} \sum \mu_{3,i} =$ 0,0409089 m

convois non symetrique

$\mu_1 = \frac{1}{2} \sum \mu_{1,i} =$ 0,1016494 m

$\mu_3 = \frac{1}{2} \sum \mu_{3,i} =$ 0,0378279 m

cas 2: deux file de convois

convois symetrique

$\mu_1 = \frac{1}{2} \sum \mu_{1,i} =$ 0,16598446 m

$\mu_3 = \frac{1}{2} \sum \mu_{3,i} =$ 0,06851385 m

convois non symetrique

$\mu_1 = \frac{1}{2} \sum \mu_{1,i} =$ 0,15528607 m

$\mu_3 = \frac{1}{2} \sum \mu_{3,i} =$ 0,06263403 m

a) longitudinalement, P = 16t

Lc= 18m

d1 = 8,325

d2 = 9,675

$q_1 = \frac{2P_1}{\ell_c}\sin\frac{\pi d_1}{\ell_c} + \frac{2P_2}{\ell_c}\sin\frac{\pi d_2}{\ell_c}$ = 3,5309101 t/m

$q_3 = \frac{2P_1}{\ell_c}\sin\frac{3\pi d_1}{\ell_c} + \frac{2P_2}{\ell_c}\sin\frac{3\pi d_2}{\ell_c}$ = -3,335791 t/m

dans ce cas, on a bt= 1

On place la charge Bt de la manière la plus défavorable pour un moment centrale. On emploie les lignes d'influences et on fait avancer le tandem pour en tirer l'effet maximum.

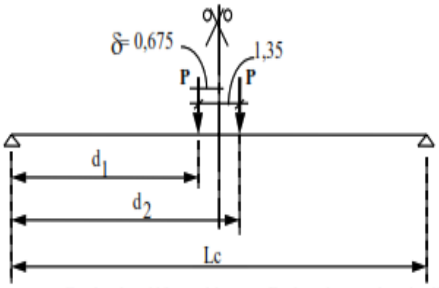


Figure 13: Cas le plus défavorable pour Bt dans le sens longitudinal

dans ce cas, on a bt= 1

une file de convois Bt			**deux files de convois Bt**		
convois symetrique			convois symetrique		
$My = \frac{b}{8}(\mu_1 q_1 - \mu_3 q_3)$	=	0,345t.m/ml	My =	=	0,509t.m/ml
position non symetrique			position non symetrique		
$My = \frac{b}{8}(\mu_1 q_1 - \mu_3 q_3)$	=	0,303t.m/ml	My =	=	0,473t.m/ml

Conclusion: le cas 2 avec deux files de convois symétrique est le plus défavorable avec

My =0,509t.m/ml pour bc = 1,1

e) Surcharge Br

Ici on a une roue isolée, on lit directement

µ1 =0,196381417

µ3 =0,099821145

longitudinalement, on a p = 10t

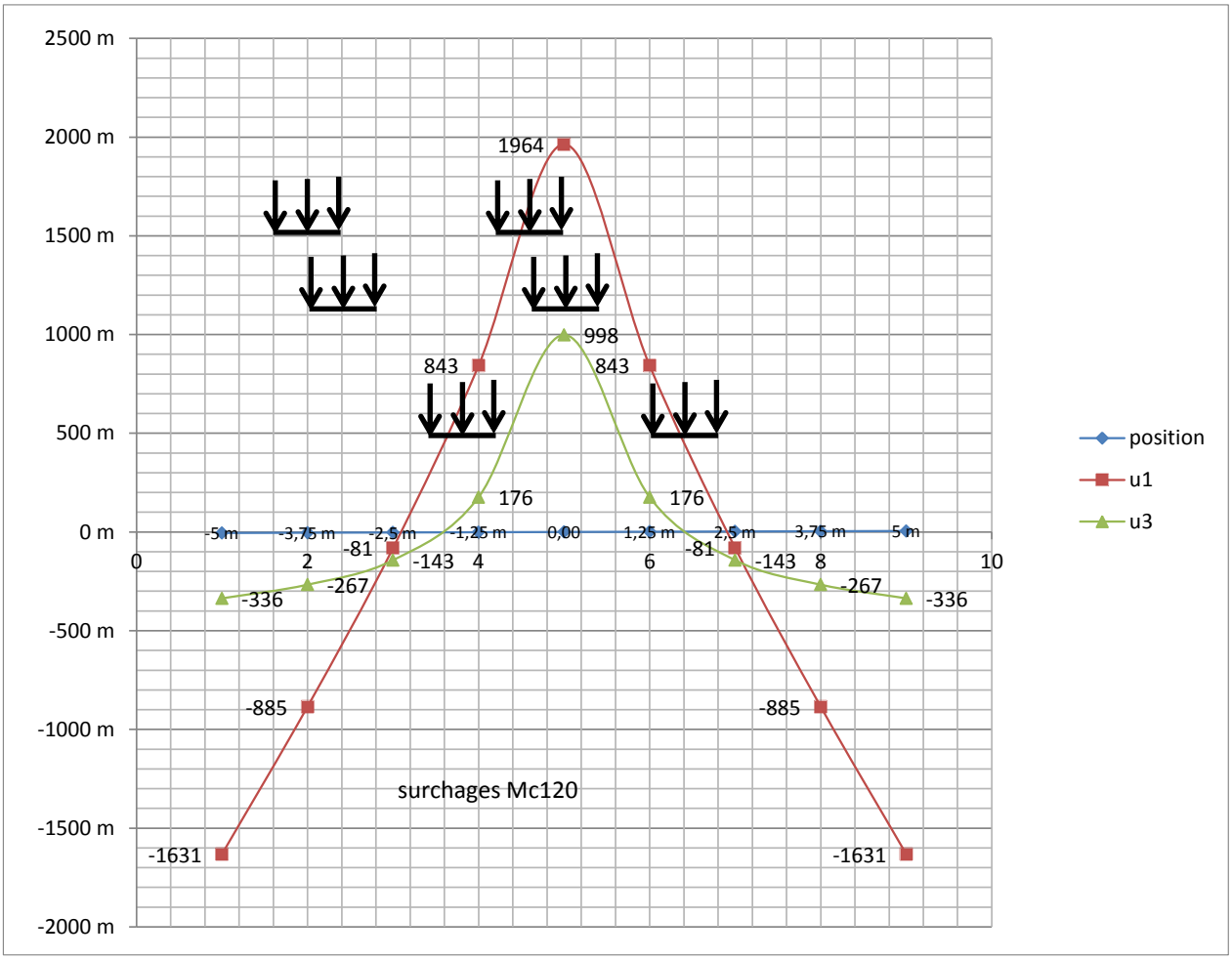
$q_1 = \frac{2P}{\ell_c}\sin\frac{\pi d}{\ell_c} = \frac{2P}{\ell_c}\sin\frac{\pi}{2} = \frac{2P}{\ell_c} =$ 1,11t

$q_3 = \frac{2P}{\ell_c}\sin\frac{3\pi d}{\ell_c} = \frac{2P}{\ell_c}\sin\frac{3\pi}{2} = -\frac{2P}{\ell_c} =$ 1,11t

le moment flechissant sous l'effet de la charge Br est

My = = 0,067t.m/ml

f) Surcharge Mc120,



cas 1: deux chenilles symetriques

$\mu_1 = \frac{L_{Mc}}{4} \sum \mu_{1,i} =$ 0,024238493

$\mu_3 = \frac{L_{Mc}}{4} \sum \mu_{3,i} =$ 0,000634772

Lmc =	1
2c =	6,1
P =	110
δMc120 =	1,145
ϒQ1)ELU =	1,350
ϒQ1)ELS =	1

cas 2: deux chenilles avec l'axe de l'une centrée

$\mu_1 = \frac{L_{Mc}}{4} \sum \mu_{1,i} =$ = 0,060t.m/ml

$\mu_3 = \frac{L_{Mc}}{4} \sum \mu_{3,i} =$ 0,033t.m/ml

cas 3: deux chenilles avec l'extremité de l'une centrée

$\mu_1 = \frac{L_{Mc}}{4} \sum \mu_{1,i} =$ = 0,071t.m/ml

$\mu_3 = \frac{L_{Mc}}{4} \sum \mu_{3,i} =$ 0,033t.m/ml

longitudinalement on a

c = 3,05

d = 9m

q = 18,03279 t/m2

$q_1 = \frac{4q}{\pi} \sin\frac{\pi c}{\ell_c} \sin\frac{\pi d}{\ell_c}$ = 11,6531 t/m2

$q_3 = \frac{4q}{3\pi} \sin\frac{3\pi c}{\ell_c} \sin\frac{3\pi d}{\ell_c}$ = -7,65073 t/m2

Longitudinalement

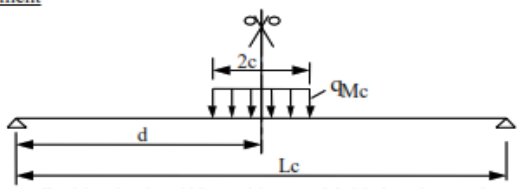


Figure 17: Position la plus défavorable pour Mc80 dans le sens longitudinal.

le moment flechissant sous l'effet de la surchargeMc120 est

$$My = \frac{b}{8}.(\mu_1 q_1 - \mu_3 q_3)$$

cas 1: deux chenilles symetriques

My = 0,180t.m/ml

cas 2: deux chenilles avec l'axe de l'une centrée

My = 0,594t.m/ml

cas 3: deux chenilles avec l'extremité de l'une centrée

My = 0,675t.m/ml

Conclusion: le cas 3 avec l'extrémité d'une chaine centrée est le plus défavorable avec

$$My = 0{,}675 t.m/ml$$

Annexe N° 15 : calcul des sections d'acier des éléments du tablier

Hypothèses

La fissuration est préjudiciable donc les calculs se feront à l'ELS avec vérification de la contrainte de compression du béton

fc28= 30 Mpa

ft28= 2,4 Mpa

fe= 500 Mpa

η= 1,6

σ-s=Min[(2/3fe; max(0,5fe, 110√(ηftj)]= 250 Mpa

σ-bc=0,6fc28= 18 Mpa

Enrobage= 2,5 cm

Principe de calcul

1- Détermination de l'axe neutre y1 par résolution de l'équation b0y13σ-s/3-b0dy12σ-s - 30Msery1 + 30dMser

2-Calcul de la section d'aciers tendues As=Mser/σ-s(d-y1/3)

3- Calcul de la contrainte de compression du béton σbc=y1σ-s/(15*(d-y1))

4-Comparaison de σbc et σ-bc, conclusion si σbc ≤ σ-bc OK sinon on passe à l'étape 5 et suivantes

5- Calcul de yRB=d(σ-bc/(σ-s/15+σ-bc)

6- Calcul de MRB=1/2*b0yRBσ-bc(d-yRB/3)

7-Comparaison de MRB et Mser

8- Comparaison de Mser et MRB/0,6

9- Calcul de σsc=σ-s(yRB-d')/(d-yRB) contrainte de calcul des aciers comprimés

10- Calcul de Asc=(M1-MRB)/((d'-d)σsc) section d'aciers comprimés

11- Calcul de ZRB=d-yRB/3

12- As=MRB/(ZRBσ-S) + (M1-MRB)/((d-d')σ-s) section d'aciers tendus

	POUTRE 1 interm	**POUTRE 2 rive**	**Dalle en travée**	**Dalle sur appui**	**Entretoise**
Ht=	1,5	1,5	0,2 m	0,2 m	0,9 m
d=0,9d=	1,35	1,35	0,18	0,18	0,81
b_0=	0,5 m	0,5 m	1	1	0,4 m

Mser=	2,335154755	2,776153872	0,069642766	0,04255281	0,125
σ^-_s=	250 Mpa	250 Mpa	250 Mpa	250 Mpa	250 Mpa
$b_0\sigma^-_s/3$=	41,67	41,67	83,33	83,33	33,33
$-b_0d\sigma^-_s$ =	-168,75	-168,75	-45	-45	-81
- $30M_{ser}$ =	-70,055	-83,285	-2,089	-1,277	-3,750
$30dM_{ser}$=	94,5738	112,4342	0,3761	0,2298	3,0375
y_1=	0,6035	0,6438	0,075	0,0615	0,17774
VERIFICATION(ELS) =0	-0,0066	-0,0093	0,0014	0,0005	-0,0008
$A_s=M_{ser}/\sigma^-_s(d-y_1/3)$=	0,008130526	0,009780355	0,001797233	0,00106716	0,000665998
$\sigma_{bc}=y_1\sigma^-_s/(15*(d-y_1))$=	13,47398973	15,19399604	11,9047619	8,64978903	4,685308786
σ^-_{bc} =	18 Mpa	18 Mpa	18 Mpa	18 Mpa	18 Mpa
Conclusion sur les aciers comprimés	**pas d'acier comprimé**	**pas d'acier comprimé**	**pas d'acier comprimé**	**pas d'acier comprimé**	**pas d'acier comprimé**
Asc en cm^2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Choix aciers compr		1HA12			
As réel (cm²) Asc		1,13			
Ast en cm²	81,31	97,80	17,97	10,67	6,66
Choix aciers tendues	17HA25	20HA25	6HA20	6HA16	6HA12
As réel (cm²) Ast	83,47cm2	98,2cm2	18,84cm2	12,06cm2	6,78cm2
c	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
$Ø_{cadre}$	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
d=	1,35	1,35	0,18	0,18	0,81
dr (dréel)	1,43	1,45	0,16	0,16	0,86
Vérification:	d réel est supérieur ou égale dans tous les cas à d donc OK				

Annexe N° 16 : Calcul des éléments de la culée

a) Calcul du sommier d'appui

Le sommier reçoit les descentes de charges provenant des 04 appareils d'appui.il y a risque de fissuration verticale aux intermédiaires des appareils d'appuis et des bossages de verinage, et également risque de fissuration oblique pour les appareils d'appuis de rive. [cf PP73section 1.3.2/paragraphe 1.2.1. On dispose donc :

- Des armatures de chainages supérieures pour pallier aux fissurations planes.

Des armatures de surface et d'éclatement à la surface des bossages et celles réservées aux dispositifs de vérinage lors du changement des appareils d'appui. Elles ont pour but la limitation des fissurations sous l'action des réactions localisées.

Considérant les distances minimales à respecter (débord par rapport aux bossages $d_1 \geq 30\text{cm a arriere et } d_2 \geq 20 \text{ a l'avant [JA Calgaro]}$, avec un bossage de 50×50, le sommier doit avoir une largeur $L_{som} \geq 0.90\text{m}$:

On choisit alors $L_{som} = 0.90\text{m}$;

Ferraillage

Le ferraillage suit une règle forfaitaire [cf. PP73 section 1.3.2paragraphe1.2.2]

Armature de chainage

D'après le PP73 du SETRA (1.3.2 p9), les armatures du chainage équilibre les 25% des efforts des descentes de charge localisées calculé sous sollicitation d'utilisation

$$A_s = 0.25\frac{R_{max}}{\sigma_a} \; avec \; \sigma_a = \frac{2}{3} \times \sigma_s = 160Mpa$$

$A_s = 0.25\frac{0.3388}{160} \times 10^4 = 5.29cm^2$ Soit **7HA10** pour 5.50 cm^2

Les armatures horizontales sont données par

$A_h = 0.125\frac{R_{max}}{\sigma_a} = 2.64cm^2 \; soit$ **4HA10** pour 3.14 cm^2

Notons également qu'on dispose des armatures d'éclatement constitué des HA 8 tel qu'on verra avec le chevêtre.

b) Calcul du mur garde grève

Il doit pouvoir résister :

- Aux efforts de poussés des terres
- Aux efforts de freinage dû à la charge d'exploitation
- Aux efforts transmis par la dalle de transition

En présence de la dalle de transition, les efforts vertical majorés qui valent (2*5.5t=11t équivalente aux systèmes B sont négligés [cf. PP73 section 1.3.2.paragraphe 2.2.2.2.b]

La hauteur du mur garde grève est $h = 1.50 + 0.25 = 1.75m$

Son épaisseur conseillé d'après le PP73 /1.3.2 p9 est fonction de la hauteur, donné par :

$e = 0.1 + 0.1h = 0.1 + 0.1 \times 1.75 = 0.275\ m$ On a alors $e = 27.5cm$ on prends 0.30m

Ferraillage du mur garde grève

Sous hypothèse simplifiée pour les murs de hauteur inferieur à 2m, on a

Aciers verticaux dans le mur :

- Sur la face arrière (en contact avec les terres) : HA12 avec un espacement e = 10cm
- Sur la face avant : HA12 avec un espacement e = 20cm.

Aciers horizontaux dans le mur :

On respecte le ferraillage minimal préconisé par le PP73, soit des armatures **HA10** avec un espacement e = 15cm sur les deux faces.

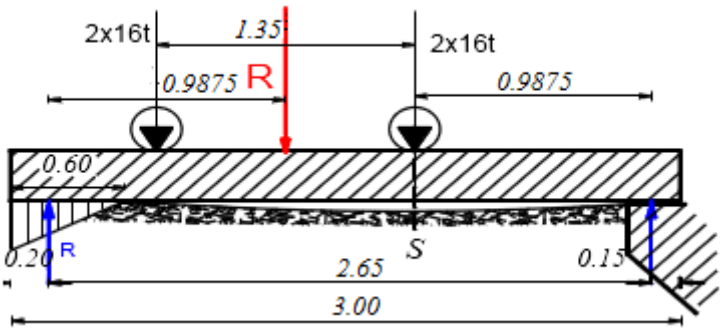
c) Dalle de transition

Elle repose sur le corbeau d'appui, à l'arrière du mur garde grève et d'autre part, elle prend appuis sur le remblai (largeur de 60 cm). Son épaisseur est $e = 30cm$ sa longueur de 10m et la largeur est donnée par [confère [11]

$3m \leq D \leq 6m$ Pour les autoroutes

$1.5m \leq D \leq 3m$ Pour les autres routes. Nous prenons D=3m

La dalle de transition est dimensionnée conformément aux recommandations du SETRA dans le guide « *dalles de transition des ponts routes-technique et réalisations » d'octobre 1984*



Sollicitations :

✓ Réaction de charge permanente :

- Poids propre surfacique : 2,5×0,3×10= 7.5 t/m
- Revêtement : 0,08×2,3 ×10 = 1.84 t/m

- Remblai : 1,9×(1.15-0.30) ×10 = 16.15 t/m

D'où g = 25.49 t/ml de largeur de dalle

On a alors $M = gl^2/8 = 25.49 \times 32/8 = 28.67t.m$

$$V = gl/2 = 25.49 \times 3/2 = 38.23t$$

✓ Réaction des surcharges :

La dalle de transition est soumise aux surcharges provenant du système des essieux tandem Bt

Les calculs sont menés aux ELU

$$R_A = \frac{R}{L}(\frac{L}{2} - \delta + z) \text{ avec } R = 4 \times 16t = 64t\,; L = 2.65m; \delta = \frac{1.35}{4}; z = \frac{1.35}{2}$$

$$on\ obtient\ R_A = 40.15\ t$$

$$M_{fs} = R_A\left(\frac{L}{2} - \delta\right) = 26.09\ t.m$$

Armatures de la dalle de transition:

Le moment total est égale à : $M = 1.35 \times 28.67 + 1.5 \times 26.09 = 77.83\text{t.m} = 77.83\text{kN.m/ml}$

Le calcul conduit à la section $As = 6.85cm^2$

Soit **5HA14/ml** pour une section réelle de **7.7cm²**

d) Mur en retour :

Le mur en retour se dimensionne comme un voile en béton armé.

✓ *Actions*

Nous calculons le mur sous les actions suivantes :

- Poids propre y compris les superstructures
- Poussée horizontale répartie
- Charges concentrées vers l'extrémité du mur

✓ *Caractéristiques*

Les caractéristiques du mur sont :

- longueur théorique : a = 4 m
- Hauteur du mur : $h = \frac{2}{3}h = 2{,}7\ m$ [cf PP73 1.3.2 parag 3.4.2]
- Epaisseur du mur : $e = \frac{a+2}{20} = 0.3m$

✓ *Sollicitations*

a) Forces verticales

Elles sont constituées par

- le poids propre du mur $w_1 = \gamma_b \times \frac{a \times h}{2} \times e = 2.5 \times \frac{4 \times 2.7}{2} \times 0.30 = 4.05t$
- Le poids des superstructures $w_2 = 0.3 \times a = 0.3 \times 4 = 1.2t$ [cf PP73 sect1.3.2 p3.4.1]

- la charge concentrée de $w_3 = 4t$ appliquée à 1m de l'extrémité. (cf. PP73, section 1.3.2 p3.4.1)

Les forces verticales (pour l'ensemble du mur) exercent à l'encastrement sur le poteau

- un effort tranchant $T = w_1 + w_2 + w_3 = 4.05 + 1.2 + 4 = 9.25t$
- Un moment d'axe horizontal: $M_v = 2{,}5\times\frac{a^2\times h}{6}\times e + 0{,}3\times\frac{a^2}{2} + 4\times(a-1) = M_v = 2{,}5\times\frac{4^2\times 2.7}{6}\times 0.30 + 0{,}3\times\frac{4^2}{2} + 4\times(4-1) = 19.9\ t.m$

b) Forces horizontales : (Cf. PP73 P 55 de 132)

Conventionnellement, elles sont constituées d'une force concentrée de 2t et d'une poussée répartie sur toute la surface du mur, d'intensité uniforme égale à h/3 + 0,5 (en t/m²).

Les forces horizontales exercent à l'encastrement du mur :

Un effort tranchant : $T = (\frac{h}{3} + 0{,}5)a\times\frac{h}{2} + 2 = 9.56\ t$

Un moment d'axe vertical : $Mh = (\frac{h}{3} + 0{,}5)a^2\times\frac{h}{6} + 2\times(a-1) = 22.08\ t.m$

.

✓ *Armatures du mur en retour [PP73 sect132, par 3.4.2]*

- Armatures pour le moment d'axe horizontal : A = 7,71 cm², soit 6 HA 14.
- Armatures pour le moment d'axe vertical : A = 13,55 cm², soit 9 HA 14.

La moitié de cette section d'armatures, soit 4 HA 14 sera disposée sur le quart supérieur de la hauteur d'attache, soit sur 0,68 m.

- Armatures verticales : Les armatures verticales sont proposées par le PP73, soit des cadres HA 10 tous les 30 cm.
- Ferraillage minimal : D'après le PP73, le ferraillage minimal à prévoir dans le mur sera de 2 cm²/ml sur les deux faces et dans les deux directions horizontales et verticales. (voir Annexe 22)

e) Dimensionnement du mur de front

Les murs de front sont calculés à l'ELS comme les murs de soutènement en supposant ce mur encastré dans la semelle. Le calcul est fait en flexion composée sur 1m lorsque l'ouvrage est en phase de construction.

La hauteur du mur de front est d'environ 8.25m

Selon J.A Calgaro, l'épaisseur du mur de front varie entre 0.8m et 1.20m. Cette épaisseur est généralement surabondante sur le plan mécanique.

Pour notre pré dimensionnement nous prendrons pour

✓ épaisseur $e = 1.2m$.

- ✓ Patin : $\frac{h}{8} \leq lp \leq \frac{h}{5} \rightarrow 1.03 \leq lp \leq 1.65 \quad on\ prend\ Lp = 1.m$
- ✓ Largeur semelle : $B = 0.2 + 0.45h = 0.2 + 0.45 \times 8.25 = 3.91\ on\ prend\ B = 4m$
- ✓ Hauteur de la semelle $= hs = \frac{h}{12} = 0.68\ \ nous\ prenons\ hs = \ 0.70m$
- ✓ Talon $Lt = B - Lp - e = 2m$

On a le récapitulatif des sollicitations suivant :

Section de calcul		S1 (encastr voile sur semelle)	S2 (section voile à h/3)	S3 (section voile à h/2)	S4 (section voile à 2h/3)
Effort normal N (t)	$(N = N1 + N2 + N3)$ $N1 = poids\ mur\ f\ sur\ S$ $N2 = poids\ mur\ gg\ sur\ S$ $N3 = poids\ corb\ sur\ S$	$2.5(8.25 \times 1 + 0.3 \times 1.75 + (0.3 + 0.6) \times 0.3/2) = \mathbf{22.27\ t}$	$2.5(8.25 \times 2/3 \times 1 + .3 \times 1.75 + (0.3 + 0.6) \times 0.3/2) = \mathbf{15.4\ t}$	$2.5(8.25/2 \times 1 + 0.3 \times 1.75 + (0.3 + 0.6) \times 0.3/2) = \mathbf{11.96\ t}$	$2.5(8.25/3 \times 1 + 0.3 \times 1.75 + (0.3 + 0.6) \times 0.3/2) = \mathbf{8.53t}$
poussée terre V (t)	$F_t = k_a \times \gamma \times \frac{z^2}{2}$	$0.33 \times 2 \times \frac{8.25^2}{2} = \mathbf{22.46\ t}$	$0.33 \times 2 \times \frac{5.5^2}{2} = \mathbf{9.98\ t}$	$0.33 \times 2 \times \frac{4.125^2}{2} = \mathbf{5.62\ t}$	$0.33 \times 2 \times \frac{2.75^2}{2} = \mathbf{2.50\ t}$
Surcharges Q (t)	$F_{Dt} = k_a \times q \times z_{Dt}$	$0.33 \times 2.5 \times 0.3 \times 8.25 = \mathbf{2.04\ t}$	$0.33 \times 2.5 \times 0.3 \times 5.5 = \mathbf{1.36\ t}$	$0.33 \times 2.5 \times 0.3 \times 4.125 = \mathbf{1.02t}$	$0.33 \times 2.5 \times 0.3 \times 2.75 = \mathbf{0.68\ t}$
Moment M_G (t.m)	$M_t = z_{Gt} \times F_t + z_{Dt} \times F_{Dt}/2$	$\frac{8.25}{3} \times 22.46 + 8.25 \times \frac{2.04}{2} = \mathbf{70.2\ t.m}$	$\frac{5.5}{3} \times 9.98 + 5.5 \times \frac{1.36}{2} = 22.03\ \mathbf{t.m}$	$\frac{4.125}{3} \times 5.62 + 4.125 \times \frac{1.02}{2} = \mathbf{9.83\ t.m}$	$\frac{2.75}{3} \times 2.5 + 2.75 \times \frac{0.68}{2} = \mathbf{3.23\ t.m}$
Excentricité $4h_0 = 4 \times 0.7 = 0.28$	$e = \frac{M}{N}$	$e = \frac{70.2}{22.27} = 3.15m$ $e > 4h_0$	$e = \frac{22.03}{9.98} = 2.20m$ $e < 4h_0$	$e = \frac{9.83}{5.62} = 1.75m$ $e < 4h_0$	$e = \frac{3.23}{2.5} = 1.29\ m$ $e < 4h_0$

Le tableau précèdent nous montre que le couple sollicitant maximal est constitué de :

- Effort Normal sur S1; résultant du poids propre du mur de front, ceux du garde grève et de la dalle de transition.

$$N_{ser} = 22.27\ t$$

- Moment fléchissant Max sur S1; résultant des poussées de terre sur le talon et celle dues au poids de la dalle de transition et au surcharges sur remblai : Mser =70.2t.m

  La hauteur de notre culée étant inferieur a 12m (longueurs d'une barre d'acier), nous considérons donc ses sollicitations pour le calcul.

  Par ailleurs,

  $e = 3.15 > 4h_0 = 2.80$ Donc on peut négliger la contribution de l'effort normal dans le calcul de la section d'acier à l'ELS et par conséquent, faire un calcul a l'ELS en flexion simple. [Note de cours Pr Messan]

  On a alors

  $A_1 = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_{st}} = avec\ \sigma_{st} = 250\ Mpa \quad z = d\left(1 - \frac{1}{3}\bar{\alpha}_{ser}\right) avec\ \bar{\alpha}_{ser} = \frac{n\sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}} = \frac{15 \times 0.6 \times 30}{15 \times 18 + 250} = 0.519$

$$= 0.9\left(1 - \frac{1}{3} \times 0.519\right) = 0.744m$$

$$A_1 = \frac{70.2}{0.744 \times 250} \times 100 = \mathbf{37.}\frac{\mathbf{74\ cm^2}}{\mathbf{ml}} \text{ Soit}$$

$$\boldsymbol{8HA25\ \ esp\ 12.5cm\ pour\ une\ section\ de\ 39.28cm2}$$

  Acier de répartition

  $A_r = 0.1h_0 = 0.1 \times 70 = \mathbf{7\ cm^2/ml}$ Soit

$$\boldsymbol{7HA12\ \ esp\ 14cm\ pour\ une\ section\ de\ 7.91cm2}$$

Annexe N° 17 : Dimensionnement de la semelle de la culée

a) Calcul du patin

Le patin est encastré dans le mur de front. Le calcul est mené en phase de service (présence du tablier et des surcharges d'exploitations)

désignation		Actions horizontales	Actions verticales	Bras de levier	moment	Pondération ELS	Moment ELS
voile			$22.27t/ml$	1.5	33.4	**1**	$\boldsymbol{-33.4t.m}$
semelle			$7t/ml$	2	14	**1**	$\boldsymbol{-14\ t.m}$
Charges permanentes	Terre amont +dalle trans	22.46t	2*2*8.25+2*2.5*0.3=34.5t	1 1*(8.25+0.6)/3=2.95	152.66 66.26	**1** **1**	$\boldsymbol{152.7\ t.m}$ $\boldsymbol{-66.26\ t.m}$
	Terre aval	//	//	//	//	//	//
	Poids tablier	//	98.64	1.4	138.1	**1**	$\boldsymbol{-138.1\ t.m}$
Charges D'exploitations	Dalle trans Br Bc Trottoir	2.04 t / 30t	/ 10t 6.075	0.5*8.25=4.125 10 10 10	8.415 100 300 60	**1** **1.2** **1.2** **1**	$\boldsymbol{8.4\ t.m}$ $\boldsymbol{-120\ t.m}$ $\boldsymbol{360\ t.m}$ $\boldsymbol{-60\ t.m}$

Le moment par rapport au pied du patin est alors

$$\sum M/A = -33.4 - 14 + 152.7 - 138.1 + 8.4 - 120 + 360 - 60 = 155.6\ \boldsymbol{t.m}$$

L'effort Normal est $\sum N = 22.27 + 7 + 34.5 + 98.64 + 12 + 6.075 = 180.49\ \boldsymbol{t}.$

L'excentricité est alors $e_A = \frac{155.56}{180.49} = 0.86m$

On adopte pour le calcul des moments sollicitant les sections S2 et S3 d'encastrement respectif du patin et du talon sur le voile

Le Diagramme rectangulaire de Meyerhof donne la contrainte équivalente par

$\sigma = \frac{N}{2e_A} = \frac{180.49}{2\times0.86} \times 10 = 1046.7kPa$ Appliquée sur $2e_A = 1.72m$

Le moment d'encastrement sur la section S2 est donnée par

$$M = 1046.7 \times 1 \times \frac{1}{2} = 523.4kN.m/ml$$

Elle est considérée comme une poutre encastrée

$A_1 = \frac{M_{ser}}{z\times\sigma_{st}} = avec\ \sigma_{st} = 250\ Mpa$ $\quad z = d\left(1 - \frac{1}{3}\bar{\alpha}_{ser}\right) avec\ \bar{\alpha}_{ser} = \frac{n\sigma_{bc}}{n\sigma_{bc}+\sigma_{st}} = \frac{15\times0.6\times30}{15\times18+250} = 0.519$

$= 0.9 \times 0.7\left(1 - \frac{1}{3} \times 0.519\right) = 0.521m$

$A_1 = \frac{523.4}{0.521\times250} \times 10 = \mathbf{40.}\frac{\mathbf{18\ cm^2}}{\mathbf{ml}}$ Soit

5HA32 esp 20 pourAr = 40.2 cm2

Acier de répartition

$A_r = 0.1h_0 = 0.1 \times 70 = \mathbf{7\ cm^2/ml}$ Soit

4HA16 esp 25 pour 8.04cm2

b) Calcul du talon

Il est également considéré comme une poutre encastrée.

La contrainte supérieure sur le talon est $\sigma_V = (34.5 + 10 = 44.5) \times 10 = 445\ kPa$

La contrainte inferieure du sol sous talon est nulle car $2e_A = 1.7m < Lp + e = 1 + 1 = 2m$

Le moment d'encastrement est donné par

$$M_3 = 445 \times 2 \times 2/2 = 990\ m.kN/ml$$

$$A_1 = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_{st}} = avec\ \sigma_{st} = 250\ Mpa$$

$$z = 0.521m$$

$A_1 = \frac{990}{0.521\times250} \times 10 = \mathbf{76.}\frac{\mathbf{0\ cm^2}}{\mathbf{ml}}$ Soit

$\mathbf{10HA32\ \ esp\ 10cm}$ *pour une section réelle de* $\mathbf{80.4cm^2}$

Acier de répartition

$A_r = 0.1h_0 = 0.1 \times 70 = \mathbf{7\ cm^2/ml}$ Soit

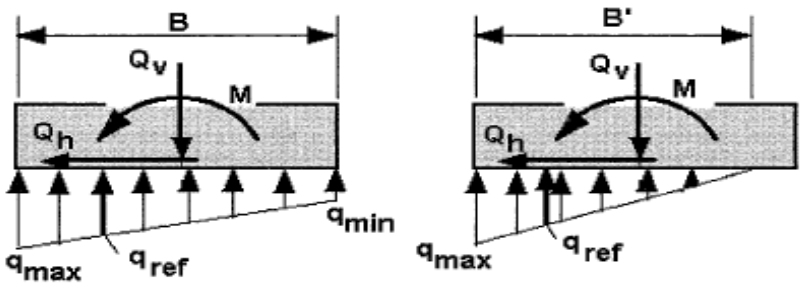
4HA16 esp 25 pour 8.04cm2

Annexe N° 18 : vérification de la stabilité externe

a) l'état limite de mobilisation du sol

Vérification de la capacité portante du sol à l'état limite de mobilisation du sol.

Les efforts provenant du voile de la culée sont reprise par les semelles. La contrainte de référence sous semelle est donnée par



$$6M \leq BQ_v \qquad\qquad 6M > BQ_v$$

$$q_{max} = \frac{6M + BQ_v}{B^2} \qquad\qquad q_{max} = \frac{4Q_v^2}{3BQ - 6M}$$

$$q_{min} = \frac{BQ_v - 6M}{B^2} \qquad\qquad q_{min} = 0$$

$$B' = \frac{3}{2}B - 3\frac{M}{Q_v}$$

$$q_{ref} = \frac{3q_{max} + q_{min}}{4}$$

Figure N 19 : contrainte de référence sur les fondations superficielle [JA Calgaro]

Charges permanentes sous semelle G

- La charges sous voile = (poids propre semelle + charges sous appareils d'appuis

$$Qv1 = 180.49\ t + 2.5 \times 4 \times 0.7 \times 9 = 243.49t$$

Le moment dans la semelle est donné par

$$\sum M/A = -33.4 - 14 + 152.7 \times 1.5 - 138.1 + 8.4 \times 1.5 - 120 + 1.6 * 300 - 60$$

$$= 356.15\ \boldsymbol{t.m}$$

- **Charges d'exploitation**

Nous prenons ici la combinaison la plus défavorable entre surcharges militaire et exceptionnelles plus la surcharge du trottoir

$$Qv2 = max\,\{1.20(QA; QB_c; QB_t; BQ_r); (QM_{c120}; QM_{E120}; QD; QE\} + Q_{tr}$$

$$Q_{V2} = 1.20QB_t + Q_{tr} = 141.7t$$

On a alors

$$Qv = 385.2\ t$$

On a $6M = 2136.9 \geq BQ_v = 1540.66$ d'où $\begin{cases} q_{max} = 2.39Mpa \\ q_{min} = 0Mpa \end{cases}$

$q'_{ref} = \frac{3 \times q_{max} + q_{min}}{4} = 1.79Mpa$

Vérification de la capacité portante du sol à l'ELU

Conforment à l'article B3.1 du titre fascicule 2 Titre V, on doit vérifier

$$q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q}(q'_u - q'_0) \times i_{\delta\beta} + q'_0$$

On a un refus a 3.5m de profondeur, nous prenons la contrainte de rupture sous charge centrée $q'_u = 6.95$Mpa

La contrainte effective à la base de la semelle est $q'_0 = \gamma_s D = 20 \times 3.5 \times 10^{-3} = 0.07Mpa$

Nos semelles seront sous-sol horizontal. Le fascicule 62 titres V dans son annexe F1 nous donne

$$i_\delta = \emptyset_1(\delta) = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$$

On a $\delta = 0\ car\ F_h = 30t\ << F_v = 734t\ d(ou\ i_\delta = 1)$

$$\gamma_q = 2 \text{ cf art B. 3.1 fasc 62 titre V}$$

On obtient alors

$$q'_{ref} = 1.79Mpa \leq \frac{1}{\gamma_q}(q'_u - q'_0) \times i_{\delta\beta} + q'_0 = 3.51Mpa$$

Donc la capacité portante du sol est vérifiée.

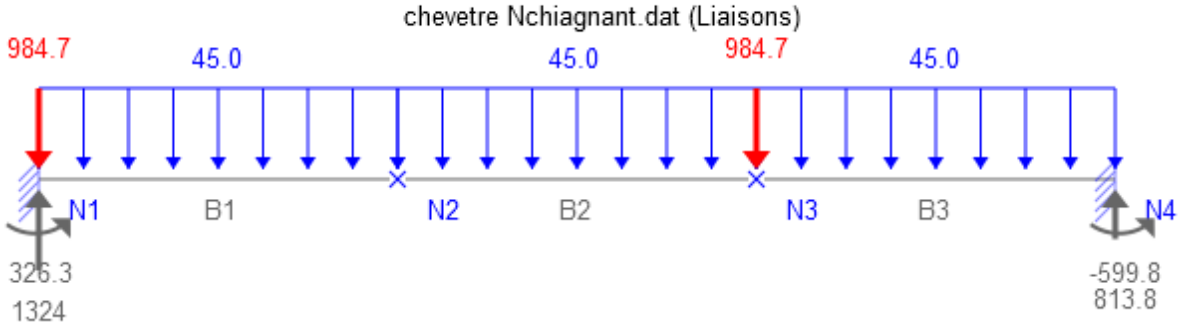
Annexe N° 19 : Dimensionnement du chevêtre

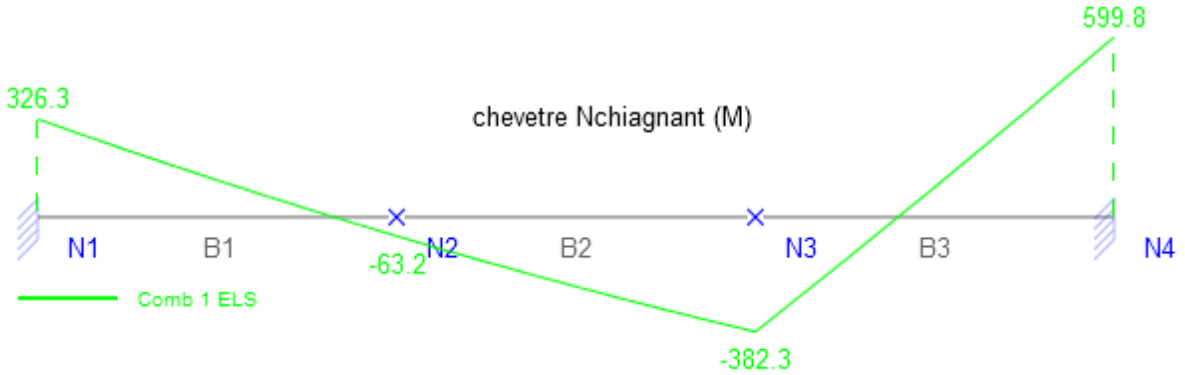
Nous modélisons les deux cas de charge à l'aide du logiciel Pybar puis nous dimensionnons avec la situation la plus défavorable

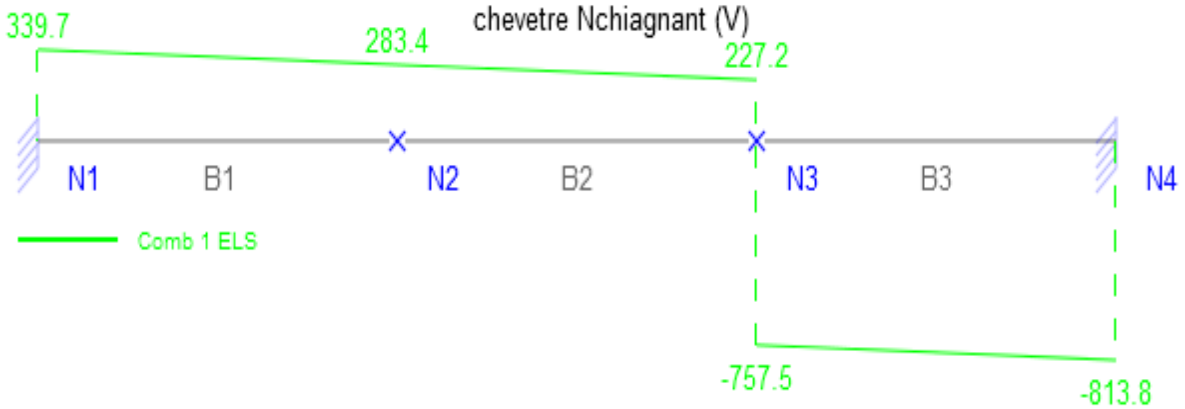
Le chevêtre étant encastré aux piles, on a la situation suivante

Pré dimensionnement (l=1.50m h=1.20m L=9m)

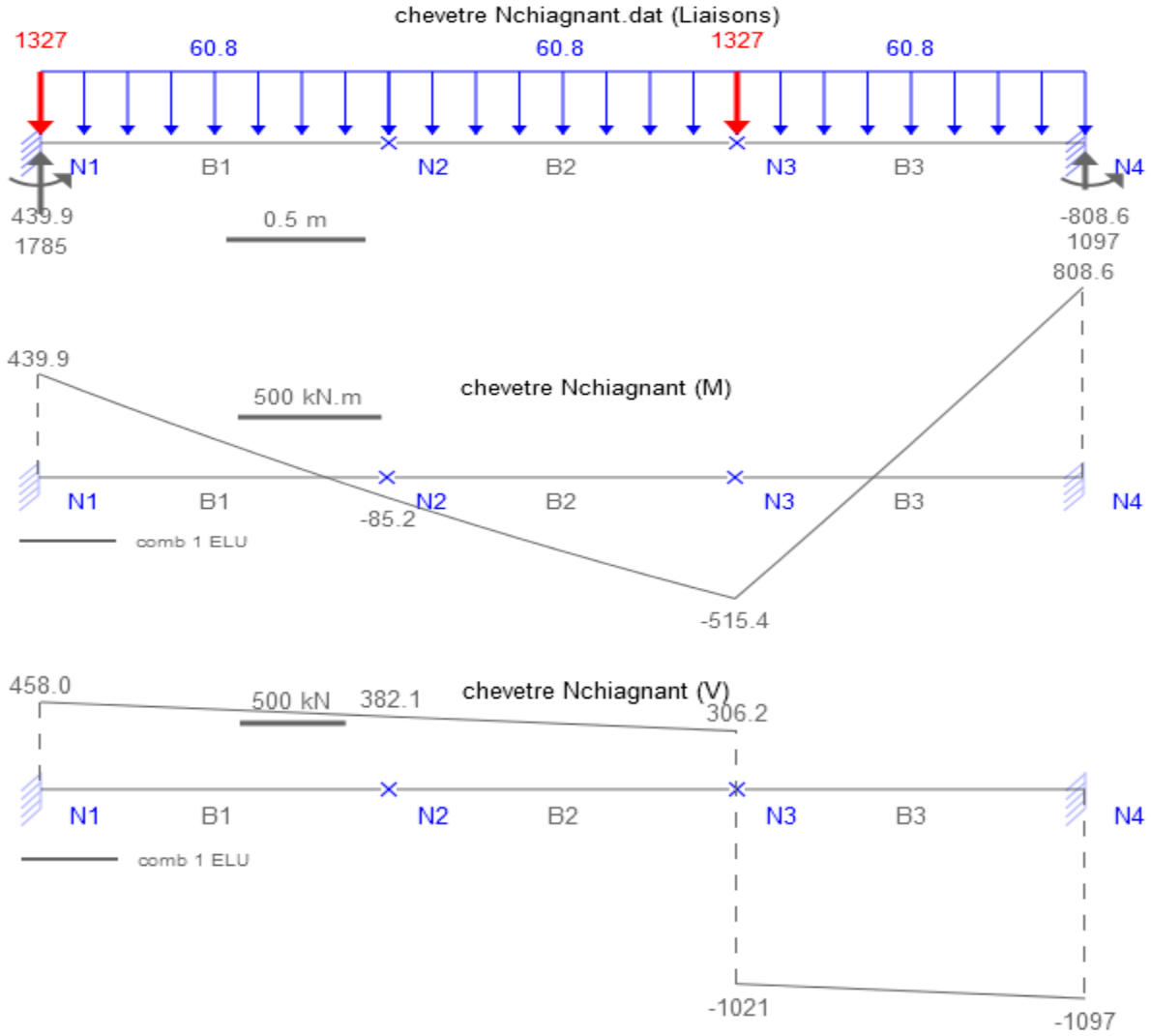
Combinaison 1(ELS)



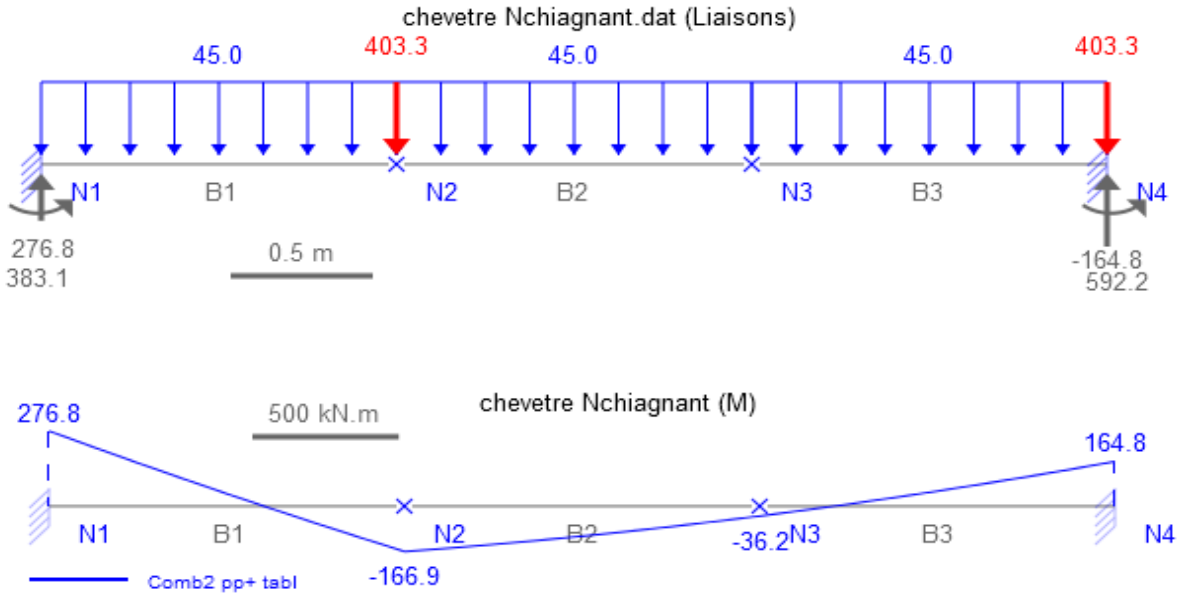


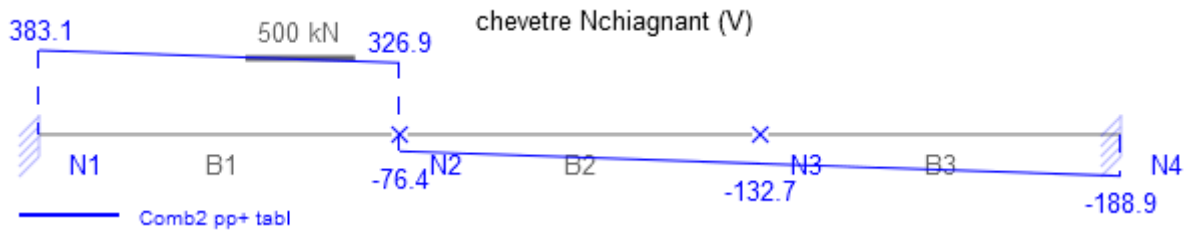


Combinaison 1 (ELU)

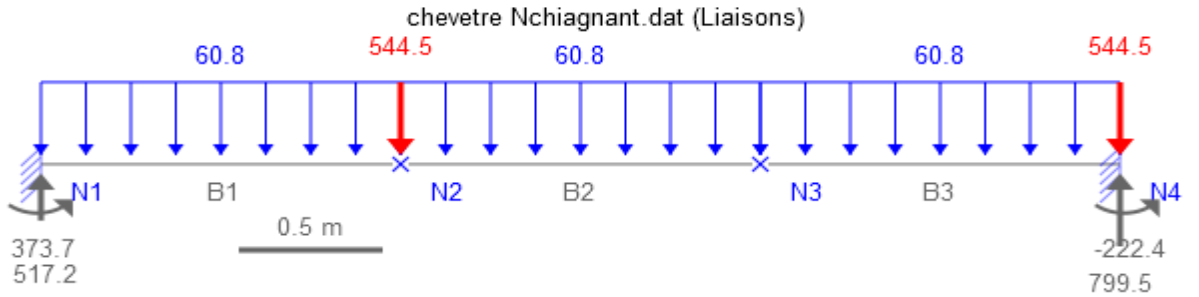


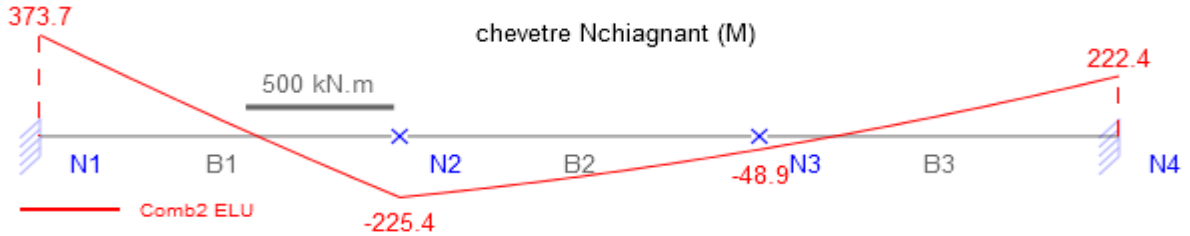
Sollicitations lors du vérinage (combinaison 2 ELS)





Sollicitations lors du vérinage (combinaison 2 ELU)





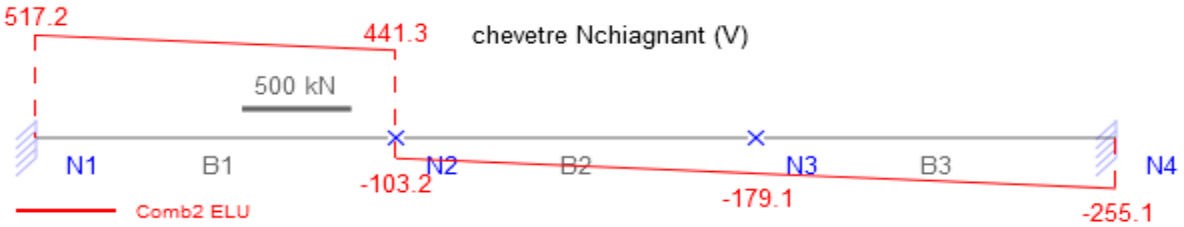


Figure 20 : application des charges dues aux vérins

Récapitulatifs

	Comb 1(tablier+pp chev+surcha				Comb 2 (tablier+pp chev) sous verinage			
sollicitations	M_{max} (kN.m)		Eff tranch (kN)	Réaction (kN)	M_{max} (kN.m)		Eff tranch (kN)	Réaction (kN)
	appuis	travée			appuis	travée		
ELS	599.8	-382.3	813.8	1324	276.8	-166.9	383.1	592.2
ELU	808.6	-515.4	1097	1785	373.7	-225.4	517.2	799.5

A l'appui, $M_{max1} = 599.8\ kN.m$ et $V_{max} = 813.8\ kN$

Et en travée $M_{max2} = 382.3\ kN.m\ au\ point\ d'applicationde\ la\ poutre\ intermediaire$

Conclusion : En dimensionnant avec les moments max de la combinaison 1, les efforts du vérinage sur le chevêtre seront vérifiés.

M_{max1} Sert à trouver la section d'acier dans la partie supérieure et M_{max2} dans la partie inférieure de notre chevêtre en travée.

calcul du chevetre

données :	bossage +ap ap	0,25 m
aquerissage poutre (b*h)	b=	1,5 m
	h=	1,2 m
enrobage =	e=	0,05 m
hauteur utile d	d=	1,15 m
	f_{c28}=	30 Mpa
	f_{t28}=	2,4 Mpa
	f_e=	500 Mpa
	fsu	434,7826 Mpa
moment ultime sollicitant la section	Mu1=	808,6 kN,m
	Mu2=	515,4 kN,m
	fbu=	17 Mpa
	μ_{AB} =	0,186
	long chev	9 m
	poids chev	40,5 t

Section d'armature en travée

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0.d^2.f_{bu}} = 0.024Mpa$$

On a

$$\alpha_u = 1.25.(1 - \sqrt{(1-2\mu_u)}) = 0.030$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 1.14 \qquad y_u = \alpha_u.d = 1.31$$

Section d'acier

$$\boldsymbol{Ast = \frac{M_u}{zf_{su}} = 16.37cm^2\ \ soit\ 9HA16\ espacement\ 12.5cm\ pour 18.09cm^2}$$

Section d'armature à l'appui

$$\alpha_u = 1.25.(1 - \sqrt{(1-2\mu_u)}) = 0.0193$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 1.14 \qquad y_u = \alpha_u.d = 1.31$$

Section d'acier

$$\boldsymbol{Ast = \frac{M_u}{zf_{su}} = 16.29cm^2\ \ soit\ 9HA16\ espacement\ 12.5cm\ pour 18.09cm^2}$$

Annexe N° 20 : Dimensionnement des colonnes des piles

Tableau : Masse volumique des principales essences de bois :

Bois	
Nom des essences	**Masse volumique exprimée en Kg / m^3 et densité.**
Acacia	780 à 820 ; 0,78 à 0,82
Acajou	560 à 850 ; 0,56 à 0,85
Aune	460 à 550 à 0,46 à 0,55
Bouleau	520 à 730 à 0,52 à 0,73
Buis de Hollande	1320 ; 1,32
Cèdre du Liban sec	490 ;
Charme	759 à 900 ; 0,759 à 0,9
Châtaignier	550 à 740 ; 0,55 à 0,74
Chêne blanc	610 ; 0,61
Chêne de démolition	730 ; 0,73
Chêne vert	983 ; 0,983
Cœur de chêne (60 ans)	1170 ; 1,17
Cormier	819
Ebène	1120 à 1200 ; 1,12 à 1,20

source : http://www.warmaths.fr/SCIENCES/densiteCatalogue..htm

Annexe N° 21 : dimensionnement de la semelle des piles

Résultat du sondage au pénétromètre dynamique lourd

Variante 1					
SPD 1			SPD 2		
(x ; y)	743682.64	534510.198	(x ; y)	743683.44	534500.62
Prof (m)	Qd (kg/cm²)	Couches	Prof (m)	Qd (kg/cm²)	Couches
0.00 – 2.20	7 – 8	1ère couche	0.00 – 1.60	8 – 24	1ère couche
2.20 – 3.40	22 – 206	2e couche	1.60 – 2.80	7 – 263	2e couche
3.40	> 206	Refus	7.60	> 263	Refus
SPD 3			SPD 4		
(x ; y)	743757.02	534479.14	(x ; y)	743758.37	534488.12
Prof (m)	Qd (kg/cm²)	Couches	Prof (m)	Qd (kg/cm²)	Couches
0.00 – 2.00	8 – 22	1ère couche	0.00 – 2.00	8 – 39	1ère couche
2.00 – 3.60	41 – 247	2e couche	2.00 – 3.80	22 – 261	2e couche
3.60	> 247	Refus	3.80	> 261	Refus

Tableau des contraintes admissibles (σ_{adm}) du sol en fonction des profondeurs d'ancrage (D_F), à partir des sondages pénétrométriques.

Repère	*Contraintes Admissibles (σ_{adm}) en fonction des profondeurs d'ancrages (D_F)*				
Variante 1					
Prof d'ancrage D_F (m)	SPD 1	SPD 2	SPD 3	SPD 4	Moyenne
1.00	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42
1.50	0,39	0,98	0,39	0,39	0,54
2.00	0,39	0,78	0,39	1,96	0,88
2.50	2,01	1,83	1,65	1,65	1,79
3.00	1,83	-	2,56	2,56	2,32
3.50	-	-	9,43	4,46	6,95

Tableau 2 : Valeurs représentatives de la cohésion et de l'angle de frottement interne des roches intactes (d'après Kulhawy [1975], cité par Goodman [1989])

Description	*C (MPa)*	*Φ(°)*
Barea sandstone	27.2	27.8
Bartlesvile sandstone	8.0	37.2
Pottsville sandstone	14.9	45.2
Repetto silstone	34.7	32.1
Muddy shale	38.4	14.4
Stockton shale	0.34	22.0
Edmonton betonic shale	0.3	7.5
Sioux quartzit	70.6	48.0
Texsas slate ; loaded		
30° to clivelage	26.2	21.0
90° to clivelage	70.3	26.9
Georgia marble	21.2	25.3
Wolf Camp limestone	23.6	34.8
Indiana limestone	6.72	42.0
Hasmark dolomite	22.8	35.5
Chalk	0.0	31.5
Blaine anhydrite	43.4	29.4
Inada biote granite	55.2	47.7
Stone mountain granite	55.1	51.0
Nevada Test Site basalt	66.2	31.0
Schistose gneiss		
90° to clivelage	46.9	28.0
30° to clivelage	14.8	27.6

Calcul de la largeur de la semelle

Actions et sollicitations

Poids du tablier + poids du chevêtre + poids propre pile =474.8t

Poids partie enterrée =259.3

Poids total 734.0t

D'après le PP73, dans la pièce 132&3.2.1, on a $B0 = \frac{R+P}{(q+\Upsilon 2D)L} = 2.2m$

Pour tenir compte de l'excentrement dû aux efforts horizontaux, on applique la formule de MEYERHOF cf FOND 72, Fascicule 5, Chap. 5.3 p6 pour avoir la formule $B = B_0 + 3\frac{F_H}{Q} = 3.7m$ nous prendrons 4m

Vérifications

Vérification de la capacité portante du sol à l'état limite de mobilisation du sol.

Les efforts provenant des colonnes sont reprise par les semelles. La contrainte de référence sous semelle est donnée par [confère figure 16]

On a

Charges permanentes sous semelle G

- La charges sous pile (poids propre + celle provenant du chevêtre) Qv1=320.5t
- Le moment dans la semelle est donné par M= 292.12 t.m

Charges d'exploitation

Nous prenons ici la combinaison la plus défavorable entre surcharges militaire et exceptionnelles plus la surcharge du trottoir

$$Qv2 = max\{1.60(QA; QB_c; QB_t; BQ_r); 1.20(QM_{c120}; QM_{E120}; QD; QE\} + 1.6Q_{tr}$$

$$Q_{V2} = 1.60QB_t + 1.6Q_{tr} = 180.8 + 9.72 = 95.26\ t$$

On a alors

Qv =415.73t

On a $6M \geq BQ_v$ d'où $\begin{cases} q_{max} = 2.14Mpa \\ q_{min} = 0Mpa \end{cases}$

$$q'_{ref} = \frac{3\times q_{max}+q_{min}}{4} = 1.60Mpa$$

Vérification de la capacité portante du sol à l'ELU

Conforment à l'article B3.1 du titre fascicule 2 Titre V, on doit vérifier

$$q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q}(q'_u - q'_0) \times i_{\delta\beta} + q'_0$$

Ayant reçu un refus a 3.5m de profondeur, nous prenons la contrainte de rupture sous charge centrée $q'_u = 6.95\text{Mpa}$

La contrainte effective à la base de la semelle est $q'_0 = \gamma_s D = 20 \times 3.5 \times 10^{-3} = 0.07Mpa$

Nos semelles seront sous-sol horizontal. Le fascicule 62 titres V dans son annexe F1 nous donne

$$i_\delta = \emptyset_1(\delta) = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$$

$$On\ a\ \delta = 0\ car\ F_h = 30t\ << F_v = 734t\ d(ou\ i_\delta = 1)$$

On obtient alors

$$\gamma_q = 2\ [\text{cf art B. 3.1 fasc 62 titre V}]$$

$$q'_{ref} = 1.60Mpa \leq \frac{1}{\gamma_q}(q'_u - q'_0) \times i_{\delta\beta} + q'_0 = 3.51Mpa$$

Donc la capacité portante du sol est vérifiée.

Annexe N° 22 : Devis quantitatif et estimatif

AVANT METRE

Pont a poutre de 18 m de travée

pont projeté	126,00 ml
Nombre de travée	7,00 U
longueur d'une travée	18,00 ml
Nombre de poutre	4,00
longueur du bloc d'accès	50,00 m
profondeur moyenne du cours d'eau	12,00 m
hauteur du batardeau hors eau	4,00 m

PILE

1	**Semelle de pile**	
	long	9,00 m
	largeur	4,00 m
	Epaisseur	1,00 m
	Nombre	6,00
	Volume béton	216,00 m3
	surface de coffrage ordinaire	156,00 m2
2	**Poteau de pile**	
	Diamètre	1,65 m
	hauteur	15,00 m
	nombre	12,00
	Volume béton	384,88 m3
	Longueur de buse diamètre 1500	180,00 m2
3	**Chevêtre de pile**	
	Long	9,00 m
	largeur	1,50 m
	Epaisseur	1,20 m
	Nombre	6,00
	Volume béton	97,20 m3
	Surface de coffrage lisse (soigne)	

CULEE

4	**Semelle de Culée**	
	long	12,00 m
	largeur	4,20 m
	Epaisseur	1,00 m
	Nombre	2,00
	Volume béton	100,80 m3
	surface de coffrage ordinaire	64,80 m2

5	**Mur voile**	
	long	10,00 m
	largeur	1,00 m
	Epaisseur	7,00 m
	Nombre	2,00
	Volume béton	140,00 m3
	surface de coffrage ordinaire	308,00 m2
6	**mur garde grève**	
	Long	10,00 m
	hauteur	1,50 m
	Epaisseur	0,30 m
	Nombre	2,00
	Volume béton	9,00 m3
	Surface de coffrage lisse (soigne)	61,80 m2
7	**Corbeau arrière**	
	Long	9,40 m
	hauteur	0,60 m
	Epaisseur	0,30 m
	Nombre	2,00
	Volume béton	3,38 m3
	Surface de coffrage lisse (soigne)	16,92 m2
8	**mur en retour**	
	Long	6,00 m
	hauteur	8,50 m
	Epaisseur	0,40 m
	Nombre	4,00
	Volume béton	81,60 m3
	Surface de coffrage lisse (soigne)	435,20 m2
9	**Dalle de transition**	
	Long	3,00 m
	Largeur	9,40 m
	Epaisseur	0,30 m
	Nombre	2,00
	Volume béton	16,92 m3
	Surface de coffrage ordinaire	14,88 m2
10	**Poutre Béton**	
	Long	18,00 m
	Largeur	0,50 m

	retombée (hauteur)	1,50 m
	Nombre	28,00
	Volume béton	378,00 m3
	Surface de coffrage lisse	1806,00 m2
11	**Dalle béton**	
	Long	18,00 m
	Largeur	10,00 m
	Epaisseur	0,25 m
	Nombre	7,00
	Volume béton	315,00 m3
	Surface de coffrage lisse	1323,00 m2
12	**Appareil d'appui**	
	Long	0,50 m
	Largeur	0,40 m
	Epaisseur	0,10 m
	Nombre	56,00
	Volume béton	1,08 m3
13	**Bossage**	
	Longueur	0,60 m
	Largeur	0,50 m
	Epaisseur	0,15 m
	Nombre	56,00
	Volume béton	2,52 m3
	Surface de coffrage lisse	18,48 m2

DEVIS ESTIMATF SOMMAIRE DU PONT

Longueur du pont 126,00 ml

Position	Dénomination	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix Total
1	**INSTALLATION CHANTIER**	FF	1,0	200 000 000	200 000 000
2	**DEGAGEMENT ET PREPARATION DU TERRAIN**				
2,1	Arrachage d'arbres (diam > 1m)	U	200,0	70 000	14 000 000
2,2	débroussaillement et nettoyage	m2			
2,2,1	débroussaillement et nettoyage sur terre ferme	m2	2 000,0	250	500 000
2,2,2	débroussaillement et nettoyage en zone marécageuse	m2	200,0	500	100 000
2,3	enlèvement de terre végétale	m2	2 000,0	1 000	2 000 000
2,4	Scarification de la route existante	m2	0,0	1 200	0
2,5	Engazonnement des talus	m2	500,0	2 000	1 000 000
2,6	Provision pour déplacement des réseaux et libération	FFT	1,0		0
	TOTAL DEGAGEMENT ET PREPARATION DU TERRAIN				**17 600 000**
3	**TERRASSEMENTS**				
3,1	Déblai non réutilisable en remblai et purge				
3,1,1	Déblai non réutilisable en remblai	m3	2 500,0	3 500	8 750 000
3,1,2	purges	m3	1 500,0	7 000	10 500 000
3,2	Remblai				
3,2,1	Remblai provenant des déblais	m3	0,0	5 500	0

Position	Dénomination	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix Total
3,2,2	Remblai d'emprunt	m3	6 000,0	8 000	48 000 000
3,3	Compactage et profilage de la plateforme des terrassements	m2	600,0	500	300 000
3,4	curage du lit du cours d'eau après les travaux	ml	0,0	40 000	0
	TOTAL TERRASSEMENT				**67 550 000**
4	**CHAUSSEE**				
4,1	couche de fondation en grave latéritique (25 cm)	m^3	0,0	10 000	0
4,2	couche de base en grave concassé (20 cm)	m^3	0,0	29 000	0
4,3	imprégnation	m^2	0,0	1 200	0
4,3	Enduit bicouche sur accotement et chaussée	m^2	500,0	6 000	3 000 000
4,5	revêtement en béton bitumineux 5 cm	m^2	1 408,0	12 000	16 896 000
4,6	couche d'accrochage	m^2	1 408,0	700	985 600
	TOTAL CHAUSSEE				**20 881 600**
5	**OUVRAGE D'ASSAINISSEMENT**				
5,1	fosses longitudinaux et divergents en terre	ml	0,0	4 000	0
5,2	fosses longitudinaux revêtues en béton	ml	100,0	30 000	3 000 000
5,3	perrés en maçonnerie de moellons	m^2	2 000,0	25 000	50 000 000
5,4	filets d'eau ou bordures	ml	100,0	12 000	1 200 000
5,5	descentes d'eaux	ml	80,0	30 000	2 400 000
5,6	dalots d'équilibres en béton	ml	18,0	8 000 000	144 000 000
5,7	murs de tête aval et amont pour dalot	U	2,0	4 000 000	8 000 000
5,8	Gabions	m^3	108,0	100 000	10 800 000
5,9	enrochement	m^3	0,0	50 000	0
5,1	Géotextiles	m^2	0,0	10 000	0
	TOTAL ASSAINISSEMENT				**219 400 000**

Position	Dénomination	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix Total
6	**CONSTRUCTION PONT**				
6,1	Garantie décennale	FFT	1,0	50 000 000	50 000 000
6,2	essai Géotechniques complémentaires	FFT	1,0	60 000 000	60 000 000
6,3	**Pieux de fondation**				
6,3,1	installation de chantier pour exécution de pieux	FFT	0,0	20 000 000	0
6,3,2	forage des pieux pour le diamètre 80	ml	0,0	275 000	0
6,3,3	la fourniture et la mise en œuvre du béton Q400 pour les pieux	m^3	0,0	250 000	0
6,3,4	la fourniture et la mise en œuvre des armatures pour les pieux	T	0,0	1 400 000	0
6,3,5	le recepage des pieux exécutés	U	0,0	300 000	0
6,4	**Construction des culées et des piles en béton armée**				
6,4,1	l'exécution de la digue en matériaux argileux y/c protection	m^3	60 480,0	5 000	302 400 000
6,4,2	l'exécution des fouilles	m^3	8 192,0	18 000	147 456 000
6,4,3	l'exécution des palplanches métalliques	m^2	4 352,0	70 000	304 640 000
6,4,4	la mise hors eau des fouilles	FFT	8,0	5 000 000	40 000 000
6,4,5	mise en œuvre du béton cyclopéen	m^3	216,0	150 000	32 400 000
6,4,6	l'enracinée par les aciers doux inoxydable de diamètre 40mm	ml	408,0	60 000	24 480 000
6,4,7	la fourniture et la mise en œuvre du béton de propreté C200	m^3	21,6	120 000	2 592 000
6,4,8	la réalisation des coffrages ordinaires	m^2	543,7	10 000	5 436 800
6,4,9	la réalisation des coffrages lisses	m^2	3 661,4	30 000	109 842 000
6,4,10	la fourniture et la mise en œuvre des buses béton de diamètre 1,5m	ml	180,0	200 000	36 000 000
6,4,11	la fourniture et la mise en œuvre des armatures	T	178,3	1 400 000	249 620 000
6,4,12	la fourniture et la mise en œuvre du béton Q400 pour culée, semelles, piles, chevêtres, murs en retour, dalle de transition				0
		m^3	1 053,4	280 000	294 947 400
6,4,13	la fourniture et la mise en œuvre du produit bitumineux à appliquer sur le béton en contact avec la terre				0
		m^2		5 000	0

Position	Dénomination	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix Total
6,4,14	Le remblai du bloc technique	m^3		10 000	0
					0
6,5	**Bipoutre métallique**				0
6,5,1	la réalisation de la charpente métallique	T	0,0	3 200 000	0
6,5,2	la réalisation de la protection contre la corrosion	m^2	0,0	15 000	0
6,5,3	la réalisation du montage sur site et lançage	T	0,0	275 000	0
6,5,4	la fourniture et la pose des appuis en néoprène fretté 20 x 20 x 8	U	0,0	1 000 000	0
6,6	**Mise en œuvre de la dalle et poutres**				0
6,6,1	**poutre préfabriquée**				
6,6,1,1	la réalisation des coffrages lisses	m^2	1 806,0	30 000	54 180 000
6,6,1,2	la fourniture et le pose des armatures	T	141,8	1 400 000	198 520 000
6,6,1,3	le coulage de béton pour poutre et entretoise	m^3	378,0	280 000	105 840 000
6,6,1,4	la pose de poutre	T	1 181,3	50 000	59 065 000
6,6,1,5	la fourniture et la pose des appuis en néoprène frettée 20 x 20 x 8	U	56,0	600 000	33 600 000
6,6,2	**dalle coulée sur place**				
6,6,2,1	la fourniture et la pose des prédalles	m^2	1 323,0	42 000	55 566 000
6,6,2,2	la réalisation des coffrages ordinaires	m^2	0,0	10 000	0
6,6,2,3	la réalisation des coffrages lisses	m^2	83,7	30 000	2 511 000
6,6,2,4	la fourniture et la pose des armatures	T	63,0	1 400 000	88 200 000
6,6,2,5	le coulage de béton pour la dalle	m3	315,0	280 000	88 200 000
6,6,3	la fourniture et la pose des décharges d'eaux pluviales	U	28,0	45 000	1 260 000
6,6,4	la fourniture, la pose et réglage, des joints de dilatation	ml	80,0	150 000	12 000 000
6,6,5	la fourniture, la mise en œuvre et le réglage du béton Q400 pour le nivellement de la dalle y compris toutes sujétions	m3	63,7	280 000	17 836 000

Position	Dénomination	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix Total
6,6,6	**Muret de sécurité**				
6,6,6,1	la réalisation des coffrages lisses	m^2	0,0	30 000	0
6,6,6,2	la fourniture et la pose des armatures	T	0,0	1 400 000	0
6,6,6,3	le coulage de béton	m3	0,0	280 000	0
					0
6,6,7	Trottoir	m^2	252,0	45 000	11 340 000
6,6,8	Etanchéité de la dalle	m^2	1 323,0	10 000	13 230 000
6,7	Garde-corps	ml	252,0	60 000	15 120 000
6,8	la réalisation des épreuves de chargement de l'ouvrage	FFT	1,0	10 000 000	10 000 000
	TOTAL CONSTRUCTION PONT				**2 426 282 200**
7	**SIGNALISATION ET EQUIPEMENTS**				
7,1	**Signalisation horizontale**				
7,1,1	la pose de peinture retro-réfléchissante d'une bande continue de 0,10m de largeur	ml	50,0	3 000	150 000
7,1,2	la pose de peinture retro réfléchissante d'une bande discontinue de 0,10m de largeur, de 3 ,00 m de longueur avec espacement de 10,0 m	ml			0
7,1,3	la pose de peinture retro réfléchissante d'une bande discontinue de 0,10m de largeur, de 3 ,00 m de longueur avec espacement de 1,33 m	ml	100,0	2 500	250 000
7,1,4	la pose de peinture retro réfléchissante d'une bande discontinue de 0,15m de largeur, de 3 ,00 m de longueur avec espacement de 3,50 m (ligne de rive T2)	ml	67,5	2 500	168 750
7,1,5	la pose de peinture retro réfléchissante de marque transversale continue de 0,50m de largeur (ligne d'arrêt), et de marques transversale pour piétons de 0,50 m de largeur et de 3 ,00 m de longueur	m^2	15,0	2 500	37 500

Position	Dénomination	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix Total
7,1,6	la pose de peinture retro réfléchissante pour flèche de rabattement	U	6,0	3 000	18 000
7,2	**signalisation verticale**				
7,2,1	Fourniture et pose de panneaux de police circulaires	U	4,0	80 000	320 000
7,2,2	Fourniture et pose de panneaux de police triangulaires	U	8,0	60 000	480 000
7,2,3	Fourniture et pose de panneaux de police octogonaux	U			0
7,2,4	Fourniture et pose de panneaux de localisation	U	4,0	70 000	280 000
7,2,5	Fourniture et pose de panneaux de direction	U			0
7,2,6	Fourniture et pose de panneaux de pré signalisation	U	4,0	85 000	340 000
7,2,7	peinturage de sécurité noir/jaune aux entrées de ponts	U	2,0	45 000	90 000
7,3	balise	U	50,0	30 000	1 500 000
7,4	glissière de sécurité métallique	ml	0,0	80 000	0
7,5	Glissière de sécurité en béton armée	ml	50,0	140 000	7 000 000
	TOTAL SIGNALISATION ET EQUIPEMENT				**10 634 250**

Annexe N° 23 : pièces graphiques

1. *plan de coffrage (voir A3)*

2. *plans de ferraillage (voir A3)*