



# CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN PONT POUR LE FRANCHISSEMENT DU COURS D'EAU BÉRÉ ET AMÉNAGEMENTS DES VOIES D'ACCÈS

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU  
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT  
OPTION : GENIE CIVIL/ROUTES ET OUVRAGES D'ART

-----  
Présenté et soutenu publiquement le 22 juin 2018 par :

**Wend-yam Serge Modeste KABORE**

**Travaux dirigés par :**

**Mr Moussa LO**

Enseignant à 2iE

**Mlle Axelle SOMDA**

Chef de projet à AGEIM-IC

Jury d'évaluation du stage :

Président : **Mr. Abdourazackou SANOUSI**

Membres et correcteurs : - **Mr Issa MADOUGOU**

- **Mr Arnaud OUEDRAOGO**

- **Mr Moussa LO**

**Promotion [2017/2018]**



**Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement**

Fondation 2iE - Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO – IFU 00007748B  
Tél. : (+226) 50. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 50. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - [www.2ie-edu.org](http://www.2ie-edu.org)

---

## REMERCIEMENTS

Nos remerciements vont tout d'abord à Dieu le Tout Puissant pour sa bonté et sa bénédiction durant ces cinq (05) années passées au 2ie.

Ce travail n'aurait pu être possible sans le concours de personnes physiques qui de près ou de loin m'ont soutenu, conseillé et guidé. Mes remerciements vont particulièrement à :

- ✚ Mon maître de stage Mlle Axelle SOMDA, pour sa disponibilité et ses conseils pendant le travail ;
- ✚ Mr Gilles GUIGMA pour m'avoir proposé ce thème ;
- ✚ Mr Boris BADO, Mr Moumouni OUEDRAOGO et tout le personnel de AGEIM-IC ;
- ✚ Mon directeur de mémoire Mr Moussa LO, qui par son effort de formateur, son soutien permanent, m'a suivi tout au long de cette étude ;
- ✚ Mon frère Alexandre KABORE, pour son soutien moral et financier durant mon cursus scolaire ;
- ✚ Je réitère mes remerciements à tous les membres de ma famille pour le soutien et l'accompagnement dont j'ai bénéficiés durant toutes ces années ;
- ✚ A tous mes camarades de promotion Master 2017 pour l'ambiance fraternelle qui a régné pendant ces 5 années passées ensemble.

Le Seigneur vous le rendra au centuple.

---

## RÉSUMÉ

Ce mémoire concerne l'étude d'un pont routier et de ses voies d'accès. Cet ouvrage traverse un cours d'eau appelé BÉRÉ sur l'axe ZUENOULA - MANKONO dans le centre de la COTE d'IVOIRE. Ce projet fait partie d'un vaste programme de construction de mille (1000) ouvrages d'art de désenclavement sur l'ensemble du territoire ivoirien.

L'objectif de cette étude est de proposer un nouvel ouvrage efficace pour remplacer un pont métallique existant. Ce pont est vétuste et ne répond plus aux exigences du transport. Pour cela, il a fallu procéder à l'analyse des données hydrologiques afin de déterminer les caractéristiques de l'ouvrage. Ces caractéristiques vont permettre de choisir le type de pont le plus adapté au projet. Le choix s'est porté sur un pont à poutres en béton armé de 65 m composé de trois (03) travées indépendantes.

Les voies d'accès à concevoir font une longueur totale de 3012 m. Ces voies d'accès ont une chaussée de 7 m avec des accotements de 1,5 m de part et d'autre. Elles ont été conçues en considérant une vitesse de référence de 100 km/h. Le type de trafic rencontré de classe T2 a permis de proposer la structure de chaussée la mieux adaptée.

Concernant l'ouvrage d'art, la modélisation et l'analyse avec le logiciel Robot Structural Analysis (RSA) a permis de faire ressortir les sollicitations afin de proposer un ferrailage adéquat des différents éléments.

Une étude d'impact environnemental et social a été faite avec la mise en place d'un plan de gestion environnemental et social. Ce plan fait ressortir les impacts, les solutions proposées ainsi que les responsables de la mise en œuvre et du contrôle.

Le coût du projet s'élève à un milliard six cent vingt-huit millions huit cent-vingt-trois mille deux cent quarante-neuf (1 628 823 249) Francs CFA Toutes Taxes Comprises.

### **Mots clés :**

- 1- Désenclavement
- 2- Voies d'accès
- 3- Pont à poutres en béton armé
- 4- Robot Structural Analysis
- 5- Environnement
- 6- Hydrologie

---

## ABSTRACT

This dissertation concerns the study of a road bridge and its access roads. This bridge crosses a river called BÉRÉ on the road between ZUENOULA and MANKONO in the center of the IVORY COAST. This project is a part of a wide program of construction of a thousand bridges opening up throughout the national territory.

The purpose of this memory is to propose a new effective bridge to replace an existing metal one. This bridge is obsolete and no longer meets the transport requirement. For this we proceeded to the analysis of the hydrological data in order to determine the geometrical characteristics of the bridge. These characteristics allowed to choose the most suitable type of bridge. The choice fell on a reinforced concrete beam bridge of 65 m composed of three independent bays.

The access roads designed are 3012 m long. These access roads have a 7 m roadway with shoulders of 1.5 m on both side. They have been designed considering a reference speed of 100 km/h. the type of traffic encountered has allowed to propose a new pavement structure.

Concerning the bridge, the modeling and the analysis with the software Robot structural Analysis allowed to highlight the solicitations in order to propose an adequate reinforcement of the various elements.

An environmental and social impact study has been done with the implementation of an environmental and social management plan.

The cost of the project amounts to one billion six hundred twenty and eight millions eighty hundred and twenty three thousand two hundred forty nine ((1 628 823 249)) F CFA TTC.

Keys words:

- 1- access
- 2- access roads
- 3- reinforced concrete beam bridge
- 4- Robot structural Analysis
- 5- environment
- 6- hydrology

---

## **LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS**

<b>2iE</b>	: Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
<b>AGEIM- IC</b>	: Agence d'Etudes d'Ingénierie et de Maitrise d'œuvre - Ingénieurs Conseils
<b>AGEROUTE</b>	: Agence de Gestion des Routes
<b>ARP</b>	: Aménagement des Routes Principales
<b>BAEL</b>	: Béton Armé aux Etats Limites
<b>CBR</b>	: Californian Bearing Ratio (Indice de Portance Californien)
<b>CEBTP</b>	: Centre d'Expertise du Bâtiment et des Travaux Publics
<b>DTR</b>	: Document Technique Réglementaire
<b>DTU</b>	: Documents Techniques Unifiés
<b>ELS</b>	: Etat Limite de Service
<b>ELU</b>	: Etat Limite Ultime
<b>HA</b>	: Haute Adhérence
<b>LBTP</b>	: Laboratoire du Bâtiment et des Travaux publics
<b>LCPC</b>	: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
<b>MIE</b>	: Ministère des Infrastructures Economiques
<b>PHE</b>	: Plus Hautes Eaux
<b>PND</b>	: Plan National de Développement
<b>PP73</b>	: Document pilote du SETRA pour le calcul des appuis des ponts
<b>PK</b>	: Point kilométrique
<b>RSA</b>	: Robot Strutural Analysis
<b>SETRA</b>	: Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Caractéristiques de l'ouvrage existant .....	7
Tableau 2 : valeurs minimales du rayon en plan selon l'ARP.....	11
Tableau 3: valeurs minimales de rayon du raccordement en profil en long selon l'ARP .....	11
Tableau 4: variantes de structures de chaussée éligibles proposées par le guide du CEBTP .....	13
Tableau 5: analyse comparative entre les variantes.....	13
Tableau 6 : caractéristiques des matériaux .....	15
Tableau 7 : comparaisons entre les déformations.....	15
Tableau 8: Les caractéristiques du bassin versant.....	16
Tableau 9: caractéristiques des données hydrométriques.....	17
Tableau 10: paramètres de GUMBEL.....	17
Tableau 11: caractéristiques géométriques du cours d'eau.....	19
Tableau 12 : hauteur d'eau en fonction du débit .....	20
Tableau 13: calcul des affouillements.....	21
Tableau 14 : analyse comparative entre ponts dalle et pont a poutres [4].....	25
Tableau 15: coûts de construction des ouvrages d'art (SETRA (2006), couts de construction des ouvrages d'art.) .....	27
Tableau 16: Récapitulatif du prédimensionnement de la superstructure.....	28
Tableau 17: dimensions des éléments de l'infrastructure.....	29
Tableau 18: coefficients de pondération aux états limites [9] .....	33
Tableau 19: charges permanentes sur le tablier.....	34
Tableau 20 : coefficient de majoration dynamique .....	36
Tableau 21 : sollicitations sur la poutre .....	37
Tableau 22 : sollicitations dans le hourdis .....	38
Tableau 23: sollicitations du mur en retour dans le sens vertical .....	41

---

Tableau 24: sollicitations du mur en retour dans le sens horizontal .....	41
Tableau 25 : sections d'aciers du mur en retour dans le sens horizontal.....	42
Tableau 26: Plan de Gestion Environnemental et Social .....	47
Tableau 27 : Devis .....	49

---

## LISTE DES FIGURES

Figure 2 : présentation du site du projet .....	6
Figure 3 : résultats des déformations sur ALIZE.....	15
Figure 4: valeurs des quantiles en fonction de la période de retour .....	18
Figure 5: coupe transversale du cours .....	20
Figure 6: Vue longitudinale d'un pont [4] .....	23
Figure 7 : variantes de ponts (CALGARO (1994), Conception des ponts) .....	24
Figure 8 : présentation des éléments de la culée .....	29
Figure 9 : modélisation de la travée.....	36

---

## LISTE DES PHOTOS

Photo 1: Vue générale de l'ouvrage existant .....	7
Photo 2: Encombrement du tablier lors du passage d'un mini bus .....	8
Photo 3: Courbe à l'entrée de l'ouvrage d'art .....	8

## SOMMAIRE

<b>REMERCIEMENTS</b>	<b>i</b>
<b>RÉSUMÉ</b>	<b>ii</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>iii</b>
<b>LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS</b>	<b>iv</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX</b>	<b>v</b>
<b>LISTE DES FIGURES</b>	<b>vii</b>
<b>LISTE DES PHOTOS</b>	<b>viii</b>
<b>SOMMAIRE</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1: Introduction générale</b>	<b>4</b>
<b>1.1. Contexte et objectifs généraux</b>	<b>4</b>
1.1.1. Contexte général	4
1.1.2. Objectifs généraux	5
<b>1.2. Présentation générale du projet</b>	<b>5</b>
1.2.1. Présentation de la zone du projet	5
1.2.2. Etat des lieux des infrastructures existantes	6
1.2.3. Problématique	9
1.2.4. Objectifs de cette étude	9
<b>CHAPITRE 2: Données de base du projet</b>	<b>10</b>
<b>2.1. Données fonctionnelles du pont</b>	<b>10</b>
<b>2.2. Données naturelles</b>	<b>10</b>
2.2.1. Données géotechniques	10
2.2.2. Données hydrométriques	10
<b>CHAPITRE 3: Etudes des voies d'accès</b>	<b>11</b>
<b>3.1. Paramètres géométriques</b>	<b>11</b>
3.1.1. Tracé en plan	11
3.1.2. Profil en long	11
3.1.3. Profil en travers	12
<b>3.2. Dimensionnement de la chaussée</b>	<b>12</b>
3.2.1. Paramètres nécessaires au dimensionnement	12
3.2.2. Choix des variantes de la structure de chaussée	13
3.2.3. Analyse comparative des différentes variantes	13
3.2.4. Vérification de la structure avec le logiciel ALIZE	14
<b>CHAPITRE 4: Etudes hydrologique et hydraulique</b>	<b>16</b>
<b>4.1. Calcul hydrologique</b>	<b>16</b>
4.1.1. Présentation du bassin versant	16

4.1.2. Période de retour _____	16
4.1.3. Analyse des données hydrométriques et calcul du débit de projet _____	16
4.1.4. Débit de projet _____	18
<b>4.2. Calcul hydraulique _____</b>	<b>19</b>
4.2.1. Détermination du niveau des plus hautes eaux (PHE) _____	19
4.2.2. Évaluation du remous _____	20
4.2.3. Le phénomène de l'affouillement _____	20
4.2.4. Détermination du tirant d'air _____	22
4.2.4. Débouché linéaire et hauteur du pont _____	22
<b>CHAPITRE 5: Analyse des variantes de pont _____</b>	<b>23</b>
<b>5.1. Généralités sur les ponts _____</b>	<b>23</b>
<b>5.2. Présentation des variantes éligibles _____</b>	<b>24</b>
<b>5.3. Analyse comparative entre les ponts à dalle et les ponts à poutres _____</b>	<b>25</b>
<b>5.4. Les ponts à poutre _____</b>	<b>26</b>
5.4.1. Les ponts en béton précontraint construits par post-tension _____	26
5.4.2. Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par pré-tension _____	26
5.4.3. Les ponts mixtes bipoutres _____	27
5.4.4. Les ponts à poutre en béton armé _____	27
5.4.5. Comparaison des coûts de construction des différents types de ponts _____	27
<b>CHAPITRE 6: Prédimensionnement de la variante _____</b>	<b>28</b>
<b>6.1. Prédimensionnement des éléments de la superstructure _____</b>	<b>28</b>
<b>6.2. Prédimensionnement de l'infrastructure _____</b>	<b>28</b>
<b>6.3. Equipements des ponts _____</b>	<b>30</b>
6.3.1. Étanchéité et revêtement _____	30
6.3.2. Joints de chaussée _____	30
6.3.3. Dispositif de retenue _____	30
6.3.4. Dispositifs d'évacuation des eaux _____	30
6.3.5. Corniche _____	31
6.3.6. Appareils d'appuis _____	31
<b>CHAPITRE 7: Dimensionnement structural _____</b>	<b>32</b>
<b>7.1. Notice _____</b>	<b>32</b>
7.1.1. Descriptions de l'ouvrage _____	32
7.1.2. Références et règlements de calcul _____	32
7.1.3. Logiciels utilisés _____	32
7.1.4. Caractéristiques des matériaux _____	33
7.1.5. Hypothèses sur le milieu _____	33
7.1.6. Coefficient de pondérations des charges _____	33
<b>7.2. Définitions des charges et modélisation _____</b>	<b>34</b>
7.2.1. Charges permanentes et d'exploitation sur le tablier _____	34
7.2.2. Modélisation sur RSA _____	36
<b>7.3. Etude des poutres _____</b>	<b>37</b>

---

7.3.1.	Sollicitations _____	37
7.3.2.	Calcul des aciers _____	38
<b>7.4.</b>	<b>Calcul du hourdis _____</b>	<b>38</b>
7.4.1.	Sollicitations _____	38
7.4.2.	Calcul des aciers _____	38
7.4.3.	Vérification du hourdis au non poinçonnement _____	39
<b>7.5.</b>	<b>Etude de l'entretoise _____</b>	<b>39</b>
<b>7.6.</b>	<b>Étude des piles _____</b>	<b>39</b>
7.6.1.	Calcul du chevêtre _____	39
7.6.2.	Fûts _____	40
<b>7.7.</b>	<b>Etude de la culée _____</b>	<b>40</b>
7.7.1.	Dalle de transition _____	40
7.7.2.	Mur garde-grève et Corbeau d'appuis _____	41
7.7.3.	Mur en retour _____	41
7.7.4.	Mur de front _____	42
	<b>Calcul des fondations _____</b>	<b>42</b>
7.7.5.	Semelle sous piles _____	42
7.7.6.	Semelle sous culée _____	43
<b>7.8.</b>	<b>Appareil d'appuis _____</b>	<b>44</b>
7.8.1.	Prédimensionnement _____	44
7.8.2.	Dimensionnement des frettes _____	45
<b>CHAPITRE 8:</b>	<b><i>Synthèse de l'étude d'impact environnemental et social</i> _____</b>	<b>46</b>
<b>CHAPITRE 9:</b>	<b><i>Devis estimatif</i> _____</b>	<b>49</b>
<b>CONCLUSION</b>	_____	<b>50</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE</b>	_____	<b>51</b>
<b>Annexe</b>	_____	<b>53</b>

---

## **CHAPITRE 1: Introduction générale**

### **1.1. Contexte et objectifs généraux**

#### **1.1.1. Contexte général**

Le transport des biens et des personnes constitue le fondement du système économique de type libéral choisi par la COTE d'IVOIRE depuis son accession à l'indépendance. Le flux des échanges économiques ne peut s'opérer de manière régulière et rentable que si les infrastructures de base, support de ces échanges existent et sont fonctionnelles.

L'importante évolution du réseau routier ivoirien depuis l'indépendance, révèle que l'Etat ivoirien a très tôt appréhendé le rôle des infrastructures routières dans le développement social et économique du pays.

Cependant, le développement de la route n'a pas toujours été suivi d'un véritable programme de traitement des points critiques que constituent les traversées des cours d'eau. Il existe à ce jour d'énormes difficultés pour accéder aux villages que l'on pensait désenclavés par la construction de routes en terre.

Vu l'ampleur de la situation et afin d'y apporter une réponse appropriée pour accompagner le développement global du pays, le gouvernement ivoirien a inscrit en priorité dans son programme, la construction de mille (1000) ouvrages de désenclavement dans le cadre du Plan National de Développement (PND).

C'est dans ce contexte que l'Agence de Gestion des Routes (AGEROUTE) en sa qualité de Maître d'Ouvrage Délégué agissant pour le compte du Ministère des Infrastructures Economiques (MIE) et sur ses instructions, a initié un programme national de traitement de mille (1000) points critiques par la construction d'ouvrages hydrauliques.

Ainsi en 2012, l'AGEROUTE a procédé à l'identification de mille (1000) points critiques ou ouvrages précaires qui constituent un frein à la circulation des biens et des personnes entre les Sous-Préfectures et les Départements desservis par des routes en terre. La présente phase va concerner les études techniques, économique et d'impact environnemental et social de cent (100) premiers ouvrages divisés en six lots.

C'est ainsi que l'AGEROUTE a signé un contrat d'étude de quinze (15) ouvrages parmi les cent (100) ouvrages avec l'Agence d'Etude et de Maitrise d'œuvre - Ingénieurs Conseils (AGEIM-IC), structure dans laquelle nous avons réalisé le stage. Notre étude portera sur l'ouvrage d'art qui traverse le cours d'eau BÉRÉ sur l'axe ZUENOULA – MANKONO.

---

## 1.1.2. Objectifs généraux

L'objectif global de ce projet est de contribuer à lutter durablement contre la pauvreté en milieu rural. Plus spécifiquement, le projet a pour objectifs :

- ✓ de favoriser l'accès des populations aux infrastructures socio-économiques de base ;
- ✓ d'accroître les revenus des populations à travers l'augmentation de leurs productions agricoles et la facilitation de l'évacuation des produits vers les centres de commercialisation et/ou d'exportation ;
- ✓ d'accroître la mobilité des biens et des personnes dans les zones rurales.

## 1.2. Présentation générale du projet

### 1.2.1. Présentation de la zone du projet

D'un point de vue administratif, le projet se situe dans la région du MARAHOUE au centre-ouest du pays. Cette région a pour chef-lieu la ville de BOUAFLE. Le nom de la région est le même que celui de la rivière qui la baigne. Elle comprend trois (03) départements qui sont : BOUAFLE, SINFRA, ZUENOULA.

L'ouvrage d'art est situé sur l'axe routier ZUENOULA – MANKONO (région du BÉRÉ dans le centre de la COTE D'IVOIRE). Cet axe constitue un tronçon de la route secondaire B303 qui relie ZUENOULA à BONDIALI. La route traverse les localités de SIEZRA (Pk 4+100), de DIEOULIZRA (Pk 7+00), KALOUFLA (Pk 13+600) avant d'arriver au site de l'ouvrage d'art (Pk 16+500). Le cours d'eau traversé est appelé BÉRÉ. Ce cours d'eau est un affluent d'une grande rivière qui est le MARAHOUE. Les coordonnées GPS du site du pont sont les suivantes :

- ✓ Longitude : 823775
- ✓ Latitude : 835346

La figure suivante présente un peu plus la zone du projet :



Figure 1 : présentation du site du projet

## 1.2.2. Etat des lieux des infrastructures existantes

### 1.2.2.1. Voies d'accès

La route est en graveleux latéritique carrossable et la largeur de la chaussée est de 5m. Le trafic rencontré sur cette voie est principalement composé de camions de transport passagers et de marchandises effectuant les longues liaisons et un trafic deux roues limité aux courts trajets.

### 1.2.2.2. Ouvrage d'art

L'ouvrage d'art est situé à environ 16,5 km du centre-ville de ZUENOULA. Un pont métallique existe au préalable pour la traversée du cours d'eau BÉRÉ. Les principales caractéristiques de l'ouvrage d'art existant sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Caractéristiques de l'ouvrage existant

Caractéristiques	
Longueur totale	60 m
Largeur de la plate-forme	4 m
Largeur de la chaussée	3,5 m
Largeur des trottoirs	25 cm
Hauteur	10 m
Type de tablier	Deux poutres porteuses latérales en treillis de type WAREN
Nombre de travée	1
Types d'appuis	Culées en portique en béton armé

La photo suivante présente l'ouvrage d'art existant :



Photo 1: Vue générale de l'ouvrage existant

Source : AGEIM-IC, avril 2017, visite du site du projet

### 1.2.2.3. Contraintes liées à l'ouvrage existant et aux voies d'accès

La largeur de la plate-forme est assez petite et ne permet pas le passage simultané de deux véhicules. De plus, l'ouvrage existant est implanté à l'entrée d'une courbe. Cela rend la visibilité assez difficile des engins venant en sens inverse comme le montrent les photos suivantes. Ces deux facteurs combinés peuvent être source d'accidents de circulation. En outre, les culées et les trottoirs présentent des dégradations assez importantes (se référer à l'annexe I du présent document).

Concernant les voies d'accès, il y a aussi la présence de quelques points critiques tels que :

- ✓ les rétrécissements de la chaussée,
- ✓ les zones à faibles visibilités,
- ✓ les intersections,
- ✓ l'absence de signalisations routières.

Les contraintes liées à l'ouvrage existant sont présentées dans la figure suivante :



*Photo 2: Encombrement du tablier lors du passage d'un mini bus*

**Source : AGEIM-IC, avril 2017, visite du site du projet**



*Photo 3: Courbe à l'entrée de l'ouvrage d'art*

**Source : AGEIM-IC, avril 2017, visite du site du projet**

---

### 1.2.3. Problématique

Le projet qui fait objet de cette étude se situe dans une zone où l'absence d'infrastructures de transport efficaces constitue un facteur limitant le développement des potentialités agricoles de la zone, et aussi l'accès aux populations à des prestations sociales de base et économiques.

La route et le pont existant constitués d'une seule voie, réduit la mobilité des personnes et des biens. Ceci contribue à diminuer le flux des échanges avec les autres régions. Aussi il faut noter que le pont existant est assez vétuste et présente quelques dégradations avancées.

Cette étude vise à proposer des solutions techniques afin d'améliorer une partie des infrastructures routières présentant des pathologies dans cette zone. Cela passera par une étude technique pointue afin de proposer des réhabilitations adaptées et économiques.

### 1.2.4. Objectifs de cette étude

Ce projet a pour but la réalisation des études techniques, d'impact environnemental et social pour la construction de l'ouvrage d'art, c'est à dire concevoir et dimensionner un ouvrage d'art qui sera durable avec un coût acceptable.

Cela va consister à :

- ✓ étudier les voies d'accès à l'ouvrage d'art,
- ✓ définir les caractéristiques géométriques de la brèche à franchir,
- ✓ analyser des variantes possibles de pont,
- ✓ choisir et dimensionner la variante la plus économique,
- ✓ faire l'étude d'impact environnemental et social.

L'étude consiste à proposer un nouvel ouvrage ainsi que ses voies d'accès. Pour éviter d'interrompre le trafic pendant les travaux, il est prévu d'implanter le nouvel ouvrage à un autre point en amont du cours d'eau. L'ouvrage sera implanté en amont car l'aval de l'ouvrage est assez proche de la rivière MARAHOUE. Aussi cela permettra de réduire la hauteur des remblais d'accès.

---

## CHAPITRE 2: Données de base du projet

### 2.1. Données fonctionnelles du pont

Les données fonctionnelles sont les données qui permettent au pont d'assurer sa fonction. Elles sont généralement fournies par le maître d'ouvrage. Parmi ces données, on a les caractéristiques de la voie portée, le profil en long et le profil en travers. Pour ce projet, le Maître d'Ouvrage propose une voie portée dont les caractéristiques sont les suivantes :

- ✓ Largeur roulable :  $2 \times 3,00 \text{ m}$ ,
- ✓ Largeur des trottoirs :  $2 \times 1,00 \text{ m}$ ,
- ✓ Dispositif de retenue :  $2 \times 0,25 \text{ m}$

Le pont aura donc une largeur de 8,5 m.

Le profil en long va présenter une pente de 2% pour permettre l'évacuation des eaux de pluies, et le profil en travers aura une forme en toit avec une pente de 2,5%.

### 2.2. Données naturelles

Les données naturelles sont les données qui agissent directement sur le choix, la conception et le dimensionnement de l'ouvrage.

#### 2.2.1. Données géotechniques

Les investigations géotechniques ont été effectuées au droit de l'ouvrage par le Laboratoire du Bâtiment et des Travaux publics (LBTP) pour le compte de l'AGEROUTE. Ces études ont consisté à l'exécution de :

- ✓ deux (2) essais au pénétromètre dynamique lourd descendu à 15 m de profondeur ou au refus,
- ✓ deux (2) sondages à la tarière manuelle descendue à 10 m de profondeur ou au refus

La conclusion de ces études géotechnique préconise la mise en place de fondations superficielles en considérant une contrainte admissible de 0,25 MPa (pour plus de détails, se référer à l'**annexe II** du présent document).

#### 2.2.2. Données hydrométriques

Pour ce projet, les données sur les débits mensuels dans une section du cours d'eau assez proche de l'ouvrage sont disponibles. Ces données ont pu être effectives grâce une station hydrométrique placée en ce point du cours d'eau. Nous disposons de données qui s'étalent sur 22 ans.

## CHAPITRE 3: Etudes des voies d'accès

Il est prévu l'aménagement de 3,012 km de route. Le pont sera à mi-parcours sur ce tronçon. Comme vu plutôt, la route présente certains défauts. Une nouvelle conception et une nouvelle structure de chaussée capables d'apporter une sécurité et un certain confort aux usagers de cette route sont proposées.

### 3.1. Paramètres géométriques

#### 3.1.1. Tracé en plan

Le tracé en plan d'une route est constitué d'alignements droits séparés par de raccordements progressifs. Il vise à assurer de bonnes conditions de sécurité et de confort tout en s'intégrant au mieux dans la topographie du site.

La conception du tracé en plan tient compte de la vitesse de référence. La route étant située en rase campagne et dans un relief moins difficile, une vitesse de référence de 100 km/h sera considérée [1]. Cette vitesse de référence permet de définir des valeurs minimales des rayons de raccordement ici présentées dans le tableau ci-après :

Tableau 2 : valeurs minimales du rayon en plan selon l'ARP

Catégorie de routes	T100
Rayon minimal $R_m$ (m)	425
Rayon non déversé (m)	1300

La tâche consistera à proposer un tracé en plan qui répond aux normes de la conception tout en récupérant tant que possible la route existante.

#### 3.1.2. Profil en long

Le profil en long est une coupe verticale effectuée en suivant l'axe du tracé en plan donnant des renseignements sur les altitudes et les pentes de la route. Il est constitué de droites raccordées en point haut (angle saillant) et en point bas (angle entrant) à l'aide de courbes circulaires ou paraboliques. Selon le document Aménagement des Routes Principales, les valeurs minimales des rayons de raccordement sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 3: valeurs minimales de rayon du raccordement en profil en long selon l'ARP

Catégorie de routes	T100
Déclivité maximal	5%
Rayon minimal en angle saillant (en m)	6000
Rayon minimal en angle entrant (en m)	3000

---

### 3.1.3. Profil en travers

En conception routière, le profil en travers d'une route est représenté par une coupe perpendiculaire à l'axe de la route à la surface définie par l'ensemble des points représentatifs de cette surface. Le profil en travers de la voie existante est assez irrégulier et présente des rétrécissements à certains niveaux. Au regard du trafic engendré sur cette route, il sera mis en place une route de 10 m de largeur avec une chaussée de 7 m et des accotements de 1,5 m de part et d'autre.

## 3.2. Dimensionnement de la chaussée

Parmi les méthodes de dimensionnement de chaussée, la plus utilisée en pays tropicaux est la méthode du guide de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux du CEBTP. Ce guide présente l'avantage de proposer des couches composées de matériaux disponibles en zone tropicale et a prouvé sa fiabilité lors de plusieurs projets.

### 3.2.1. Paramètres nécessaires au dimensionnement

Les paramètres qui entrent en jeu pour le dimensionnement de la chaussée sont le trafic et la classe de portance de la plateforme.

#### ❖ *Le trafic*

Lors de cette étude, les données du trafic n'étaient pas disponibles. Cependant les études d'Avant-Projet Sommaire ont fait ressortir que le trafic est essentiellement constitué de camions de transport et un trafic deux roues limité aux courts trajets. Aussi, cette route est classée parmi les routes secondaires dans la zone. En outre, les données fonctionnelles précisent que le gabarit du nouveau pont comprend une chaussée de 6 m de largeur. Ainsi pour des raisons économiques et par analogie avec l'aménagement proposé sur d'autres routes secondaires de la région, le trafic est de classe T2.

#### ❖ *La classe de la plateforme*

Lors de cette étude, les résultats des études géotechniques des voies d'accès n'étaient pas disponibles. Cependant dans la conception en plan de la route, nous avons essayé de récupérer au maximum la route existante. La route existante est une piste en terre empruntée par des camions, cela montre que la plateforme possède un CBR au moins égal à 15. Une plateforme de CBR moyen de 15 sera prise en compte. Ce qui correspond à une classe de portance S3.

### 3.2.2. Choix des variantes de la structure de chaussée

Avec la classe de trafic et de la plateforme, le guide du CEBTP permet de choisir plusieurs variantes de structures de chaussée. Les variantes les mieux adaptées au présent projet sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau 4: variantes de structures de chaussée éligibles proposées par le guide du CEBTP

Variante	Couche de chaussée	Matériaux	Epaisseur (cm)
<b>Variante 1</b>	Roulement	Enduit superficiel tricouche	-
	Base	Graveleux latéritique naturel	15
	Fondation	Graveleux latéritique naturel	30
<b>Variante 2</b>	Roulement	Enduit superficiel tricouche	-
	Base	Graveleux latéritique naturel amélioré au ciment	15
	Fondation	Graveleux latéritique naturel	25
<b>Variante 3</b>	Roulement	Enduit superficiel tricouche	-
	Base	Graveleux latéritique amélioré au concassé	15
	Fondation	Graveleux latéritique naturel	25

### 3.2.3. Analyse comparative des différentes variantes

Enfin d'optimiser le coût du projet, une analyse comparative entre les différentes variantes afin de choisir la variante la plus économique est faite à travers le tableau suivant :

Tableau 5: analyse comparative entre les variantes

variante	Avantages	Inconvénients
<b>Variante 1</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✚ Matériaux disponible et moins cher,</li> <li>✚ Mise en œuvre assez facile et rapide, Gerbage assez facile.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✚ L'épaisseur de la couche de fondation est assez élevée (supérieure à 25 cm), donc il faudra faire la mise en œuvre en deux couches pour avoir les 30 cm,</li> <li>✚ difficultés de trouver un matériau naturel de CBR&gt;80 (caractéristique d'une couche de base) dans la zone.</li> </ul>
<b>Variante 2</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✚ Matériaux disponible, amélioration de la capacité portante du graveleux latéritique,</li> <li>✚ Gerbage assez facile.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✚ Mise en œuvre moins facile que la variante 1,</li> <li>✚ Consommation de ciment,</li> <li>✚ route semi-rigide.</li> </ul>
<b>Variante 3</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✚ Meilleure portance que le graveleux naturel,</li> <li>✚ mise en œuvre assez facile et rapide,</li> <li>✚ Chaussée souple,</li> <li>✚ gerbage assez facile.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✚ Matériaux plus cher et moins disponible par rapport au graveleux naturel dans la zone de projet.</li> </ul>

Après cette analyse, la variante 2 présente plus d'avantages dans la région du projet. En effet dans la zone du projet les granulats provenant des carrières sont moins disponibles. La solution la plus économique est d'améliorer le graveleux avec l'ajout de ciment.

### 3.2.4. Vérification de la structure avec le logiciel ALIZE

Après le choix des matériaux des couches de chaussée ainsi que des différentes épaisseurs, la méthode rationnelle sera utilisée pour vérifier si les épaisseurs des différentes couches auront des déformations, des contraintes inférieures aux valeurs admissibles. Le logiciel Alize - LCPC développé par le LCPC et le SETRA, met en œuvre la méthode rationnelle de dimensionnement mécanique des structures de chaussée.

#### ❖ Principe de vérification

Les matériaux pour la construction routière sont caractérisés par leurs limites admissibles, c'est ainsi que les valeurs des contraintes ( $\sigma_z$ ) et des déformations ( $\epsilon_z$  ;  $\epsilon_T$ ) admissibles des matériaux sont nécessaires pour vérifier les cas suivants :

- ✚  $\epsilon_z$  admissible (pour les sols et graveleux) ;
- ✚  $\sigma_z$  admissible (pour les matériaux améliorés au liant hydraulique) ;
- ✚  $\epsilon_T$  admissible (pour les matériaux bitumineux).

La variante choisie pour ce projet a une couche de roulement en enduit superficielle, donc la vérification sur ALIZE va consister à vérifier  $\epsilon_z$  de la couche de base et de la fondation car l'enduit superficiel n'a pas de rôle structural réel, il a pour rôle essentiellement de :

- ✓ rendre homogène la surface de la chaussée ;
- ✓ assurer l'étanchéité du support en s'opposant à la pénétration dans le substratum d'eaux pluviales qui désorganisent lentement les différentes couches.

#### ❖ Calcul de la valeur admissible

La méthode du guide de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux définit la valeur de la déformation admissible pour le matériau graveleux par la formule suivante :

$$\epsilon_z = 16000 \times N^{-0,222}$$

Avec N, le trafic cumulé, il est égal au nombre de poids lourds maximal pour la classe T2 :  
N = 1 500 000 poids lourds.

$$\epsilon_z = 16000 \times (1500000)^{-0,222}$$

$$\epsilon_z = 680,81 \mu\text{déf}$$

### ❖ Calcul des déformations

La modélisation de la structure de la chaussée sur ALIZE permet de calculer les déformations dans les différentes couches. Les caractéristiques des matériaux sont les suivants :

Tableau 6 : caractéristiques des matériaux

	Epaisseur (cm)	Module de Young (MPa)	Coefficient de poisson
Graveleux amélioré au ciment	15	600	0,35
Graveleux naturel	25	320	0,35

Le calcul sur ALIZE donne les informations contenues sur la figure suivante :

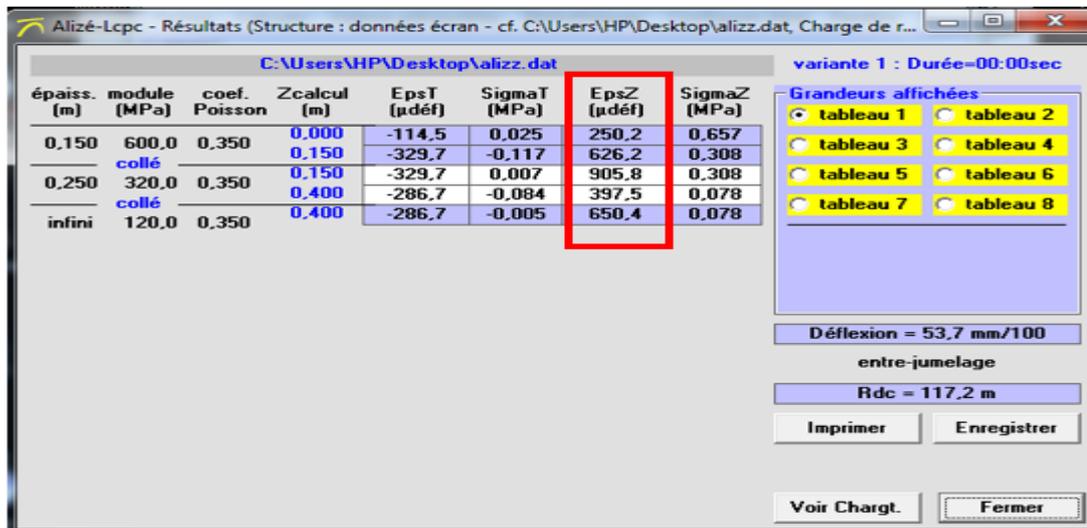


Figure 2 : résultats des déformations sur ALIZE

Il est possible des lors de comparer les valeurs de déformations. Les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 7 : comparaisons entre les déformations

Couche	Déformation admissible	Déformations obtenues µdéf
Base	680,2	626,2
Fondation		397,5
Plateforme		650,4

Les déformations obtenues sont inférieures aux déformations admissibles. Donc le choix de la variante et des épaisseurs des différentes couches est bon.

## CHAPITRE 4: Etudes hydrologique et hydraulique

### 4.1. Calcul hydrologique

#### 4.1.1. Présentation du bassin versant

Grace au logiciel Global Mapper, il a été possible de délimiter les bassins versant qui alimentent ce cours d'eau et faire ressortir leurs caractéristiques. Il existe un seul bassin versant de grande superficie. Les caractéristiques de ce bassin versant sont les suivantes :

Tableau 8: Les caractéristiques du bassin versant

Eléments	valeur	unité
Surface	3619,9	km <sup>2</sup>
Périmètre	401,4	km
Longueur du rectangle équivalent	20,04	km
Pente moyenne	2,36	%

#### 4.1.2. Période de retour

Le choix de la période de retour est très important et dépend de la durée de vie projetée de l'ouvrage. Une période de retour de 100 ans sera prise en compte.

#### 4.1.3. Analyse des données hydrométriques et calcul du débit de projet

L'analyse fréquentielle est une approche statistique utilisée en hydrologie pour prédire les évènements à venir. En se basant sur les calculs probabilistes qui utilisent les évènements hydrologiques passés pour prédire les fréquences d'apparition future de certains phénomènes hydrologiques, cette analyse permettra d'estimer les quantiles correspondant à la période de retour choisie pour le projet. L'ajustement des données sera effectué avec le logiciel HYFRAN PLUS.

##### 4.1.3.1. Caractéristiques de l'échantillon

Les caractéristiques principales des données hydrométriques sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau 9: caractéristiques des données hydrométriques

Caractéristique	Valeur	Unité
Nombre de données	22	u
Débit maximal	1355	m <sup>3</sup> /s
Débit minimal	82	m <sup>3</sup> /s
Débit moyen	500	m <sup>3</sup> /s
Ecart type	330,81	-
Coefficient de variation	0,66	-
Débit médian	415	m <sup>3</sup> /s

#### 4.1.3.2. Ajustement par la loi de GUMBEL

Cette analyse consiste à trouver le débit maximal mensuel ; par conséquent l'ajustement sera fait en suivant la loi de GUMBEL.

La distribution statistique de GUMBEL est une loi double exponentielle qui dépend de deux (2) paramètres :

- ✓ le paramètre de distribution noté  $\alpha$ ,
- ✓ le paramètre de position noté  $u$ .

Le tableau suivant fournit les informations essentielles sur ces deux paramètres.

Tableau 10: paramètres de GUMBEL

Paramètres	Formule	Résultat	Commentaires
$\alpha$	$\alpha = 0,780 \sigma$	257,974	$\bar{x}$ représente la moyenne des données et $\sigma$ l'écart type
$u$	$u = \bar{x} - \frac{0,577}{\alpha}$	351,32	

Une fois ces paramètres définis, les quantiles  $x_T$  peuvent donc être calculés. Les quantiles sont donnés par la formule suivante :

$$x_T = u + \frac{u_p}{\alpha} \text{ avec } u_p = -\ln[-\ln(q)]$$

q représente la fréquence de non dépassement de la période de retour.

Grâce à HYFRAN PLUS, les quantiles ont pu être calculés pour plusieurs périodes de retour. Ces résultats sont consignés dans la figure suivante :

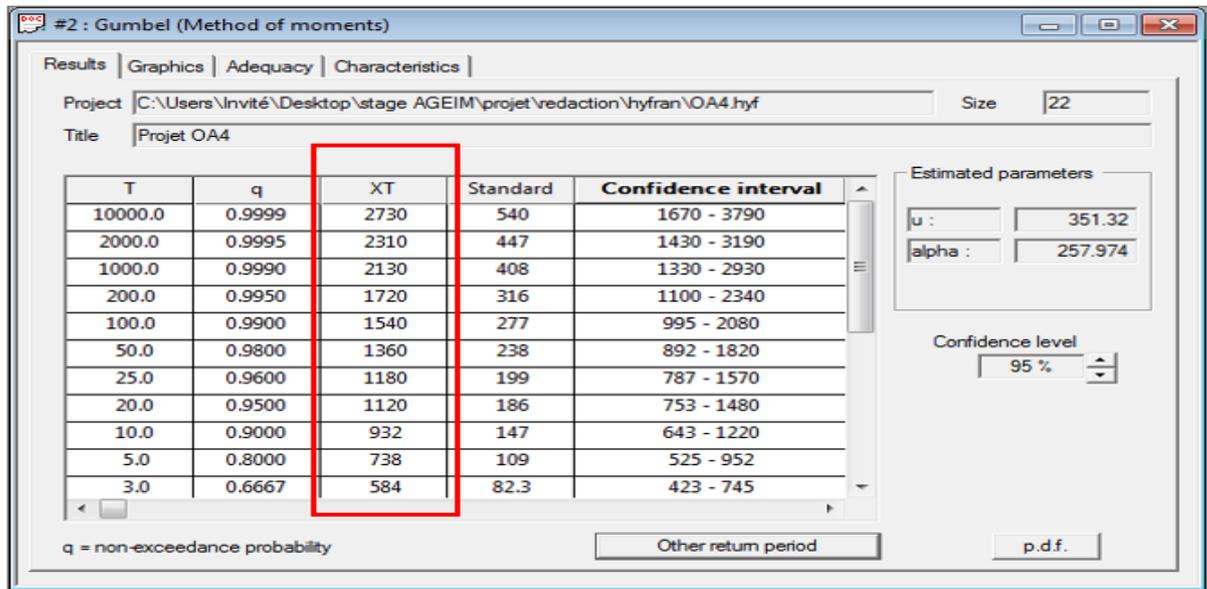


Figure 3: valeurs des quantiles en fonction de la période de retour

#### 4.1.3.3. Test du $\chi^2$

Pour juger de la qualité de l'ajustement, il est nécessaire de procéder au test du chi-carré ( $\chi^2$ ). L'ajustement est jugé acceptable si :

$$\chi^2_{cal} < \chi^2_{0,05}$$

Grace au logiciel HYRAN PLUS, la valeur de  $\chi^2_{cal}$  est obtenue

$$\chi^2_{cal} = 3,09$$

La valeur de  $\chi^2_{0,05}$  est lue sur une table de GAUSS. Sa valeur est égale à 7,81.

L'ajustement par la loi de GUMBEL est satisfaisant.

#### 4.1.4. Débit de projet

Pour une période de retour de 100 ans, le débit de projet est donc de 1540 m<sup>3</sup>/s.

## 4.2. Calcul hydraulique

### 4.2.1. Détermination du niveau des plus hautes eaux (PHE)

Le but de cette étude est de déterminer la hauteur des eaux lors de la crue centennale. Cette hauteur d'eau sera évaluée avec la formule de Manning- Strickler :

$$Q = K_s \cdot S \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I}$$

❖ Caractéristiques géométriques du cours d'eau

Les caractéristiques géométriques du cours d'eau sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau 11: caractéristiques géométriques du cours d'eau

Élément	symbole	Valeur	Unité	Commentaires
<b>Largeur au fond du lit</b>	b	30	m	Cette valeur est obtenue grâce à la topographie de la zone.
<b>Le fruit de berge</b>	m	3	m	Cette valeur est obtenue en faisant le rapport entre la distance horizontale sur la distance verticale entre le point le plus haut de la berge et le fond du lit
<b>Pente longitudinale</b>	I	0,0053	m/m	C'est la pente moyenne du cours d'eau. elle est calculée en considérant deux points. Le premier point est situé à l'amont et le deuxième point a l'aval.
<b>Coefficient de rugosité</b>	$K_s$	30 [2]	$m^{1/3}/s$	Le cours d'eau est caractérisé par la présence de végétation. Le document « Mongi BEN OUEZDOU (2012), Cours d'ouvrage d'art, Ecole Nationale d'Ingénieurs de TUNIS » préconise de prendre une valeur de 30.

La coupe transversale du cours d'eau est la suivante :

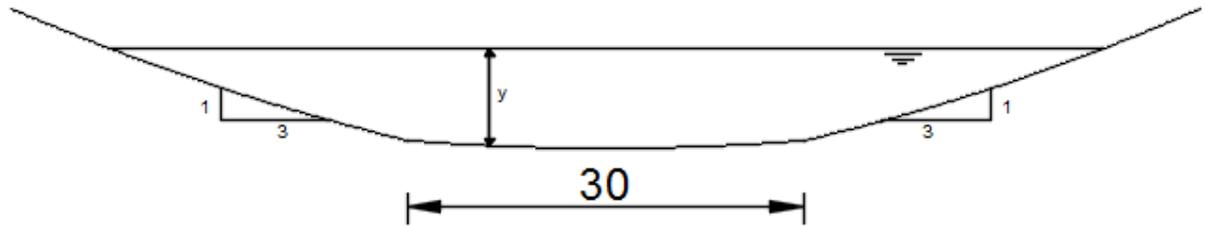


Figure 4: coupe transversale du cours

L'inconnue dans la formule de Manning- Strickler est la hauteur d'eau  $y$ . Le problème à résoudre est donc de trouver une hauteur d'eau qui correspond au débit centennal. Les autres paramètres étant bien définis, une itération sera faite pour obtenir la hauteur des plus hautes eaux.

Tableau 12 : hauteur d'eau en fonction du débit

Y (m)	5	5,1	5,2	5,3	5,4	5,5	5,6	5,7	5,8	5,9	6
Q (m <sup>3</sup> /s)	1165	1209	1255	1301	1347	1395	1444	1493	1544	1595	1647

La hauteur des plus hautes eaux retenue sera de 5,8 m.

#### 4.2.2. Évaluation du remous

Le passage du débit de crue provoque un étranglement de la section d'écoulement, ce qui entraîne une surélévation du niveau d'eau à l'amont du pont [2]. La présence des piles participe aussi à la surélévation du niveau d'eau. Cette surélévation du niveau d'eau est appelée le remous.

Après calcul, la hauteur de remous est évaluée à 0,082 m.

(Pour plus de précision sur le calcul, se référer à l'annexe III (Page 61 du présent document))

#### 4.2.3. Le phénomène de l'affouillement

##### 4.2.3.1. Calcul de la profondeur d'affouillement

Par définition, l'affouillement est une action de creusement due aux remous et aux tourbillons engendrés dans un courant fluvial ou marin butant sur un obstacle naturel (rives concaves des méandres) ou artificiel (pile de pont).

Les ponts sont généralement confrontés aux problèmes d'affouillement autour des piles et des culées. L'affouillement est un phénomène qui peut endommager la stabilité des ponts d'où la nécessité de mettre en place des protections contre ce phénomène.

On distingue trois (03) types d'affouillement [2]:

- ✓ l'affouillement général,
- ✓ l'affouillement local,
- ✓ l'affouillement dû au rétrécissement de la section du cours d'eau.

La profondeur totale d'affouillement prévisible est la somme de la profondeur des trois types d'affouillements cités ci-dessus. Les résultats du calcul des affouillements sur piles et sur culées sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 13: calcul des affouillements

Affouillement	Formule	Résultat	Commentaires
<b>Général</b>	$H_g = 0,48 \times Q_{100}^{0,36} - \frac{S}{B}$ (formule de LACY)	2,52 m	Q <sub>100</sub> est le débit de projet, S est la surface mouillée, B est la largeur en miroir.
<b>Local</b>	$H_L = 1,4 \times D$ (formule de BREUSERS)	1,05 m	D est le diamètre de la pile.
<b>Dû au rétrécissement</b>	$H_R = 0$		Le rétrécissement est négligeable
<b>Affouillement sur pile</b>	$H_p = H_g + H_L + H_R$		3,57 m
<b>Affouillement sur la culée</b>	$H_C = H_g + H_R$		2,52 m

#### 4.2.3.2. Protection contre l'affouillement

Comme protection contre les affouillements, la technique de l'encrochement sera utilisée. Les caractéristiques de l'encrochement sont les suivantes :

- ✓ diamètre des blocs  $\Delta = 20 \text{ cm}$ ,
- ✓ épaisseur de l'encrochement  $E_E = 60 \text{ cm}$ ,
- ✓ largeur de l'encrochement  $L = 180 \text{ cm}$ .

Voir détail du calcul en annexe III (Page 65).

#### 4.2.4. Détermination du tirant d'air

Le tirant d'air est la hauteur séparant les plus hautes eaux et la partie inférieure du tablier. Il doit permettre :

- d'éviter une obstruction totale ou partielle du pont et le choc des corps flottants (arbres arrachés et transportés) contre l'intrados du tablier,
- d'éviter que les appareils d'appuis ne soient pas mouillés,
- tenir compte des remous dans le cas où ils ne sont pas calculés.

Le projet se situe sans une zone forestière, le document Hydraulique routière du BCEOM préconise de considérer un tirant d'air de 2,5 m. Cependant ce même document recommande d'ajouter 0,5 m si la longueur de l'ouvrage dépasse 50 m. le tirant d'air retenu est de 3 m.

#### 4.2.4. Débouché linéaire et hauteur du pont

La portée du pont est égale à la largeur en gueule du cours d'eau lors de la crue centennale.

$$L = b + 2my$$

avec :

- ✓ b, la largeur du fond de lit,
- ✓ y, la hauteur des plus hautes eaux,
- ✓ m, le fruit de berge.

$$L = 30 + 2 \times 5,8 \times 3$$

$$L = 64,8 \text{ m}$$

Quand à la hauteur sous poutre du pont, on a :

$$H = PHE + \text{tirant d'air} + \text{remous}$$

$$H = 5,8 + 3 + 0,08$$

$$H = 8,8 \text{ m}$$

Un pont de longueur 65 m sera retenu. La hauteur du pont sous poutres est donc de 8,88 m.

## CHAPITRE 5: Analyse des variantes de pont

### 5.1. Généralités sur les ponts

#### ❖ Définition

Un pont est tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation [3]. Dans la pratique on parle d'un ouvrage d'art pour désigner un pont. Les ponts sont constitués des parties suivantes :

- les fondations,
- les appuis,
- le tablier,
- les appareils d'appuis.

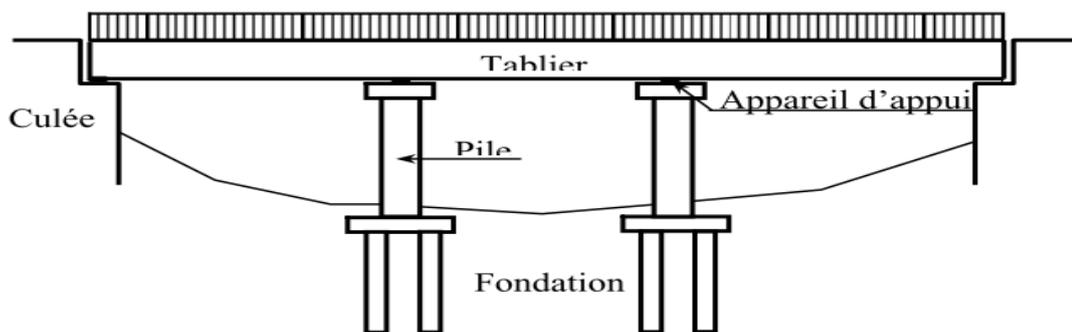


Figure 5: Vue longitudinale d'un pont [4]

#### ❖ Fondation

C'est un système au moyen duquel l'ouvrage repose sur le sol et lui transmet les charges qu'il reçoit. Suivant la nature du sol, les fondations sont superficielles (semelles isolées ou filantes) ou profondes (pieux ou barrettes).

#### ❖ Appuis

Ils supportent l'ouvrage jusqu'au niveau des fondations. On distingue deux types d'appuis : les culées, qui sont les appuis extrêmes, et les piles, qui sont les appuis intermédiaires. Un appui peut être composé par un ou plusieurs voiles ou par des colonnes surmontées par un chevetre.

#### ❖ Tablier

C'est un élément sur lequel repose la voie de circulation. Il comprend la couverture (revêtement) et la partie de l'ossature sensiblement horizontale situé sous la voie portée. Le

tablier comporte essentiellement des dalles. En plus, il peut comporter des poutres principales et des éléments secondaires (entretoises).

### ❖ Les appareils d'appui

Le tablier repose sur les appuis à l'aide des appareils d'appui qui permettent le déplacement horizontal et vertical du tablier sous l'effet des charges. Les appareils d'appui les plus employés de nos jours sont en élastomère fretté.

## 5.2. Présentation des variantes éligibles

Le choix de la variante du pont dépend de plusieurs facteurs. Ces facteurs sont d'ordres :

- ✓ économiques,
- ✓ environnementaux,
- ✓ techniques à savoir la construction (béton armé, béton précontraint, ouvrages à ossature mixtes),
- ✓ des compétences des entreprises locales,
- ✓ etc.

Cependant le facteur prépondérant est la portée entre deux appuis consécutives appuis de l'ouvrage à construire [3]. Le SETRA a défini plusieurs types de pont courants en fonction de la portée de l'ouvrage. Ces ponts sont consignés dans les figures suivantes :

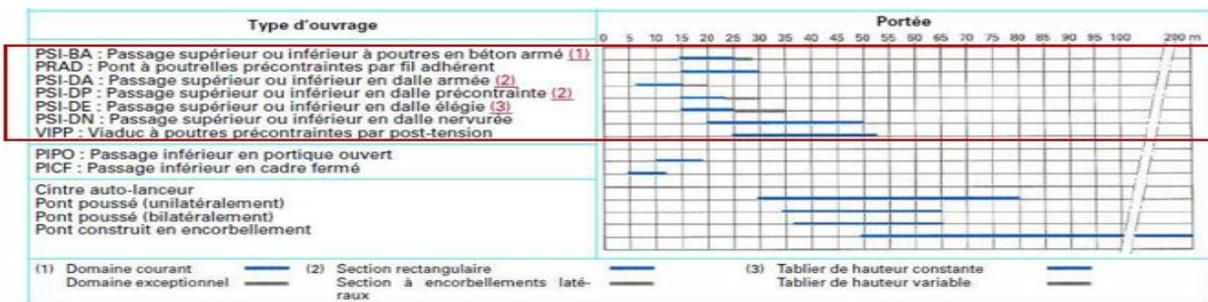


Figure 6 : variantes de ponts (CALGARO (1994), Conception des ponts)

Pour ce projet, la variante choisie doit présenter un coût acceptable et une mise en œuvre moins complexe. Les types de pont encadrés sont les ouvrages qui seront étudiés. Cela comprend des ponts en dalles et des ponts à poutres.

### 5.3. Analyse comparative entre les ponts à dalle et les ponts à poutres

Les ponts en dalles (béton armé, précontraint) présentent l'avantage d'être minces et s'intègrent dans le décor assez facilement. En outre, ils sont très esthétiques. Ces ponts, bien qu'ils consomment plus de matériaux (20 à 30 % de plus) sont généralement employés en milieu urbain pour la traversée des routes et autoroutes urbaines (échangeurs). Pour ce projet, l'objectif est d'offrir aux populations rurales l'accès à des prestations sociales de qualité et leur permettre d'écouler leurs produits agricoles. Le pont se situe sur une route départementale non bitumée et en pleine campagne ; cela montre que l'aspect esthétique n'est pas un facteur primordial. De plus, les voies d'accès n'étant pas bitumées, le coût de transport des matériaux reviendra plus cher. Aussi, le gabarit du pont (hauteur d'environ 10 m) va entraîner l'emploi d'échafaudages de grandes hauteurs, ce qui reviendra cher et présentera des difficultés de mise en œuvre. Ces facteurs font que les ponts en dalle ne sont pas économiques et sont peu adaptés à ce projet.

Les ponts à poutre présentent l'avantage de permettre la préfabrication et la pose ultérieure des poutres. Ils sont mieux adaptés aux traversées des cours d'eau surtout en rase campagne. En outre, ce type de pont consomme moins de matériaux que les ponts en dalle. Le tableau suivant montre le récapitulatif de la comparaison entre les ponts à poutres et les ponts en dalle.

Tableau 14 : analyse comparative entre ponts dalle et pont a poutres [4]

	Avantages	Inconvénients
<b>Ponts en dalle</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✚ Bonne résistance à la torsion et au cisaillement</li> <li>✚ Tablier mince</li> <li>✚ Economie sur la main d'œuvre</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✚ Pas de préfabrication</li> <li>✚ Consomme plus de matériaux</li> <li>✚ Sensible au tassement différentiel</li> <li>✚ Difficile à mettre en œuvre pour les ponts de grand gabarit</li> </ul>
<b>Ponts à poutres</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✚ Possibilités de préfabrication</li> <li>✚ Economie d'acier et de béton (20 à 30 %)</li> <li>✚ Moins sensible au Tassement différentiel dû à l'emploi de travées indépendantes</li> <li>✚ Plus employé en zone rural</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✚ Tablier épais</li> <li>✚ Besoin de plus de main d'œuvre</li> <li>✚ Augmentation de la hauteur des remblais d'accès</li> </ul>

La suite du document va présenter l'étude d'un pont à poutre.

---

## 5.4. Les ponts à poutre

La famille des ponts à poutres comprend :

- ✓ les ponts en béton précontraint qui sont soit précontraints en pré-tension ou en post-tension,
- ✓ les ponts à ossature mixte acier-béton,
- ✓ les ponts en béton armé.

### 5.4.1. Les ponts en béton précontraint construits par post-tension

Appelés Viaducs à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées Précontraintes par Post-tension (VIIPP), ces ponts sont constitués de poutres préfabriquées et précontraintes sur une aire de préfabrication puis mises en place par des moyens de levage [5]. Une fois les poutres mises en place, on procède aux travaux de bétonnage des entretoises et du hourdis.

Ce type de pont est adapté aux portées comprises entre 30 et 50 m avec une portée économique qui est autour de 35 m. Deux travées isostatiques de 32,5 m chacune peuvent être envisagées dans le cadre de ce projet.

Cette solution permet d'économiser sur le nombre de piles et d'appareils d'appuis à mettre en place et également de gagner en temps. Cependant elle présente plusieurs caractères moins économiques :

- ✓ cette solution est économique pour les ponts traversant de brèche importante (centaines de mètres) ;
- ✓ pour une travée d'environ 35 m la hauteur du tablier est d'environ 2 m. Cette situation va entraîner l'augmentation du coût du projet ;
- ✓ une augmentation de la hauteur du remblai d'accès et du coffrage ;
- ✓ la mise en place des poutres est assez complexe (emploi d'un lanceur de poutre que la plus part des entreprises locales ne possèdent) ;
- ✓ la technique du précontraint est mal maîtrisée par beaucoup d'entreprises locales.

Tous ces facteurs permettent de conclure que le pont à Poutres Préfabriquées et Précontraintes par Post-tension n'est pas économique pour ce projet.

### 5.4.2. Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par pré-tension

Appelés ponts à poutres préfabriquées PRécontraintes par ADhérence (PRAD), ce sont des ponts avec des poutres précontraintes par pré-tension. Ils couvrent une portée allant de 10 à 35 m de longueur. L'élancement des poutres peut aller à 1/20 [6]. Cette technique de construction nécessite l'emploi d'infrastructures importantes car les poutres sont fabriquées en usine. L'éloignement du site du pont va nécessiter l'installation d'une usine provisoire près du chantier. Cette installation provisoire d'usine n'est généralement pas acceptable à cause du coût

économique. Ce facteur nous permet de conclure que la solution de pont à poutres préfabriquées PRécontraintes par ADhérence n'est pas la solution la plus économique pour ce projet.

### 5.4.3. Les ponts mixtes bipoutres

Les ponts mixtes bipoutres couvrent une gamme de portée assez grande [7]. Cette solution présente l'avantage de permettre la mise en place d'une seule travée de 65 m. Cela permet d'éviter l'encombrement du cours d'eau par la suppression des piles. Cependant cette solution s'avère peu adaptée de par le coût de l'acier. Le transport et l'assemblage de l'acier sont des situations délicates qui vont contribuer à élever conséquemment le coût de cette solution.

### 5.4.4. Les ponts à poutre en béton armé

Les ponts à poutres en béton armé sont des structures assez faciles à mettre en œuvre. Ils conviennent pour des portées allant de 15 à 25 m, exceptionnellement jusqu'à 30 m [4]. Les disponibilités des matériaux sur place, la facilité de la préfabrication des poutres et la maîtrise de la construction par les entreprises locales font que les ponts à poutres en béton armé sont bien adaptés pour la traversée des cours d'eau en rase campagne dans nos pays tropicaux.

### 5.4.5. Comparaison des coûts de construction des différents types de ponts

Le SETRA a évalué le coût de construction des ouvrages d'art construit sur l'ensemble du territoire français au cours de l'année 2006. Le tableau suivant donne les détails du travail effectué par le SETRA :

Tableau 15: coûts de construction des ouvrages d'art (SETRA (2006),  
couts de construction des ouvrages d'art.)

Matériau	Quantité		Coût en K€ HT		
	Nombre	%	Global	%	Moyen
Béton armé	48	46,6	26 097	24,0	544
<b>Béton armé</b>	<b>48</b>	<b>46,6</b>	<b>26 097</b>	<b>24,0</b>	<b>544</b>
Matériau	Quantité		Coût en K€ HT		
	Nombre	%	Global	%	Moyen
BP post-tension extérieure	1	1,0	11 706	10,8	11 706
BP post-tension intérieure	32	31,1	24 781	22,8	774
Fils adhérents	6	5,8	5 450	5,0	908
<b>Béton précontraint</b>	<b>39</b>	<b>37,9</b>	<b>41 937</b>	<b>38,5</b>	<b>1 075</b>
Matériau	Quantité		Coût en K€ HT		
	Nombre	%	Global	%	Moyen
Ossature mixte	15	14,6	39 834	36,6	2 656
Poutrelles enrobées	1	1,0	920	0,8	920
<b>Métal ou mixte</b>	<b>16</b>	<b>15,5</b>	<b>40 754</b>	<b>37,5</b>	<b>2 547</b>
<b>Ensemble</b>	<b>103</b>	<b>100,0</b>	<b>108 789</b>	<b>100,0</b>	<b>1 056</b>

Ce tableau montre que la solution en béton armé est moins chère par rapport aux autres solutions pour cela, le pont à poutres en béton armé sera retenu pour ce projet.

L'ouvrage retenu sera composé de trois (03) travées indépendantes. Les travées de rive seront de portée 21,5 m et la travée centrale de 22 m.

## CHAPITRE 6: Prédimensionnement de la variante

Le prédimensionnement des différents éléments sera fait selon les prescriptions du:

- ✓ document « Mongi BEN OUÉZDOU (2012), cours d'ouvrages d'art- Tome 2, Université Tunis EL MANAR»,
- ✓ Jean-Armand CALGARO (2000), Projet et construction des ponts.»,
- ✓ prescriptions du SETRA

Les résultats du prédimensionnement des différents éléments seront présentés. Pour plus d'informations sur le déroulement du calcul, se référer à l'**annexe IV, Page 69** du présent document.

### 6.1. Prédimensionnement des éléments de la superstructure

La superstructure est constituée des éléments suivants : hourdis, poutres, entretoises. Le tableau suivant est un récapitulatif des dimensions de chaque éléments.

Tableau 16: Récapitulatif du prédimensionnement de la superstructure

Eléments	Caractéristiques (m)		
<b>Poutre</b>	Hauteur	$h_p$	1,30
	Épaisseur talon	$b_{ta}$	0,40
	Épaisseur âme	$b_p$	0,30 – 0,40
	Hauteur talon	$h_{ta}$	0,20
	Auteur du gousset	$h_g$	0,10
	Entraxe	$b_0$	2,7
	Nombre	$N_p$	4
<b>Hourdis</b>	Épaisseur	$h_d$	0,20
<b>Entretoise</b>	Hauteur	$h_e$	0,90
	Épaisseur	$b_e$	0,20

### 6.2. Prédimensionnement de l'infrastructure

L'infrastructure comprend les piles et les culées. La figure suivante montre les différents éléments de la culée.

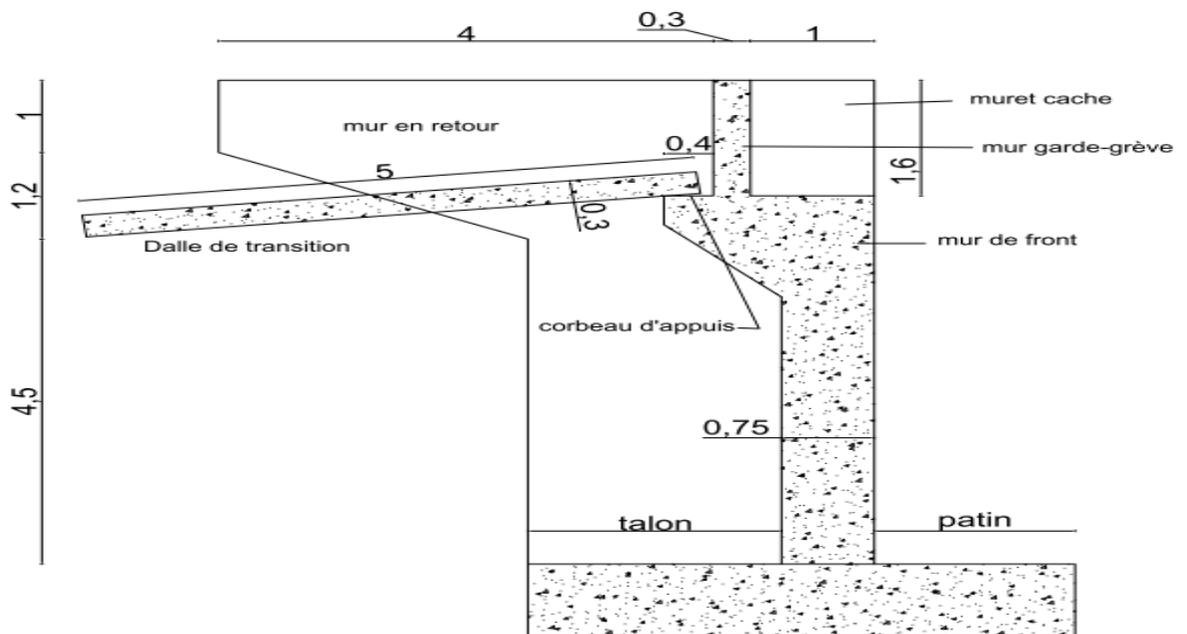


Figure 7 : présentation des éléments de la culée

Les résultats du prédimensionnement de l'infrastructure sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 17: dimensions des éléments de l'infrastructure

Désignation	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur ou épaisseur (m)	Nombre
<b>Piles</b>				
Fûts	10	-	0,75	6
Chevêtre	8	1,2	0,6	2
<b>Culée</b>				
Dalle de transition	4	8	0,3	2
Murets-caches	-	-	0,1	4
Mur garde-grève	8	1,6	0,3	2
Mur de front	8	5,1	0,6	2
Mur en retour	6,7	4	0,4	4
Corbeau d'appuis	8	0,4	0,4	2

---

## 6.3. Equipements des ponts

Les équipements de ponts n'ont pas de rôle structural. Cependant ils jouent un rôle majeur pour l'exploitation de l'ouvrage. En effet ils peuvent jouer les rôles suivants :

- ✓ esthétique (corniches),
- ✓ de sécurité des usagers (garde-corps),
- ✓ de la pérennité de l'ouvrage (étanchéité, assainissement).

### 6.3.1. Étanchéité et revêtement

Le système d'étanchéité des tabliers a pour objectif de protéger la structure béton des diverses agressions générées par les eaux pluviales ainsi que protéger les armatures contre les agents chimiques pouvant provoquer leur corrosion. La couche d'étanchéité sera composée d'asphalte et de bitume. Son épaisseur sera de 3 cm. Quant au revêtement, il sera mis en place 07 cm de béton bitumineux.

### 6.3.2. Joints de chaussée

Les joints de chaussées permettent d'assurer la transition entre le tablier et les chaussées adjacentes à l'ouvrage ou entre deux ouvrages discontinus, en remplissant les conditions suivantes :

- ✓ assurer la liberté de mouvement du pont ;
- ✓ donner une continuité de la surface de roulement ;
- ✓ ne pas être une source de bruit et de vibration ;
- ✓ avoir une bonne étanchéité ou une bonne évacuation des eaux.

### 6.3.3. Dispositif de retenue

Les ponts sont équipés de dispositifs de retenue qui permettent d'assurer la sécurité des piétons, des usagers et des véhicules circulant sur l'ouvrage. Le choix se porte sur des barrières du type BN4. En effet, les barrières sont conçues pour retenir les poids lourds.

### 6.3.4. Dispositifs d'évacuation des eaux

Ces dispositifs sont destinés à assurer l'écoulement et l'évacuation des eaux pluviales sur le tablier. Ils permettent une protection du tablier contre les infiltrations dans la couche de roulement et une évacuation rapide de l'eau sur le tablier, afin d'éviter tout risque d'inondation de la chaussée.

En outre, la stagnation d'eau doit être évitée pour des raisons de sécurité des usagers (risque d'aquaplanage). Pour ce cas, des gargouilles seront utilisées.

---

### 6.3.5. Corniche

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

### 6.3.6. Appareils d'appuis

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis (piles et culées) et ils ont pour fonction de transmettre les efforts du tablier aux piles ou culées. Les appareils d'appuis seront en élastomère fretté.

---

## CHAPITRE 7: Dimensionnement structural

La démarche de calcul ainsi que les résultats seront présentés. Pour plus d'éclaircissements, se référer à l'**annexe V (Page 76)** du présent document.

### 7.1. Notice

#### 7.1.1. Descriptions de l'ouvrage

Le pont a une longueur de 65 m. il sera composé de trois (03) travées isostatiques. Les travées de rive auront une longueur de 21,5 m et la travée principale sera de 22 m.

La voie portée est composée d'une chaussée de :

- ✓ deux (2) voies de 3,00 m chacune,
- ✓ deux trottoirs de 1,00 m chacun,
- ✓ un dispositif de sécurité  $2 \times 0,25$  m.

Ce qui donne une largeur totale de 8,5 m.

#### 7.1.2. Références et règlements de calcul

Les documents suivants serviront comme base des prescriptions de nos calculs :

- ✓ Règles BAEL 91, modifiée 99 ;
- ✓ Fascicule n° 61, Titre II : concernant les charges d'exploitation - Conception Calcul et épreuves des ouvrages d'art ;
- ✓ Bulletin technique numéro 4 concernant les appareils d'appui et document LCPC-SETRA relatif à leur environnement (recueil des règles d'art), juin 1990;
- ✓ Dossier pilote du SETRA relatif aux appuis des tabliers PP73, octobre 1977 ;
- ✓ Documents Techniques Unifiés (DTU 13.1 et 13.2 pour les Fondations), mars 1988 ;
- ✓ SETRA (1984) relatif aux dalles de transition des ponts-routes-Techniques et réalisation.

#### 7.1.3. Logiciels utilisés

Le logiciel Robot Structural Analysis (RSA) est utilisé pour la modélisation, le calcul des sollicitations aux différents états limites ainsi que pour le ferrailage de certains éléments du pont. Egalement, le logiciel PYBAR sert dans certains cas pour déterminer les sollicitations.

## 7.1.4. Caractéristiques des matériaux

### 7.1.4.1. Béton

#### ❖ Résistance à la compression

Pour les ouvrages d'art, le béton utilisé est le béton de résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28}$  de 30 MPa. Le béton de propreté est du béton de résistance 20 MPa.

#### ❖ Résistance à la traction

La résistance à la traction du béton  $f_{t28}$  est déterminée avec la formule suivante [8] :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

### 7.1.4.2. Aciers

Les armatures seront de classe HA Fe E 500

## 7.1.5. Hypothèses sur le milieu

- ✓ Environnement : milieu semi-agressif (eau douce)
- ✓ Type de fissuration : préjudiciable

## 7.1.6. Coefficient de pondérations des charges

Les coefficients de pondérations des charges à l'ELU et à l'ELS à considérer sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 18: coefficients de pondération aux états limites [9]

Charges	ELU	ELS
Charges permanentes	1,35	1
Surcharge A (L)	1,6	1,2
Surcharges Bc,Bt,Br	1,6	1,2
Surcharge Mc120	1,35	1
Surcharge des trottoirs	1,6	1

## 7.2. Définitions des charges et modélisation

### 7.2.1. Charges permanentes et d'exploitation sur le tablier

Il s'agit de déterminer les efforts qui agissent sur les poutres. Il y a deux (2) types de charges :

- ✓ les charges permanentes,
- ✓ les charges d'exploitation.

#### 7.2.1.1. Les charges permanentes

Ces charges sont composées de :

- ✓ le poids propre des poutres,
- ✓ le poids du hourdis compris entre l'entraxe des poutres,
- ✓ le poids des éléments de la superstructure (revêtement, étanchéité, garde-corps, corniches, trottoirs),
- ✓ le poids des entretoises.

Vu que c'est un logiciel qui est utilisé, le travail ici consiste donc à déterminer le type de charge, l'intensité de la charge et à les introduire dans le logiciel.

Tableau 19: charges permanentes sur le tablier

Nom de la charge	Nature de la charge	Valeur	unité
<b>Poids propre</b>	-	-	-
<b>Etanchéité</b>	Surfacique	$0,03 \times 2,2 = 0,066$	t/m <sup>2</sup>
<b>Roulement</b>	Surfacique	$0,07 \times 2,2 = 0,154$	t/m <sup>2</sup>
<b>Trottoir</b>	Surfacique	$0,2 \times 2,5 = 0,5$	t/m <sup>2</sup>
<b>Garde-corps</b>	Linéaire	0,065	t/m
<b>Corniches</b>	Linéaire	$0,3 \times 0,3 \times 2,5 = 0,225$	t/m

#### 7.2.1.2. Charges d'exploitation

D'après le fascicule 61 titre II du Document Technique Réglementaire (D.T.R), les charges d'exploitations utilisées pour le dimensionnement du tablier sont les suivantes :

- ✓ les surcharges civiles A( I),
- ✓ les surcharges civiles Bc,
- ✓ les surcharges civiles Bt,
- ✓ les surcharges civiles Br,
- ✓ les surcharges militaires MC120,

- ✓ les surcharges de trottoir,
- ✓ les efforts de freinage.

#### ❖ *Détermination de la classe du pont*

Les ponts sont classés en trois (03) classes en fonction de la largeur roulable  $L_r$  du pont [10]:

- ✓  $L_r \geq 7 \text{ m}$  , alors le pont est de première classe,
- ✓  $5,50 \leq L_r \leq 7 \text{ m}$  , le pont est de deuxième classe,
- ✓  $L_r < 5,5 \text{ m}$  , le pont est de troisième classe.

La largeur roulable du pont étant de 6 m, donc le pont est de classe 2.

#### ❖ *Surcharges A (L)*

La surcharge A (L) est une force uniformément répartie sur toute la largeur roulable.

$$A_L = 1.29 \text{ t/m}^2$$

#### ❖ *Surcharges Bc*

Vu que le pont dispose de deux voies, il sera disposé un convoi composé de quatre (04) camions type du système Bc, soit un poids total 120 t.

#### ❖ *Surcharges Bt*

Il sera disposé un convoi composé de quatre (04) essieux tandems, soit un poids total de 64 t.

#### ❖ *Système Br*

Le système Br est composé d'une charge ponctuelle de 10 t qui peut être placée sur n'importe quel point du panneau.

#### ❖ *Surcharges Mc120*

Le convoi Mc120 est composé d'un seul convoi a deux essieux de 55 t chacun. Il n'y aura qu'un seul convoi sur le pont. Soit un poids total de 110 t.

Les surcharges B et Mc120 sont des charges roulantes, pour cela, ces deux types de convois seront modélisés sur le logiciel RSA et c'est au logiciel de faire les simulations et faire ressortir le moment maximal généré par ces convois.

### ❖ Coefficient de majoration dynamique

Les charges roulantes sont majorées par un coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient est calculé avec la formule suivante :

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

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} L, \text{ la longueur de la travée} \\ G, \text{ la charge permanente total de la travée} \\ S, \text{ la charge d'exploitation de chaque type de convoi} \end{array} \right.$

Le résultat des calculs est consigné dans le tableau suivant :

Tableau 20 : coefficient de majoration dynamique

Surcharges	Coefficient de majoration dynamique
<b>Bc, Bt, Br</b>	1,14
<b>Mc120</b>	1,14

### 7.2.2. Modélisation sur RSA

Le logiciel RSA est un logiciel de modélisation et de calcul de structures du génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure.

Etant donné que la structure comporte trois (03) travées isostatiques, la modélisation sera faite pour une seule travée qui est la travée centrale (travée avec 04 poutres et un hourdis de 20 cm).

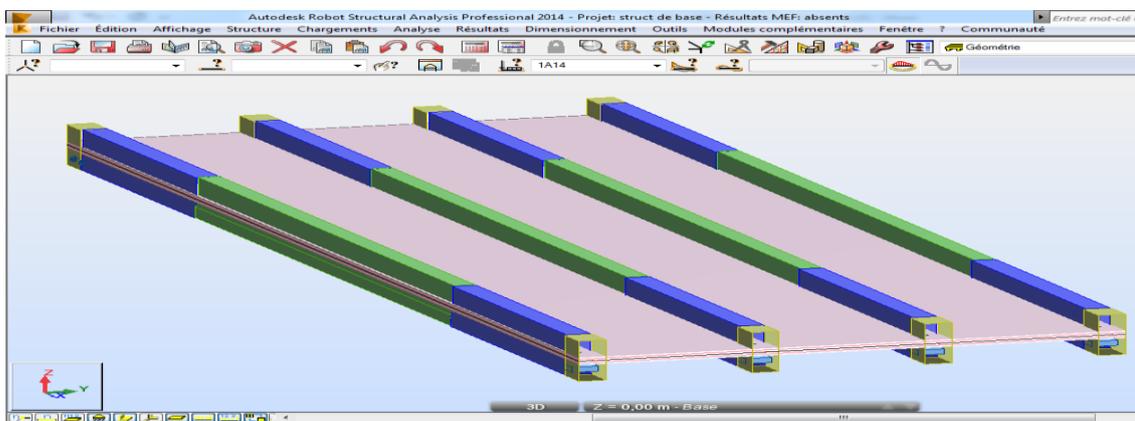


Figure 8 : modélisation de la travée

Une fois la structure modélisée, il faut introduire les chargements (linéaires et surfaciques) ainsi que le modèle de convoi pour chaque type de charge roulante. Ensuite il faut définir les combinaisons à l'ELU et à l'ELS des différents cas de charges. Enfin le calcul des sollicitations peut être effectué.

### 7.3. Etude des poutres

En ce qui concerne le calcul structural, il sera présenté les sollicitations ainsi que les sections d'aciers nécessaires. Pour plus de clarification sur les calculs, se référer à l'annexe V (Page 76) du présent document et aux plans d'exécution à l'annexe IX.

#### 7.3.1. Sollicitations

Pour obtenir les sollicitations qui vont servir au dimensionnement, les efforts sur la poutre la plus chargées seront considérés. En outre les sollicitations seront majorées par le coefficient de majoration dynamique. Enfin le poids des entretoises seront ajouté aux valeurs calculées de l'effort tranchant. Au final, les résultats obtenus sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 21 : sollicitations sur la poutre

Combinaisons		Coefficient de majoration dynamique	Moments maximal (t.m)		Effort tranchant (t)	
			ELU	ELS	ELU	ELS
<b>Etat limite</b>			ELU	ELS	ELU	ELS
<b>Charges permanente</b>		1	200,2	148	40	30
<b>Surcharge A1</b>		1	366,4	271	79,3	59
<b>Surcharges Bc</b>	Excentré	1,14	402,1	297	<b>98,9</b>	74
	Centré	1,14	394,1	291	94,6	71
<b>Surcharges Bt</b>		1,14	387,3	286	84,9	64
<b>Surcharges Br</b>		1,14	286,3	210	57,5	42
<b>Surcharges Mc120</b>		1,14	443,2	<b>326</b>	97,8	73

Le moment maximal est engendré par le passage du convoi Mc120 et l'effort tranchant maximal est engendré par le passage du convoi Bc excentré.

$$M_{ser} = 325,88 \text{ t.m} = 3,26 \text{ MN.m}$$

$$V_u = 98,88 \text{ t} = 0,99 \text{ MN}$$

## 7.3.2. Calcul des aciers

### 7.3.2.1. Aciers principaux

Le calcul des aciers est fait à l'ELS. La section d'acier théorique obtenue est :  $A_{st th} = 121,87 \text{ cm}^2$ .

Choix des aciers :

$$\begin{cases} 1er \text{ lit} : 6HA 40 (75,42 \text{ cm}^2) \\ 2ième \text{ lit} : 6HA 32 (48,24 \text{ cm}^2) \end{cases}$$

Ces deux lits d'aciers mobilisent  $123,66 \text{ cm}^2$ .

### 7.3.2.2. Aciers d'âme

Il n'est pas nécessaire de disposer des aciers pour reprendre l'effort tranchant. Pour les aciers d'âme, il faut mobiliser 2 brins de HA 16. L'espacement sera de 25 cm avec une suite de CAQUOT.

### 7.3.2.3. Aciers de peau

Des HA 12 espacés de 25 cm seront disposés comme aciers de peau.

## 7.4. Calcul du hourdis

### 7.4.1. Sollicitations

La modélisation sur RSA a permis de faire ressortir les efforts agissant sur le hourdis. Ces efforts sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 22 : sollicitations dans le hourdis

	Moment suivant xx		Moment suivant yy
	Sur appuis	En travée	
<b>Moments (t.m/m)</b>	5,2	8,32	5

### 7.4.2. Calcul des aciers

Le calcul se fait donc à l'ELS. Les sections d'aciers obtenues sont suivantes :

- ✓ Sur appuis, 5 HA 20/ml espacés de 20 cm,

- ✓ En travée dans le sens xx, 5 HA 25/ml espacés de 20 cm,
- ✓ En travée suivant le sens yy, 5 HA 20/ml espacés de 20 cm.

### 7.4.3. Vérification du hourdis au non poinçonnement

Il est nécessaire de vérifier le non poinçonnement du hourdis sous la charge des roues du système B. il n y a pas risque de poinçonnement du hourdis si [9] :

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

- ✓  $Q_u$  est la charge de la roue à l'ELU.  $Q_u = 1,6P \times \delta$ ,
- ✓  $u_c$  est le rectangle de répartition de la charge.

Le calcul a permis d'avoir l'épaisseur minimale de hourdis pour chaque type de roue.

$$h_{min} = \begin{cases} 0,049 \text{ m pour la roue Br} \\ 0,046 \text{ pour la roue Bt} \\ 0,062 \text{ pour la roue Br} \end{cases}$$

L'épaisseur du hourdis étant de 0,2 m, il n y a pas risque de poinçonnement.

## 7.5. Etude de l'entretoise

L'entretoise est sollicitée lors des opérations de remplacement des appareils d'appuis [9]. Lors de cette opération, il sera disposé trois (03) vérins sur le chevêtre et c'est à l'entretoise de transférer les charges du tablier aux vérins. Les charges à considérer sont les charges permanentes du tablier et de ses équipements. Le logiciel RSA sera utilisé pour le calcul et la disposition des aciers. Les résultats sont les suivants :

- ✓ Aciers supérieurs : 4 HA20,
- ✓ Aciers inférieurs : 2HA 20,
- ✓ Aciers traversa aux HA10,
- ✓ Aciers de peau : 2 HA12 par face.

## 7.6. Étude des piles

### 7.6.1. Calcul du chevêtre

Le chevêtre reprend l'effort du tablier ainsi que l'effort des opérations de vérinage pour les transmettre aux colonnes de la pile. Les aciers seront calculés avec le logiciel RSA. Les résultats sont les suivants :

- ✓ Aciers supérieurs : 10 HA25,
- ✓ Aciers inférieurs : 5 HA 25,
- ✓ Aciers traversaux HA10.

## 7.6.2. Fûts

Les fûts seront dimensionnés en compression centrée sous l'effet de son poids propre et sous le poids des charges transmises par le chevêtre.

### 7.6.2.1. Sollicitations

Les sollicitations seront obtenues après une modélisation sur PYBAR, d'où est tiré l'effort normal maximal qui va servir lors du calcul des armatures. L'effort normal est de 177,31 t.

### 7.6.2.2. Calcul des aciers

Le calcul des armatures par la formule traditionnelle a fourni une section d'aciers assez négligeable. Pour cela, la section d'aciers minimale fournie par le dossier pilote PP73 du SETRA sera considérée:

$$A_{sc} \geq (20 \text{ cm}^2; 0,2\%B)$$

avec B la section du fut.

$$A_{sc} \geq (20 \text{ cm}^2; 8,83 \text{ cm}^2) = 20 \text{ cm}^2$$

Il sera disposé 10 HA 16 qui totalisent une section de 20,1 cm<sup>2</sup>. Transversalement il y aura des HA 8 espacés de 20 cm.

## 7.7. Etude de la culée

La masse volumique des terres derrière les culées est égale à 20 kN/m<sup>3</sup> avec un coefficient de poussée de terre de Rankine Ka de 0,33 et un angle de frottement interne de 33°.

### 7.7.1. Dalle de transition

la largeur de la dalle de transition est égale à la largeur de l'ouvrage, soit Ld = 8,50 m. Les hypothèses suivantes sont considérées [11]:

- ✓ elle est calculée en supposant simplement appuyée d'une part sur le corbeau d'appui et d'autre part sur le remblai par une bande de 0,6 m de largeur ;
- ✓ elle est soumise aux surcharges provenant du système des essieux du tandem Bt.

Grace au théorème de BARRE, le moment maximal du aux charges Bt est calculé. Le moment obtenu est  $M_q = 4,3 \text{ t. m/ml}$ .

Le moment dû à la charge permanente est de :  $M_G = 4,18 \text{ t.m/ml}$ .

La combinaison à l'ELU est :

$$M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q$$

$$M_u = 1,35 \times 4,3 + 1,6 \times 4,18 = 12,5 \text{ t.m/ml}$$

❖ Section d'aciers

Les sections d'aciers sont les suivantes :

- ✓ Aciers longitudinaux : 6HA 16/ ml,
- ✓ Aciers de répartition et de montage : HA8 espacés de 40 cm.

### 7.7.2. Mur garde-grève et Corbeau d'appuis

Un plan de ferrailage type existe pour le ferrailage du corbeau et du mur garde grève [11].

### 7.7.3. Mur en retour

#### 7.7.3.1. Calcul des sollicitations

Le mur en retour est censé retenir les poussées de terres ainsi que les surcharges sur le remblai. Le logiciel RSA va servir à modéliser et à calculer les efforts. Les résultats sont les suivants :

- ✓ Dans le sens vertical

Tableau 23: sollicitations du mur en retour dans le sens vertical

efforts	$N_{ser}(t)$	$N_u(t)$	$M_{Pt}(t)$	$M_q$	$M_{ser}$	$M_u$
	6,7	9,045	30,53	7,54	38,07	52,53

- ✓ Dans le sens horizontal

Tableau 24: sollicitations du mur en retour dans le sens horizontal

Z	$M_{Pt}(t)$	$M_{Pt}(t)$	$M_u$
$0 \leq z \leq 1$	5,74	1,48	9,97
$1 \leq z \leq 4,5$	21,85	5,23	37,34
$4,5 \leq z \leq 6,7$	12,56	12,58	35,8

L'effort normal correspond au poids propre du mur. Dans le sens vertical, le calcul des aciers sera fait en flexion composée et dans le sens horizontal, en flexion simple.

### 7.7.3.2. Sections d'aciers

#### ❖ Aciers verticaux

5HA 32 espacés de 20 cm seront disposés.

#### ❖ Aciers horizontaux

Tableau 25 : sections d'aciers du mur en retour dans le sens horizontal

Z	$A_{st} (cm^2)$	Choix
$0 \leq z \leq 1$	6,52	5 HA 14
$1 \leq z \leq 4,5$	26,32	6 HA25
$4,5 \leq z \leq 6,7$	25,11	6 HA25

### 7.7.4. Mur de front

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propre de la superstructure, poussée des terres), aux surcharges sur remblais et aux surcharges d'exploitation.

Le calcul est donc fait en flexion composée avec un effort normal de compression centré (poids propre, superstructure, charges d'exploitation) et un moment fléchissant (poussée des terres et surcharges sur le remblai).

L'effort normal est évalué à 54,61 t/ml et le moment fléchissant à 0,26 t.m/m.

Le calcul conventionnel a donné une section d'acier faible il faudra adopter le même ferrailage que pour les colonnes des piles.

$$A_{sc} = 20 \text{ cm}^2$$

Des HA 20 espacés de 15 cm seront mis en place.

### Calcul des fondations

#### 7.7.5. Semelle sous piles

##### 7.7.5.1. Section de la semelle

D'après ce document, la section S de la semelle est donnée par la formule suivante [13]:

$$S \geq \frac{N_u}{q}$$

- ✓  $N_u$  est l'effort normal total ultime qui est évalué à 503,38 t,
- ✓  $q$  est la moitié de la contrainte admissible du sol ( $q = \frac{0,25}{2} = 0,125 \text{ MPa}$ ).

La semelle obtenue a une section de :  $10,5 \times 5 \text{ m}^2$ .

### 7.7.5.2. Hauteur de la semelle

Pour une section de semelle donnée, le DUT définit la hauteur de semelle comme suit :

$$h_s \geq \frac{A - a}{4} + 5 \text{ cm}$$

Avec  $a$ , le diamètre du poteau.

$$h_s \geq \frac{5 - 0,75}{4} + 5 \text{ cm} = 1,11 \text{ m}$$

La hauteur de la semelle est de :  $h_s = 1,15 \text{ m}$ .

### 7.7.5.3. Calcul des aciers

Le calcul des aciers sera fait sur RSA et les résultats sont les suivants :

- ✓ Aciers supérieurs : 12 HA25,
- ✓ Aciers inférieurs : 12HA 25,
- ✓ Aciers traversaux HA10,
- ✓ Aciers de peau : 2 HA10 par face.

## 7.7.6. Semelle sous culée

### 7.8.2.1. Caractéristiques de la semelle

Le principe de calcul est le même que celui des semelles sous piles.

L'effort normal transmis par la culée étant de 850 t, les dimensions de la semelle sont les suivantes:

- ✓ Longueur : 13 m,
- ✓ Largeur : 7 m,
- ✓ Hauteur : 1,25 m.

### 7.8.2.2. Calcul des aciers

#### ❖ Aciers transversaux

La section d'aciers sera calculée par la méthode des bielles :

$$A_{st} = \frac{N_u(A - a)}{8. d. f_{su}}$$

$$A_{st} = \frac{12,04(7 - 1,25)}{8 \times 0,9 \times 1,25 \times 434,78}$$

$$A_{st} = 0,01769 \text{ m}^2 = 176,92 \text{ cm}^2$$

Il sera mis en place des HA20 espacés de 20 cm (204 cm<sup>2</sup>).

#### ❖ Aciers longitudinaux

Ils sont définis forfaitairement dans le DTU 13.12. Il sera mis en place des HA 10 espacés de 30 cm.

## 7.8. Appareil d'appuis

Le tablier transmet les efforts verticaux et horizontaux aux piles et culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis. Nous allons choisir des appareils d'appuis en élastomère fretté. Les appareils d'appuis en élastomère fretté sont fréquemment utilisés. Ils sont constitués de tôles d'aciers incorporées dans de l'élastomère. Les calculs sont effectués ici suivant les recommandations du SETRA dans le guide « Appareils d'appui en élastomère fretté- Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires de juillet 2007 ».

### 7.8.1. Prédimensionnement

D'après le SETRA, la contrainte de compression  $\sigma_c$  doit être comprise entre 3 MPa  $\leq \sigma_c \leq 20$  MPa.

$$\text{A l'ELU, on a : } \begin{cases} N_{min} = 1,35 \times 28,46 = 38,42 \text{ t} = 384,2 \text{ kN} \\ N_{max} = 1,35 \times 28,46 + 1,6 \times (3,16 + 32,12) = 94,9 \text{ t} = 949 \text{ kN} \end{cases}$$

Soit A', la Surface nette de l'élastomère ;

$$\frac{N_{max}}{20} \leq A' \leq \frac{N_{min}}{3}$$

$$\frac{949}{20000} \leq A' \leq \frac{384,2}{3000}$$

$$0,04745 \leq A' \leq 0,12807$$

En prenant une section de 0,2 x 0,35 avec un enrobage de 3 cm, on a :

$$A' = (0,2 - 0,03) \times (0,35 - 0,03) = 0,0544 \text{ m}^2$$

Hauteur totale des couches d'élastomère frété :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

Avec T la hauteur total en cm.

$$\frac{20}{10} \leq T \leq \frac{20}{5}$$

En choisissant 4 feuillets intermédiaires de diamètre 8 mm et deux feuillets extérieurs de 4 cm,  $T = 2 \times 4 + 8 \times 4 = 40 \text{ mm}$

### 7.8.2. Dimensionnement des frettes

La condition à vérifier pour les frettes est [14] :

$$t_s \geq \frac{2,6 \times F_z \times t_i}{A_r \times f_y}$$

Avec  $f_y = 235 \text{ MPa}$

$$t_s \geq \frac{2,6 \times 0,949 \times 0,008}{235 \times 0,053} = 0,0016 \text{ m}$$

$$t_s = 3 \text{ mm}$$

Les appareils d'appui à mettre en place seront donc la désignation : 200x300 ; 4(8+3) ; 2x4 (Nomenclature du SETRA dans le guide d'Octobre 2007).

---

## **CHAPITRE 8: Synthèse de l'étude d'impact environnemental et social**

La réalisation d'un projet de construction engendre des impacts aussi bien sur le plan social que environnemental. Le degré d'impact joue un rôle dans le sort du projet. Donc il est nécessaire d'évaluer ces impacts et y apporter des mesures préventives et/ou des mesures d'atténuation. Après cette étude, un plan de gestion environnemental et social qui pourra permettre au projet d'être plus bénéfique a été mis en place.

Ce plan de gestion environnemental est consigné dans le tableau suivant :

Tableau 26: Plan de Gestion Environnemental et Social

impacts	Mesures	responsables			période
		mise en œuvre	Surveillance et contrôle	Vérification de la mise en œuvre	
<b>Pollution de l'eau</b>	Mise en place d'une aire de stockage des produits liquides, Récupération dans des bacs des huiles et graisses de vidange, Récupération des déchets de toute sorte	entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle	Pendant les travaux
	Nettoyage général et complet du site				
<b>Erosion et appauvrissement du sol</b>	Réhabiliter les zones végétales en les recouvrant de terres végétales Aplanissement des zones d'emprunt afin de rétablir les ruissèlements	entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle	fin des travaux
	Nettoyage général et complet du site				
<b>Pollution de l'air</b>	Limitation de la vitesse Arrosage régulier de la route	entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle	Pendant les travaux
<b>Destruction du couvert végétal</b>	Choix d'un emplacement judicieux et une exploitation optimale de la base du chantier, Respects du code forestier pour l'abatage des arbres	entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle	Début des travaux
	Operations de reboisement				
<b>Risque sur la santé (maladies)</b>	Arrosage régulier de la route, Sensibilisation sur les IST/SIDA, Vulgarisation de l'utilisation des préservatifs.	ONG, entreprise	Ministère de la santé, Maître d'œuvre	Ministère de la santé	Pendant les travaux

<b>respiratoires, IST/SIDA)</b>					
<b>Risques d'accidents et sur la sécurité</b>	Mise en place de panneaux de signalisation temporaire de chantier, Bien équiper le personnel	entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle	Pendant les travaux
<b>Risque de conflits et Dégradation du cadre de vie</b>	Sensibilisation, tolérance, négociation, recherche du consensus, Adoption d'une hygiène de vie et assainissement du cadre de vie	Entreprise, chefs coutumiers, préfet, maitre d'œuvre	Entreprise, chefs coutumiers, préfet,	Entreprise, chefs, préfet, maitre d'œuvre	Pendant les travaux

## CHAPITRE 9: Devis estimatif

Pour estimer le prix du projet, il a fallu :

- ✓ faire le métré des différentes parties du projet,
- ✓ estimer le prix de chaque élément du projet,
- ✓ majorer les prix des différents éléments entre 10 et 15%.

L'estimation des prix des différents éléments du projet est faite en se basant sur celle faite lors d'une étude similaire en COTE D'IVOIRE.

Le coût des travaux est estimé à un milliard six cent vingt-huit millions huit cent-vingt-trois mille deux cent quarante-neuf (1 628 823 249) Franc CFA TTC. Les sous totaux des prix sont résumés dans le tableau suivant. Pour les détails du devis, voir Annexe VII.

Tableau 27 : Devis

Lot N	Désignation	Montant
100	Installation et terrassements	77 000 000
200	Tablier	130 717 600
300	Piles	59 291 420
400	Culées	101 159 200
500	Equipements de pont	47 790 000
600	Aménagements des voies d'accès	826 669 100
700	Mesures sociales et environnementales	72 000 000
800	Contrôle et suivi des travaux	65 731 366
<b>Montant total hors taxe</b>		<b>1 380 358 686</b>
<b>TVA (18%)</b>		<b>248 464 563</b>
<b>Montant total TTC</b>		<b>1 628 823 249</b>

---

## CONCLUSION

Ce mémoire porte sur l'étude d'un ouvrage d'art et de ses voies d'accès sur le cours d'eau BÉRÉ dans la région du MARAHOUE en république de COTE d'IVOIRE. Ce projet vise à désenclaver la zone et rendre la circulation plus sûre et plus fluide (largeur de l'ancien ouvrage trop petite). Cela permettra aux populations d'avoir accès plus rapidement aux prestations sociales de base ainsi qu'à écouler plus facilement les produits agricoles.

Les voies d'accès ont été conçues avec une vitesse de référence de 100 km/h. Lors de la conception en plan, la chaussée existante a été récupérée au maximum pour permettre une mise en œuvre facile et réduire le coût du terrassement à affecter. La chaussée sera constituée de deux voies de 3,5 m chacune avec des accotements de 1,5 m de part et d'autre. Elle sera constituée d'une couche de fondation de graveleux latéritiques naturels, une couche de base en graveleux naturels améliorés au ciment et un revêtement en enduit superficiel tricouche.

Les études hydrologiques et hydrauliques ont permis de définir les caractéristiques de l'ouvrage d'art. Ainsi la hauteur totale du pont sera d'environ 10 m et la portée de 65 m. Le tablier aura une largeur de 8,5 m composée de 6 m de chaussée, de 1 m de trottoir de part et d'autre et 0,25 m de part et d'autre pour placer le dispositif de retenue. L'analyse multicritère a permis de choisir un pont à poutre en béton armé à trois (03) travées indépendantes composé de quatre (04) poutres.

Une étude d'impact environnemental et social a permis de se rendre compte de l'impact du projet. Au final, ce projet présente beaucoup d'avantages et sa mise en œuvre va contribuer à accélérer le développement économique de la zone. Néanmoins, il engendre des impacts négatifs et pour y remédier, des mesures d'atténuation et la mise en place d'un plan de gestion environnemental et social ont été proposées.

Le coût du projet s'élève à un milliard six cent vingt-huit millions huit cent-vingt-trois mille deux cent quarante-neuf (1 628 823 249) franc CFA Toutes Taxes Comprises.

Enfin un accent sera mis sur la surveillance et l'entretien du pont. Des visites annuelles seront effectuées pour déceler d'éventuels défauts afin d'y apporter des solutions idoines.

---

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] SETRA, Aménagement des routes principales, 1994.
- [2] M. B. OUÉZDOU, COURS D'OUVRAGES D'ART, Tome 1 : Conception, École Nationale d'Ingénieurs de Tunis, 2012.
- [3] N. V, Hydraulique routiere, 1981.
- [4] J. CALCARO, Projet de construction des ponts, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2000.
- [5] SETRA, Guide du projeteur d'ouvrage d'art - ponts courants, Bagnaux, 1999.
- [6] SETRA, pont à poutres prefabriquées par post-tension, 1993.
- [7] SETRA, ponts à poutres prefabriquées precontintes par adherence, 1996.
- [8] SETRA, ponts mixtes acier-beton bipoutres:guide de dimensionnement, 1990.
- [9] J. MOUGIN, BAEL 91 modif 99, Eyrolles, 1999.
- [10] M. B. OUÉZDOU, COURS D'OUVRAGES D'ART, Tome 2 : Dimensionnement, École Nationale d'Ingénieurs de Tunis, 2012.
- [11] DTR, fascicule 61, titre II, Programme de charge et épreuves des ponts route, 1971.
- [12] SETRA, Dalles de transition des ponts-routes, technique de realisation, 1984.
- [13] SETRA, appuis des tabliers PP73, 1.3.2. calculs complementaire et fraillage type, 1977.

- 
- [14] DTU, 13.12 : calculs des fondations superficielles, 1988.
- [15] SETRA, appareils d'appuis en elastomere fretté, 2007.

---

## **Annexe**

*Annexe I : Photos de l'ouvrage d'art existant*

*Annexe II : Etudes géotechniques*

*Annexe III : Etudes hydrologiques et hydrauliques*

*Annexe IV : Prédimensionnement de la structure*

*Annexe V : Dimensionnement structural*

*Annexe VI : Etude d'impact environnemental et social*

*Annexe VII : Devis quantitatif et estimatif*

*Annexe VIII : documents graphiques liés à la route*

*Annexe IX : Plans d'exécution des éléments en béton armé*

Annexe I : Photos de la zone du projet



Partie supérieure de la culée dégradée



Partie inférieure de la culée dégradée



Trottoirs en mauvais état



Courbe à l'entrée du pont

---

## Annexe II : études géotechniques

### I. Sondage à la tarière manuelle

Le sondage à la tarière manuelle a permis de faire ressortir la nature du sol. Le tableau suivant montre la structuration du sol pour chacun des deux points.

Points	PD/T1	PD/T2
Terre végétale	0,00 – 0,30 m	0,00 – 0,10 m
Sable argileux jaunâtre	0,30 – 1,20 m	0,10 – 1,00 m
Refus de la tarière	1,20 m	1,00 m
Nappe phréatique	Pas de nappe	Pas de nappe

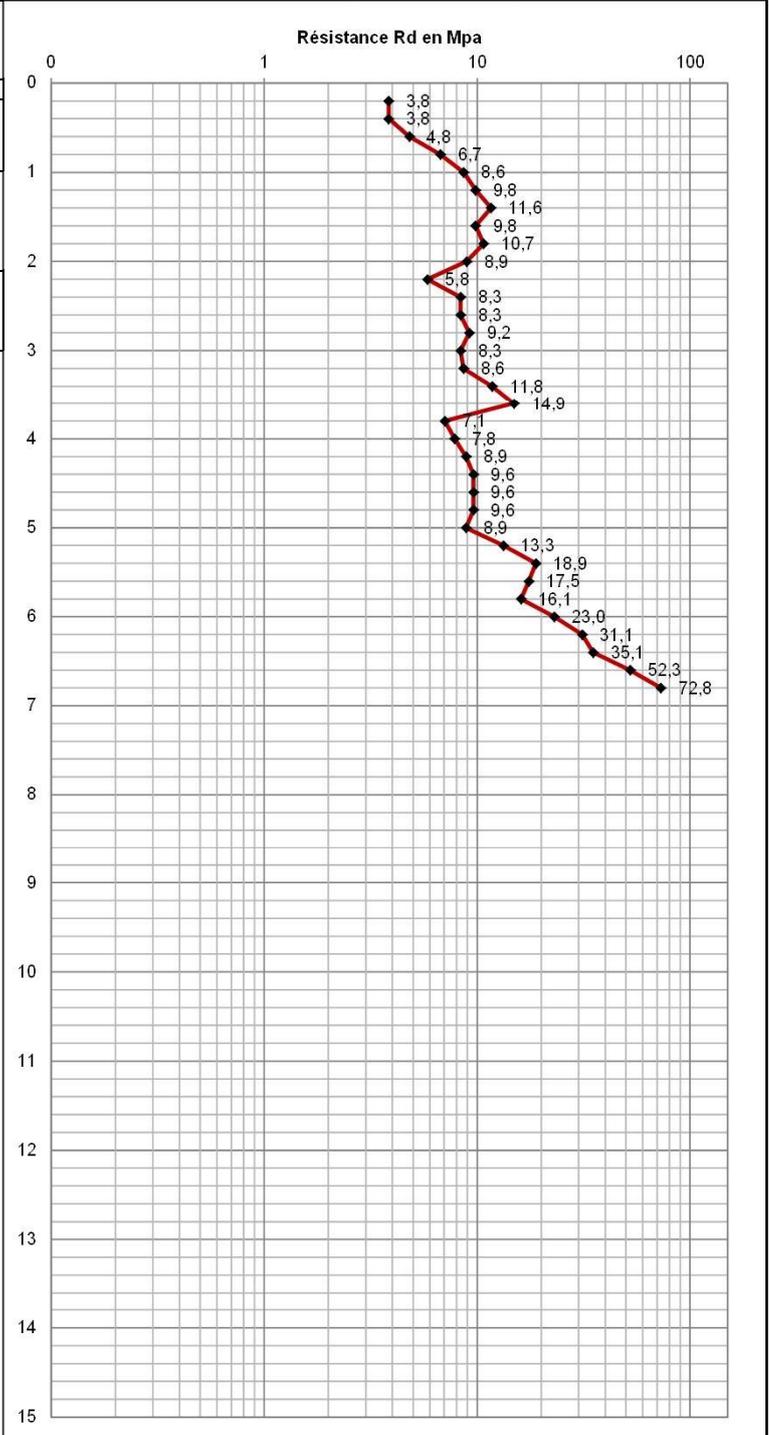
### II. Sondage au pénétromètre dynamique lourd

Le sondage au pénétromètre dynamique lourd a pour but de déterminer la résistance dynamique de pointe du sol. Le sondage a été réalisé au point PD/T1 et PD/T2 et les résultats sont consignés dans les graphiques suivants :





Lieu	ZUENOULA	<b>SONDAGES ET ESSAIS AU PENETROMETRE DYNAMIQUE ASSOCIES</b>	Graphique n°	7	
Niveau de nappe (m)			Chantier	PROJET DE CONSTRUCTION DE 100 OUVRAGES-LOT 5	
Cordonnées UTM (m)	X = 823782,000		Dossier n°	Opérateur	ZEZE BORIS
	Y = 835376,000		17/DGC/SF/0359	Date de début	18/07/2017
Essai n°	PD/T2 OA4	Date de fin		18/07/2017	

Observations	refus au pénétromètre dynamique à 6,80 m	Matériel utilisé	PENETROMETRE DYNAMIQUE TYPE B
--------------	------------------------------------------	------------------	-------------------------------

La nature, la compacité des sols en place et le type d'ouvrage à construire (pont) permettent d'envisager l'emploi de fondations superficielles.

L'analyse des deux graphiques permet de connaître la valeur de la résistance de pointe. L'interprétation des résultats de l'essai au pénétromètre dynamique consiste à admettre que la valeur de la contrainte admissible à prendre en compte dans le dimensionnement est comprise entre 1/15<sup>ème</sup> et 1/20<sup>ème</sup> de la résistance de pointe.

Ainsi les valeurs retenues sont consignées dans le tableau suivant :

<b>Ouvrage</b>				
<b>Points de sondage</b>	<b>PD/T1</b>		<b>PD/T2</b>	
<b>Profondeur d'ancrage / terrain en place (m)</b>	<b>Rd (MPa)</b>	<b>qa (MPa)</b>	<b>Rd (MPa)</b>	<b>qa (MPa)</b>
<b>1,00</b>	7,1	0,36	5,8	0,29
<b>1,50</b>	7,1	0,36	5,8	0,29
<b>2,00</b>	7,1	0,36	5,8	0,29

Par mesure de sécurité, la contrainte admissible sera fixée à 0,25 MPa.

## Annexe III : Etudes hydrologique et hydraulique

### I. Caractéristiques du bassin versant

L'ouvrage se situe dans la partie aval d'un grand bassin versant. Ce bassin versant est présenté dans la figure suivante :



Les caractéristiques de ce bassin versant sont les suivantes :

Eléments	valeur	unité
Surface	3619,9	Km <sup>2</sup>
périmètre	401,4	km
Longueur du rectangle équivalent	20,04	km
Pente moyenne	2,36	%

## II. Etude hydrologique

### 1) Données hydrométriques

L'étude hydrologique a pour but de déterminer le débit de projet. Il existe pour ce projet, des données hydrométriques mensuelles du cours d'eau en question. Ces données s'étalent entre 1989 et 2015.

Année	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
1989	2	1	1	1	3	10	138	465	490	266	72	16
1990	5	1	0	1	2	13	7	73	82	72	24	41
1991	4	1	1	2	21	34	87	180	261	102	40	5
1992	1	1	1	1	15	10	81	135	173	278	66	14
1993	1	0	2	12	4	4	34	76	119	137	41	9
1994	1	0	2	3	8	15	43	101	409	538	448	45
1996	3	3	12	11	8	40	51	275	948	365	88	23
1997	38	4	1	27	8	99	77	327	357	312	98	15
2000	9	3	1	1	12	88	80	264	350	372	173	21
2002	1	1	3	5	2	108	405	538	377	188	86	12
2003	1	1	3	5	2	12	169	203	278	233	66	15
2004	2	2	2	3	3	6	18	117	228	192	44	6
2005	2	1	9	5	31	88	176	245	232	204	35	4
2006	3	1	1	5	9	43	44	167	665	582	189	6
2007	1	4	1	73	75	40	85	725	1233	1031	147	32
2008	2	1	2	3	7	8	79	366	772	485	137	11
2009	2	12	18	8	46	35	90	454	332	189	91	10
2011	4	1	3	7	66	25	21	90	375	271	171	10
2012	2	2	3	6	12	77	305	552	496	651	227	1355
2013	2	1	2	20	29	40	81	225	223	260	63	13
2014	2	3	3	8	24	41	205	415	606	408	47	11
2015	1	1	2	4	5	3	32	277	533	533	127	31

## III. Calcul hydraulique

### a) Détermination du niveau des plus hautes eaux (phe)

Le but de cette étude est de déterminer la hauteur des eaux lors de la crue centennale. Nous allons évaluer la hauteur avec la formule de Manning- Strickler :

$$Q = K_s \cdot S \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I}$$

❖ Calcul de la hauteur d'eau

Vu que les différents paramètres qui entrent dans le calcul du débit sont connus sauf la hauteur d'eau, il faudra itérer pour obtenir la hauteur des plus hautes eaux. Les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

b(m)	y(m)	m(m)	P(m)	S(m <sup>2</sup> )	I (m/m)	R <sub>h</sub> (m)	K <sub>s</sub>	Q( m <sup>3</sup> /s)
30	5	3	61,62	225,00	5,30E-03	3,65	30	1165,21
30	5,1	3	62,26	231,03	5,30E-03	3,71	30	1209,45
30	5,2	3	62,89	237,12	5,30E-03	3,77	30	1254,57
30	5,3	3	63,52	243,27	5,30E-03	3,83	30	1300,57
30	5,4	3	64,15	249,48	5,30E-03	3,89	30	1347,44
30	5,5	3	64,79	255,75	5,30E-03	3,95	30	1395,20
30	5,6	3	65,42	262,08	5,30E-03	4,01	30	1443,84
30	5,7	3	66,05	268,47	5,30E-03	4,06	30	1493,38
30	<b>5,8</b>	<b>3</b>	<b>66,68</b>	<b>274,92</b>	<b>5,30E-03</b>	<b>4,12</b>	<b>30</b>	<b>1543,82</b>
30	5,9	3	67,31	281,43	5,30E-03	4,18	30	1595,15
30	6	3	67,95	288,00	5,30E-03	4,24	30	1647,40
30	6,1	3	68,58	294,63	5,30E-03	4,30	30	1700,55
30	6,2	3	69,21	301,32	5,30E-03	4,35	30	1754,62
30	6,3	3	69,84	308,07	5,30E-03	4,41	30	1809,61

La hauteur d'eau à considérer est de 5,8 m.

## 2) Calcul des remous

La méthode la plus facilement utilisable est celle du Bureau of Public Roads des USA.

Soient :

- ✓  $h_1$  : le tirant d'eau maximal juste en amont du pont ;
- ✓  $h_0$  : le tirant d'eau dans la section considérée avec rétrécissement (Plus Hautes Eaux) ;
- ✓  $h_1^* = h_1 - h_0$  : le remous maximal du au rétrécissement ;
- ✓  $b$  : la largeur entre culées ;
- ✓  $B$  : la largeur du cours d'eau ;
- ✓  $M = \frac{b}{B}$  : le rapport de la contraction ;
- ✓  $V_a = \frac{Q_{max}}{b \cdot h_0}$  : la vitesse moyenne au niveau du pont.

Le remous  $h_1^*$  est donné par la formule suivante :

$$h_1^* = K^* \frac{V_a^2}{2g}$$

avec :

$g$  : pesanteur ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ) et  $K^* = K_b + K_p + K_e$

a) Calcul des coefficients  $K_b$ ,  $K_p$  et  $K_e$

Ces coefficients dépendent tous de la valeur de la contraction  $M$ .

$$M = \frac{b}{B}$$

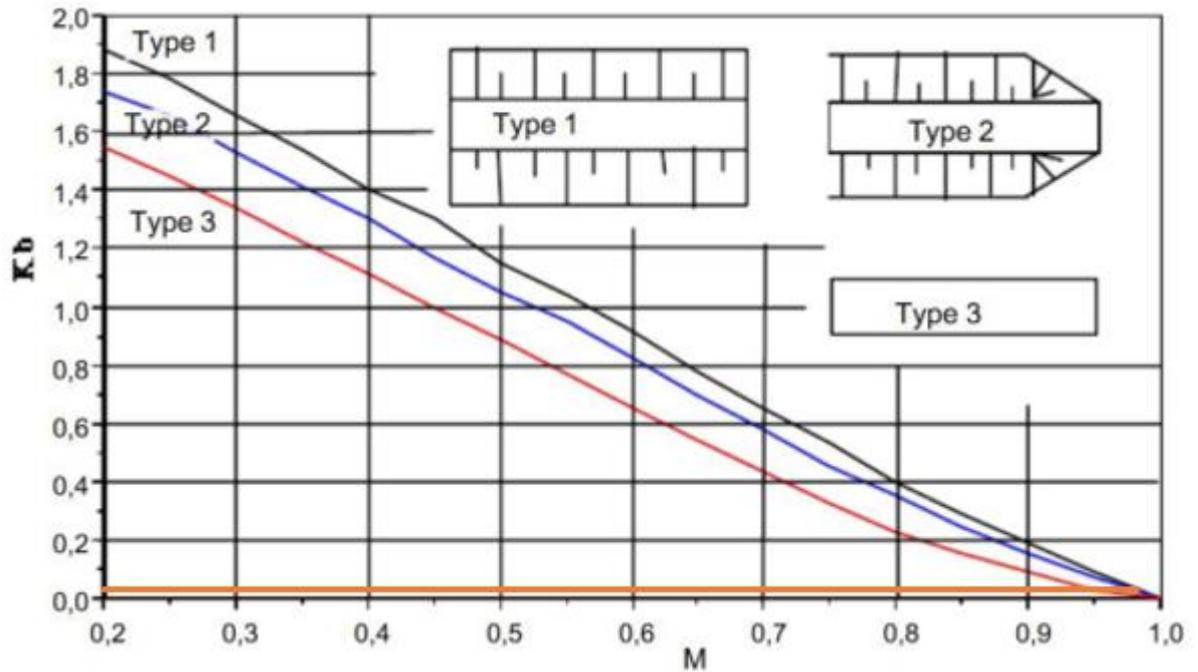
La largeur du cours d'eau est mesurée sur le fond topographique. La distance entre berges est de l'ordre de 66 m. Le pont a une longueur de 65 m.

$$M = \frac{65}{66} = 0,98$$

La valeur des différents coefficients est obtenue grâce à des abaques. Ces abaques sont extraits du document « MONGI BEN OUEZDOU. (2012), Cours d'Ouvrages d'Art Tome 1 : Conception, Polycopié de l'ENIT de Tunis ».

❖ Calcul de  $K_b$

la valeur de  $K_b$  dépend de la valeur de  $M$  et du type de culée. La figure suivante permet d'avoir la valeur de  $K_b$  :



Pour ce projet, les culées seront du type 1 (culées en remblais), alors  $K_b = 0,02$

❖ Calcul de  $K_p$

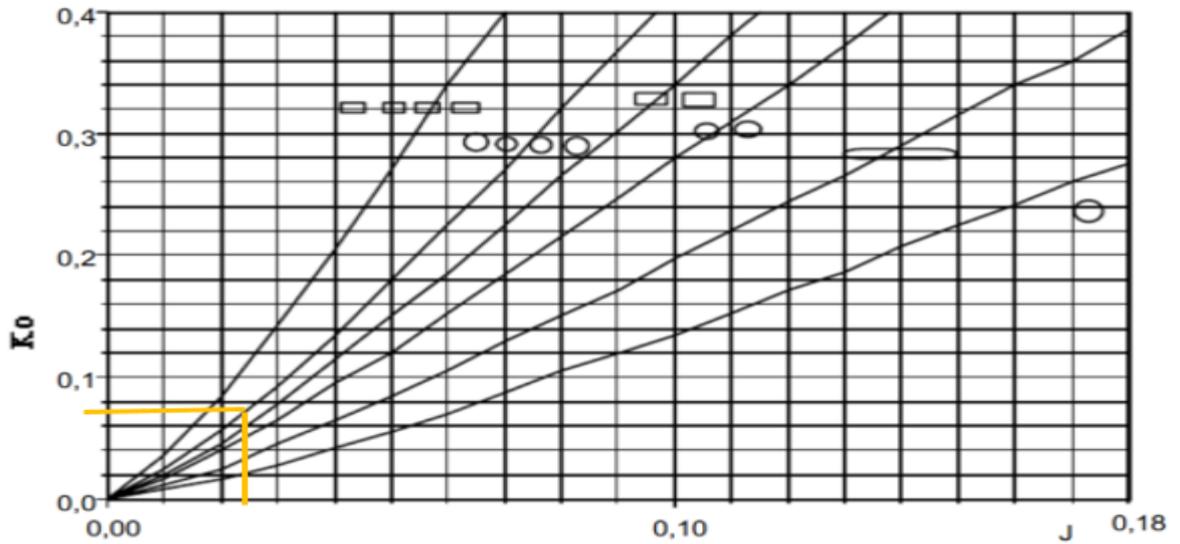
$$K_p = K_0 \cdot \sigma$$

$K_0$  est donné en fonction de J, le coefficient d'obstruction.

$$J = \frac{n \cdot E}{b}$$

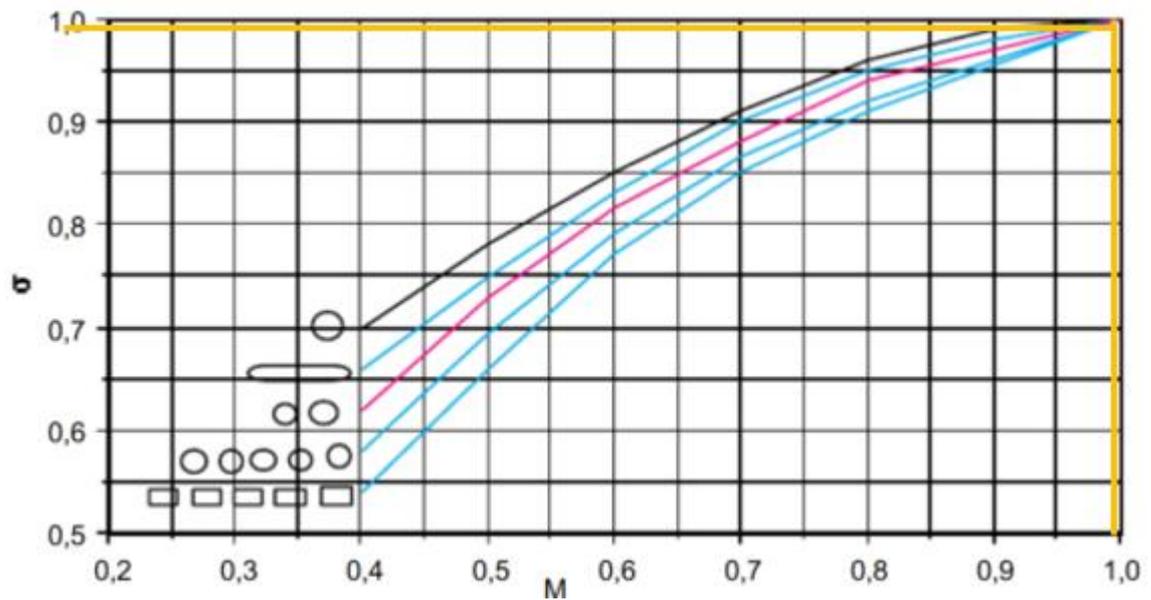
Avec n et E respectivement le nombre de piles et l'épaisseur des piles.

$$J = \frac{2 \times 0,75}{65} = 0,023$$



$$K_0 = 0,075$$

Le coefficient  $\sigma$  dépend de  $M$  et de la forme des piles. Il est déterminé grâce à la figure suivante :



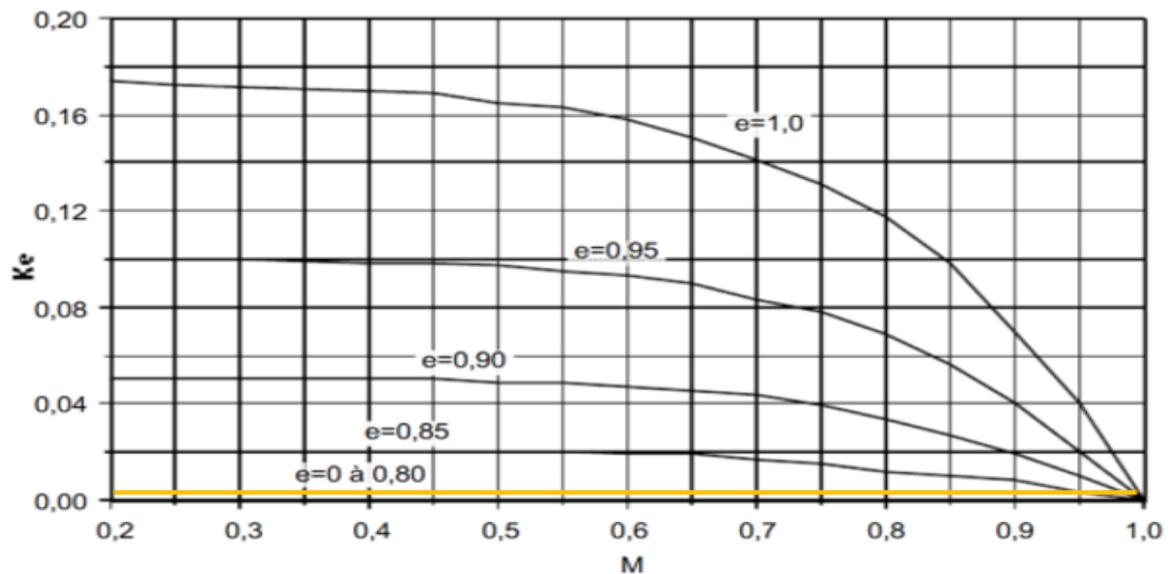
On a donc  $\sigma = 0,97$ .

$$K_p = 0,075 \times 0,97$$

$$K_p = 0,073$$

❖ Calcul de  $K_e$

$K_e$  dépend de la valeur du coefficient  $M$  et de l'excentricité des culées. Pour ce projet, les culées sont centrées donc  $e = 1$ . La valeur de  $K_e$  est donnée par la figure suivante :



On obtient donc  $K_e = 0,004$

En récapitulatif,

$$K^* = 0,004 + 0,073 + 0,02$$

$$K^* = 0,097$$

b) Calcul du remous

$$h_1^* = K^* \frac{V_a^2}{2g} = K^* \frac{\left(\frac{Q_{max}}{b \cdot h_0}\right)^2}{2g}$$

$$h_1^* = 0,097 \times \frac{\left(\frac{1540}{5,8 \times 65}\right)^2}{2 \times 9,81}$$

$$h_1^* = 0,082 \text{ m}$$

3) Calcul des affouillements

On distingue :

- ✓ l'affouillement général,
- ✓ l'affouillement local,
- ✓ l'affouillement dû au rétrécissement.

La profondeur totale d'affouillement prévisible est la somme de la profondeur de ces trois types d'affouillements cités ci-dessus.

Rappel sur les données du cours d'eau :

- ✓ section mouillée  $S = 274,43 \text{ m}^2$ ,
- ✓ débit centennal  $Q_{100} = 1540 \text{ m}^3/\text{s}$ ,
- ✓ largeur au miroir  $B = 65 \text{ m}$ .

Il existe plusieurs formules empiriques pouvant permettre de déterminer la profondeur de ces affouillements.

#### a) Affouillement général

La formule empirique de LACY sera utilisée pour déterminer  $H_g$  :

$$H_g = 0,48 \times Q_{100}^{0,36} - \frac{S}{B}$$

$$H_g = 0,48 \times (1540)^{0,36} - \frac{274,43}{66}$$

$$H_g = 2,52 \text{ m}$$

#### b) Affouillement local $H_L$

La formule empirique de BREUSERS (1965) est utilisée pour la détermination de  $H_L$  :

$$H_L = 1,4 \times D$$

$D$  est la largeur de la pile projetée sur un plan perpendiculaire à l'écoulement.

Les piles seront de forme circulaire de diamètre  $D = 0,75 \text{ m}$ .

$$H_L = 1,4 \times 0,75$$

$$H_L = 1,05 \text{ m}$$

#### c) Affouillement dû au rétrécissement de la section du cours d'eau $H_R$

Le rétrécissement du cours d'eau dû à la présence du pont est assez négligeable. En effet, le débouché linéaire du pont est de 65 m et la distance entre berges est de l'ordre de 66 m. Alors :

$$H_R = 0$$

d) La profondeur d'affouillement sur les piles

$$H_p = H_g + H_L + H_R$$

$$H_p = 2,52 + 1,05 + 0$$

$$H_p = 3,57 \text{ m}$$

e) La profondeur d'affouillement sur les culées

$$H_C = H_g + H_R$$

$$H_C = 2,52 \text{ m}$$

4) Protection contre l'affouillement

Un tapis d'encrochement sera mis en place pour protéger les piles contre le phénomène de l'affouillement.

✓ Largeur de l'encrochement  $l$

$$l = 3D$$

Avec  $D$ , le diamètre de la pile.

$$l = 3 \times 0,75$$

$$l = 2,25 \text{ m}$$

✓ Hauteur du tapis d'encrochement

$$E_E = \sup(D, 3\Delta)$$

Avec  $\Delta$ , le diamètre des blocs.

• Calcul de  $\Delta$

$$\Delta = \frac{V_{max}^2}{10}$$

La nature des matériaux dans le lit du cours d'eau permet de fixer la vitesse maximale à 1,5m/s.

$$\Delta = \frac{1,5^2}{10} = 0,225 \text{ m}$$

---

Les blocs seront de 25 cm.

$$E_E = \sup(0,75, 0,75)$$

$$E_E = 0,75 \text{ m}$$

Pour la protection des culées, l'aménagement des berges va permettre de les protéger.

## Annexe IV : prédimensionnement de la structure

Les recommandations du document « Mongi BEN OUÉZDOU (2012), cours d'ouvrages d'art- Tome 2, Université Tunis EL MANAR», les prescriptions du SETRA et « CALGARO J-A. (2000), Projet et construction des ponts-Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants » seront utilisées pour effectuer le prédimensionnement de l'ouvrage. Nous allons faire le prédimensionnement en allant de la superstructure vers l'infrastructure c'est à dire dans le sens poutre – entretoise - hourdis– chevêtre – piles –culée – fondation.

### I. Superstructure

#### 1) Poutre

##### ✓ Hauteur des poutres

La hauteur des poutres est définie en fonction de la portée de l'ouvrage. On définit l'élanement  $l$  comme étant le rapport de la hauteur de la poutre sur sa portée.

Dans le cas des ponts à poutres en béton armé, on a  $\frac{1}{17} \leq l \left( \frac{H_p}{L} \right) \leq \frac{1}{15}$

Pour une portée de 22 m, on a

$$1,29 \leq H_p \leq 1,47$$

Nous adoptons une hauteur de 1,3 m.

##### ✓ Epaisseur des poutres

On a  $\frac{h_p}{5} \leq b_p \leq \frac{h_p}{3}$ , avec  $b_p$  l'épaisseur des poutres sur la moitié centrale de la poutre.

On a donc  $0,26 \leq b_p \leq 0,43$ . Une épaisseur de 30 cm sera adoptée.

Sur appuis, l'épaisseur est comprise entre 30 et 40 cm. une épaisseur de 40 cm sera prise sur appuis.

La poutre sera en I dans la section médiane. Sur appui, la poutre sera rectangulaire (pour reprendre l'effort tranchant) puis l'épaisseur de l'âme va varier linéairement jusqu' au quart de la portée et enfin rester constante sur la moitié centrale. Les talons des poutres sont conçus pour recevoir les aciers. Des talons de hauteur 20 cm sont prévus.

##### ✓ Nombre de poutres

Jean Armand CALGARO a défini le nombre minimal de poutres en fonction de la largeur du pont :

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

La largeur du pont étant 8,5 mètre, nous allons considérer 04 poutres.

✓ entraxe des poutres

Il n'y aura pas de partie en encorbellement pour éviter l'emploi de coffrage en porte à faux. L'entraxe entre poutre  $\lambda$  est alors :

$$\lambda = \frac{8,5 - 0,4}{3} = 2,7m$$

L'entraxe des poutres sera alors de 2,7 m.

## 2) Entretoise

Les entretoises sont des poutres transversales situées au niveau des appuis. Elles relient les poutres entre elles et permettent de maintenir un écart fixe entre les poutres. Elles doivent supporter le poids de la superstructure lors du remplacement des appareils d'appuis. Soit  $h_e$  et  $b_e$  respectivement la hauteur et l'épaisseur des entretoises :

$$\begin{cases} 0,8h_p \leq h_e \leq 0,9h_p \\ b_e = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h_e = 1,1 \text{ m} \\ b_e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour permettre de pouvoir placer les vérins lors des opérations de changement des appareils d'appuis, nous allons réduire la hauteur de l'entretoise de 20 cm (hauteur nécessaire pour placer les vérins). La hauteur définitive de l'entretoise sera donc :

$$h_e = 1,1 - 0,2 = 0,90 \text{ m}$$

## 3) Hourdis

L'épaisseur du hourdis dépend de la valeur de l'entraxe entre poutres. D'après CALGARO :

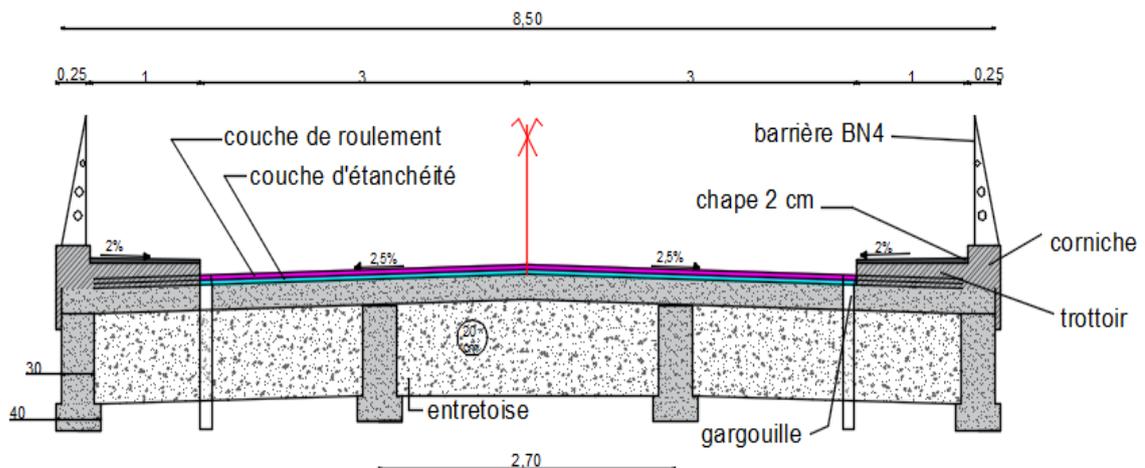
A (m)	2	2,5	3	3,5
$h_d$ (cm)	16	18	20	22

L'hourdis sera de 20 cm.

Le récapitulatif du prédimensionnement de la superstructure est consigné dans le tableau suivant:

éléments	Caractéristiques (m)		
<b>Poutres</b>	Hauteur	hp	1,30
	Epaisseur talon	bta	0,40
	Epaisseur âme	bp	0,30 – 0,40
	Hauteur talon	hta	0,20
	Auteur du gousset	hg	0,10
	Entraxe	b0	2,70
	Nombre	Np	4
<b>Hourdis</b>	Epaisseur	hd	0,20
<b>Entretoise</b>	Hauteur	he	0,90
	Epaisseur	be	0,20

Ainsi nous obtenons le profil en travers suivant :



## II. Infrastructure

### 1) Culées

Les culées sont les appuis qui sont situés à l'extrémité de part et d'autre du pont. Elles supportent le poids du tablier et des surcharges. Elles sont constituées essentiellement de :

- ✓ un mur de front sur lequel s'appuie le tablier, ce mur a pour rôle aussi de soutenir le remblai d'accès,
- ✓ des murs latéraux appelés mur en retour s'ils sont parallèles au pont (ou mur en aile s'ils sont inclinés), ils assurent le soutènement des remblais d'accès,
- ✓ un mur garde-grève, pour séparer le tablier du remblai.

- ✓ dalle de transition, se reposant d'une part sur un corbeau situé dans le mur de front et d'autre part sur le remblai d'accès, permet de limiter le tassement du remblai à l'abord du tablier.

Les culées seront prédimensionnées en suivant les prescriptions du dossier pilote PP73 du SETRA ainsi que des recommandations du document de CALGARO.

Des culées remblayées seront mises en place pour supporter les charges provenant du tablier et jouer le rôle de soutènement des remblais d'accès. Egalement le choix sera porté sur des murs en retour plutôt que des murs en aile.

#### a) Mur garde-grève

Il a pour rôle de séparer physiquement l'ouvrage et le remblai. C'est une voile en béton armé construit après l'achèvement du tablier.

- ✓ Hauteur du mur

La hauteur du mur garde-grève est définie comme suit :

$$H_{gg} = \text{hauteur du tablier} + \text{hauteur appareil d'appuis et son bossage}$$

La hauteur de l'appareil d'appui et de son bossage doit être supérieure à 25 cm. une hauteur totale de 30 cm sera adoptée.

$$H_{gg} = 1,3 + 0,3$$

$$H_{gg} = 1,6 \text{ m}$$

- ✓ Epaisseur du mur

L'épaisseur du mur est donnée en fonction de sa hauteur

Hauteur (m)	≤ 1	1 à 2	≥ 2
Epaisseur (cm)	20	20 à 30	30

Une hauteur de 25 cm sera prise en compte.

#### b) Mur de front

- ✓ Hauteur du mur

La hauteur du mur est la hauteur entre la partie supérieure de la semelle et le sommier d'appuis. En fixant les fondations à 1 m en dessous du terrain naturel, la hauteur sera :

$$H_{mf} = 233,73 + 1,5 - 228,13 - 2,1$$

$$H_{mf} = 4,5 \text{ m}$$

- ✓ Epaisseur du mur

D'après CALGARO, l'épaisseur est définie par la formule suivante :

$$E_{mf} = \sup\left(0,6; \frac{H}{8}\right)$$

$$E_{mf} = \sup\left(0,6; \frac{4,5}{8}\right)$$

$$E_{mf} = 0,6 \text{ m}$$

#### c) Mur en retour

- ✓ Epaisseur du mur

L'épaisseur du mur est donnée en fonction de la longueur  $l$  du mur par la formule :

$$E_{mr} = \frac{l+2}{20}, \text{ pour } 2 \leq l \leq 6$$

Dans ce cas, la valeur de  $l$  sera fixée à 4 m.

$$E_{mr} = \frac{4 + 2}{20}$$

$$E_{mr} = 0,3 \text{ m}$$

- ✓ Hauteur du mur en retour

La hauteur du mur est égale à la hauteur totale de la culée

$H_{mr}$  = hauteur du mur de front + hauteur du mur garde grève

$$H_{mr} = 5,08 + 1,6$$

$$H_{mr} = 6,68 \text{ m}$$

#### d) Corbeau d'appuis

Il fait partie du mur garde grève et est situé à l'arrière du mur et à 50 cm de l'arase supérieur du mur. Il sert d'appuis à la dalle de transition. Son épaisseur sera de 30 cm.

e) Les murets-cache

Ce sont des murs en béton ou parpaing situés aux extrémités du mur garde-grève. Ils permettent de protéger les appareils d'appuis des eaux et des terres. Leur épaisseur est de 20 cm.

f) Dalle de transition

Sa longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_{dt} = \inf(6m; \sup(3m; 0,6 \times h))$$

Avec h la hauteur du remblai :  $h = 6,68 \text{ m}$

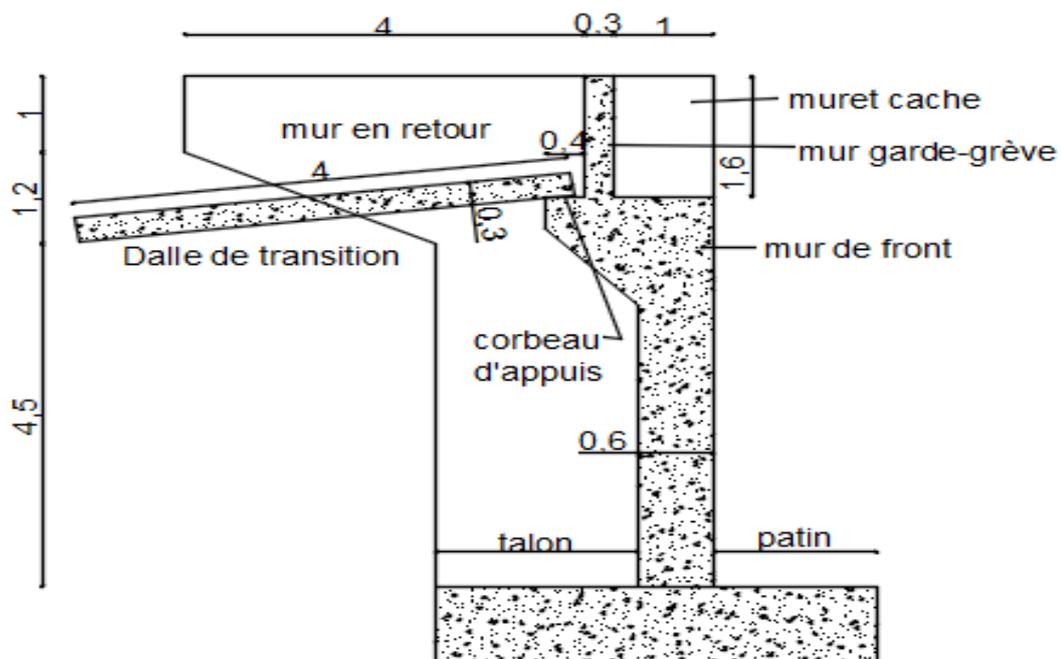
$$L_{dt} = \inf(6m; \sup(3m; 0,6 \times h))$$

$$L_{dt} = 4 \text{ m}$$

✓ Epaisseur

Son épaisseur est généralement de 30 cm.

La coupe transversale de la culée est présentée dans la figure suivante :



## 2) Piles

Chaque pile sera constituée de trois (03) colonnes.

### a) Section des colonnes

D'après le dossier pilote PP73 du SETRA, le diamètre de la colonne est donné par la formule suivante :

$$D = \sup\left(0,5; \frac{4H + L}{100} + 0,1\right)$$

Avec L la longueur de la travée et H la hauteur de la colonne. La longueur de la travée est de 22 m tandis que la hauteur est d'environ 10 m.

$$D = \sup\left(0,5; \frac{4 \times 10 + 22}{100} + 0,1\right)$$

$$D = 0,75 \text{ m}$$

### b) Chevêtre

La longueur du chevêtre sera égale à la largeur du tablier c'est à dire 8,5 m. Cependant la hauteur et l'épaisseur doivent respecter les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq H \leq \frac{L}{5} \\ \frac{H}{b} \leq 10 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0,26 \leq H \leq 1,6 \\ b \geq 0,1 \end{cases}$$

On prendra H=0,5 m et b = 1,2 m.

## Annexe V : Dimensionnement structural

### I. Caractéristiques des matériaux

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception du pont. On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers de construction en relation directe avec le calcul.

#### 1) Béton

Le béton est un mélange de ciment, sable, gravier, et d'eau. Il peut y avoir souvent l'ajout d'adjuvants (accélérateur ou retardateur de prise). C'est l'élément principal pour la construction des bâtiments et des ouvrages d'art. Sa qualité dépend de la qualité des matériaux, de la quantité de liant hydraulique (ciment), des techniques de fabrication (une centrale à béton permet d'avoir un béton meilleure qualité que la bétonnière), de la technique de mise en œuvre.

Le béton se caractérise par sa résistance à compression à l'âge de 28 jours notée  $f_{c28}$ . Cette valeur est choisie en fonction des règles de contrôle qui permettent de faire les vérifications ultérieures du béton, aussi des conditions locales.

La masse volumique du béton est d'environ 2,5 t/m.

#### a) Résistance caractéristique à la compression

Selon les règles de BAEL, pour un béton âgé de  $j$  jours, on a :

Pour  $j \leq 28$  jours

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ pour } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} \text{ pour } j \geq 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

Pour les ouvrages d'art, il est recommandé d'utiliser un béton de résistance à 28 jours de 30 MPa et un béton de 20 MPa pour le béton de propreté.

#### b) Résistance à la traction

La résistance à la traction du béton est fonction de la résistance à la compression du béton. Elle y est liée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$$

c) **Contrainte et déformation dans le béton**

- ✓ Contrainte admissible pour l'ELU

La contrainte admissible dans le béton est définie par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

avec :

$$\text{Le coefficient } \theta \text{ est fixe a : } \begin{cases} \theta = 1 \text{ si } t > 24h \text{ (cas courant)} \\ \theta = 0,90 \text{ si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0,85 \text{ si } t \leq 1h \end{cases}$$

t étant la durée d'application de la combinaison considérée.

$$\text{Le coefficient } \gamma_b \text{ est fixe a } \begin{cases} 1,5 \text{ en situations durables} \\ 1,15 \text{ en situations accidentelles} \end{cases}$$

- ✓ Contrainte admissible de service (ELS)

La contrainte à l'Etat Limite de Service est donnée par :

$$f_{bser} = 0,6 \times f_{c28}$$

2) **L'acier**

Les aciers sont un alliage de fer et de carbone à faible pourcentage. Des aciers à haute adhérence de classe Fe500 seront utilisés dans ce projet.

La contrainte limite dans l'acier est donnée pour chaque hypothèse sur la fissuration :

Type de fissuration	Contrainte admissible de l'acier	Valeur (MPa)
<b>Fissuration peu prédictible (ELU)</b>	$f_e$	500
<b>Fissuration prédictible (ELS)</b>	$\xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$	250
<b>Fissuration très préjudiciable (ELS)</b>	$0,8 \xi$	200

avec :

$\eta$  est le coefficient de fissuration qui dépend de l'adhérence :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ pour les ronds lisses} \\ 1,3 \text{ pour les fils} \\ 1,6 \text{ pour les barres et fils HA} \end{array} \right.$$

### 3) Coefficient de pondération pour les différentes combinaisons

Les coefficients de pondération donnés par le BAEL pour les ponts sont consignés dans le tableau suivant :

Types de charge	ELU	ELS
<b>Charges permanentes</b>	1.35	1
<b>Surcharges civiles (A et B)</b>	1.6	1.2
<b>Surcharges militaires (M, D, E)</b>	1.35	1
<b>surcharges sur le trottoir</b>	1.6	1

### 4) Caractéristiques de l'ouvrage

L'ouvrage est composé de trois (03) travées isostatiques. L'ouvrage sera un pont à poutres en béton armé. Le tablier portera :

- ✓ une chaussée de  $2 \times 3,00 = 6$  m,
- ✓ un trottoir de  $2 \times 1,00 = 2$  m,
- ✓ un dispositif de retenu de  $2 \times 0,25 = 0,5$  m.

La largeur totale du tablier sera de 8,5 m.

## II. Calcul des charges et surcharges

### 1) Charges permanentes

- ✓ Poids propre

C'est le poids total du tablier (hourdis et poutres). Cette valeur sera calculée directement sur ROBOT.

- ✓ Etanchéité et couche de roulement

Bien que la route ne soit pas bitumée lors de la mise en service du pont, le poids de l'étanchéité et de la couche de roulement doit être pris en compte pour être en sécurité lorsque la route sera bitumée.

L'étanchéité est généralement de 03 cm avec un poids volumique de 22 kN/m<sup>3</sup>. Quant au revêtement, l'épaisseur est de 07 cm avec un poids volumique de 22 kN/m<sup>3</sup>.

✓ Trottoir

Les trottoirs auront une hauteur de 20 cm et une largeur de 1 m. Ils seront en béton de poids volumique 2,5 t/m<sup>3</sup>.

✓ Corniche

Elles seront préfabriquées et de section 0,3 x 0,3 m. Ce sont des éléments en béton armé.

Le récapitulatif des charges permanentes est présenté dans le tableau suivant :

Nom de la charge	Nature de la charge	Valeur	unité
<b>Poids propre</b>	-	-	-
<b>Etanchéité</b>	Surfacique	0,03 x 2,2 = 0,066	t/m <sup>2</sup>
<b>Roulement</b>	Surfacique	0,07 x 2,2 = 0,154	t/m <sup>2</sup>
<b>Trottoir</b>	Surfacique	0,2 x 2,5 = 0,5	t/m <sup>2</sup>
<b>Garde-corps</b>	Linéaire	0,065	t/m
<b>Corniches</b>	Linéaire	0,3 x 0,3 x 2,5 = 0,225	t/m

La charge permanente est constituée par le poids du tablier et celui des éléments de la superstructure (revêtement, corniche, trottoir, garde-corps).

Le poids des différents éléments est consigné dans le tableau suivant :

	Sous éléments	Poids volumique (t/m <sup>3</sup> )	Section (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	Poids (t)
<b>Poutre</b>	P1	2,5	0,44	22	24,20
	P2	2,5	0,4025	22	22,13
	P3	2,5	0,365	22	20,08
<b>Hourdis</b>	-	2,5	1,6	22	88
<b>Revêtement</b>	-	2,2	0,42	22	28,46
<b>Etanchéité</b>	-	2,2	0,18	22	10,45
<b>Corniche</b>	-	2,5	0,09	22	5,20
<b>Trottoirs</b>	-	2,5	0,4	22	23,10

	Sous éléments	Poids volumique (t/m <sup>3</sup> )	Section (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	Poids (t)
<b>Garde-corps</b>	-	-	-	22	15,02
<b>Total</b>					236,64

## 2) Charges d'exploitation

Le texte du Fascicule 61, titre II définit essentiellement :

- ✓ les charges routières normales avec deux systèmes différents: système A et système B ;
- ✓ les charges routières à caractère particulier du type militaire et du type exceptionnel ;
- ✓ les charges sur les trottoirs et sur les pistes cyclables du type local et du type général ;
- ✓ les charges sur remblais ;
- ✓ Les charges dues au vent, aux séismes et les efforts dus à un choc de bateaux sur un appui de pont.

Les systèmes A, B, militaires et exceptionnels sont distincts et indépendants, leurs effets ne peuvent être appliqués simultanément. Le système A ne donne pas un effet défavorable pour le calcul des hourdis et par conséquent ne sera utilisé que pour le calcul des sollicitations dans les autres éléments tels que les poutres principales. Le système B est en général utilisé pour tous les éléments d'un pont. Alors que les charges routières à caractère particulier ne sont à prendre en compte que pour les itinéraires classés à cet effet.

Pour ce projet, les surcharges considérées sont:

- ✓ A,
- ✓ Bc,
- ✓ Bt,
- ✓ Br,
- ✓ Mc120,
- ✓ les charges sur les trottoirs,
- ✓ les efforts de freinage.

### a) Classe du pont

Les ponts sont classés en 03 classes en fonction de leur largeur roulable. Le tableau suivant nous fournit les indications :

Classe du pont	Largeur roulable $L_r$
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,5 < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r \leq 5,5 \text{ m}$

Le pont du projet à une largeur roulable de 6 m. Le pont est de deuxième classe.

#### b) Surcharges $A_l$

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspond à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Il représente un embouteillage ou un stationnement (pont urbain équipé de feux aux extrémités ou embouteillage d'ordre quelconque), ou bien tout simplement une circulation continue à une vitesse à peu près uniforme d'un flot de véhicules composé de voitures légères et de poids lourds. Ainsi, la chaussée des ponts de portées unitaires inférieures à 200 m est soumise à une surcharge uniformément répartie dont l'intensité est égale au produit de  $A_L$  (variable avec la longueur surchargée  $L$ ) par des coefficients  $a_1$  et  $a_2$ .

La valeur de  $A_l$  est donnée par la formule suivante :

$$A_L = 0,23 + \frac{36}{L + 12}$$

$A_l$  est en  $\text{t/m}^2$  et  $L$  est la longueur de la travée en mètre.

$$A_L = 0,23 + \frac{36}{22 + 12}$$

$$A_L = 1,29 \text{ t/m}^2$$

- ✓ Détermination des coefficients  $a_1$  et  $a_2$

Le coefficient  $a_1$  donné par le tableau suivant :

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

Le coefficient  $a_1$  est alors égal à 0,9.

Le coefficient  $a_2$  :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

$$V_0 \text{ a pour valeur } \begin{cases} 3,5\text{m pour les ponts de classe 1} \\ 3\text{m pour les ponts de classe 2} \\ 2,75\text{m pour les ponts de classe 3} \end{cases}$$

V est la largeur d'une voie. Dans notre cas,  $V = 3\text{m}$ .

$$a_2 = 1$$

$$A_2 = a_1 \times a_2 \times A_L$$

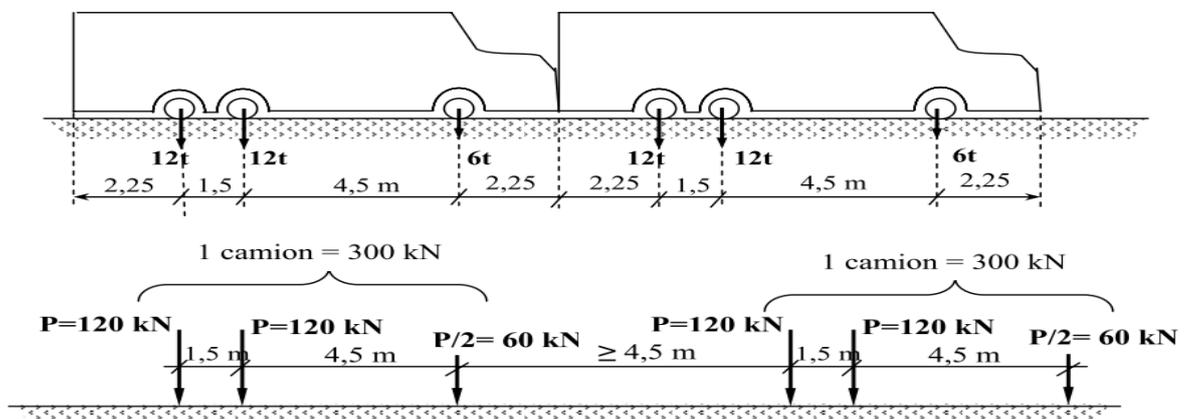
$$A_2 = 0,9 \times 1 \times 1,29$$

$$A_2 = 1,16 \text{ t/m}^2$$

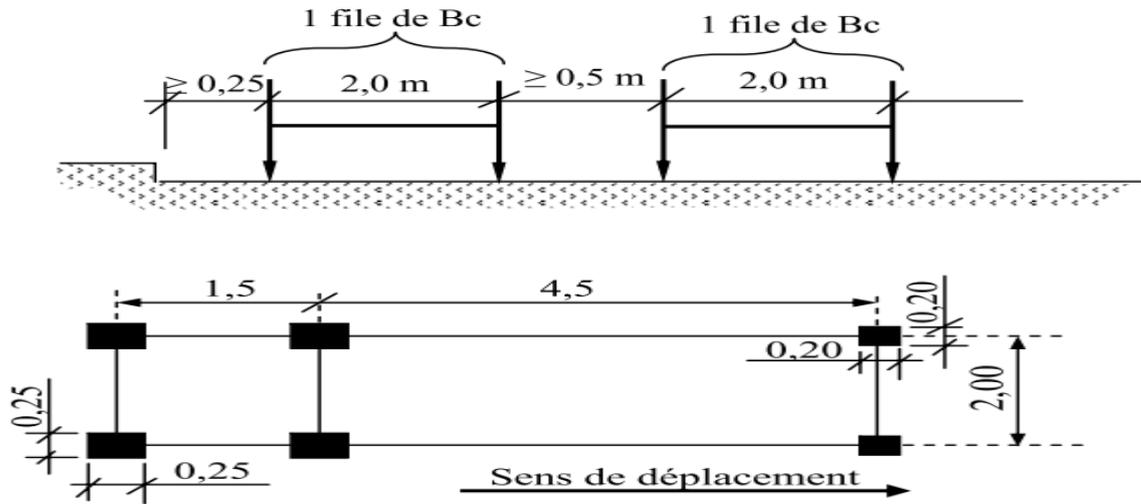
### c) Système Bc

Le convoi Bc se compose d'un ou au maximum de 2 camions types par file. Dans le sens transversal le nombre de files est inférieur ou égal au nombre de voies. Les caractéristiques du convoi Bc sont présentées ci-après. Les charges sont données par essieu.

✓ Longitudinalement, on a :



✓ Transversalement on a :



Longitudinalement on ne peut placer au maximum que deux camions par files. Dans notre cas, la longueur de la travée permet de disposer deux camions.

Transversalement on peut disposer autant de files que de voies. Le pont possède deux voies donc on aura deux files de camions type Bc.

Au total nous aurons 4 camions de 30 t chacun sur la travée.

$$B_c = 30 \times 4 = 120 \text{ t}$$

$$S_{Bc} = 120 \text{ t}$$

Le coefficient de majoration dynamique sera égal à :

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

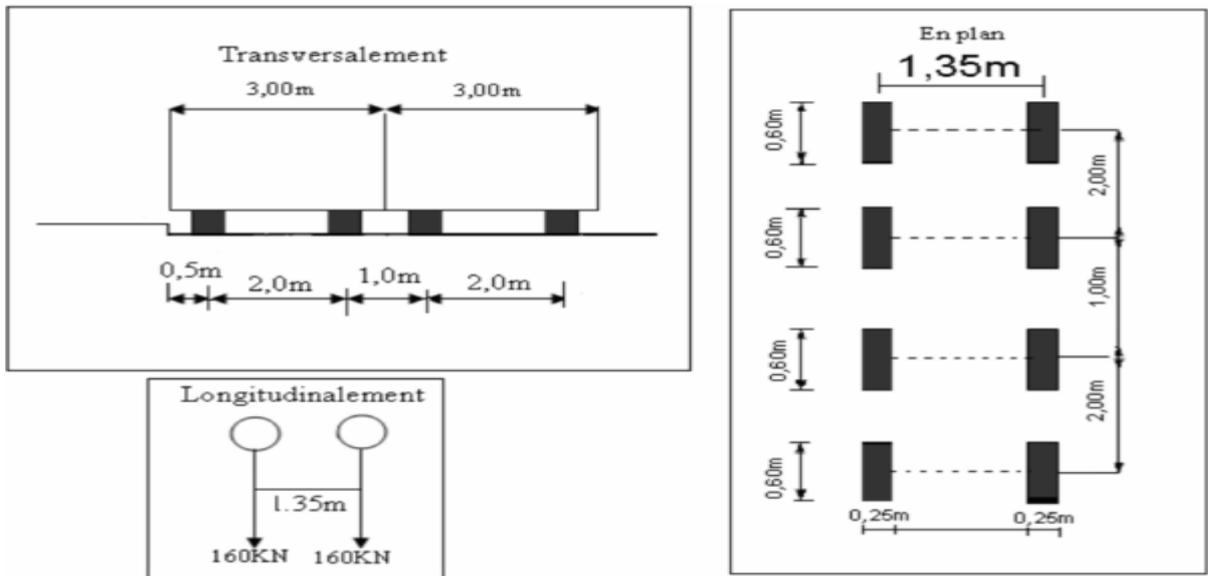
Avec  $\left\{ \begin{array}{l} L \text{ est la portée total de la travée} \\ G \text{ est la somme des charges permanentes} \\ S \text{ est la surcharge maximale sur la travée} \end{array} \right.$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 22} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times 236,64}{120}}$$

$$\delta = 1,14$$

#### d) Système Bt

Il se compose de deux essieux tandems, comme le montre la figure suivante :



Quatre tandems Bt seront disposés :

$$B_t = 8 \times 8 = 64 t$$

$$S_{Bc} = 64 t$$

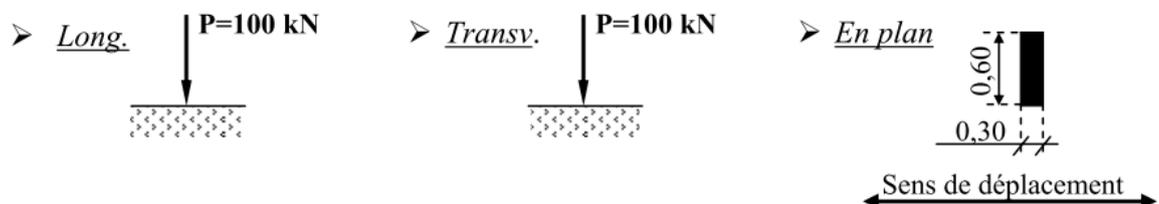
Le coefficient de majoration dynamique sera égal à :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times 236,64}{64}}$$

$$\delta = 1,11$$

#### e) Système br

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

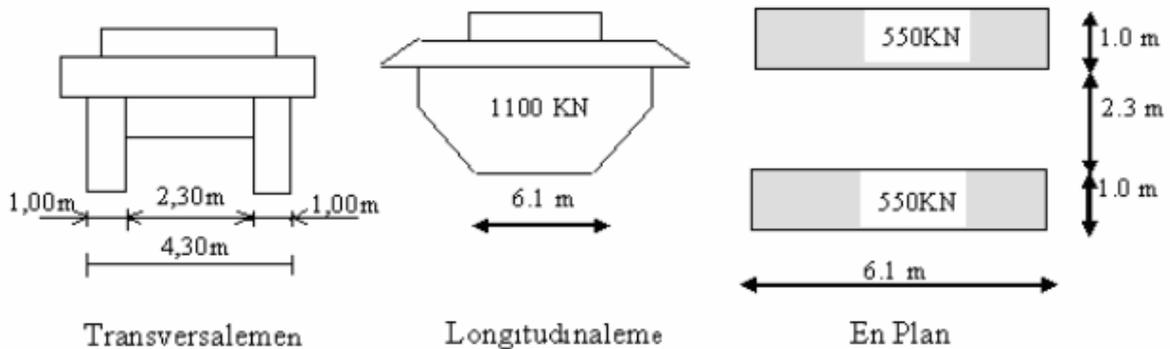


#### f) Mc120

Les surcharges militaires ne sont à prendre en compte que pour les itinéraires classés par l'armée. Les charges militaires sont de deux classes: M 80 et M 120. Chaque classe se compose de 2 systèmes distincts:

- ✓ Mc: véhicule type à chenilles,
- ✓ Me: groupe de 2 essieux.

Ainsi on distingue: Mc80, Mc120, Me80 et Me120. Le système Mc à chenille est plus utilisé que celui à essieux. Le système Mc120 sera pris en compte. La configuration du système MC120 est donnée dans la figure suivante :



Le poids total d'un convoi Mc120 est de 110 tonnes.

Le coefficient de majoration dynamique sera égal à :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times 236,64}{110}}$$

$$\delta = 1,14$$

#### g) Force de freinage

Les surcharges routières du type A et Bc développement des efforts de freinage s'exerçant à la surface de la chaussée. Ces efforts ne jouent pas un rôle dans la stabilité du tablier mais doivent être pris en compte pour la stabilité des piles et appareils d'appuis.

- ✓ Due à A(L)

$$HF(A(L)) = \frac{S \times A(L)}{20 + 0,0035 \times S}$$

S est la surface chargée. On a donc  $S = 6 \times 22 = 132m^2$

$$HF(A(L)) = \frac{132 \times 1,16}{20 + 0,0035 \times 132}$$

$$HF(A(L)) = 20,46 t$$

✓ Due à Bc

L'effort de freinage dû à Bc équivaut au poids d'un camion type de Bc

$$HF(Bc) = 30 t$$

### III. Modélisation de la structure

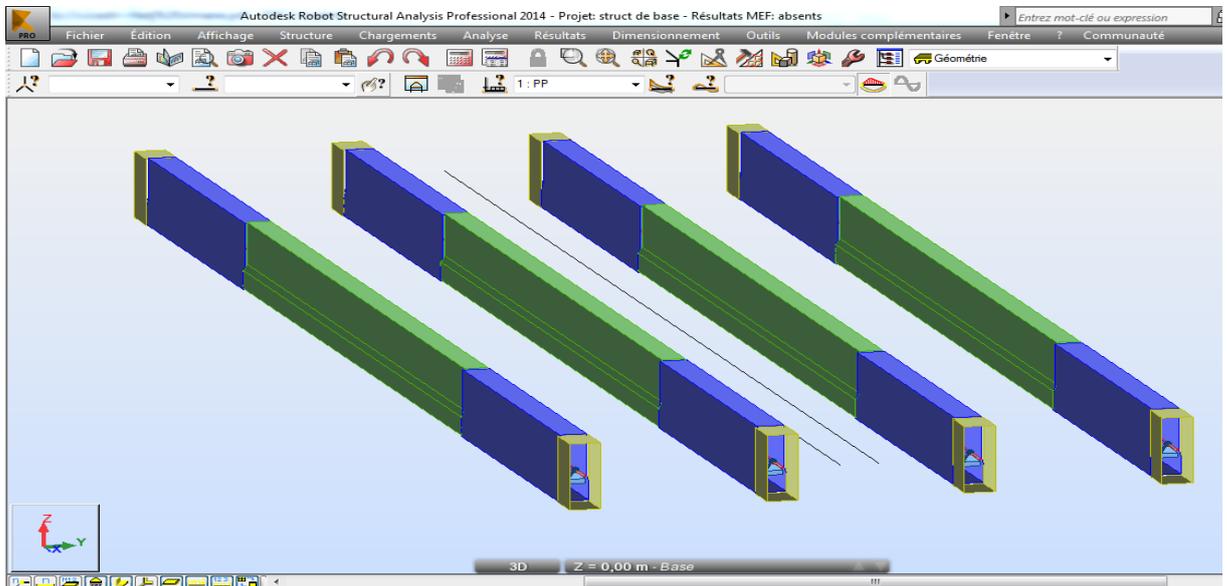
#### 1) Présentation du logiciel RSA

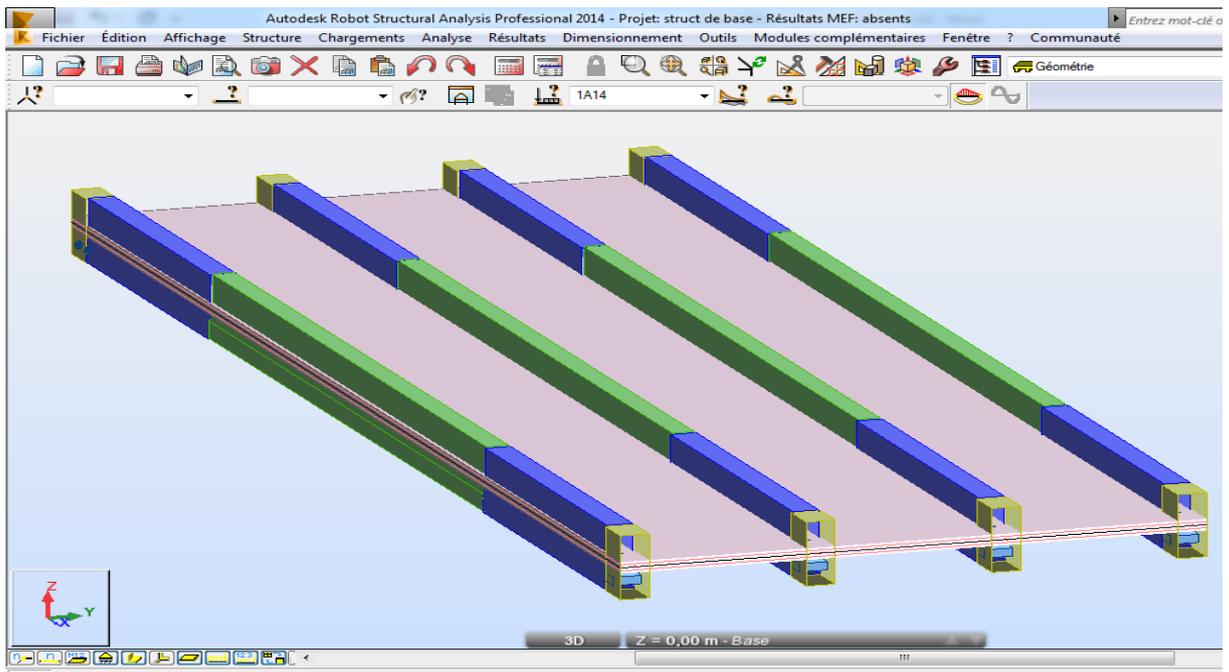
Le logiciel RSA est un logiciel de Calcul Assisté par Ordinateur (CAO). Il permet de modéliser, calculer, vérifier et dimensionner différentes structures du génie civil. Ce logiciel appartient à la société Autodesk au même titre que Autocad, Revit, etc.

#### 2) Modélisation

Etant donné que la structure comporte trois (03) travées isostatiques, la travée principale sera considérée lors du travail sur RAS. Les résultats seront appliqués aux autres travées.

Vu que la section de la poutre varie, les sections des poutres seront modélisées sur Autocad et exportées sur RAS. Le tablier est composé de 04 poutres et d'un hourdis de 20 cm. Les figures suivantes montrent le résultat de la modélisation sur RSA :





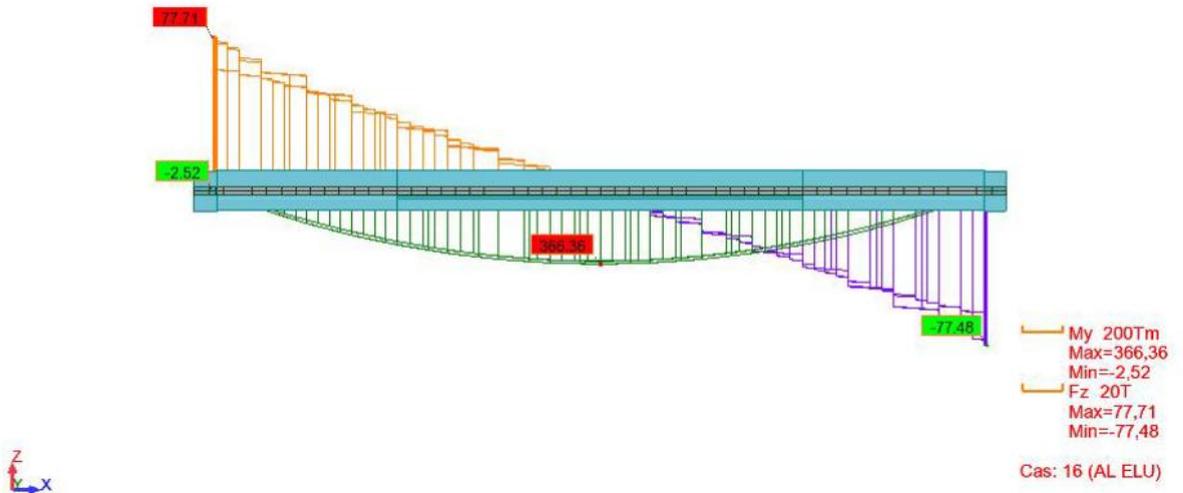
### 3) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

Après la modélisation de la structure, on introduit les valeurs des charges de la superstructure ainsi que des charges roulantes. Une fois ces paramètres introduits, on procède à l'introduction des différentes combinaisons et enfin on fait le calcul.

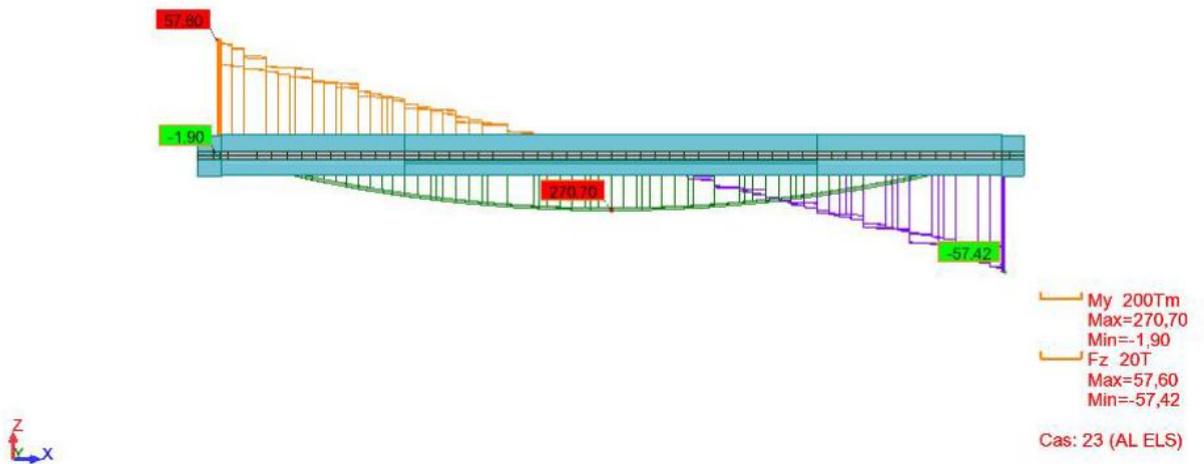
### 4) Résultats

#### a) Pour les poutres

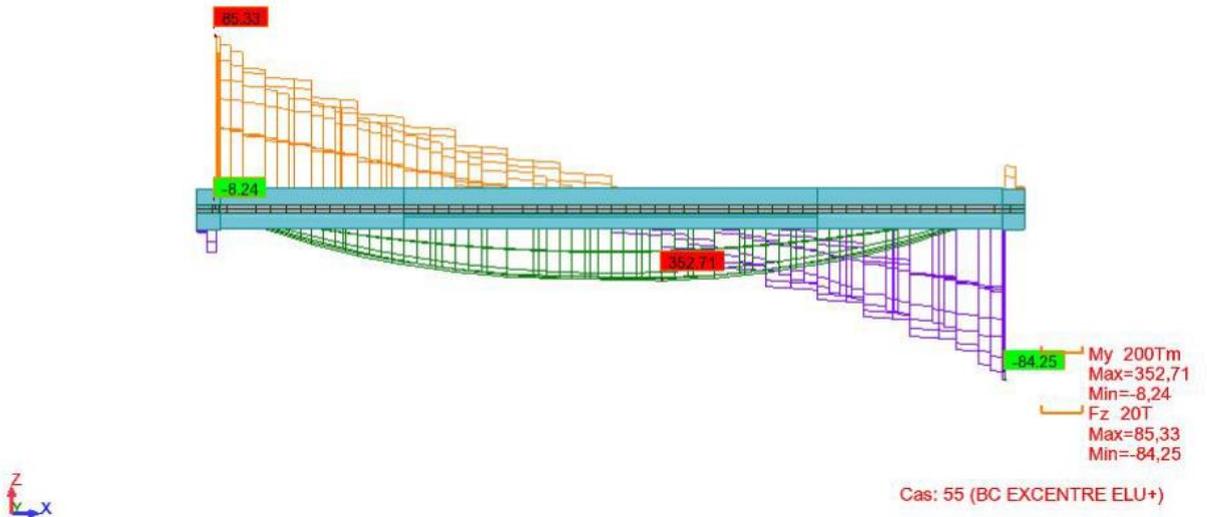
Les résultats à considérer sont les efforts sur la poutre la plus chargée. Ces résultats sont les suivants :



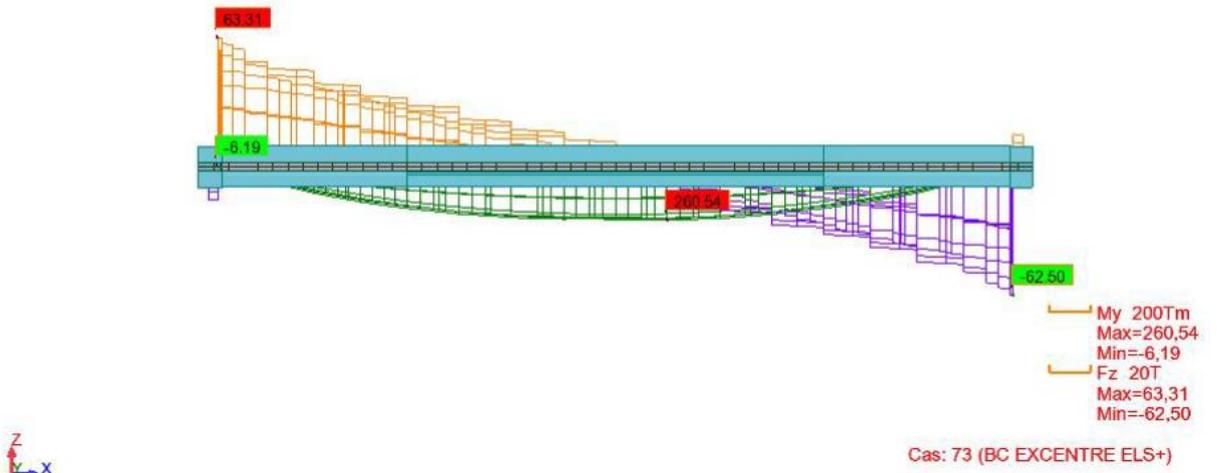
**Sollicitations sous AL à l'ELU**



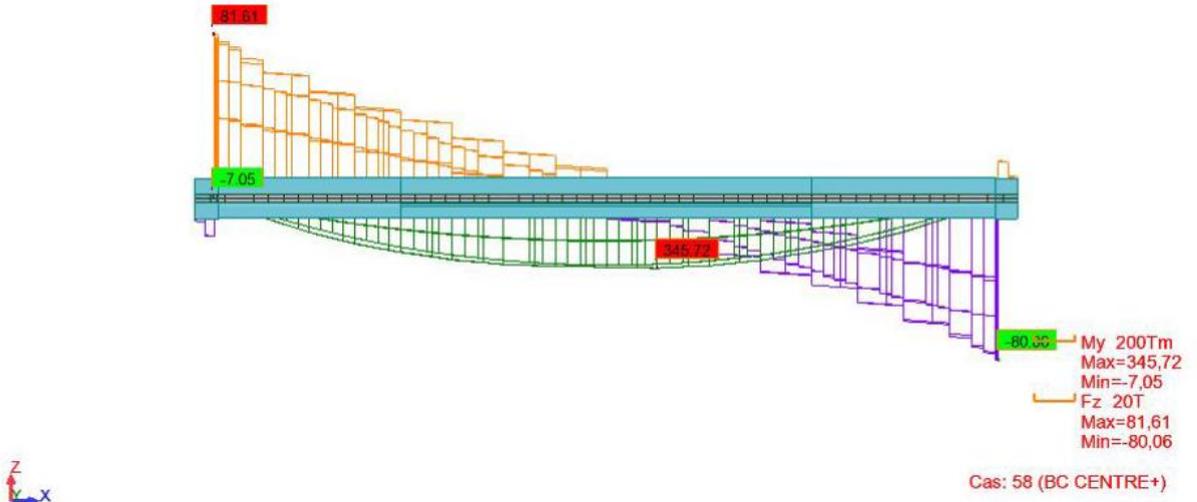
**Sollicitations sous AL à l'ELS**



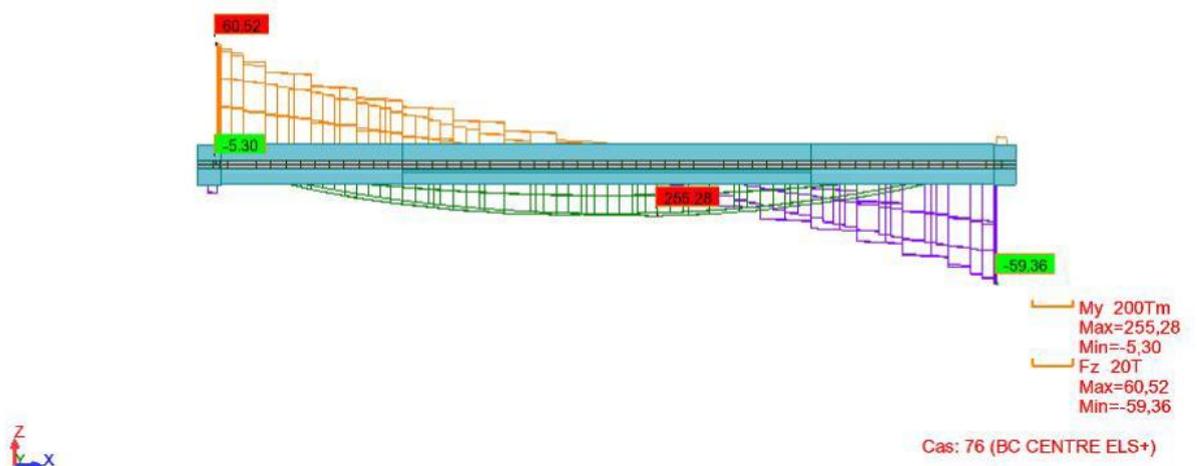
Sollicitations sous Bc excentré à l'ELU



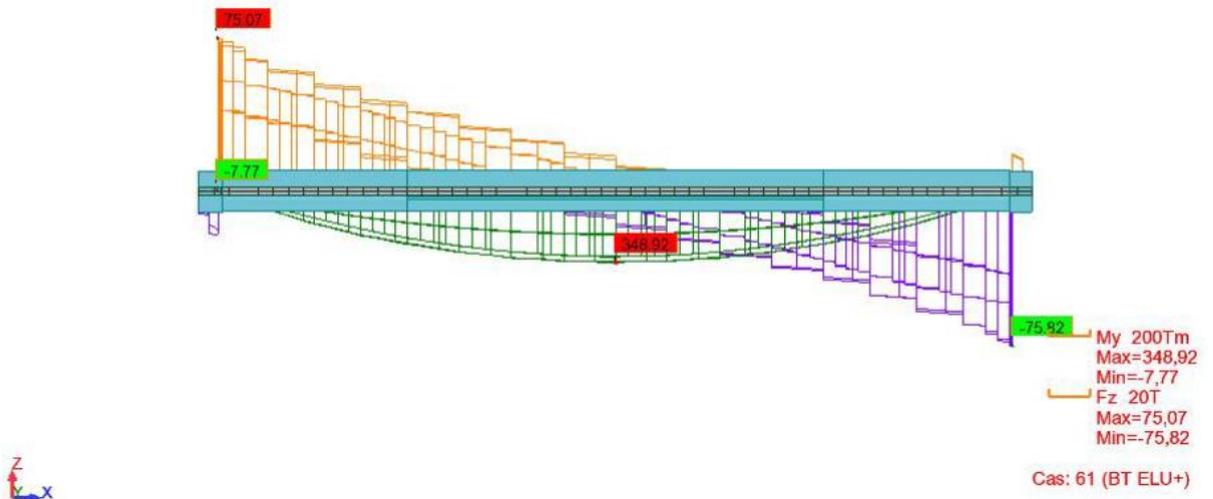
Sollicitations sous Bc excentré à l'ELS



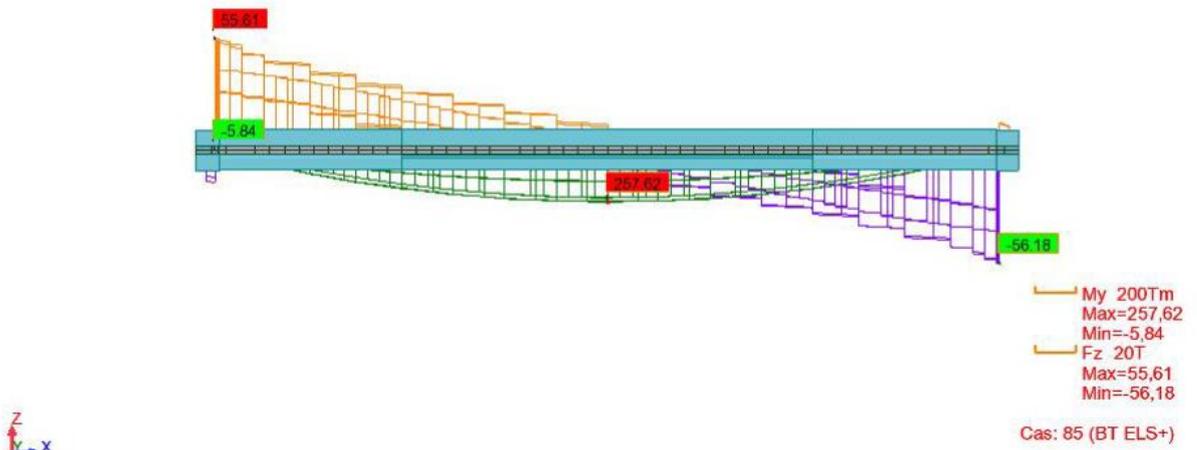
Sollicitations sous Bc centré à l'ELU



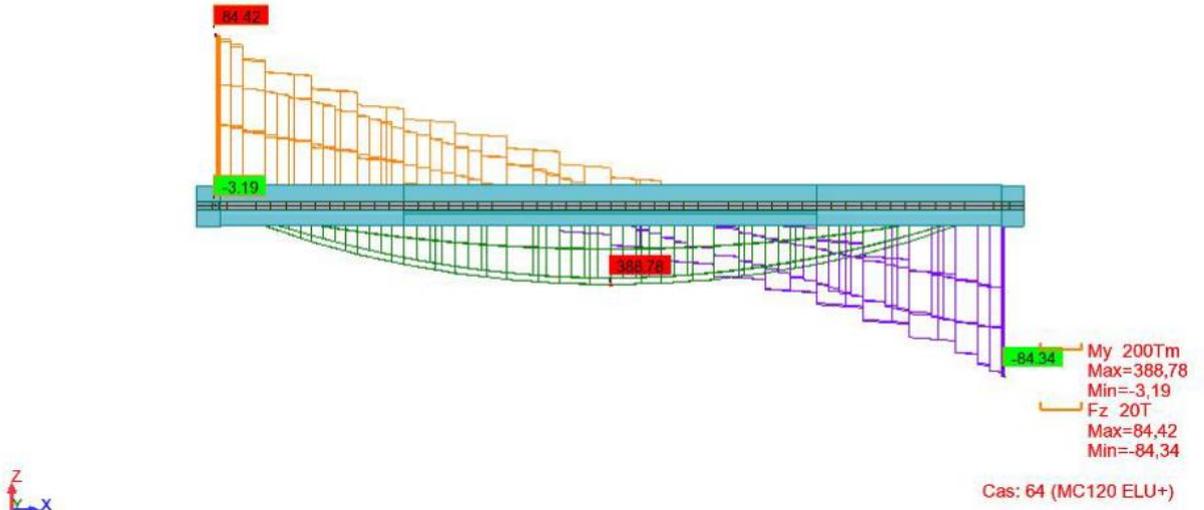
Sollicitations sous Bc centré à l'ELS



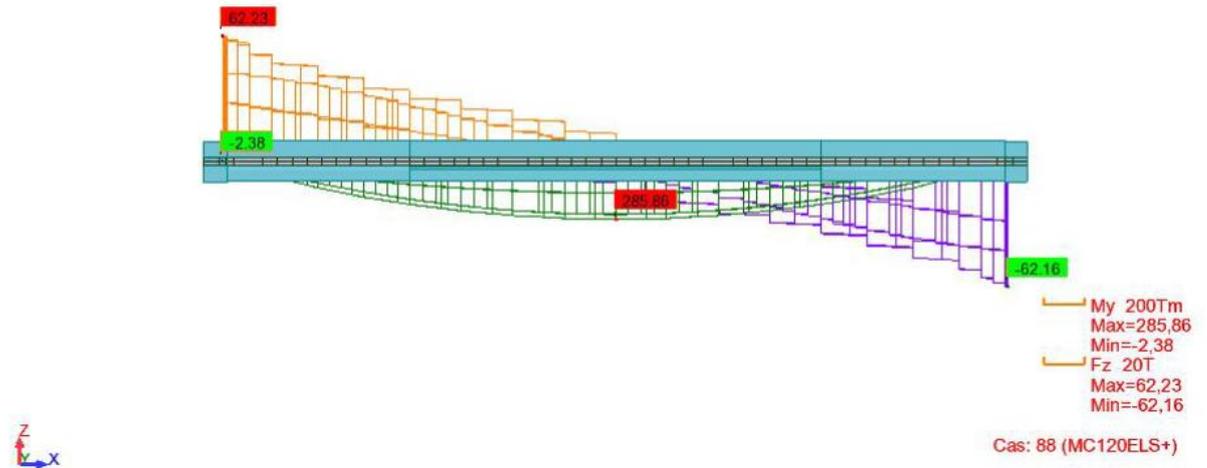
Sollicitations sous Bt à l'ELU



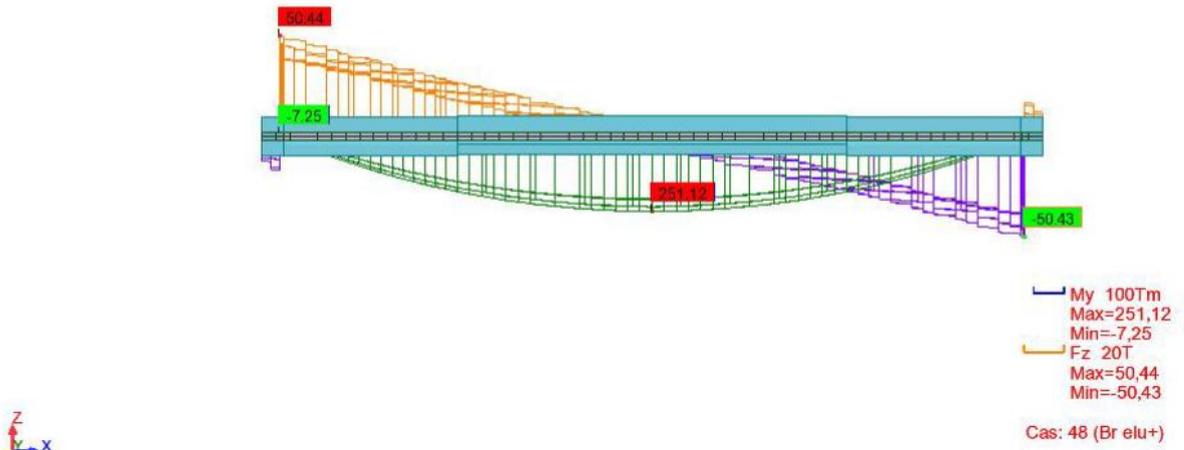
Sollicitations sous Bt à l'ELS



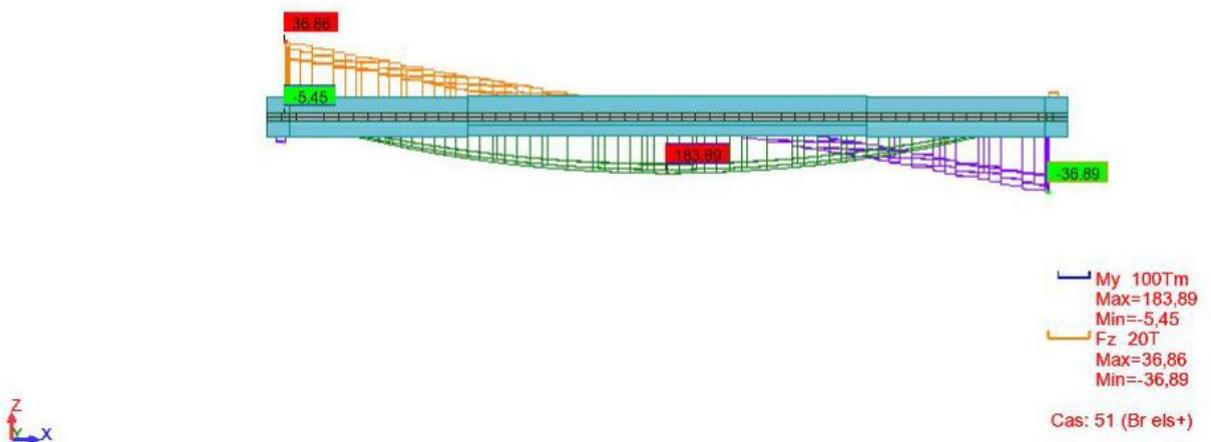
Sollicitations sous Mc120 à l'ELU



Sollicitations sous Mc120 à l'ELS



### Sollicitations sous Br à l'ELU



### Sollicitations sous Br à l'ELS

Le tableau suivant montre les moments et efforts tranchants pour chaque surcharge :

Combinaisons		Moments maximal (t.m)		Effort tranchant (t)	
		ELU	ELS	ELU	ELS
<b>Etat limite</b>		ELU	ELS	ELU	ELS
<b>Charges permanente</b>		200,18	148,28	38,42	28,46
<b>Surcharge A1</b>		366,36	270,70	77,71	57,60
<b>Surcharges Bc</b>	excentre	352,71	260,54	85,33	63,31
	Centre	345,72	255,28	81,61	60,52

Combinaisons	Moments maximal (t.m)		Effort tranchant (t)	
<b>Surcharges Bt</b>	348,92	257,62	75,07	56,18
<b>Surcharges Br</b>	251,12	183,89	50,44	36,86
<b>Surcharges Mc120</b>	388,78	285,86	84,42	62,23

Ces efforts seront majorés par le coefficient de majoration dynamique. Aussi le poids des entretoises n'entre pas dans le calcul des moments fléchissants mais doit être considéré lors du calcul des efforts tranchants sur appuis.

$$G_e = \gamma_b \times b_e \times h_e \times l_e$$

Avec  $\begin{cases} b_e \text{ est la base de l'entretoise} \\ h_e \text{ est la hauteur de l'entretoise} \\ l_e \text{ est la longueur de l'entretoise} \end{cases}$

$\gamma_b$  est la masse volumique du béton

$$G_e = 2,5 \times 0,2 \times 0,9 \times 2,25$$

$$G_e = 1,6 \text{ t}$$

Combinaisons		Coefficient de majoration dynamique	Moment maximal (t.m)		Effort tranchant (t)	
Etat limite			ELU	ELS	ELU	ELS
<b>Charges permanentes</b>		1,00	200,18	148,28	40,02	30,06
<b>Surcharge A1</b>		1,00	366,36	270,70	79,31	59,20
<b>Surcharges Bc</b>	excentré	1,14	402,09	297,02	<b>98,88</b>	73,77
	Centré	1,14	394,12	291,02	94,64	70,59
<b>Surcharges Bt</b>		1,14	387,30	285,96	84,93	63,96
<b>Surcharges Br</b>		1,14	286,28	209,63	57,50	42,02
<b>Surcharges Mc120</b>		1,14	443,21	<b>325,88</b>	97,84	72,54

Le moment maximal est engendré par le passage du convoi Mc120 et l'effort tranchant maximal est engendré par le passage du convoi Bc excentré.

$$M_{ser} = 325,88 \text{ t.m} = 3,26 \text{ MN.m}$$

$$V_u = 98,88 \text{ t} = 0,99 \text{ MN}$$

## b) Hourdis

Pour le hourdis, les résultats sont les suivants:

Combinaisons		Coefficient de majoration dynamique	Moments maximal (t.m/m) suivant l'axe xx		Moments maximal (t.m/m) suivant l'axe yy	
Etat limite			ELU	ELS	ELU	ELS
Charges permanentes		1,00				
Surcharge A1		1,00	5,16	3,92	7,33	5,43
Surcharges Bc	excentré	1,14	11,4	8,50	4,41	2,78
	Centré	1,14	11,84	8,92	4,38	3,26
Surcharges Bt		1,14	12,58	9,37	4,08	3,26
Surcharge Br		1,14	8,92	6,63	5,05	4,36
Surcharges Mc120		1,14	4,84	3,64	4,08	2,86

Les résultats majorés sont consignés dans le tableau suivant :

Combinaisons		Moments maximal (t.m/m) suivant l'axe xx		Moments maximal (t.m/m) suivant l'axe yy	
Etat limite		ELU	ELS	ELU	ELS
Surcharge A1		5,16	3,92	7,33	5,43
Surcharges Bc	excentré	13,00	9,69	5,03	3,17
	Centré	13,50	10,17	5,00	3,72
Surcharges Bt		13,97	10,40	4,53	3,62
Surcharge Br		10,17	7,56	5,76	4,97
Surcharges Mc120		5,52	4,15	4,65	3,26

Le moment maximal suivant l'axe xx est obtenu lors du passage du convoi Bt. Le moment se répartit comme suit :

	Formule	Valeurs du moment (t.m/m)
Sur appuis	$0,5 M_{xx}$	5,2
En travée	$0,8M_{xx}$	8,32

- ✓ Récapitulatif des moments

	Moment suivant xx		Moment suivant yy
	Sur appuis	En travée	5
<b>Moments fléchissant (t.m/m)</b>	5,2	8,32	

#### IV. Calcul des armatures

Rappel des données sur les caractéristiques des matériaux :

- ✓ La résistance des aciers est  $F_e = 500 \text{ MPa}$ ,
- ✓ La résistance à la compression du béton à 28 jours est  $F_{c28} = 30 \text{ MPa}$ ,
- ✓ L'enrobage est pris égal à 3 cm,
- ✓ Le diamètre du plus gros granulat est de 25 mm.

Dimensions de la poutre :

- ✓ La hauteur de la table de compression est de 20 cm,
- ✓ La hauteur de la poutre est de 110 cm,
- ✓ L'épaisseur du talon est de 40 cm,
- ✓ L'épaisseur de l'âme est de 30 cm.

##### 1) Poutres

##### a) Calcul des armatures longitudinales

La démarche de calcul est consignée dans le tableau suivant :

	Formule	Calcul, résultat	Unité	Observation
<b>D</b>	$d = 0,9hp$	$0,9 \times 1,3 = 1,17$	<i>m</i>	d est la hauteur utile de la poutre
<b><math>M_{tser}</math></b>	$\frac{1}{2n} \bar{\sigma}_s \frac{(d - \frac{h_0}{3})}{(d - h_0)} bh^2$	$\frac{1}{2 \times 15} \times 250 \frac{(1,17 - \frac{0,2}{3})}{(1,17 - 0,2)} \cdot 2,57 \times 0,2^2 = 0,974$	<i>MN.m</i>	$M_{tser}$ est le moment repris par la table
	$M_{ser} > M_{tser}$	La section se calcule alors en T		
$\bar{\alpha}_{ser}$	$(n \times \bar{\sigma}_{bc}) / (n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s)$	$(15 \times 18) / (15 \times 18 + 250) = 0,519$		$\bar{\alpha}_{ser}$ est le coefficient de la fibre neutre
$\bar{y}_{ser}$	$d \times \bar{\alpha}_{ser}$	$1,17 \times 0,519 = 0,61$	<i>m</i>	$\bar{y}_{ser}$ est l'ordonnée de la fibre neutre
<b><math>z_b</math></b>	$(d - 0,5h_0)$	$(1,17 - 0,5 \times 0,2) = 1,07$	<i>m</i>	$z_b$ est le bras de levier
<b><math>A_{st}</math></b>	$\frac{M_{ser}}{z_b \times \bar{\sigma}_s}$	$3,26 / (250 \times 1,07) = 0,012187$	<i>m<sup>2</sup></i>	$A_{st}$ est la section d'aciers comprimés
		$A_{st} = 121,87$	<i>cm<sup>2</sup></i>	
<b><math>v'</math></b>	$\frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2(b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0^2)}$	$\frac{0,4 \times 1,3^2 + (2,57 - 0,4) \times 0,2^2}{2(0,4 \times 1,3 + (2,57 - 0,4) \times 0,2^2)} = 0,4$	<i>m</i>	Position de l'axe neutre dans la section
<b><math>v</math></b>	$v = h - v'$	$v = 1,3 - 0,4 = 0,9$	<i>m</i>	
<b><math>I</math></b>	$b_0 \cdot \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - (b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0) \cdot v'^2$	$0,4 \times \frac{1,3^3}{3} + (2,57 - 0,4) \times \frac{0,2^3}{3} - (0,4 \times 1,3 + (2,57 - 0,4) \cdot 0,2) \cdot 0,4^2 = 0,088$	<i>m<sup>4</sup></i>	$I$ est le moment quadratique dans la section
<b><math>A_{smin}</math></b>	$(I \times F_{t28}) / (z_b \times v \times Fe)$	$\frac{0,088}{1,07 \times 0,9} \times \frac{2,4}{500} = 4,39 \cdot 10^{-4}$	<i>m<sup>2</sup></i>	$A_{smin}$ est la section d'acier minimale

❖ Choix des aciers

$$\begin{cases} 1er\ lit : 6HA\ 40\ (75,42\ cm^2) \\ 2ième\ lit : 6HA\ 32\ (48,24\ cm^2) \end{cases}$$

Ces deux lits d'acier mobilisent  $123,66\ cm^2$ .

b) Calcul des armatures d'âme

Les poutres soumises à un effort tranchant sont vérifiées à l'ELU. Cette vérification concerne les armatures d'âme.

La contrainte tangentielle admissible  $\tau_{ul}$  doit être inférieure à la contrainte de calcul :

$$\tau_{ul} \geq \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

✓ Calcul de la contrainte tangentielle admissible  $\tau_{ul}$  :

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,15 \times F_{cj}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right)$$

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,15 \times 30}{1,5}; 4\ MPa\right)$$

$$\tau_{ul} = 3\ MPa$$

✓ Calcul de la contrainte  $\tau_u$  :

$$\tau_u = \frac{0,99}{0,3 \times 1,17}$$

$$\tau_u = 2,82\ MPa < 3\ MPa$$

✓ Section minimale des armatures :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{1300}{35}; \frac{300}{10}; 32\right)$$

$$\phi_t \leq 30\ mm$$

Des aciers HA16 disposés en 02 brins seront utilisés. La section est  $A_t = 4,02 \text{ cm}^2$ .

✓ Calcul de l'espacement entre les armatures d'âme :

$$\frac{A_t \times Fe}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0,3F_{t28} \times k)}{0,9}$$

$$S_t \leq \frac{0,9 \times A_t \times Fe}{b \times \gamma_s \times (\tau_u - 0,3F_{t28} \times k)}$$

$$S_t \leq \frac{0,9 \times 4,02 \cdot 10^{-4} \times 500}{0,3 \times 1,15 \times (2,82 - 0,3 \times 2,4 \times 1)}$$

$$S_t \leq 0,25 \text{ m}$$

$$\frac{A_t \cdot Fe}{b \cdot S_t} \leq 0,4$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot Fe}{0,4 \times b}$$

$$S_t \leq \frac{4,02 \cdot 10^{-4} \times 500}{0,4 \times 0,3}$$

$$S_t \leq 1,68 \text{ m}$$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm}$$

L'espacement sera de 25 cm.

### c) Aciers de peau

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

Le parement de la poutre est de  $p = 2 \times \text{retombée de la poutre} + \text{épaisseur de la poutre}$

$$p = 2 \times 1,1 = 2,2$$

La section d'acier de peau  $A_p$  est alors de :

$$A_p = 2,2 \times 3$$

$$A_p = 6,6 \text{ cm}^2$$

Le choix sera donc de 6HA12 totalisant 6,79 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm.

## 2) Calcul du hourdis

### a) Calcul des aciers longitudinaux

La démarche de calcul est contenue dans le tableau suivant :

Elément	Formule	Valeur			Unité
<b>Largeur</b>	b	1			m
<b>Hauteur du hourdis</b>	$h_d$	0,2			m
<b>Hauteur utile <math>d'</math></b>	$h_d - 0,03$	0,17			m
<b>Coefficient de la fibre neutre <math>\bar{\alpha}_{ser}</math></b>	$\frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}$	0,519			
<b>Moment résiduel <math>M_{rseb}</math></b>	$b_0 \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc} \frac{1}{2} \cdot \bar{\alpha}_{ser} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right)$	0,111			MN.m
		$M_{xx}$ sur appuis	$M_{xx}$ en travée	$M_{yy}$	
<b>Moment à l'ELS</b>	$M_{ser}$	0,052	0,083	0,054	MN.m
<b>Vérification de la présence d'aciers comprimés</b>	Comparaison entre $M_{ser}$ et $M_{rseb}$	Pas besoin d'aciers comprimés			
<b>Bras de levier <math>z_b</math></b>	$\left(d - \frac{h_0}{3}\right)$	$z_b = 0,14$			m
<b>Section d'aciers <math>A_{st}</math></b>	$\frac{M_{ser}}{z_b \times \bar{\sigma}_s}$	0,0015	0,0024	0,0014	m <sup>2</sup>
		14,86	23,77	14,29	cm <sup>2</sup>
<b>Condition de non fragilité <math>A_{smin}</math></b>	$0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e}$	0,00221			m <sup>2</sup>
		2,21			cm <sup>2</sup>
<b>Armatures principales</b>	Section retenue	14,86	23,77	14,29	cm <sup>2</sup>
	Choix	10HA14	14HA16	10HA14	-
	Section réelle	15,39	24,54	15,71	cm <sup>2</sup>

### b) Vérification de l'effort tranchant

Les efforts tranchants agissant sur le hourdis sont consignés dans le tableau suivant :

Combinaisons		Effort tranchant (t/m) suivant l'axe xx		Effort tranchant (t/m) suivant l'axe yy	
Etat limite		ELU	ELS	ELU	ELS
Charges permanente					
Surcharge A1		8,56	6,48	3,83	2,88
Surcharges Bc	Excentré	42,4	32,11	14,22	10,67
	Centré	27,94	21,17	17,62	13,30
Surcharges Bt		39,52	29,35	26,34	19,76
Surcharges Mc120		14,24	10,69	5,52	4,10

La contrainte tangentielle admissible  $\tau_{ul}$  doit être inférieure à la contrainte de calcul :

$$\tau_{ul} \geq \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

- ✓ Calcul de la contrainte tangentielle admissible  $\tau_{ul}$  :

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,15 \times F_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,15 \times 30}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_{ul} = 3 \text{ MPa}$$

- ✓ Calcul de la contrainte  $\tau_u$  :

$$\tau_u = \frac{0,424}{1 \times 0,17}$$

$$\tau_u = 2,5 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa}$$

Pas besoin d'armatures transversales.

### c) Vérification au poinçonnement du hourdis

Aussi pour éviter l'emploi d'armatures d'effort tranchant, il est nécessaire que l'épaisseur du hourdis vérifie la condition suivante :

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

Les paramètres nécessaires au calcul de l'épaisseur minimale de hourdis sont définis dans le tableau suivant :

Eléments	symbole	Commentaires
Charge localisée	P	6t pour le système Bc
		8t pour le système Bt
		10t pour le système Br
Charges de calcul à l'ELU	$Q_u$	$Q_u = \gamma Q1 \times \delta \times P$
Coefficient de pondération à l'ELU	$\gamma Q1$	$\gamma Q1 = 1,6$
Coefficient de majoration dynamique	$\delta$	-
Périmètre du rectangle de répartition	$u_c$	$u_c = 2(u + v)$
Dimension du rectangle de répartition	$u, v$	$u = u_0 + 1,5h_r + h_d$
		$v = v_0 + 1,5h_r + h_d$
Dimension de la roue	$u_0, v_0$	0,25 × 0,25 pour Bc
		0,25 × 0,6 pour Bt
		0,3 × 0,6 pour Br
Hauteur du revêtement	$h_r$	$h_r = \text{épaisseur de la couche de roulement} + \text{épaisseur de l'étanchéité}$

#### ✓ Evaluation des charges permanentes

La charge permanente est composée du poids propre du hourdis et des éléments se reposant sur lui. Ces charges sont définies dans le tableau suivant :

Elément	poids volumique(t/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	poids propre (t)
<b>couche de roulement</b>	2,2	0,07	2,55	22	8,64
<b>étanchéité</b>	2,2	0,03	2,55	22	3,70
<b>poids du hourdis</b>	2,5	0,2	2,55	22	28,05
<b>Total</b>					40,40

- ✓ Calcul de la valeur minimale d'épaisseur de hourdis pour éviter le poinçonnement

Les résultats du calcul sont consignés dans le tableau suivant :

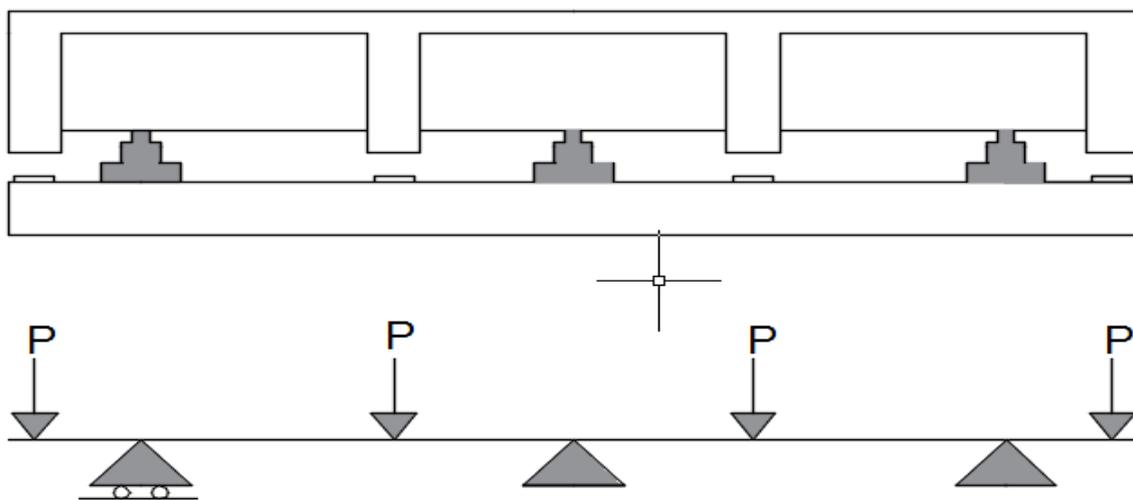
Elément	$B_c$	$B_t$	$B_r$
<b>poids roue (t)</b>	6	8	10
<b>b</b>	1	0,9	1
<b>coefficient de majoration dynamique</b>	1,11	1,11	1,11
<b><math>\gamma_{Q1}</math></b>	1,60	1,60	1,60
<b><math>Q_u</math></b>	106,8	128,16	178,0
<b><math>h_d</math></b>	0,2	0,2	0,2
<b><math>h_d/2</math></b>	0,1	0,1	0,1
<b><math>h_r</math></b>	0,1	0,1	0,1
<b><math>u_0</math></b>	0,25	0,6	0,6
<b><math>v_0</math></b>	0,25	0,25	0,3
<b><math>u</math></b>	0,6	0,95	0,95
<b><math>v</math></b>	0,6	0,6	0,65
<b><math>u_c</math></b>	2,4	3,1	3,2
<b><math>\gamma_b</math></b>	1,5	1,5	1,5
<b><math>f_{c28}</math></b>	30	30	30
<b><math>h_{min}</math></b>	0,049	0,046	0,062
<b>Vérification (<math>h_d \geq h_{min}</math>?)</b>	<i>oui</i>	<i>oui</i>	<i>oui</i>

Il n'y a pas de risque de poinçonnement du hourdis. Il n'est pas nécessaire d'employer des armatures d'effort tranchant.

### 3) Calcul des entretoises

Les entretoises d'appui solidarissent la section transversale, mais elles sont aussi nécessaires surtout lors de l'opération du vérinage. Cette opération est souvent effectuée pour changer les appareils d'appuis. Ces appareils d'appuis ont une durée de vie limitée.

Lors de cette opération les vérins jouent le rôle d'appuis pour les entretoises. Ainsi les entretoises doivent être capables de supporter le poids du tablier et des éléments de la superstructure, équipements. Elles seront dimensionnées comme une poutre supportant les poids cités ci-dessus. Nous choisissons de mettre 3 vérins lors des opérations de verinage. Le schéma statique est le suivant :



L'effort transmis par chaque poutre est donné dans le tableau suivant :

Élément	Sous éléments	Poids volumique (t/m <sup>3</sup> )	Largeur (m)	Section (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	Poids (t)
<b>Poutre</b>	P1	2,5		0,44	0,6	0,66
	P2	2,5		0,4025	4,9	4,93
	P3	2,5		0,365	5,5	5,02
<b>Hourdis</b>		2,5	2,55	0,51	11	14,03
<b>Revêtement</b>		2,2	2,55	0,1785	11	4,312

<b>Etanchéité</b>		2,2	2,55	0,0765	11	1,85
<b>Corniche</b>		2,5		0,09	11	2,4/
<b>Trottoirs</b>		2,5	1	0,2	11	5,5
<b>Garde-corps</b>			2,55		11	0,715
<b>Total</b>						39,5

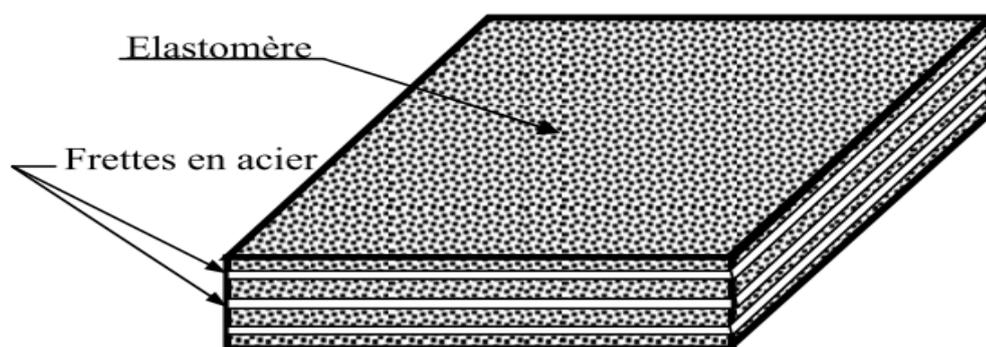
Les sections d'aciers seront calculées sur RSA. Les résultats sont les suivants :

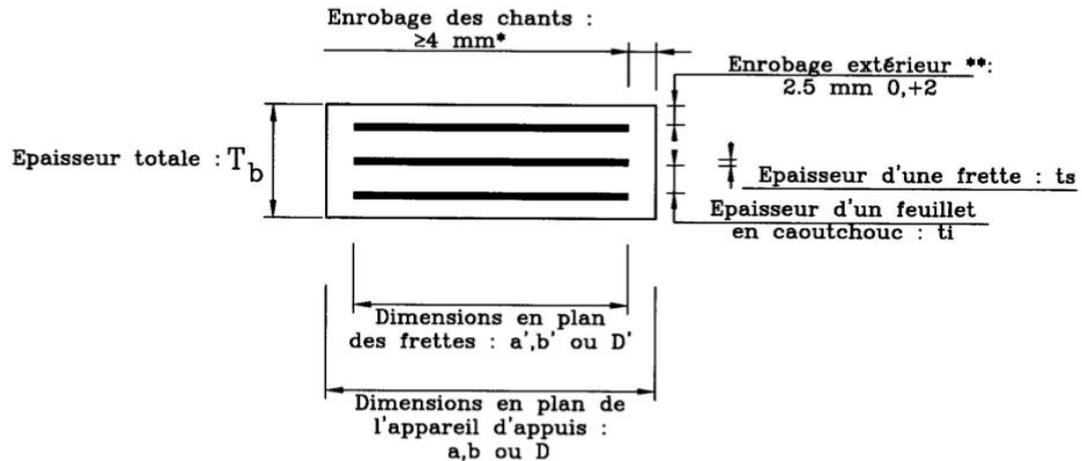
- ✓ Aciers supérieurs : 4 HA20,
- ✓ Aciers inférieurs : 2HA 20,
- ✓ Aciers transversaux HA10,
- ✓ Aciers de peau : 2 HA12 par face.

#### 4) Les appareils d'appuis

Le tablier transmet les efforts verticaux et horizontaux aux piles et culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis. Ces derniers peuvent être de plusieurs natures. Des appareils d'appuis en élastomère fretté seront utilisés.

Les appareils d'appuis en élastomère fretté sont fréquemment utilisés. Ils sont constitués de tôles d'aciers incorporées dans de l'élastomère comme le montrent les figures suivantes :





Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- ✓ facilité de mise en œuvre,
- ✓ facilité de réglage et de contrôle,
- ✓ ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis,
- ✓ ils n'exigent aucun entretien,
- ✓ leur coût est relativement modéré,
- ✓ ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Les efforts normaux sont consignés dans le tableau suivant :

Charge	Effort normal (t)
Poids propre	28,46
Surcharge de trottoir	3,16
Surcharge Mc120	32,12

#### a) Calcul de la section de l'appareil d'appuis

D'après le SETRA, la contrainte de compression  $\sigma_c$  doit être comprise entre  $3 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 20 \text{ MPa}$ .

$$\text{A l'ELU, on a : } \begin{cases} N_{min} = 1,35 \times 28,46 = 38,42 \text{ t} \\ N_{max} = 1,35 \times 28,46 + 1,6 \times (3,16 + 32,12) = 94,9 \text{ t} \end{cases}$$

Soit  $A'$ , la Surface nette de l'élastomère ;

$$\frac{N_{max}}{20} \leq A' \leq \frac{N_{min}}{3}$$

$$\frac{949}{20000} \leq A' \leq \frac{384,2}{3000}$$

$$0,04745 \leq A' \leq 0,12807$$

En prenant une section de 0,2 x 0,35 avec un enrobage de 3 cm, on a :

$$A' = (0,2 - 0,03) \times (0,35 - 0,03)$$

$$A' = 0,0544$$

Hauteur totale des couches d'élastomère frété :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

Avec T la hauteur totale en cm.

$$\frac{20}{10} \leq T \leq \frac{20}{5}$$

$$2 \leq T \leq 4$$

En choisissant 4 feuillets intermédiaires de diamètre 8 mm et deux feuillets extérieurs de 4 cm. On aura donc  $T = 2 \times 4 + 8 \times 4 = 40 \text{ mm}$ .

#### b) Vérification et dimensionnement

- ✓ Dimensionnement plan

Calcul de la section nette A'

$$A' = a' \times b'$$

$$\text{Avec } \begin{cases} a' = a - 0,01 = 0,2 - 0,01 = 0,19 \text{ m} \\ b' = b - 0,01 = 0,35 - 0,01 = 0,34 \text{ m} \end{cases}$$

$$A' = 0,0646 \text{ m}^2$$

- ✓ Calcul du raccourcissement dû au retrait

$$U_r = \varepsilon_r \times l_c$$

Avec  $\varepsilon_r = 4.10^{-4}$  pour les ouvrages en béton armé.

$$U_r = 0,0004 \times 22$$

$$U_r = 0,0088 \text{ m}$$

✓ Déplacement du au force de freinage

$$V_2 = \frac{F_x \times T}{2 \cdot G \cdot a' b'}$$

Avec G le module de cisaillement conventionnel, G=0,9 MPa.

$$V_2 = \frac{0,075 \times 0,04}{2 \times 0,9 \times 0,19 \times 0,35} = 0,025$$

$$V_x = V_2 + U_r$$

$$V_x = 0,025 + 0,0088 = 0,0338 \text{ m}$$

✓ Aire nette après distorsion

$$A_r = A' \left( 1 - \frac{V_x}{a'} \right)$$

$$A_r = 0,0646 \left( 1 - \frac{0,0338}{0,19} \right) = 0,053 \text{ m}^2$$

### c) Stabilité au flambement

Ayant déterminé la section et la hauteur de l'appareil. On va vérifier la stabilité au flambement.

Le coefficient de forme pour le feuillet le plus épais est alors de :

$$S_1 = \frac{a' b'}{2 \times t(a' + b')}$$

$$S_1 = \frac{0,19 \times 0,34}{2 \times 0,008(0,19 + 0,34)}$$

$$S_1 = 7,62$$

- ✓ La pression moyenne  $\sigma_m$

$$\sigma_m = \frac{V_{max}}{A_r}$$

$$\sigma_m = \frac{0,949}{0,053} = 17,91 \text{ MPa}$$

- ✓ Pression limite

$$\sigma_{lim} = \frac{2 \times a' \times G \times S_1}{3T_e}$$

$$\sigma_{lim} = \frac{2 \times 0,19 \times 0,9 \times 7,62}{3 \times 0,04} = 21,72 \text{ MPa}$$

$\sigma_m < \sigma_{lim}$  Donc il n'y a pas de risque de flambement.

#### d) Vérification de la stabilité au glissement

- ✓ Calcul de l'angle de rotation

Nous allons déterminer l'angle de rotation sur le logiciel RSA.

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
<b>MAX</b>	0,0	0,0	1,0	0,005	0,019	0,000
<b>Noeud</b>	22	7	27	194	34	303
<b>Cas</b>	16 (C)	16 (C)	CENTRE ELU/5	CENTRE ELS/2	CENTRE ELU/5	CENTRE ELU/7
<b>MIN</b>	-0,0	-0,0	-12,8	-0,004	-0,019	-0,000
<b>Noeud</b>	373	202	182	470	33	22
<b>Cas</b>	16 (C)	MC120 ELU/12	16 (C)	CENTRE ELS/1	CENTRE ELU/5	16 (C)

$$\alpha_{max} = 0,019 \text{ Rad}$$

Cependant pour prévenir d'éventuel défaut de pose, nous allons augmenter légèrement  $\alpha_{max}$  :

$$\alpha_{max} = 0,019 + 3/1000$$

$$\alpha_{max} = 0,022 \text{ Rad}$$

On contrôle alors que l'on respecte la limite de déformation totale d'élastomère pour les différents cas de charge :

$$\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad} \leq 7$$

- ✓ Distorsion sous l'effet des efforts verticaux  $\varepsilon_{cd}$

$$\varepsilon_{cd} = \frac{1,5 \times V_{max}}{G \times A_r \times S_1}$$

$$\varepsilon_{cd} = \frac{1,5 \times 0,949}{0,9 \times 0,053 \times 7,32} = 3,91 \text{ m}$$

- ✓ Distorsion sous l'effet des efforts horizontaux  $\varepsilon_{qd}$

$$\varepsilon_{qd} = \frac{V_x}{T}$$

$$\varepsilon_{qd} = \frac{0,0338}{0,04} = 0,845 \text{ m}$$

$qd$  = distorsion sous l'effet de la rotation du tablier.

- ✓ Distorsion sous l'effet de la rotation du tablier  $\varepsilon_{ad}$

$$\varepsilon_{ad} = \frac{a'^2 \times \alpha_{max} \times t}{2(4t^3 + 2\left(\frac{t}{2}\right)^3)}$$

$$\varepsilon_{ad} = \frac{0,19^2 \times 0,022 \times 0,008}{2(4 \times 0,008^3 + 2 \times 0,004^3)} = 1,46 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad} = 1,46 + 0,845 + 3,91 = 6,22 < 7 \text{ m}$$

La condition est vérifiée.

#### e) Vérification de la stabilité en rotation

On vérifie que  $V_z \geq V_c$

$$V_z = \sum \frac{F_{z,ti}}{A'} \left( \frac{1}{5GS^1} + \frac{1}{E_b} \right)$$

Avec  $E_b = 2000 \text{ MPa}$

$$V_z = \frac{5 \times 0,008 \times 0,949}{0,20 \times 0,3} \times \left( \frac{1}{5 \times 0,9 \times 7,32^2} + \frac{1}{2000} \right) = 0,022 \text{ m}$$

$$V_c = \frac{a'^2 \times \alpha_{max} + b'^2 \times \alpha_b}{K_r}$$

Avec  $K_r = 4$  et  $\alpha_b = 0$

$$V_c = \frac{0,19^2 \times 0,022}{4} = 0,002 \text{ m}$$

$V_z \geq V_c$ , la stabilité à la rotation est vérifiée.

#### f) Vérification de la condition de non-glissement

On vérifie également la condition de non-glissement.

$$\sigma_{min} = \frac{V_{min}}{A_r}$$

$$\sigma_{min} = \frac{0,384}{0,053} = 7,25 \text{ MPa}$$

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5K_f}{\sigma_{min}}$$

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 \times 0,6}{7,25} = 0,224$$

$$\mu_e \times V_{min} = 0,224 \times 0,384 = 0,086016$$

$$F_x = \frac{V_x}{T} \times G \times a' \times b'$$

$$F_x = \frac{0,19 \times 0,34 \times 0,9 \times 0,0338}{0,04} = 0,05$$

$\mu_e \times V_{min} \geq F_x$ , il n'y a pas de risque de glissement.

#### g) Dimensionnement des frettes

La condition à vérifier pour les frettes est :

$$t_s \geq \frac{2,6 \times F_z \times t_i}{A_r \times f_y}$$

Avec  $f_y = 235 \text{ MPa}$

$$t_s \geq \frac{2,6 \times 0,949 \times 0,008}{235 \times 0,053} = 0,0016 \text{ m}$$

$$t_s = 3 \text{ mm}$$

Les appareils d'appui à mettre en place seront donc la désignation : 200x300 ; 4(8+3) ; 2x4 (Nomenclature du SETRA dans le guide d'Octobre 2007).

#### h) Vérification au risque de soulèvement

$$\alpha_{max} = 0,019 \text{ Rad}$$

$$n' = n + 2 \left(\frac{n}{2}\right)^3$$

$$n' = 4 + 2 \times \left(\frac{4}{8}\right)^3 = 4,25$$

$$M_t = 2,47(0,9 \times 0,019 \times 190^2 \times 340)/(4,25 \times 8^3 \times 75,3)$$

$$M_t = 3,16 \text{ MN. mm}$$

$$exc_{max} = \frac{Mt}{Fz} = \frac{3,16}{0,949} = 3,33 \text{ mm}$$

$$6exc_{max} = 20 \text{ mm}$$

$$6exc_{max} \leq a'$$

Il n y a pas de risque de soulèvement.

#### i) Dimensionnement du bossage

- ✓ Hauteur de bossage

Le hourdis étant d'épaisseur constante, pour permettre d'avoir une pente transversale sur le tablier (2,5%), on fait varier la hauteur de bossage des appareils d'appuis.

Une hauteur de bossage de 10 cm sur les appuis de rives sera considérée.

La poutre intermédiaire est située à 2,7 m de l'appui de rive. On a donc :

$$\frac{d_y}{x} = 0,025$$

$$d_y = 0,025 \times 270 = 0,064 \text{ m} = 6,75 \text{ cm}$$

La hauteur de bossage de la poutre intermédiaire est de 16 cm.

✓ Calcul des aciers du bossage

La section du bossage sera égale à la section de l'appareil d'appuis ajouté d'un débord de 10 cm en longueur et largeur.  $S = 300 \times 450 \text{ mm}$ .

Le bossage est sollicité en compression. Vu son épaisseur qui est assez petite, on prévoit de mettre des aciers pour éviter l'éclatement du bossage.

On adopte un ferrailage capable de reprendre 4% de l'effort maximum. Le calcul se fait à l'ELS en fissuration préjudiciable.

$$A_s \geq \frac{0,04 \times V_{max}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_s = \frac{0,04 \times (0,2846 + 0,0316 + 0,03212)}{250}$$

$$A_s = 0,00010 \text{ m}^2 = 1,02 \text{ cm}^2$$

Dans le sens de  $l = 30 \text{ cm}$ , nous aurons 2HA8 espacé de 15 cm et dans le sens de  $L=0,45$  on a 3HA8 espacé de 15 cm.

## V. Calcul des piles

### 1) Calcul du chevêtre

Le chevêtre est calculé comme une poutre sur trois appuis (les trois (03) colonnes). Les charges à considérer sont :

- ✓ Le poids propre du chevêtre,
- ✓ Le poids propre du tablier,
- ✓ Les surcharges routières,
- ✓ Le poids du tablier.

✓ Charges permanentes

Le chevêtre reprend l'effort du poids propre du tablier sur la moitié de la portée de chacune des deux travées c'est à dire il reprend le poids propre du tablier sur une longueur

d'environ 22 m. La modélisation faite sur RAS permet de faire ressortir les efforts transmis par les poutres au chevêtre. Ces résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Charges (t)	P1	P2	P3	P4
<b>Charges sur la demi-travée</b>	26,35	28,39	28,39	26,35
<b>Charges totale</b>	52,70	56,78	56,78	52,70

- ✓ Surcharges routiers

La charge la plus défavorable est obtenue lors du passage du convoi Mc120. Le tableau suivant montre la répartition des efforts sur chaque poutre :

Charges (t)	P1	P2	P3	P4
<b>N mc120 pour demi-travée</b>	15,84	32,07	32,07	15,29
<b>N trottoir pour demi-travée</b>	3,13	1,7	1,7	3,13
<b>N total</b>	18,97	33,77	33,77	18,42

Les aciers seront calculés avec le logiciel RSA. On a :

- ✓ Aciers supérieurs : 10 HA25,
- ✓ Aciers inférieurs : 5 HA 25,
- ✓ Aciers traversa aux HA10.

## 2) Calcul de la colonne

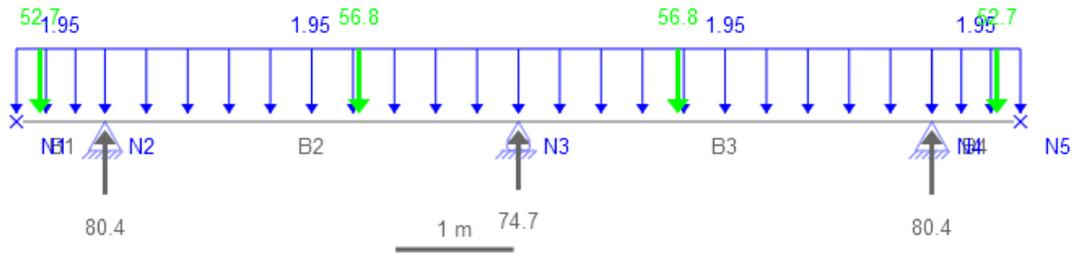
Nous allons utiliser le logiciel PYBAR pour faire la descente de charge sur les colonnes afin de trouver la réaction d'appui maximal.

### a) Définitions des charges

- ✓ Charges permanentes pour chaque poutre

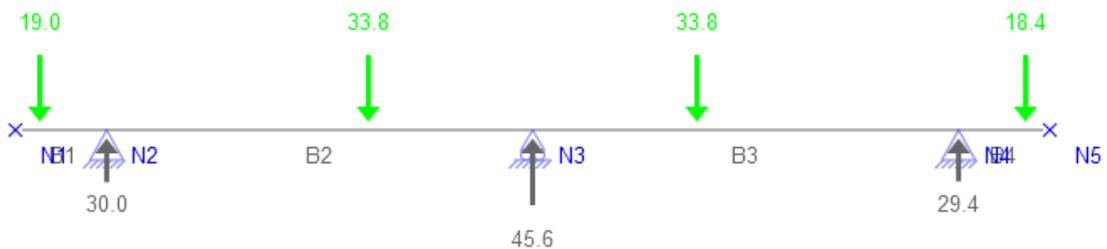
Le chevêtre transmet ses charges aux trois colonnes. La modélisation sur PYBAR nous donne les efforts normaux sur chaque colonne.

La figure suivante montre les efforts normaux des charges du tablier transmis aux colonnes :



- ✓ Charges d'exploitations transmises aux colonnes

La figure suivante montre les efforts normaux transmis par la surcharge MC120 aux colonnes :



- ✓ Poids de la colonne

$$N_p = 2,5 \times \frac{0,75^2}{4} \times \pi \times 10$$

$$N_p = 11,04 \text{ t}$$

- ✓ Combinaisons d'action à l'ELU

A l'ELU, on a  $1,35G + 1,35Mc120$  et à l'ELS,  $G + Mc120$

	Valeur maximal (t)	ELU (t)	ELS (t)
<b>Charges permanente</b>	85,74	177,31	131,34
<b>Charge d'exploitation</b>	45,6		

## b) Calcul des armatures

- ✓ Vérification au flambement du poteau

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

avec :

- ✓  $l_f$  : longueur de flambement,
- ✓  $i$  : rayon de giration.

$$i = \frac{\Phi}{4} = \frac{0,75}{4} = 0,1875 \text{ m}$$

$$l_f = 0,707l_0 = 0,707 \times 10 = 7,07 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{7,07}{0,1875} = 37,71 \leq 50$$

Il n'y a pas de risque de flambement.

- ✓ Calcul des aciers principaux

Le résultat du calcul est consigné dans le tableau suivant :

Eléments	formule	Application numérique	unité
$\Phi$		0,75	m
$B_r$	$\frac{\pi(\phi - 2cm)^2}{4}$	$\frac{\pi(0,75 - 0,02)^2}{4} = 0,418$	$m^2$
$\alpha$	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{37,71}{35}\right)^2} = 0,69$	-
$A_{sc}$	$\left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot F_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b}\right) \cdot \left(\frac{1}{\frac{f_e}{\gamma_s}}\right)$	$\left(\frac{177,31}{0,69} - \frac{0,418 \times 30}{0,9 \times 1,5}\right) \cdot \left(\frac{1}{\frac{500}{1,15}}\right)$ $= -0,0136$	$m^2$

$A_{min}$	$\max(20 \text{ cm}^2; \frac{0,2B}{100})$	$\frac{0,2 \times \pi \times 0,75^2}{100 \times 4} = 0,000884 \text{ m}^2$	$\text{m}^2$
		$A_{min} = 20$	$\text{cm}^2$
$A_{max}$	$\frac{5B}{100}$	$\frac{5B}{100} = \frac{5 \times \pi \times 0,75^2}{100 \times 4} = 0,022089$	$\text{m}^2$
$A_{ret}$	$A_{ret} = 20$		$\text{cm}^2$
<b>choix</b>	10 HA16 (20,11 $\text{cm}^2$ )		

✓ Aciers transversaux

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Le choix portera sur des HA10.

✓ Espacement

$$S_t \leq \min(40 \text{ cm}; (a + 10 \text{ cm}); (15 \cdot \Phi_l))$$

$$S_t \leq \min(40 \text{ cm}; (75 + 10) \text{ cm}; (15 \times 1,6) \text{ cm})$$

$$S_t \leq 24 \text{ cm}$$

Un espacement de 22,5 cm sera adopté.

## VI. Étude de la culée

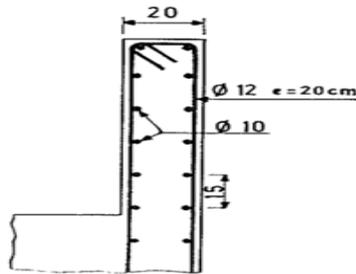
### 1) Mur garde-grève

Le mur garde-grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres : poussée des terres, poussée de charges en arrière du mur garde-grève, freinage (SETRA, appuis des tabliers PP73, 1.3.2 calculs complémentaires et ferrailage type, octobre 1977).

Les hypothèses sur l'action des différentes charges sont incertaines, ce qui rend le calcul complexe. Cependant le document « SETRA, appuis des tabliers PP73, 1.3.2 calculs complémentaires et ferrailage type, octobre 1977 » propose un ferrailage type en fonction de la hauteur et de l'épaisseur du mur.

Pour une hauteur de 1,6 m et une épaisseur de 30 cm, le ferrailage type est le suivant :

1. Mur de 1.00 m de hauteur ou moins.



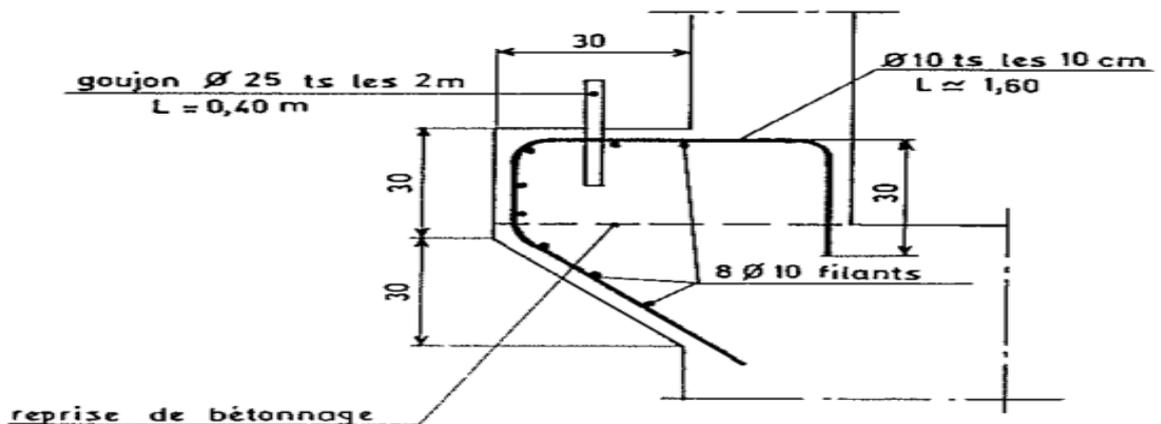
- Epaisseur conseillée = 0,20 m
- Ferrailage vertical :  $\varnothing 12$  HA  
tous les 0,10 m sur la face arrière  
tous les 0,20 m sur la face avant.
- Ferrailage horizontal :  $\varnothing 10$  HA  
tous les 0,15 m sur les deux faces.

2. Mur de hauteur comprise entre 1,00 et 2,00 m.

- Epaisseur conseillée  $0,1 + 0,1 h$
- Ferrailage. Le même que pour  $h \leq 1$  m.

2) Corbeau d'appuis de la dalle de transition

Le ferrailage type proposé par le PP73 sera pris en compte :



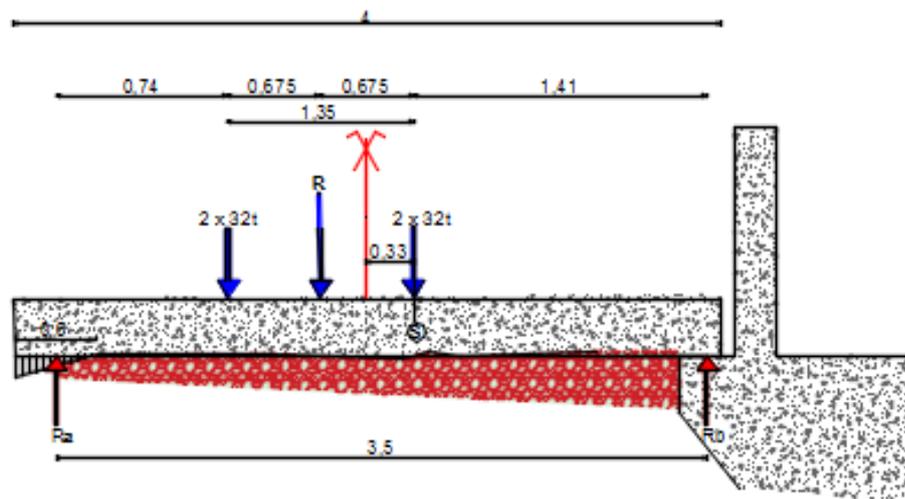
3) Dalle de transition

La dalle de transition est dimensionnée conformément aux recommandations du SETRA dans le guide « Dalles de transition des ponts-routes-Techniques et réalisation, octobre 1984 ». Sa largeur est égale à la largeur de l'ouvrage. Ses hypothèses de calcul sont les suivantes :

- ❖ elle est calculée en la supposant simplement appuyée d'une part sur le corbeau d'appui et d'autre part prenant appui sur le remblai par une bande de 0,6 m de largeur. Ce bord libre est renforcé par une armature de chaînage,
- ❖ elle est soumise aux surcharges provenant du système des essieux tandem Bt.

✓ Evaluation des charges du système Bt

Le théorème de BARRE : « le moment fléchissant est maximal au droit d'un essieu, lorsque cet essieu d'une part et la résultante générale du convoi d'autre part se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre. » sera appliqué. Cela est illustré dans la figure suivante :



D'après ce théorème, on a :

$$R_A = \frac{R}{l} \left( \frac{l}{2} + z - \delta \right)$$

avec :

$z$  est la moitié de la distance entre les tandems :  $z = \frac{1,35}{2} = 0,675 \text{ m}$

$$\delta = \frac{z}{2} = \frac{0,675}{2} = 0,3375 \text{ m}$$

$$R_A = \frac{64}{3,5} \left( \frac{3,5}{2} + 0,675 - 0,3375 \right)$$

$$R_A = 38,17 \text{ t}$$

$$M_{max} = R_A \left( \frac{l}{2} + z - \delta \right) - 2P \times z$$

$$M_{max} = 36,8 \left( \frac{3,5}{2} + 0,675 - 0,3375 \right) - 2 \times 32 \times 0,675$$

$$M_{max} = 36,48 \text{ t.m}$$

On a donc  $M_q = \frac{36,48}{8,5} = 4,3 \text{ t.m/ml}$

✓ Evaluation des charges permanentes

Poids propre de la dalle :  $0,3 \times 1 \times 2,5 = 0,75 \text{ t/ml}$

Poids des terres  $1 \times 2 \times 1 = 2 \text{ t/ml}$

Poids du revêtement  $0,07 \times 1 \times 2,2 = 0,154 \text{ t/ml}$

On a donc  $G = 2,9 \text{ t/ml}$

$$M_G = G \times \frac{l^2}{8}$$

$$M_G = 2,9 \times \frac{3,5^2}{8} = 4,18 \text{ t.m/ml}$$

✓ Calcul des aciers principaux

Le calcul des aciers sera effectué à l'ELU et vérifié à l'ELS. Le calcul est consigné dans le tableau suivant :

Élément	Formule	Application numérique	Unité
<b>l</b>		4,6	m
<b>h</b>		0,3	m
<b>d</b>		0,27	m
<b>b</b>		1	
<b><math>M_u</math></b>	$1,35M_G + 1,6M_Q$	$1,35 \times 4,18 + 1,6 \times 4,3$ $= 12,5$	t.m
		0,125	MN.m
<b><math>f_{bu}</math></b>	$(0,85f_{c28}/1,5)$	$0,85 \times 30/1,5 = 17$	MPa

$f_{su}$	$f_e/1,15$	$500/1,15 = 434,79$	MPa
$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times F_{c28}$	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 30 = 18$	MPa
$F_{t28}$	$F_{t28} = 0,6 + 0,06 \times F_{c28}$	2,4	MPa
$\mu_l$		0,2947	-
$\mu_u$	$M_u/(b \times d^2 \times f_{bu})$	$\frac{0,1787}{1 \times 0,27^2 \times 18} = 0,101$	-
	$\mu_l > \mu_u$		-
$\alpha_u$	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,144}) = 0,133$	-
$z_u$	$d(1 - 0,4\alpha_u)$	$0,27(1 - 0,4 \times 0,195) = 0,26$	m
$A_{sth}$	$\frac{M_u}{z_u \times f_{su}}$	$\frac{0,125}{0,25 \times 434,79} = 0,001125$	$m^2$
		11,25	$cm^2$
$A_{smin}$	$0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e}$	$0,23 \times 1 \times 0,27 \times \frac{2,4}{500} = 0,00029$	$m^2$
		2,9	$m^2$
<b>choix</b>	6 HA 16 espacés de 17,5 cm		

✓ Vérification à l'ELS

$M_{ser}$	$M_{ser} = G + Q$	0,1374	
<b>Contrainte de compression</b>	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times F_{c28}$	18	MPa
<b>Contrainte des armatures</b>	$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} Fe \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 0,5Fe \\ 110\sqrt{\eta} \times F_{t28} \end{array} \right. \end{array} \right.$	250	MPa
<b>Coefficient de la fibre neutre</b>	$\alpha_{ser} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}$	0,519	-
<b>Coordonnée de la fibre neutre</b>	$y_{ser} = d \times \alpha_{ser}$	$1,17 \times 0,519 = 0,14$	m

$I_{ser}$	$I_{ser} = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + n \times A_{st} \times (d - y_{ser})^2$	0,0012	$m^4$
$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_{ser}} \times y_{ser}$	$16,03 \leq \bar{\sigma}_{bc}$	MPa
$\sigma_{st}$	$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I_{ser}} (d - y_{ser})$	$223,275 \leq \bar{\sigma}_s$	MPa
<b>le choix de 6HA16/ml est donc bon</b>			

4) Mur en retour

✓ Définitions des charges

Le mur en retour est encastré d'une part sur la semelle et d'autre part sur le mur de front et le mur garde-grève. Les efforts à prendre en compte pour le calcul du mur en retour sont les suivants :

- ❖ Poids propre du mur,
- ❖ Poids du remblai,
- ❖ Poids des surcharges.

La valeur de ces charges est définie dans le tableau suivant :

	formule	Application numérique	unité
<b>Poids propre du mur</b>	$N = \gamma_b \times E_{mr} \times H_{mr} \times 1$	$2,5 \times 0,4 \times 6,7 \times 1 = 6,7$	t
<b>Poids de la poussée des terres</b>	$P_T = \frac{k_a \times \gamma_t \times H_{mr}^2}{2}$	$\frac{0,33 \times 2 \times 6,7^2}{2} = 14,81$	t/m
<b>Poids de la surcharge sur le remblai</b>	$Q = k_a \times q \times H_{mr}$	$0,33 \times 1 \times 6,7 = 2,21$	t/m

Une fois ces charges définies, le logiciel RSA va servir pour calculer les moments dus aux chargements. Ainsi les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

	Hauteur	$N_{ser}$ (t)	$N_u(t)$	$M_{Pt}$ (t)	$M_Q$ (t)	$M_{ser}$ (t.m)	$M_u$ (t.m)
<b>Verticalement</b>	-	6,7	9	30,53	7,54	38,07	52,53
	$0 \leq z \leq 2,25$			6,65	2,5	9,15	12,73
	$2,25 \leq z \leq 4,5$	0	0	21,85	4,2	26,05	35,79

horizontale ment	$4,5 \leq z \leq 5,7$			12,11	6,75	18,86	26,47
	$5,7 \leq z \leq 6,7$			12,56	12,58	25,14	35,83

✓ Calcul des aciers dans le sens vertical

Le calcul sera fait en flexion composée à l'ELU. Les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

éléments	Formule	Application numérique	Unité
<b>b</b>		1	m
<b>d</b>	$0,9h$	$0,9 \times 0,4 = 0,36$	m
<b><math>f_{bu}</math></b>	$\left(\frac{0,85f_{c28}}{1,5}\right)$	$0,85 \times \frac{30}{1,5} = 17$	MPa
<b><math>f_{su}</math></b>	$f_e/1,15$	$\frac{500}{1,15} = 434,79$	MPa
<b><math>N_u</math></b>		0,09045	MN
<b><math>M_u</math></b>		0,5253	MN.m
<b>e</b>	$e = \frac{M_u}{N_u}$	$e = \frac{0,5253}{0,09045} = 5,81$	m
<b><math>\Psi_1</math></b>	$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bu}}$	$\frac{0,09045}{1 \times 0,4 \times 17} = 0,013$	-
	$\Psi_1 < 0,81$		-
<b><math>\xi</math></b>		0,1626	-
<b><math>e_{NC}</math></b>	$e_{NC} = \xi \times h$	$0,1626 \times 0,4 = 0,065$	m
	$e_{NC} < e$		
<b><math>e_A</math></b>	$e_A = e + (d - 0,5h)$	$5,81 + (0,36 - 0,5 \times 0,4) = 5,97$	m
<b><math>M_{ufictif}</math></b>	$N_u \times e_A$	$0,090 \times 5,97 = 0,54$	MN.m
<b><math>\mu_u</math></b>	$M_u/(b \times d^2 \times f_{bu})$	$\frac{0,54}{1 \times 0,36^2 \times 17} = 0,245$	-
	<b><math>\mu_u \leq \mu_l = 0,2947</math></b>		-

$\alpha_u$	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,245})$ $= 0,36$	-
$z_u$	$d(1 - 0,4\alpha_u)$	$0,36(1 - 0,4 \times 0,36) = 0,31$	m
$A_{st \text{ fictif}}$	$\frac{M_u}{z_u \times f_{su}}$	$\frac{0,54}{0,31 \times 434,79} = 0,00401$	$m^2$
		40,1	$cm^2$
$A_{st}$	$A_{st} = A_{st \text{ fictif}} - \frac{N_u}{f_{su}}$	$0,00401 - \frac{0,09045}{434,79} = 0,003798$	$m^2$
		37,98	$cm^2$
$A_{smin}$	$0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e}$	$0,23 \times 1 \times 0,36 \times \frac{2,4}{500} =$ 0,00039	$m^2$
		3,9	
$A_s \text{ réel}$	8HA 25 (39,27 $cm^2$ ) e = 12,5 cm		

✓ Calcul des aciers dans le sens vertical

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU. Les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Hauteur z	$M_u$ (t. m)	Section théorique ( $cm^2$ )	Choix	Section réelle ( $cm^2$ )
$0 \leq z \leq 2,25$	12,73	8,36	1HA 16 tous les 20 cm	10,05
$2,25 \leq z \leq 4,5$	35,79	25,27	2HA 16 tous les 15 cm	26,8
$4,5 \leq z \leq 5,7$	26,47	18,09	2HA 16 tous les 20 cm	20,1
$5,7 \leq z \leq 6,7$	35,83	25,27	2HA 16 tous les 15 cm	26,8

✓ Aciers de répartition et aciers transversaux

Des aciers HA10 seront utilisés comme aciers de répartition et des aciers HA 8 comme aciers transversaux.

5) Mur de front

✓ Evaluation des charges

Les charges à considérer pour le calcul du mur de front sont consignées dans le tableau suivant :

Eléments	valeur	
<b>Mur garde grève</b>	$1,6 \times 0,3 \times 2,5 = 1,2$	t/ml
<b>Corbeau</b>	$0,6 \times 0,4 \times 2,5 = 0,6$	t/ml
<b>Mur d front</b>	$5,1 \times 1 \times 2,5 = 12,75$	t/ml
<b>Réaction du tablier</b>	$\frac{110,7}{8} = 13,84$	t/ml
<b>Poussée des terres</b>	$\frac{1}{2} \times 0,33 \times 2 \times 5,1^2 = 8,58$	t/ml
<b>Surcharges Mc120</b>	$\frac{105,222}{8} = 13,15$	t/ml
<b>Surcharges sur le remblai horizontal</b>	$1 \times 0,33 \times 5,1 = 1,68$	t/ml

✓ Combinaison a l'ELU

	Coefficient	Efforts verticaux	Efforts horizontal	bras de levier (m)	Moment (t.m/ml)
<b>Mur garde grève</b>	1,35	0,15	-	0,35	0,1
<b>Corbeau</b>	1,35	0,81	-	0,7	0,6
<b>Mur de front</b>	1,35	17,2	-		0
<b>Réaction du tablier</b>	1,35	18,7	-		0
<b>Poussée des terres</b>	1,35		11,6	1,7	20
<b>Surcharges Mc120</b>	1,35	178	-		0

Surcharges sur le remblai horizontal	1,5		2,27	2,55	5,8
total	-	54,61	-	-	26

✓ Calcul des aciers

Le calcul des aciers est consigné dans le tableau suivant :

éléments	formule	valeur	unite
<b>b</b>		0,6	m
<b>d</b>	$0,9h$	$0,9 \times 6 = 0,54$	m
<b><math>f_{bu}</math></b>	$\left(\frac{0,85f_{c28}}{1,5}\right)$	$0,85 \times \frac{30}{1,5} = 17$	MPa
<b><math>f_{su}</math></b>	$f_e/1,15$	$\frac{500}{1,15} = 434,79$	MPa
<b><math>N_u</math></b>		0,546	MN
<b><math>M_u</math></b>		0,26	MN.m
<b>e</b>	$e = \frac{M_u}{N_u}$	$e = \frac{0,26}{0,546} = 0,476$	m
<b><math>\Psi_1</math></b>	$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bu}}$	$\frac{0,546}{1 \times 1 \times 17} = 0,03$	-
		$\Psi_1 < 0,81$	-
<b><math>\xi</math></b>		0,1561	-
<b><math>e_{NC}</math></b>	$e_{NC} = \xi \times h$	$0,1561 \times 1 = 0,1561$	m
		$e_{NC} < e$	-
<b><math>e_A</math></b>	$e_A = e + (d - 0,5h)$	$0,476 + (0,9 - 0,5 \times 1) = 0,876$	m
<b><math>M_{ufictif}</math></b>	$N_u \times e_A$	$0,546 \times 2,5 = 0,4784$	MN.m
<b><math>\mu_u</math></b>	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\frac{0,4784}{1 \times 0,9^2 \times 17} = 0,03$	-
		$\mu_u \leq \mu_l = 0,2947$	-
<b><math>\alpha_u</math></b>	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03}) = 0,044$	-
<b><math>z_u</math></b>	$d(1 - 0,4\alpha_u)$	$0,36(1 - 0,4 \times 0,36) = 0,88$	
<b><math>A_{st\ fictif}</math></b>	$\frac{M_u}{z_u \times f_{su}}$	$\frac{0,4784}{0,88 \times 434,79} = 0,001244$	m <sup>2</sup>
		12,44	cm <sup>2</sup>
<b><math>A_{st}</math></b>	$A_{st} = A_{st\ fictif} - \frac{N_u}{f_{su}}$	$0,00401 - \frac{0,546}{434,79} = 5,8 \cdot 10^{-6}$	m <sup>2</sup>
		0,058	cm <sup>2</sup>

$A_{smin}$	$0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e}$	$0,23 \times 1 \times 0,54 \times \frac{2,4}{500} = 0,0006$	$m^2$
$A_{smin}$	$\max(20 \text{ cm}^2; \frac{0,2B}{100})$	$\max(20 \text{ cm}^2; \frac{0,2 \times 0,6}{100}) = 20$	$cm^2$
$A_{s \text{ réel}}$	7HA 20 (21,99 $cm^2$ )		
$A_r$	$\geq \max(\frac{A_s}{3})$	$\frac{A_s}{3} = 6,66$	$cm^2$
<b>Choix</b>	5HA 14 (7,7 $cm^2$ )		

## VII. Calcul de la semelle

### 1) Semelle sous piles

Les efforts transmis par la pile à la semelle sont :

$$N_G = 268,62t$$

$$N_Q = 105 t$$

$N_G$  est la somme des charges permanentes et  $N_Q$  la somme des charges d'exploitation.

$$N_u = 1,35 \times 268,62 + 1,35 \times 105 = 504,387 t$$

✓ Prédimensionnement de la semelle

D'après le document 13.12 de Mars 1988 du DTU relatif aux calculs des fondations superficielles,

$$S \geq \frac{N_u}{q}$$

Avec :

S, la section de la semelle.

Q, la contrainte du sol. Elle est obtenue en divisant la contrainte admissible du sol par 2.

$$q = \frac{q_u}{2} = \frac{0,25}{2} = 0,125 \text{ MPa}$$

$$S \geq \frac{5,04387}{0,125} = 40,32 \text{ m}^2$$

La semelle aura une section  $A \times B = 5 \times 10,5 \text{ m}$ .

Pour une section de semelle donnée, le DUT définit la hauteur de semelle comme suit :

$$h_s \geq \frac{A - a}{4} + 5 \text{ cm}$$

Avec  $a$ , le diamètre du poteau.

$$h_s \geq \frac{5 - 0,75}{4} + 5 \text{ cm} = 1,11 \text{ m}$$

La hauteur de la semelle est  $h_s = 1,15 \text{ m}$ .

Calcul de la contrainte de la semelle  $q'$

$$q' = \frac{N_u + N_s}{S_f}$$

Avec :

$N_s$ , le poids de la semelle

$S_f$ , la section de semelle retenue

$$q' = \frac{5,04 + 0,025 \times 10,5 \times 5 \times 1,15}{10,5 \times 5}$$

$$q' = 0,124 < 0,125$$

Le choix de la section est bon.

✓ Calcul des aciers

Le calcul sera fait avec le logiciel RSA. Les sections obtenues sont les suivantes :

## 2) Semelle sous culée

Nous prenons une semelle de  $7 \times 10 \times 0,5 \text{ m}$ . Cette section sera majorée ou minorée en fonction du calcul ci-après.

✓ Evaluation des charges permanentes

Les efforts à prendre en compte dans le calcul de la semelle sont les suivants :

éléments	valeur	unité
Mur garde grève	$1,6 \times 0,3 \times 2,5 \times 8 = 9,6$	t
Corbeau	$0,6 \times 0,4 \times 2,5 \times 8 = 4,6$	t
Mur d front	$5,1 \times 1 \times 2,5 \times 8 = 102$	t
Réaction du tablier	110,7	t
Dalle de transition	$0,3 \times 2,5 \times 2,5 \times 8 = 15$	t
Mur en retour	$6,7 \times 0,4 \times 1,5 \times 2,5 \times 2 = 20,1$	t
Semelle	$8 \times 3 \times 0,5 \times 2,5 = 30$	t
Poussée des terres	$8 \times 6,7 \times 1,5 \times 2 = 160,8$	t
Surcharges sur le remblai	$8 \times 1 \times 6,7 = 53,6$	t
Charges Mc120	105,222	t
Nser	629,62	t
Nu	850	t

✓ Section de la semelle

La contrainte au sol est alors de :

$$q = \frac{8,5}{3 \times 8} = 0,35 > 0,125$$

Les dimensions de la semelle ne sont pas adaptées

Soit S' la nouvelle section :  $S' = \frac{8,5}{0,125} = 68 \text{ m}^2$

Nous adoptons donc une semelle de  $13 \times 7 \text{ m}^2$ .

Contrainte dans le sol

$$\sigma = \frac{8,2 + 0,025 \times 13 \times 7 \times 1,25}{13 \times 7}$$

$$\sigma = \frac{8,2 + 2,84}{91}$$

$$\sigma = 0,121 \text{ MPa}$$

La semelle sera donc de  $13 \times 7 \text{ m}^2$

✓ Sections d'aciers

L'effort normal utile total transmis à la fondation sera donc :

$$N_u = 1,35 \times 2,84 + 8,2$$

$$N_u = 12,04 \text{ MN}$$

❖ Aciers longitudinaux

Ils sont définis forfaitairement dans le DTU 13.12. Des HA 10 espacés de 30 cm seront mis en place.

❖ Aciers transversale

Nous allons les calculer par la méthode des bielles :

$$A_{st} = \frac{N_u(a' - a)}{8. d. f_{su}}$$

$$A_{st} = \frac{12,04(7 - 1,25)}{8 \times 0,9 \times 1,25 \times 434,78}$$

$$A_{st} = 0,01769 \text{ m}^2 = 176,92 \text{ cm}^2$$

Il sera mis en place des HA20 espacés de 20 cm ( $204 \text{ cm}^2$ ).

---

## Annexe VI : Etude d'impact environnemental et social

### I. Objectifs de l'étude

L'étude d'impact sur l'environnement du projet fait partie des études préliminaires du projet. Elle doit être faite en conformité avec les lois ivoiriennes afférant à la gestion environnementale ainsi que les recommandations pour la réalisation d'une étude d'impact environnemental. Cette étude doit permettre d'optimiser la construction du projet sur le plan technique, économique ainsi que environnemental et social. L'objectif de cette étude est de :

- ✓ analyser les différentes parties du projet ;
- ✓ analyser le milieu naturel du site.
- ✓ faire ressortir les impacts directs, indirects et induits possibles du projet sur le milieu naturel, socio-économiques et humain.
- ✓ proposer des mesures visant à annuler, prévenir, atténuer ou compenser les impacts négatifs du projet.

### II. Enjeux environnemental

Les enjeux environnementaux sont une préoccupation importante dans les projets. Ils permettent d'inclure le volet environnemental et des avis des communautés concernées par le projet. Ces enjeux sont un aspect très important car ils peuvent faire annuler le projet.

L'identification de ces enjeux vise à permettre d'annuler ou de réduire les impacts négatifs sur l'environnement. Il faut donc identifier les éléments du milieu naturel susceptibles d'être affectés et discuter avec les spécialistes et les communautés pour recueillir toutes les informations nécessaires.

Les principaux enjeux sont les suivants :

- ✓ les risques de pollution des plans d'eau par rejet de déchets liquides (lubrifiants usés),
- ✓ la présence importante d'espèces végétales dans le lit du cours d'eau et sur le tracé routier,
- ✓ la nécessité d'aménager des voies provisoires pour dévier la circulation,
- ✓ le risque des IST/SIDA dû aux brassages entre travailleurs et autochtones.

### III. Analyse des impacts sur l'environnement

Les différents composants qui sont susceptibles d'être affectés par le projet lors de la construction de la route et du pont sont entre autre : la végétation, le sol, l'eau, le milieu socio-économique.

Les sources potentielles d'impact sont les suivantes :

- ✓ l'installation de chantier (le débroussaillage, le décapage et le terrassement),
- ✓ l'aménagement et le repli des matériaux de construction et des objets de démolition,
- ✓ l'extraction et le transport de matériaux d'emprunt dans les carrières et autres gisements,
- ✓ le dépôt et le stockage de matériaux secs (agrégats) et des autres matériaux de travail,
- ✓ la création et l'aménagement de voies de déviations,
- ✓ l'utilisation de machinerie et engins lourds pour travaux mécanisés (déboisement, débroussaillage, décapage, excavation, terrassement, remblayage, compactage, rechargement),
- ✓ la prise d'eau et approvisionnement en eau,
- ✓ la production des déchets solides et/ou liquides.

### 1) Descriptions des impacts sur l'environnement

#### Sur les eaux de surface

Sources des impacts	Effets négatifs	Effets positifs
<b>Rejets de produits chimiques (ciment, adjuvants), de déchets liquides (lubrifiants usés)</b>	Contamination des eaux superficielles	RAS

#### Sur le sol

Sources des impacts	Effets négatifs	Effets positifs
<b>Déboisement, décapage, terrassement, remblais et déblais, extraction et transport des matériaux d'emprunt, dépôt des matériaux secs</b>	Modification du relief et du sol, érosion et appauvrissement du sol	RAS

#### Sur la flore

Sources des impacts	Effets négatifs	Effets positifs
<b>Déboisement, décapage, terrassement, remblais et déblais, amené et repli des matériaux, extraction et transport des matériaux d'emprunt, implantation de l'ouvrage d'art.</b>	abattage de certaines espèces d'arbres protégés et risque de disparition de certaines espèces dans la zone.	RAS

### Sur l'air

Sources des impacts	Effets négatifs	Effets positifs
Déboisement, décapage, terrassement, remblais et déblais, amené et repli des matériaux, extraction et transport des matériaux d'emprunt, dépôt des matériaux, implantation de l'ouvrage, création des voies de déviation et de la voie principale	Pollution de l'atmosphère par la fumée et la poussière dégagées par les engins lourds des travaux publics	RAS

#### 2) Impacts sociaux économiques

Sources des impacts	Effets négatifs	Effets positifs
Toutes les activités qui y seront menées	risques de maladie pulmonaire des employés lors de la réalisation des travaux, risques de transmission des IST/SIDA, risques d'accidents de chantier et de conflits avec les autochtones	Favorisation de l'accès aux infrastructures sanitaire, Augmentation du flux d'échanges commerciaux, Ecoulement plus facile des produits de récoltes, Route plus confortable et sûr, ouvrages d'art plus sûr et plus fluide, création d'emplois temporaires (manœuvres, ouvriers et gardiens), création et développement des petites activités génératrices de revenus (petits commerces), accroissement ponctuel du flux monétaire dû à la présence du personnel de chantier

#### IV. Détermination des mesures d'atténuation, de compensation et de valorisation

##### 1) Sur le plan environnemental

##### a) Mesures de protection des eaux de surfaces contre la pollution

L'entreprise devra veiller à ce que les matériaux rejetés pendant les travaux ne soient pas drainés par le cours d'eau. Pour ce faire, le maître d'œuvre doit veiller rigoureusement au respect de cette solution. Aussi il faut éviter le rejet des huiles de vidanges et des hydrocarbures dans les eaux d'écoulement. À cet effet, l'entreprise devra installer des aires de stockage des produits liquides (huiles, graisses, hydrocarbures) ainsi que des bacs de vidanges des huiles et

---

graisses. Ces derniers ne doivent pas être rejetés dans la nature mais acheminés vers des stations de traitement appropriés. Pour une application stricte de tout cela, on pourra sensibiliser l'entreprise dès le début des travaux et appliquer des sanctions au cas où les mesures ne sont pas appliquées correctement.

#### b) Mesures de lutte contre l'érosion du sol

Il s'agit principalement de la réhabilitation des sols une fois les travaux achevés c'est à dire la remise du site à son état initial. En effet la circulation des engins de chantier modifie la texture du sol en le compactant, aussi l'installation de chantier et l'ouverture des emprunts contribuent à modifier énormément le sol. Pour y remédier, nous allons :

- ✓ Procéder au choix judicieux et à une exploitation optimisée de la base du chantier ;
- ✓ Rétablir l'écoulement naturel des eaux dans la zone d'emprunt en la recouvrant de la couche supérieure de la terre végétale stockée et mise en tas lors du décapage ;
- ✓ Procéder à les plantations d'espèces végétales ;
- ✓ Mesures contre la pollution de l'air.

Pour ce volet, nous allons limiter la vitesse des véhicules à 40 km/h et veiller à l'entretien courant des engins de chantier pour éviter le dégagement des fumées. Aussi il faudra arroser régulièrement la route.

#### c) Mesures pour la protection de la flore

Concernant la végétation, il faut veiller à choisir une installation judicieuse et optimale qui permettant de couper le moins possible d'arbres. Il en sera de même pour les carrières et les zones d'emprunt. Aussi on devra limiter au maximum le déboisement et le débroussaillage et faire le plus possible pour conserver les arbres.

Aussi pour compenser le découpage de certains arbres, l'entreprise veillera à planter des arbres (trois arbres plantés pour un arbre coupé). Ces arbres peuvent être de la même nature que ceux qui sont coupés ou bien des espèces à croissance rapide.

### 2) Socioéconomique

#### a) Les mesures de préservations des relations communautaires et du cadre de vie

La présence du personnel de l'entreprise dans la zone de projet va occasionner un brassage socioculturel. Ce brassage entre personne de cultures différentes peut entraîner l'apparition de certains conflits. Pour prévenir les conflits, il faut d'une part informer le personnel sur les habitudes culturelles des autochtones et les sensibiliser au respect des traditions locales. D'autre part, inviter les autochtones au pardon et à tolérances vis-à-vis du personnel.

---

Aussi pour prévenir les conflits lors de l'exploitation des zones d'emprunt, l'entreprise doit adopter un ton de négociation et toujours chercher le consensus avec les propriétaires des terres avant le début des travaux.

Aussi il faudra veiller à assainir le site par récupération des déchets solides ou liquides afin de rendre agréable le cadre de vie.

#### b) *Mesure relative à la sécurité des travailleurs et aux usagers de la route*

Il est nécessaire de signaler les travaux en mettant des panneaux de signalisation ou des personnes et limiter la vitesse de circulation des usages de la route. En outre, l'entreprise devra mettre à la disposition de son personnel des équipements de protection et de sécurité adéquats. Également, il faudra sensibiliser le personnel sur le respect des normes et consignes de sécurité.

#### c) *Mesure de préventions contre les IST/SIDA et les autres maladies*

Le maître d'œuvre doit sensibiliser le personnel afin qu'il évite la pollution de l'eau et de l'air, source de plusieurs maladies aussi. Une campagne soutenue devra être menée en concours avec les ONG et organisations spécialistes de ces questions pour sensibiliser les populations et le personnel sur le danger des IST/SIDA. L'utilisation des préservatifs devra être vulgarisée.

### **V. Plan de gestion environnementale et sociale**

Une fois les mesures énumérées, nous allons mettre en place un plan de gestion environnemental et social. Ce plan doit être clair et faire ressortir les responsables qui doivent assurer l'application des mesures à chaque niveau, le contrôle, ainsi que le suivi et évaluation.

impacts	mesures	responsables			période
		mise en œuvre	Surveillance et contrôle	Vérification de la mise en œuvre	
<b>Pollution de l'eau</b>	Mise en place d'un air de stockages des produits liquides, récupération dans des bacs des huiles et graisses de vidange, récupération des déchets de toute sorte	entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle	Pendant les travaux
	Nettoyage général et complet du site				fin des travaux
<b>Erosion et appauvrissement du sol</b>	Réhabiliter les zones végétales en les recouvrant de terres végétales et aplanissement des zones d'emprunt afin de rétablir les ruissèlements	entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle	fin des travaux
	Nettoyage général et complet du site				
<b>Pollution de l'air</b>	Limitation de la vitesse et arrosage régulier de la route	entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle	Pendant les travaux
<b>Destruction du couvert végétal</b>	Choix d'un emplacement judicieux et une exploitation optimale de la base du chantier, Respects du code forestier pour l'abatage des arbres	entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle	Début des travaux
	Operations de reboisement				fin des travaux
<b>Risque sur la santé (maladies, respiratoires, IST/SIDA)</b>	Arrosage régulier de la route, Sensibilisation sur les IST/SIDA, Vulgarisation de l'utilisation des préservatifs	ONG, entreprise	Ministère de la santé, Maître d'œuvre	Ministère de la santé	Pendant les travaux

<b>Risques d'accidents et sur la sécurité</b>	Mise en place de panneaux de signalisation temporaire de chantier, Bien équiper le personnel	entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle	Pendant les travaux
<b>Risque de conflits Dégradation du cadre de vie</b>	Sensibilisation, tolérance, négociation, recherche du consensus, Adoption d'une hygiène de vie et assainissement du cadre de vie	Entreprise, chefs coutumiers, préfet, maitre d'œuvre	Entreprise, chefs coutumiers, préfet,	Entreprise, chefs, préfet, maitre d'œuvre	Pendant les travaux

### Annexe VII : Devis estimatif

N°	Désignation	Unité	Quantités	Prix unitaire	Prix total
lot 100: Installation et terrassements					
101	Amené et repli	FF	1	50 000 000	50 000 000
102	Installation du chantier	FF	1	20 000 000	20 000 000
103	Implantation et fouilles	U	1	7 000 000	7 000 000
TOTAL LOT 100					77 000 000
LOT 200 : Tablier					
201	Béton pour poutres	m <sup>3</sup>	114,4	200 000	22 880 000
202	Acier pour poutre	kg	18380	1 500	27 570 000
203	Coffrage pour poutres	m <sup>2</sup>	610,82	20 000	12 216 400
204	Béton pour hourdis	m <sup>3</sup>	110,5	200 000	22 100 000
205	Acier pour hourdis	kg	20220	1 500	30 330 000
206	Béton pour prédalle	m <sup>3</sup>	5,4	200 000	1 080 000
207	Coffrage pour hourdis	m <sup>2</sup>	387	20 000	7 740 000
208	Béton pour entretoises	m <sup>3</sup>	8,44	200 000	1 688 000
209	Acier pour entretoises	kg	2100	1 500	3 150 000
210	Coffrages des entretoises	m <sup>2</sup>	98,16	20 000	1 963 200
TOTAL LOT 200					130 717 600
LOT 300 : piles					
301	Béton pour chevêtre	m <sup>3</sup>	10,2	200 000	2 040 000
302	Acier pour chevêtre	kg	3880	1 500	5 820 000
303	Coffrage chevêtre	m <sup>2</sup>	38,8	20 000	776 000
304	Béton pour colonnes	m <sup>3</sup>	26,51	200 000	5 302 000
305	Aciers pour colonnes	kg	5820	1 500	8 730 000
306	Coffrage colonnes	m <sup>2</sup>	141,6	20 000	2 832 000
307	Béton pour semelle	m <sup>3</sup>	137,5	200 000	27 500 000
308	Aciers pour semelle	kg	4194,28	1 500	6 291 420
TOTAL LOT 300					59 291 420
LOT 400 : culées					

401	Béton pour culées	m <sup>3</sup>	120,14	200 000	24 028 000
402	Aciers pour culées	kg	16540,00	1 500	24 810 000
403	Coffrage culées	m <sup>2</sup>	312,0	20 000	6 240 200
404	Béton pour semelle	m <sup>3</sup>	209,3	200 000	41 860 000
405	Aciers pour semelle	kg	2814,0	1 500	4 221 000
TOTAL LOT 400					101 159 200
LOT 500 : équipements de pont					
501	Béton de trottoir	m <sup>3</sup>	26	200 000	5 200 000
502	Garde - corps	ml	130	35 000	4 550 000
502	Corniche	ml	130	25 000	3 250 000
503	Gargouille de descente d'eau	U	66	15 000	990 000
505	Joints de chaussée	ml	34	200 000	6 800 000
506	Etanchéité	m <sup>2</sup>	390	20 000	7 800 000
507	Appuis d'appuis	U	16	1 200 000	19 200 000
TOTAL LOT 500					47 790 000
Lot 600 : voies d'accès					
LOT 600 - A : chaussée					
601	Décapage	m <sup>2</sup>	3616,2	2 000	7 232 400
602	Déblais en terrain meuble	m <sup>3</sup>	3084,1	3 000	9 252 300
603	Remblai	m <sup>3</sup>	20623,4	5 000	103 117 000
604	Fourniture et mise en œuvre de la couche de fondation en matériaux graveleux latéritiques naturels	m <sup>3</sup>	7110,3	7 000	49 772 100
605	Fourniture et mise en œuvre de la couche de base en graveleux amélioré au ciment	m <sup>3</sup>	3991,2	15 000	59 868 000
606	Fourniture et mise en œuvre de l'imprégnation	m <sup>2</sup>	27747	900	24 972 300
607	Fourniture et mise en œuvre de l'enduit superficiel tricouche, y compris couche	m <sup>2</sup>	27747	20 000	554 940 000

	d'accrochage				
TOTAL LOT 600 - A					809 154 100
LOT 600 - B : équipements de la chaussée					
608	Bande de peinture blanche continue ou discontinue d'axe	ml	3083	3 000	9 249 000
609	Bande de peinture blanche discontinue de rive	ml	6166	1 000	6 166 000
610	Fourniture et pose de panneaux de signalisation	U	15	140 000	2 100 000
TOTAL DU LOT 600 - B					17 515 000
LOT 700 : MESURES ENVIRONNEMENTALES ET SOCIALES					
701	Mesures sociales	FF	1	10 000 000	10 000 000
702	Mesures d'atténuation lors des travaux	FF	1	30 000 000	30 000 000
703	Plantation d'arbres	FF	1	12 000 000	12 000 000
704	Remise en état des sites après les travaux	FF	1	20 000 000	20 000 000
TOTAL LOT 700					72 000 000
LOT 800: contrôle et suivi des travaux					
801	Contrôle et suivi des travaux	FF	1	65 731 366	65 731 366
TOTAL LOT 800					65 731 366
TOTAL HORS TAXE					1 380 358 686
TVA (18%)					248 464 563
MONTANT TOTAL TTC					1 628 823 249



---

Annexe VIII: Plans liés à la route



---

Annexe IX : Plans d'exécution des éléments en béton armé



*Conception et dimensionnement d'un pont pour le franchissement du cours d'eau BÉRÉ  
et aménagements des voies d'accès*

---

