

UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS

« U.L.P.G.L/GOMA »



P.B: 368 Goma

www.ulpgl.net

FACULTE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES APPLIQUEES

Département de Génie Civil

**ÉTUDE STRUCTURALE D'UN PONT BIAIS DE 21M
DE PORTEE SUR LA RIVIERE KIHIRA A SAKE**

*Mémoire présenté et soutenu en vue de l'obtention
du diplôme d'ingénieur civil en structures et
ouvrages d'art*

Présenté par : **SYAUSWA ELIE Phinée**

Dirigé par : **C.T Ir. Chérif BISHWEKA**

Encadré par : **Ass. Ir Patrick SYAITSUTSWA**

Année académique 2019 - 2020

EPIGRAPHE

« Bien construire implique une bonne conception des ouvrages et le respect de la notion d'exigence et de performance à atteindre pour tous les ouvrages de construction ».

Gérard BLACHERE

DEDICACES

A mon père KAKULE Vis

A ma mère MUHAHIRWA Ruth

A toutes celles et tous ceux qui me sont chers.

SYAUSWA ELIE Phinée

REMERCIEMENTS

La réalisation de ce travail est fruit de participation, sur certains plans, de plusieurs personnes.

Notre première et exceptionnelle gratitude s'adresse au Créateur Dieu Tout Puissant pour la grâce, le souffle de vie et le courage accordés.

Deuxièmement, nous sommes très reconnaissants envers notre Directeur, le Chef des travaux Chérif BISHWEKA et à notre encadreur, Ingénieur Patrick SYAITSUTSWA pour leur accompagnement scientifique sans relâche pour réaliser ce travail.

Aux autorités académiques de l'Université Libre des Pays des Grands Lacs et plus particulièrement celles de la faculté des sciences et technologies appliquées pour leur formation de qualité durant notre parcours.

Familialement, nos remerciements spéciaux sont adressés à nos parents KAKULE Vis et MUHAHIRWA Ruth pour leur dévouement sans limite, leur affection et pour tous les sacrifices consentis afin d'assurer et garantir notre éducation et notre formation.

A la précieuse famille SYAUSWA, à nos compagnons de lutte, et à toutes et tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce présent travail.

SYAUSWA ELIE Phinée

SIGLES ET ABBREVIATIONS

B	: Couche de Base
BB	: Béton Bitumeux
CBR	: California Bearing Ratio
E	: Enrobé dense
EIE	: Etude d'Impact Environnemental
ELS	: Etat Limite de Service
ELU	: Etat Limite Ultime
ES	: Equivalent de Sable
GPS	: Global Positioning System
LI	: Ligne d'Influence
NK	: Nord-Kivu
PL	: Poids Lourd
R	: Revêtement
RN	: Route Nationale
TP	: Travaux Publics
PGE	: Pan de Gestion Environnemental
SETRA	: Services d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

LISTE DES FIGURES

<i>Figure 1.1 Aperçu du tronçon du pont en étude (source : Google Earth)</i>	<i>4</i>
<i>Figure 1.2 Situation géographique de l'ouvrage</i>	<i>5</i>
<i>Figure 1.3 Pont-dalle avec éléments massifs préfabriqués</i>	<i>10</i>
<i>Figure 1.4 Exemples de poutres de pont en T</i>	<i>10</i>
<i>Figure 1.5 Exemple d'élément en U renversé</i>	<i>11</i>
<i>Figure 1.6 Coupe transversale d'un pont à poutres préfabriquées</i>	<i>11</i>
<i>Figure 1.7 Principe d'un élément en béton précontraint composite</i>	<i>12</i>
<i>Figure 1.8 Pont-caisson préfabriqué</i>	<i>13</i>
<i>Figure 1.9 Poutres en U préfabriquées avec dalle coulée en place</i>	<i>13</i>
<i>Figure 1.10 Coupe de principe d'un pont mono-caisson</i>	<i>14</i>
<i>Figure 1.11 Coupe et phases de construction du viaduc de Herve</i>	<i>15</i>
<i>Figure 1.12 Principe pont-bac composites avec poutre préfléchie enrobée</i>	<i>16</i>
<i>Figure 1.13 Possibilités de portée avec les ponts préfabriqués</i>	<i>17</i>
<i>Figure 1.14 Exemple d'un pont piétonnier avec éléments en T</i>	<i>18</i>
<i>Figure 1.15 Poutres de pont pour chemin de transport</i>	<i>18</i>
<i>Figure 1.16 Profilage longitudinal d'un pont ou viaduc</i>	<i>20</i>
<i>Figure 2.1 Profil en travers de la culée</i>	<i>30</i>
<i>Figure 2.2 Vue en plan de la culée</i>	<i>30</i>
<i>Figure 2.3 Détail de l'appui et de la culée</i>	<i>32</i>
<i>Figure 2.4 Continuité intégrale-Variante avec recouvrement soudé des armatures supérieures</i>	<i>32</i>

Figure 2.5 Profil en travers	36
Figure 2.6 Principe d'une ligne d'influence	48
Figure 2.7 Positionnement d'une charge	49
Figure 3.1 Coupe transversale du tablier	60
Figure 3.2 Fragmentation de la section transversale	60
Figure 3.3 Surface d'influence du moment de fléchissant	64
Figure 3.4 Surface d'influence du moment de torsion	67
Figure 3.5 Diagramme des efforts tranchants	70
Figure 3.6 Disposition longitudinale du pont à $X = 0$ m	72
Figure 3.7 Surface d'influence de la flèche	74
Figure 3.8 Rotation due à la flexion (valeurs absolues)	77
Figure 3.9 Rotation due à la torsion	80
Figure 3.10 Foule sur la chaussée	99
Figure 3.11 Foule sur trottoir	90
Figure 3.12 Vue en plan	90
Figure 3.13 Profil en long	91
Figure 3.14 Profil en travers	91
Figure 3.15 Perspective 1 du pont	92
Figure 3.16 Perspective 2 du pont	92

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau 2.1 : Quelques valeurs indicatives des contraintes de calcul admises sur le sol</i>	25
<i>Tableau 2.2 : Dimensions des éléments du voussoir</i>	36
<i>Tableau 2.3 : Les résistances caractéristiques</i>	40
<i>Tableau 2.4 Les charges des éléments non porteurs</i>	44
<i>Tableau 3.1 Analyse multicritère de trois variantes</i>	57
<i>Tableau 3.2 : Calcul du moment d'inertie de la section transversale</i>	61
<i>Tableau 3.3 Détermination des actions permanentes</i>	62
<i>Tableau 3.4 Moment de flexion induit par le convoi placé longitudinalement à X = 18 m</i>	66
<i>Tableau 3.5 Moment induit par le convoi placé transversalement à X = 9 m</i>	66
<i>Tableau 3.6 Moment de torsion induit par le convoi placé longitudinalement à X = 21 m</i>	69
<i>Tableau 3.7 Moment de torsion induit par le convoi placé transversalement à X = 21 m</i>	69
<i>Tableau 3.8 Effort tranchant induit par le convoi placé longitudinalement à X = 0 m</i>	72
<i>Tableau 3.9 Effort tranchant induit par le convoi placé transversalement</i>	73
<i>Tableau 3.10 Flèche causée par le convoi placé longitudinalement</i>	75
<i>Tableau 3.11 Flèche causée par le convoi placé transversalement</i>	76
<i>Tableau 3.12 Rotation due à la flexion causée par le convoi placé longitudinalement</i>	78
<i>Tableau 3.13 Rotation due à la flexion causée par le convoi placé transversalement</i>	79
<i>Tableau 3.14 Rotation due à la torsion causée par le convoi placé longitudinalement</i>	81
<i>Tableau 3.15 Rotation due à la torsion causée par le convoi placé transversalement</i>	82
<i>Tableau 3.16 Descente des charges de la culée</i>	83
<i>Tableau 3.17 Moments stabilisants et renversants de la culée</i>	84

SOMMAIRE

EPIGRAPHE	i
DEDICACES	ii
REMERCIEMENTS	iii
SIGLES ET ABREVIATIONS	iv
LISTE DES FIGURES	v
LISTE DES TABLEAUX	vii
SOMMAIRE	viii
RESUME	xiii
INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre premier	4
GÉNÉRALITÉS SUR LE SUJET ET APERCU DE LA ZONE	4
I.1 PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE DU PROJET	4
I.1.1 Tronçon en étude	4
I.1.2 Situation géographique de l'ouvrage	5
I.1.3 Diagnostic de l'existant	5
I.1.4 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	5
I.1.5 Données topographiques.....	5
I.1.6 Données géotechniques	6
I.1.7 Données hydrologiques	7
I.2 LES PONTS PREFABRIQUES	8
I.2.1 Histoire et développement (1)	8
I.2.2 Types de ponts préfabriqués (1).....	9
I.3 APPLICATIONS SPÉCIALES	17
I.3.2 Pont-canal	18
I.3.3 Ponts pour applications industrielles	18
I.4 ESTHETIQUE DES PONTS PREFABRIQUES	19

I.5 TERMINOLOGIE RELATIVE AU PONT (2).....	21
I.6 CONCLUSION PARTIELLE	22
Chapitre deuxième	23
METHODOLOGIE DE TRAVAIL	23
II.1 INTRODUCTION.....	23
II.2 CONCEPTION GENERALE.....	24
II.2.1 Choix de portée	24
II.2.2 Coupe longitudinale	24
II.2.3 Coupe transversale	24
II.2.4 Appuis	25
II.2.5 Fondations	25
II.2.6 Détermination du gabarit.....	26
II.2.7 Théorie sur la conception des poutres de pont.....	26
II.2.8 La conception des culées	27
II.3 SYSTEMES CONSTRUCTIFS (5).....	31
II.3.1 Ponts isostatiques	31
II.3.2 Ponts continus	32
II.4 LIAISONS.....	33
II.5 DETAILS	34
II.5.1 Détails d'appui pour poutres de pont.....	34
II.5.2 Rives de pont	34
II.6 CHOIX DE L'OUVRAGE	35
II.7 DIMENSIONNEMENT	36
II.7.1 Introduction	36
II.7.2 Évaluation des charges permanentes	37
II.7.3 Évaluation des charges d'exploitation (surcharges d'exploitation du trottoir).....	38
II.7.4 Norme utilisée	38
II.7.5 Pré-dimensionnement	39
A. Solution structurelle	39
B. Ouvrages potentiellement réalisables	39
C. Caractéristique de la route	39
D. Caractéristiques des matériaux utilisés	39
E. Aciers passifs.....	41
F. Prédimensionnement des différents éléments	42
G. Calcul du Poids	43

H. Caractéristiques géométriques	43
I. Evaluation des surcharges.....	44
J. Pré dimensionnement de la culée	46
II.8 LIGNES D'INFLUENCE ET SURFACES DES LIGNES D'INFLUENCE DES ELEMENTS DE REDUCTION.....	47
II.8.1 Introduction	47
II.8.2 Moment flechissant	50
a) Lignes d'influence.....	50
b) Surfaces des lignes d'influence.....	50
II.8.3 Moment de torsion C.....	50
a) Lignes d'influences	50
b) Surfaces d'influences.....	51
II.8.4 Effort tranchant	51
a) Lignes d'influences	51
b) Surfaces d'influences.....	51
II.9 DEFORMATIONS MAXIMALES.....	52
II.9.1 Déplacement vertical maximal V_{max}	52
a) Ligne d'influence	52
b) Surface d'influence	52
II.9.2 Rotation de flexion ω	52
a) Ligne d'influence	52
b) Surface d'influence	53
II.9.3 Rotation de torsion ϕ	53
a) Ligne d'influence	53
b) Surfaces d'influence	54
II.10 ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL.....	54
II.10.1 Études environnementales :	54
II.10.2 Plan de Gestion Environnementale	55
II.11 CONCLUSION PARTIELLE	56
Chapitre troisième.....	57
PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS	57
III.1 INTRODUCTION.....	57
III.1 PRESENTATION DES DONNEES.....	59
III.2.1 Caractéristiques géométriques et mécaniques de la section.....	60
III.2.2 Calcul des caractéristiques géométriques.....	60

III.3 CALCUL DES ACTIONS	62
Actions permanentes.....	62
A. Actions variables	62
B. Calcul du coefficient dynamique φ_{dyn}	63
III.4 SOLLICITATIONS MAXIMALES	63
III.4.1 Moment fléchissant	64
a) Sous le poids propre	64
b) Sous la foule sur la chaussée	65
c) Sous la foule sur les 2 trottoirs	65
d) Sous le convoi.....	65
e) Sous les combinaisons pertinentes.....	67
III.4.2 Moment de torsion maximal C_{max}	67
a) Sous charges permanentes	68
b) Sous la foule sur la chaussée	68
c) Sous la foule sur les 2 trottoirs	68
d) Sous le convoi.....	68
e) Sous les combinaisons pertinentes.....	70
III.4.3 Effort tranchant maximal T_{max}	70
a) Sous le poids propre	71
b) Sous la foule sur la chaussée	71
c) Sous la foule sur les 2 trottoirs	71
d) Sous le convoi.....	71
e) Sous les combinaisons pertinentes.....	73
III.5 FLECHE MAXIMALE, ROTATION DE FLEXION MAXIMALE ET ROTATION DE TORSION MAXIMALE.....	74
III.5.1 Flèche maximale V	74
a) Sous la charge permanente	74
b) Sous la foule sur la chaussée	74
c) Sous la foule sur les 2 trottoirs	74
d) Sous le convoi.....	75
e) Sous les combinaisons pertinentes.....	76
III.5.2 Rotation due à la flexion ω	77
a) Sous la charge permanente	77
b) Sous la foule sur la chaussée	77
c) Sous la foule sur les 2 trottoirs	77
d) Sous le convoi.....	78

e) Sous les combinaisons pertinentes.....	79
III.5.3 Rotation due à la torsion	80
a) Sous la charge permanente	80
b) Sous la foule sur la chaussée	80
c) Sous la foule sur les 2 trottoirs	80
d) Sous le convoi.....	81
e) Sous les combinaisons pertinentes.....	82
III.6. INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS.....	84
III.6.1 Moment fléchissant	84
III.6.2 Moment de torsion maximal C_{max}	85
III.6.3 Effort tranchant maximal T_{max}	85
III.6.4 Flèche maximale V	85
III.6.5 Rotation due à la torsion	85
III.7 CONCLUSION PARTIELLE.....	85
CONCLUSION GENERALE	86
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	87

RESUME

Le but du présent travail est de faire une étude structurale d'un pont biais dont les éléments du pont seront préfabriqués sauf les culées qui seront coulées sur place.

Il s'agit d'un ouvrage situé sur la rivière Kihira (Sake) à l'Ouest de la ville de Goma. Nous avons procédé à la conception et au dimensionnement de l'ouvrage en vue d'obtenir une structure répondant aux conditions imposées (technique, économique, environnementale, etc.).

Nous avons présenté les généralités sur les ponts et les ponts préfabriqués en particulier, nous citons les ponts dalles, les ponts composés d'éléments avec dalle intégrée, ponts à poutres, ponts à poutres composites acier-béton, les ponts en caissons. Cela nous a permis de faire une comparaison des variantes en vue du choix du type d'ouvrage. Nous avons ensuite procédé à la conception et au dimensionnement de l'ouvrage. Enfin nous avons défini les matériaux qui devront être utilisés notamment le béton armé (poutres) et les aciers.

Après la conception, une étude sur le comportement des éléments de l'ouvrage a été effectuée suivant les différentes sollicitations auxquelles l'ouvrage est soumis : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et les actions accidentelles.

Les résultats obtenus dans la présentation de ce travail montrent que la structure étudiée répond favorablement aux critères de résistance, de sécurité et de durabilité.

INTRODUCTION GENERALE

Le développement de l'industrie automobile a connu une évolution sans précédent et cela a conduit à la construction de voies routières et les ouvrages d'art. C'est ainsi qu'on fait recours aux ponts pour franchir des obstacles artificiels ou naturels. C'est pourquoi l'« *Étude structurale d'un pont biais de 21m de portée sur la rivière KIHIRA à Sake* » fait l'objet de notre sujet de mémoire afin de sanctionner notre formation d'Ingénieur civil.

De nos jours, les ponts constituent un atout majeur pour le développement surtout économique des milieux où il faut les construire voire des nations. Ils assurent les transactions et échanges divers, par ricochet le développement. L'étude structurale d'un pont nécessite une étude complète de dimensionnement afin de pouvoir disposer d'un ouvrage possédant la capacité de résister aux différentes charges du trafic, aux incidents éventuels dus à la circulation ou aux caprices de dame nature. Le concepteur doit également pouvoir construire un ouvrage réalisable avec un coût optimal.

Il est alors indispensable que nous accordions une attention particulière et technique à sa conception tout en considérant les exigences géotechniques, topographiques, hydrologiques et environnementales qui doivent nécessairement être réunies et répondant à la demande de la population.

Sake, une cité dynamique, présente des atouts considérables sur les plans économique et touristique par rapport à d'autres contrées. C'est ainsi que ce travail sera focalisé sur l'étude structurale d'un pont biais ayant une vocation d'intérêt général dont les culées seront coulées sur place et les autres éléments seront préfabriqués. Rappelons également que la construction de cet ouvrage assurera la circulation confortable et sécuritaire des engins roulants et de la population du territoire de Masisi en particulier, celle de la ville de Goma, celle d'une partie de la province du Sud-Kivu et du Nord-Kivu en général.

Eu égard à ce qui précède, les questions suivantes méritent d'être posées, notamment :

- Quels seraient les avantages des éléments préfabriqués par rapport à ceux coulés sur place ?

- Comment faire la conception et le dimensionnement des éléments du pont qui assureraient et garantiraient une circulation sécurisée et confortable ?

Nous avons formulé des réponses anticipatives suivantes aux questions précédentes :

- Les avantages des éléments préfabriqués par rapport à ceux coulés sur place seraient les produits sont manufacturés, l'utilisation optimale des matériaux, l'efficacité, la réadaptabilité, la qualité, le temps de construction réduit ainsi que la construction économique et écologique.
- Pour assurer et garantir une circulation sécurisée et confortable, nous ferons la conception et le dimensionnement de manière que ces derniers puissent résoudre les problèmes liés à la circulation et aux différentes charges du trafic appliquées.

Pour des types de matériaux, nous proposons d'utiliser ceux issus des carrières environnant la cité et de l'extérieur du pays.

Cependant dans le but de mettre en pratique nos connaissances dans le domaine de ponts et d'apporter notre pierre à l'édifice de développement de la cité ou du territoire de Masisi en particulier et de la province en général, il s'avère impérieux de lui doter des nouvelles infrastructures présentant des bonnes performances sur une période bien déterminée contre toute dégradation ou écroulement.

L'objectif général vise l'étude structurale d'un pont biais de 21 m de portée sur la rivière KIHIRA à Sake afin que les conditions de circulation soient confortables et sécurisées tout en considérant les différentes sphères environnementale et économique. Cette étude doit faire ressortir les détails qui permettront de proposer un pont ayant une aptitude technique excellente, qui s'inscrit dans la durée tout en gardant une certaine harmonie.

Les différents objectifs spécifiques poursuivis sont :

- Réaliser une étude préliminaire sur la situation initiale du site
- Savoir quel type des matériaux pourront être utilisés, les quels répondant aux normes du pont et présentant des bonnes résistances face à la dégradation ou l'écroulement.

- Faire une étude d'impact environnementale afin d'évaluer les actions à mettre en place.

Ce travail se limite à l'étude structurale d'un pont biais. Les culées seront coulées sur place et les autres éléments du pont seront préfabriqués en prenant des dispositions constructives d'un assainissement efficace de manière à assurer un bon drainage et une bonne circulation.

Pour arriver aux résultats escomptés, il est nécessaire de mener des études topographiques et hydrologiques du site, évaluer le trafic et de proposer les différents matériaux et enfin dimensionner les différents éléments de cet ouvrage.

Hormis l'introduction et la conclusion générales, ce travail contient trois chapitres :

Chapitre premier : Généralités sur les ponts et présentation de la zone d'étude

Chapitre deuxième : Méthodologie de travail

Chapitre troisième : Présentation et interprétation des résultats

Chapitre premier

GÉNÉRALITÉS SUR LE SUJET ET APERÇU DE LA ZONE

I.1 PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE DU PROJET

I.1.1 Tronçon en étude

Le projet se situe dans la cité de Sake, groupement Kamuronza dans le territoire de Masisi à la sortie Ouest de la ville Goma sur la route nationale RN2 Goma-Sake. Ce projet consiste à étudier les éléments résistants d'un pont biais. La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences car il est destiné à offrir un service à des usagers.



Figure 1.1 Aperçu du tronçon du pont en étude (source : Google Earth)

I.1.2 Situation géographique de l'ouvrage

La rivière Kihira est un cours d'eau qui tarit pendant la saison sèche mais possède un bassin versant et un débit important pendant la période pluvieuse. Elle constitue un obstacle majeur sur le tracé de l'axe routier Goma-Masisi et Goma-Minova. D'où la nécessité d'une attention particulière lors de l'étude. Cette figure montre la situation géographique de l'ouvrage en étude.



Figure 1.2 Situation géographique de l'ouvrage

I.1.3 Diagnostic de l'existant

Le pont existant est de 21 m de longueur, 5 m de largeur et 4 m de haut se trouve sur le site. Il pouvait évacuer un débit de 0,3 m³/s pour une vitesse de 3 m/s. Cependant les nouvelles configurations du site sont devenues telles que l'eau submerge l'ouvrage lors des importantes pluies et attaquent les culées qui finissent par céder. Il a pour coordonnées 1489 m d'altitude Est et d'altitude 1466 m Ouest.

I.1.4 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont les suivantes :

- L'axe de l'ouvrage est droit et perpendiculaire au lit de la rivière.
- Le tablier repose sur deux culées en béton armé de sections pleines.

I.1.5 Données topographiques

Les données levées de terrain peuvent être informatisées. En effet, cette méthodologie basée sur les logiciels de conception assistée à l'ordinateur des tracés routiers en l'occurrence : « COVADIS ». Ainsi tous les supports topographiques sont restitués sous forme de documents

entièrement informatisés en vue de leur exploitation. Le modèle numérique de terrain ainsi créé par « COVADIS » permet d'apprécier avec plus de précision les différentes propositions de tracés. L'utilisation de ces données nous est utile, d'une part, dans le choix de la variante d'aménagement vu plus haut et d'autre part, permet d'obtenir le tracé optimal des voies d'accès ainsi que l'implantation optimale de l'ouvrage.

I.1.6 Données géotechniques

La géotechnique joue un rôle essentiel dans l'acte de construire dans le génie civil. Un ouvrage ne peut être viable que lorsqu'il arrive à tenir sur le sol qui est destiné à le supporter.

Les données géotechniques déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe (au sens le plus général) et le (ou les) niveau(x) possible(s) de fondation.

Enfin, la reconnaissance géotechnique doit donner des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour la capacité portante)
- Paramètres rhéologiques (pour le tassement et le fluage) ;
- Compacité (pour les terrassements) ;
- Perméabilité (pour les épaissements ou le bétonnage dans les fouilles).

Pour ce qui est du sol, nous n'avons pas obtenu des données géologiques précises concernant l'emplacement de l'ouvrage mais nous avons obtenu des indications qualitatives sur la nature et l'épaisseur des différentes couches. C'est ainsi que pour les forages en de dizaines de mètres en profondeur effectués dans la région, nous avons une couche de sable noir et sable avec argile jaune. Alors on remarque bien que le bon sol nécessaire pour une fondation d'ouvrage lourd dans cette localité se trouverait à une profondeur d'environ 3 à 5 mètres.

La nature des sols en présence au droit de l'ouvrage permet un choix de fondations superficielles de type semelles isolées ancrées au niveau de la couche de sable et cailloux rencontrés à 3m de profondeur par rapport au terrain naturel. Le pont de Sake, jeté sur la rivière Kihira, sur la RN2,

connaît de problèmes d'affaissement à la suite à l'absence des culées consistants ainsi que des éboulements faute de la canalisation des eaux des pluies charriées de la cité de Sake et des groupements qui l'environnement.

L'estimation de la contrainte admissible en considérant les caractéristiques des couches rencontrées en fin de sondage nous amènerait à des valeurs de contrainte trop élevées mais qui ne reflètent pas la réalité de la couche prise pour assise des fondations. Pour ces raisons, nous suggérons de limiter la contrainte admissible du sol à 2 bars.

Avec cette contrainte (2 bars), les tassements seront faibles et se produiront au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

Il est recommandé de prévoir un assainissement efficace des eaux pluviales et c'est pour empêcher toute stagnation, inondation ou venue d'eau vers les fondations de l'ouvrage.

I.1.7 Données hydrologiques

Dans le cadre de dimensionnement d'ouvrages de franchissement d'un cours d'eau, les études hydrologiques et hydrauliques ont pour objectif le dimensionnement hydraulique de l'ouvrage (calcul de la section d'écoulement et de la cote de calage sous-poutre) ainsi que la formulation des recommandations éventuelles en ce qui concerne les mesures de protection des culées.

Par ailleurs, il est important de préciser les niveaux des « plus basses eaux » (PBE) pour déterminer les différentes phases de travaux de façon à ce que les fondations soient exécutées dans les meilleures conditions possibles.

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets. Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système ", est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire. Un bassin versant est donc l'ensemble des lieux géographiques qui, arrosés par une pluie (ou neige), contribuent par le réseau hydrographique de surface au débit global restitué à un point d'exutoire donné. Après descente sur terrain, les caractéristiques suivantes du bassin versant ont été fournies :

- Superficie : 13,6 Km²

- Périmètre : 4,35 Km ;

- Débit : 0,3 m³/s.

La température minimale enregistrée dans la région est d'environ 16°C alors que la maximale se situe à 23°C. Pour les problèmes de dilatation thermique, il faudra donc considérer un Δt de 15°C pour une température de clavage de 20°C.

I.2 LES PONTS PREFABRIQUES

I.2.1 Histoire et développement (1)

Les premiers ponts en béton préfabriqué furent construits avant 1948 en Angleterre. Il s'agissait de ponts relativement petits. La percée véritable eut lieu au milieu du siècle dernier. Elle a été accélérée par l'augmentation du trafic et la construction de nouvelles autoroutes, pour lesquelles des solutions rapides et économiques ont dû être trouvées, tant pour les ponts supérieurs que les ponts inférieurs, tout en évitant le plus possible les nuisances pour le trafic. Pendant cette même période, les possibilités d'utiliser la précontrainte sur de longs bancs a permis de préfabriquer des poutres plus longues et plus élancées, ce qui était approprié aux longues portées et aux charges lourdes nécessaires aux ponts.

Au cours de la période de plus de 50 ans de construction des ponts en béton précontraint, il y a eu une croissance constante à la fois du nombre de ponts préfabriqués et des dimensions et du poids des éléments préfabriqués. Les développements actuels sont orientés vers des portées encore plus grandes, des éléments plus lourds, des solutions esthétiques, des temps de réalisation raccourcis et une intervention accrue des préfabricants dans la conception et la mise en œuvre.

En Belgique, une réelle percée des ponts préfabriqués eut lieu à la fin des années 60, grâce à l'important programme de construction des autoroutes. Tant les autorités que les fabricants étaient convaincus de la nécessité de disposer d'une standardisation des ponts préfabriqués. La technique du béton précontraint préfabriqué était aussi assez évoluée pour permettre une normalisation. En octobre 1966, une commission fut installée pour réaliser un guide de conception des poutres préfabriquées en béton précontraint pour ouvrages d'art.

La commission était composée de membres du Bureau des Ponts du Ministère des Travaux Publics, de la SNCB et de la Fédération de l'Industrie du Béton (FEBE). L'Etat Belge s'engagea à concevoir tous les ponts en béton préfabriqué selon la standardisation obtenue. La

standardisation belge visait les types de ponts préfabriqués, la géométrie des poutres ainsi que des poutres de rives, les méthodes de calculs et les procédures de contrôle de qualité. Certaines caractéristiques de procédure et de montage ont également été standardisées, comme par exemple la mise en place des armatures de précontrainte dans les poutres, les armatures en acier doux, les accessoires, etc. Toutes ces prescriptions permettent de réaliser des dessins standards des armatures, tant pour les aciers de précontrainte que pour les armatures en acier doux.

I.2.2 Types de ponts préfabriqués (1)

Généralités

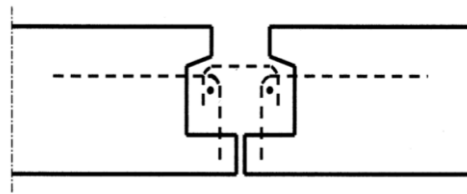
Les premiers ponts préfabriqués étaient plutôt petits et du type ponts-dalles massifs. Il existait différentes variantes :

- Les petits ponts-dalles, réalisés à l'aide de dalles massives préfabriquées.
- Le système de poutres contiguës, dans lequel le pont est composé d'une série de poutres rectangulaires massives qui sont bétonnées l'une à côté de l'autre en usine et qui sont rassemblées en bon ordre sur chantier. Après le montage, les éléments sont précontraints transversalement et forment ainsi un pont complet. Ce système n'est plus utilisé.
- Système composé de petites poutres en T renversé, positionnées les unes à côté des autres. Après le montage, les vides entre les poutres et au-dessus sont remplis de béton coulé sur place. Les ponts composés de poutres préfabriquées et d'une dalle de béton coulée en place sont apparus plus tard. Initialement, la hauteur des poutres était limitée de 0,50 m à 0,70 m pour des portées allant jusqu'à 15 m. Petit à petit, les poutres sont devenues plus grandes et plus hautes, jusqu'à 2,20 m actuellement. La portée des poutres augmenta en même temps de 35 à 50 ou 60 m. Les développements les plus récents tendent vers une préfabrication complète du pont. Il existe également différents systèmes : ponts-caissons, ponts-bacs et ponts à segments.

A. Ponts-dalles

Les petits ponts peuvent être réalisés à l'aide de dalles pleines préfabriquées, placées les unes à côté des autres. La portée est de 8 à 20 m (Figure 1.3). Les dalles précontraintes ont en général une largeur modulée de 1200 à 3400 mm, l'épaisseur varie de 350 à 700 mm. Les dalles préfabriquées sont en général précontraintes. Les joints longitudinaux sont profilés pour permettre le transfert des efforts de cisaillement verticaux entre éléments après le bétonnage des

joint longitudinal. Les côtés du pont sont souvent finis à l'aide d'un profil de rive qui est souvent coulé en même temps que la dalle de compression.



Détail de joint
entre les dalles
préfabriquées

Figure 1.3 Pont-dalle avec éléments massifs préfabriqués

B. Ponts composés d'éléments avec dalle intégrée

Une deuxième catégorie de ponts préfabriqués est composée de profils en forme de T ou de U alourdis par dalle intégrée. Les éléments en béton précontraint sont placés les uns à côté des autres. À la fin de chaque portée, une entretoise en béton coulé sur place est prévue. Une couche de solidarisation est coulée par la suite pour la cohésion de la dalle. Les éléments en T sont utilisés pour des portées allant de 20 à 40 m et supportent des charges limitées. Elles ont une largeur de 480 à 1980 mm et une hauteur de 1200 à 1800 mm.

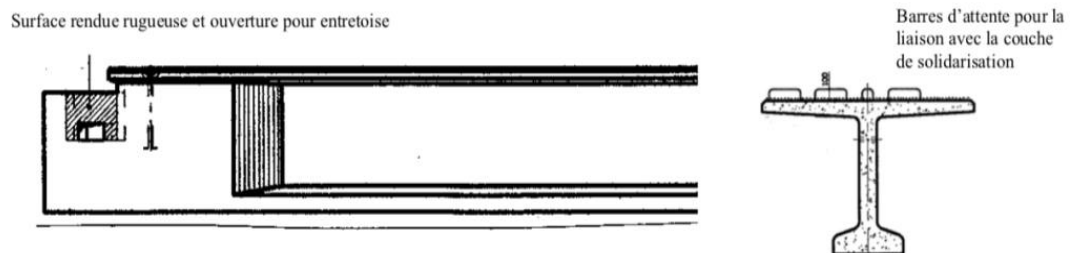


Figure 1.4 Exemples de poutres de pont en T

Pour les ponts sollicités par de lourdes charges et limités en hauteur, on utilise des éléments en U renversé. Ces éléments ont environ 1m de haut et 1200 mm de large. La portée peut aller jusqu'à 28 m.

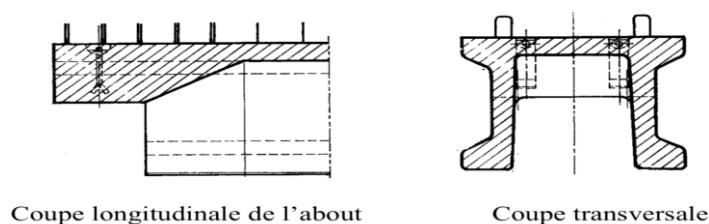


Figure 1.5 Exemple d'élément en U renversé

C. Ponts à poutres

Depuis les années 60, les grands ponts préfabriqués étaient réalisés avec des poutres précontraintes. Le tablier du pont était composé de différentes poutres en I ou en T renversé qui étaient disposées à une distance donnée les unes par rapport aux autres. Les poutres étaient reliées entre elles par une entretoise coulée en place aux abouts. Avant, pour les grandes portées, on utilisait parfois des entretoises au milieu de la travée. Cette technique n'est actuellement plus employée. Après le montage des poutres préfabriquées et le bétonnage des entretoises, la dalle de pont était coulée sur un coffrage composé généralement de prédalles.

Les poutres en I ont des blocs d'about carrés et des barres d'attente sur la face supérieure pour la liaison avec la dalle. La hauteur des poutres peut aller jusqu'à 2200 mm. La dalle a souvent une épaisseur variant de 160 à 200 mm et parfois même 250 mm. Le système est utilisé pour les ponts isostatiques et hyperstatiques, la portée peut varier d'environ 15 à 55 m. La distance entre les poutres préfabriquées dépend de la longueur de la portée, de la charge du pont et de la hauteur de construction disponible.

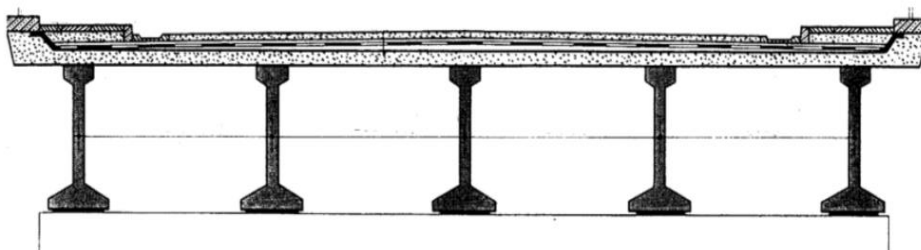


Figure 1.6 Coupe transversale d'un pont à poutres préfabriquées

La SNCB (Société Nationale des Chemins de fer Belge) utilise souvent une variante pour les ponts à poutres préfabriquées où la semelle supérieure des poutres est enlevée. La dalle coulée en place fait fonction de semelle supérieure de la construction.

D. Ponts à poutres composites acier-béton

Depuis 1985, des poutres composites sont fabriquées en Belgique. Elles allient les avantages du béton précontraint et des poutres en acier préfléchies. Les poutres disposent d'une plus grande rigidité et résistance à la fatigue. Le système est utilisé lorsque la hauteur de la construction est limitée ou pour des charges très importantes combinées à des grandes portées, de 30 à 40 m. Lors de la production, les profils cintrés en acier sont poussés vers le bas à l'aide de vérins avant que la semelle inférieure ne soit bétonnée. Cette dernière comprend entre autres un grand nombre de torons de précontrainte. Après le durcissement du béton, les forces de préflexion sur les profils sont enlevées et les torons de précontrainte sont lâchés petit à petit. L'étape suivante consiste à enrober le profil avec du béton.

La longueur des éléments varie de 30 à 55 m et la hauteur de 500 à 2500 mm. Le poids maximum d'un élément de ce type est jusqu'à présent de 213 tonnes.

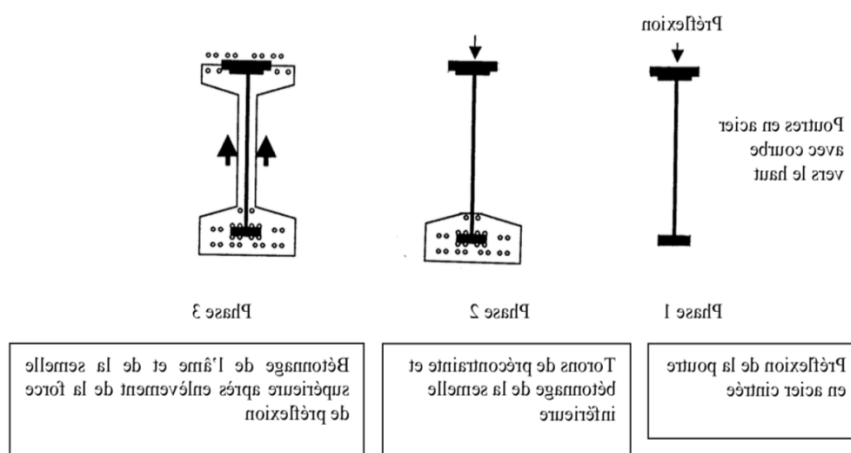


Figure 1.7 Principe d'un élément en béton précontraint composite

E. Ponts-caissons

Ce type de pont est composé de caissons préfabriqués. Ce système n'est pas appliqué en Belgique. Le tablier est composé d'une série de caissons placés les uns à côté des autres ou légèrement espacés. Après montage, les joints longitudinaux sont bétonnés. Dans certains cas, le pont reçoit une post-tension latérale. Le degré d'élancement des ponts-caissons est de l'ordre de 30. Les

rices des caissons sont pourvues de barres d'attente pour les joints longitudinaux et pour la liaison avec les poutres de rive.

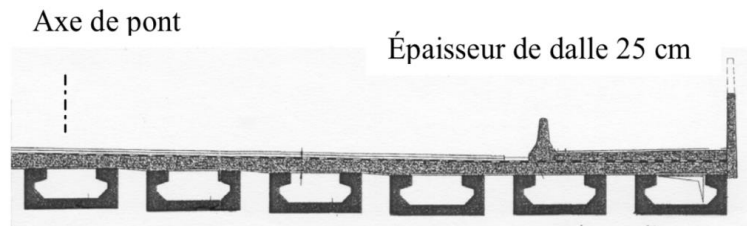


Figure 1.8 Pont-caisson préfabriqué

Comme alternative aux caissons, il existe des éléments de pont en forme de U préfabriqués, qui après montage sont complétés par des prédalles ainsi que par une couche de compression coulée en place. Cette solution est appliquée en Belgique par la SNCB.

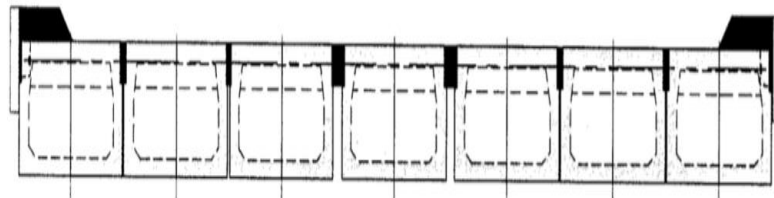


Figure 1.9 Poutres en U préfabriquées avec dalle coulée en place

Il existe depuis 1995 des caissons précontraints préfabriqués à courbure horizontale. Ils sont utilisés pour les ponts à tracé courbe. La rigidité de torsion des caissons est particulièrement adaptée dans ce cas. Cette solution est couramment utilisée en Angleterre, aux Pays-Bas et en Espagne. Le rayon de courbure varie de 200 à 100 m. Lors de la production, la poussée latérale engendrée par la précontrainte déviée est absorbée par un équipement spécial.

F. Ponts mono-caisson

Ces dernières années, l'Espagne a développé des nouveaux systèmes préfabriqués pour ponts à grandes portées. En Belgique aussi, des ponts mono-caisson préfabriqués existent déjà, entre autres pour le TGV. Ces ponts sont constitués de grandes poutres en caisson trapézoïdales ou de poutres en forme de U, avec une dalle en encorbellement coulée en place. La réalisation peut être isostatique ou hyperstatique, avec des portées jusqu'à 90 m.

La longueur des éléments de caisson est limitée à 45 m en raison du transport et de la

manipulation. Lorsque de plus grandes portées s'avèrent nécessaires, elles sont réalisées à l'aide de deux éléments ou plus, soutenus temporairement lors du montage et ensuite reliés par post-contrainte. Les câbles de post-contrainte peuvent être placés soit dans la section de béton, soit à l'extérieur. Les poutres et la dalle coulée en place fonctionnent comme une construction composite.

Ce type de pont est complexe, mais le système permet de réaliser de plus grandes portées par comparaison avec les ponts à poutres standard. Plusieurs ponts de ce type avec des portées de 50 à 90 m ont déjà été construits en Espagne et au Portugal. La partie en encorbellement du tablier est soit coulée en place, soit réalisée à partir de prédalles préfabriquées soutenues par des supports préfabriqués ou des treillis en acier.

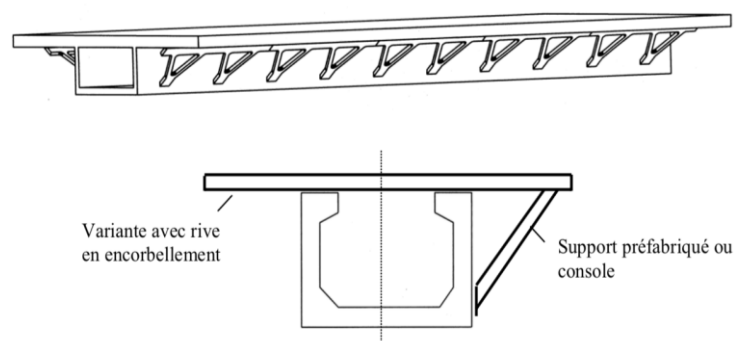


Figure 1.10 Coupe de principe d'un pont mono-caisson

En 2004 en Belgique, quatre grands viaducs de chemins de fer-TGV ont été réalisés selon ce principe : Battice, Herve, José et Ruyff. Les piliers sont en forme de V et les jambes des deux colonnes obliques sont reliées par de lourdes poutres-caisson préfabriquées (Figure 1.11). La portée maximale des poutres-caisson dans la pile en V est de 42,8 m. L'espace entre les deux piles en V est également franchi par deux poutres-caisson d'une longueur de 35,6 m. Le poids du plus grand élément de caisson s'élève à 220 tonnes. Après le montage des poutres-caisson, les travées sont reliées par post-contrainte.

Le tablier est composé de grandes prédalles préfabriquées placées de façon transversale. Les prédalles précontraintes ont une longueur de 13,5 m, une largeur de 3,4 m et un poids de 45 tonnes pièce. La liaison des poutres-caisson se fait à l'aide d'ouvertures avec des armatures en attente dans les plaques. Après le remplissage des joints longitudinaux entre les prédalles, le

hourdis est post-contraint dans le sens longitudinal. La finition du tablier est appliquée directement sur les prédalles sans couche de solidarisation.

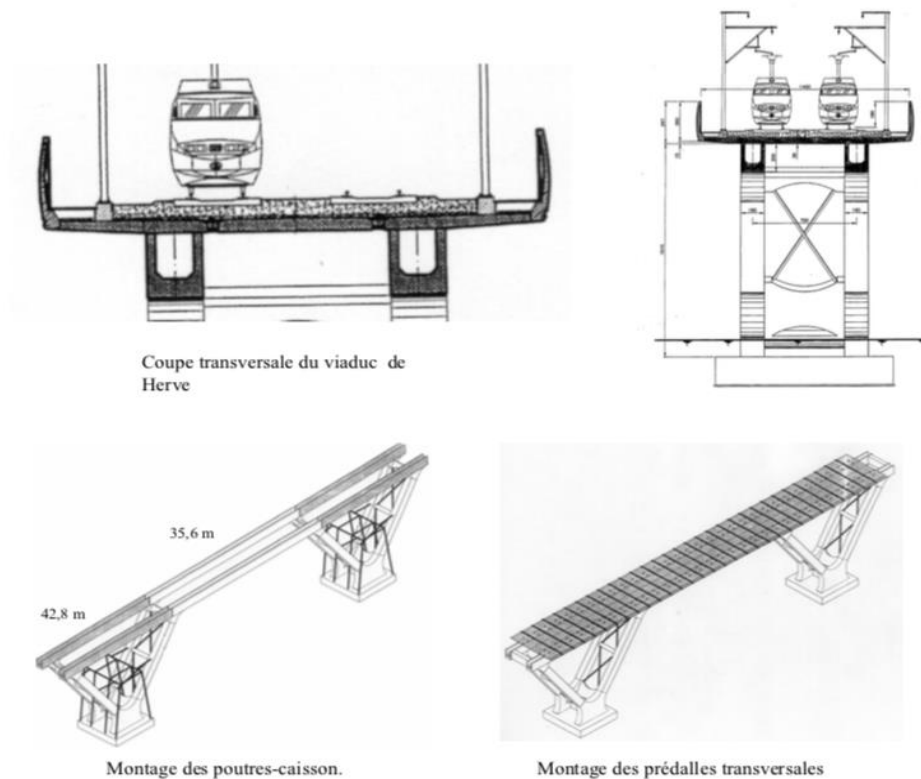


Figure 1.11 Coupe et phases de construction du viaduc de Herve

Il existe également des mises en œuvre où les mono-caissons ont une face inférieure courbée. La précontrainte est alors réalisée à l'aide de câbles de post-tension. Ces ponts sont d'ordinaire hyperstatiques et les portées peuvent dépasser les 50 m.

G. Ponts-bac

Au cours de la dernière décennie du siècle dernier, de nouveaux types de ponts pour la construction des chemins de fer à grande vitesse ont vu le jour en Belgique. Les ponts-bacs sont utilisés pour des viaducs de chemins de fer. Les exigences principales sont un grand module d'inertie de la section transversale et une hauteur de construction limitée. Le ballast est placé sur le fond du pont-bac, ce qui permet de construire des ponts élancés.

Les ponts-bacs ont été conçus par la SNCB. Ils sont également basés sur le principe d'éléments précontraints composites avec poutres en acier préfléchies enrobées (Figure 1.12). Cela permet la réalisation de plus grandes portées et de plus petites hauteurs de construction.

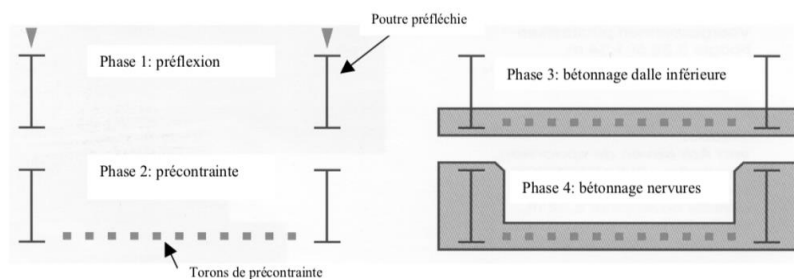


Figure 1.12 Principe pont-bac composites avec poutre préfléchi enrobée

Les poutres en acier préfléchies sont situées dans les nervures et les torons de précontrainte dans la dalle de fond. Ces éléments ont une grande rigidité et une grande résistance à la fatigue. Comme pour les poutres acier-béton composites, les ponts-bacs sont réalisés en deux étapes : d'abord la dalle de fond avec les torons de précontrainte, dans laquelle sont fixées les semelles inférieures des deux profils en acier préfléchi, et dans un deuxième temps, la poursuite de l'armature et du bétonnage des nervures et des semelles supérieures. La longueur des ponts-bacs varie de 10 à 25 m, la hauteur maximale est de 1,50 m et la largeur va jusqu'à 4,00 m. Le poids total des éléments peut s'élever à 160 tonnes.

H. Ponts à segments

Les segments préfabriqués sont régulièrement utilisés dans la construction de grands ponts réalisés par porte-à-faux. Les segments embrassent la totalité de la largeur du pont et leur longueur dépend du poids, surtout dans le cadre des possibilités de transport et de manipulation. Les grands segments sont généralement préfabriqués sur chantier mobile, à proximité du pont. Il existe toutefois aussi de bons exemples de grands segments réalisés en usine. Cette manière de procéder est souvent utilisée pour les projets de plus petite envergure, par exemple des viaducs urbains. Un des avantages de cette méthode réside dans la possibilité de fabriquer de grandes séries d'éléments identiques. Le montage se fait normalement à l'aide de supports temporaires et après le remplissage des joints transversaux, les éléments sont reliés par post-contrainte dans le sens longitudinal.

I. Aperçu des possibilités de portée avec différents types de ponts préfabriqués

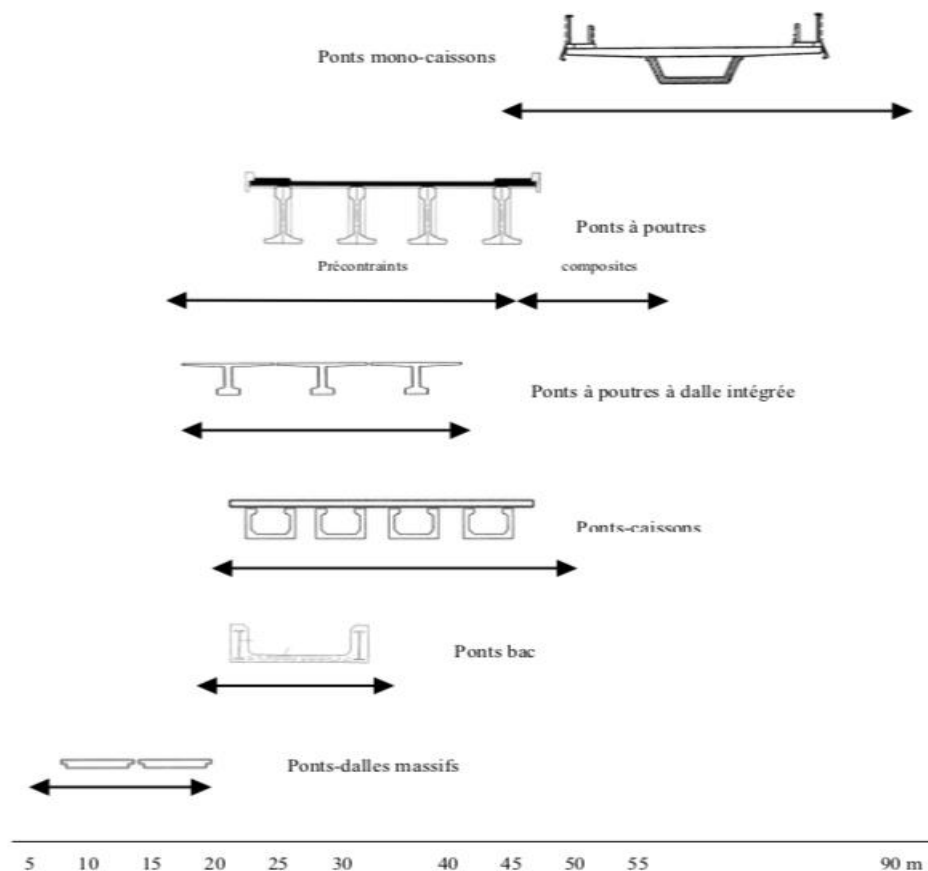


Figure 1.13 Possibilités de portée avec les ponts préfabriqués

J. Ponts à arches

Dans les zones à population dense, l'esthétique des ponts reçoit plus d'attention. Il existe de nombreux exemples de ponts urbains rénovés dont l'apparence d'origine a été autant que possible respectée, par exemple en utilisant des poutres courbées préfabriquées, ou avec un profil spécial ou une finition spéciale des poutres de rive.

I.3 APPLICATIONS SPÉCIALES

I.3.1 Ponts piétonniers

Les ponts piétonniers sont particulièrement adaptés à la préfabrication, tant pour de petites que pour de grandes portées. Il existe de nombreux exemples où différents types d'éléments préfabriqués sont utilisés, par exemple des poutres, des éléments TT alourdis, etc.

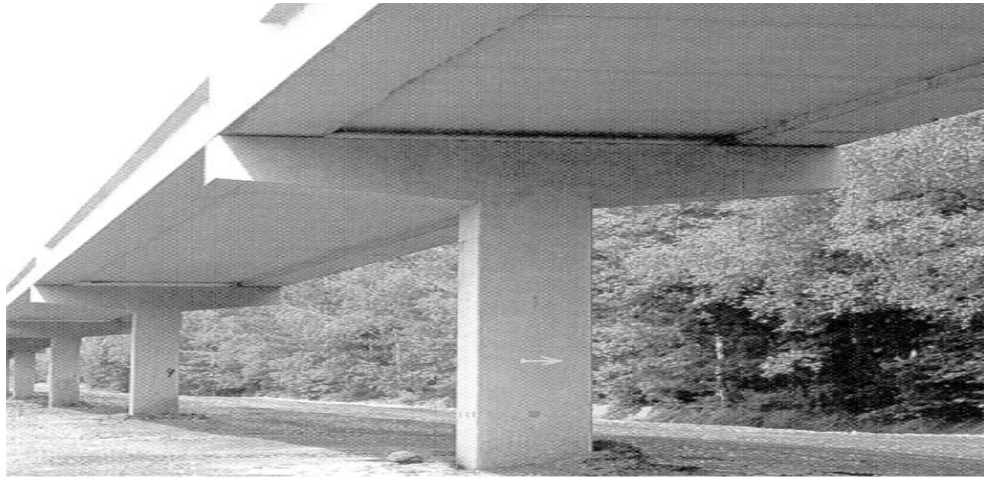


Figure 1.14 Exemple d'un pont piétonnier avec éléments en T

I.3.2 Pont-canal

Il existe de bons exemples de ponts-canaux réalisés à l'aide d'éléments préfabriqués, comme par exemple à Houdeng-Aimeries en Belgique. Ce pont à une longueur de 500 m et les poutres précontraintes de 80 tonnes sont placées dans le sens transversal. Les poutres ont une hauteur variable à intrados courbé vers le bas.

I.3.3 Ponts pour applications industrielles

Les poutres de pont préfabriquées peuvent également être utilisées pour des chemins de transport et d'autres applications industrielles.



Figure 1.15 Poutres de pont pour chemin de transport

I.4 ESTHETIQUE DES PONTS PREFABRIQUES

La société accorde de plus en plus d'importance à l'esthétique des ponts. Il convient donc d'y prêter l'attention nécessaire dès le début du projet. Comme pour toutes les constructions, l'apparence d'un pont est surtout déterminée par son aspect général, en d'autres termes par la première impression qu'il donne à un observateur placé à une certaine distance. La silhouette est caractérisée par la régularité du profil longitudinal, les proportions entre éléments, l'harmonie des lignes dégagées, l'intégration de l'ouvrage dans son environnement, etc. Lorsque l'observateur s'approche, sa perception est dominée par l'apparence des détails, comme l'architecture des piles et de la culée, la finition des surfaces, la forme, la couleur et les proportions des rives, etc. La hauteur de construction de longs ponts ou viaducs à poutres préfabriquées était par le passé généralement plus importante que celle de ponts continus coulés en place, surtout en cas de portées isostatiques. Au début des ponts préfabriqués, lorsque l'accent était mis sur les solutions économiques et les délais de mise en œuvre courts, l'apparence des ponts passait au deuxième plan. Pendant les années 80 du siècle dernier, la demande de ponts préfabriqués élégants a augmentée, surtout lorsque la hauteur libre sous le pont était limitée. De plus, une épaisseur de construction accrue a une influence supplémentaire sur le volume des bermes d'accès. Aujourd'hui, il existe plusieurs solutions pour cet aspect :

- En diminuant la distance entre les poutres, le pont peut être conçu à l'aide d'un plus grand nombre de poutres plus élancées. Ceci augmentera toutefois le coût total ;
- Comparés à des ponts à poutres classiques, les ponts-caissons et les ponts-bacs ont un degré d'élancement plus élevé, plutôt comparable à des ponts coulés en place. Il est possible d'utiliser des poutres de rive plus élancées, surtout dans le cas des ponts-caissons ;
- Les portées hyperstatiques permettent également de réduire l'épaisseur totale du tablier, comparable aux ponts coulés en place. La combinaison de la précontrainte en usine et de la post-contrainte sur chantier permet également de diminuer la hauteur de construction ;
- Le béton à haute résistance permet également dans une certaine mesure de réduire la section transversale des poutres, tout en gardant les mêmes performances. Un autre désavantage esthétique pourrait éventuellement être engendré par la contreflèche des éléments de pont précontraints dans le cas de travées isostatiques multiples. Les éléments précontraints présentent

une contreflèche, qui varie selon l'importance de la précontrainte et la durée de stockage des éléments en usine. Après montage, cette flèche est partiellement compensée par le poids de la dalle coulée en place et d'autres charges fixes. Ici aussi, il existe différents remèdes à ces problèmes.

a) Profils de rive : La rive d'un pont définit la ligne générale de la construction, car il s'agit de sa partie la plus visible. Il existe différentes solutions pour réaliser des rives, soit par l'architecture de la forme, soit par la finition de surface et la couleur.

b) Épaisseur variable du profil de pont longitudinal : Bien qu'elles ne soient pas couramment appliquées, il existe de belles solutions de ponts préfabriqués avec un intrados courbé.

c) Profil longitudinal du pont légèrement courbé

En concevant le pont avec un profil longitudinal courbé, la contreflèche des poutres précontraintes est intégrée dans le profil de pont longitudinal.

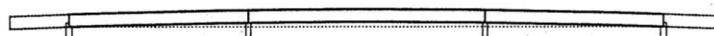


Fig. 11.27 Profilage longitudinal d'un pont ou viaduc

Figure 1.16 Profilage longitudinal d'un pont ou viaduc

d) Architecture des piliers

L'apparence d'un pont peut également être considérablement améliorée par une architecture adaptée des piles et culées, surtout en milieu urbain. La réalisation de ponts horizontaux courbés est plus difficile en préfabrication qu'en coulé en place. Normalement, le problème est résolu en disposant les travées dans une forme polygonale suivant la courbe requise. Cette solution est parfaitement acceptable pour de grands rayons de courbure mais moins élégante pour de petites courbures. Il existe actuellement des éléments-caisson courbés précontraints avec un petit rayon de courbure jusqu'à 100 m.

I.5 TERMINOLOGIE RELATIVE AU PONT (2)

- **Pont** : Ouvrage en élévation, construit in situ, permettant une voie de circulation de franchir un obstacle.
- **Dalot** : Un petit canal recouvert d'une dalle placé sous les remblais des routes. Le dalot est rectangulaire.
- **Buse** : Ouvrage de forme cylindrique permettant de faire passer un ruisseau ou une petite voie de circulation à travers un remblai.
- **Viaduc** : Ouvrage généralement de grande hauteur et à nombreuses travées successives :
- **Aqueduc** : Ouvrage destiné (à l'adduction) à la conduction d'eau pour la consommation d'une ville. Aussi, lorsqu'une rivière coupe un canal, on aménage un aqueduc à écoulement libre pour faire passer les eaux d'une rivière sous un canal. L'aqueduc peut aller d'une simple buse à un ouvrage de plusieurs dizaines de m² de section.
- **Gabarit de circulation** : Dimensions du passage que l'on doit laisser sous l'ouvrage pour le mouvement des véhicules ou de bateaux.
- **Débouché** : Surface que l'on doit laisser (dans la section transversale) pour l'écoulement des eaux dans le cas d'un ouvrage d'art sur une rivière.
- **Tirant d'air** : Hauteur libre entre le parement inférieur des poutres du tablier et le fond de la brèche. Dans le cas du franchissement d'une voie de circulation, le tirant d'air minimum dépend du gabarit de circulation. Dans le cas d'un ouvrage sur une rivière, le tirant d'air minimum au-dessus des plus hautes eaux dépend du gabarit de navigation. Si la rivière n'est pas navigable on laisse alors environ (1,5m) pour tirant d'air.
- **Ponts courants** : Terminologie désignant la majorité des ouvrages d'art aussi bien en surface totale de tablier qu'en nombre. Les ponts courants généralement en béton peuvent être classés en trois principales familles :
 - Les ponts cadres, les portiques et les ouvrages voûtes ;
 - Les ponts dalles ;
 - Les ponts poutres.
- **Ponts non courants ou ponts spéciaux** : Pour exemple sont considérés comme des ponts non courants ou ponts spéciaux, les ponts présentant les caractéristiques différentes du pont courant. Notre pont en étude est non courant car il présente un angle biais important

$\alpha = 75^\circ$. Cela demande de techniques de construction ou de procédés innovants pour cette géométrie complexe.

- **Le remblai d'accès :** Remblai permettant d'atteindre le niveau de circulation du pont :
- **Les culées :** Il s'agit des appuis d'extrémité et assurant en même temps le soutènement du remblai d'accès à l'ouvrage.
- **Les piles-culées :** Ce sont des appuis d'extrémité, enterrés complètement ou partiellement dans le remblai d'accès.

I.6 CONCLUSION PARTIELLE

Ce présent et premier chapitre porte sur les généralités du sujet détaillé en quatre points dont la présentation de la zone d'étude, les ponts préfabriqués, les applications spéciales, l'esthétique des ponts préfabriqués et la terminologie au pont.

Chapitre deuxième

METHODOLOGIE DE TRAVAIL

II.1 INTRODUCTION

La conception d'un pont dépend de plusieurs facteurs qui influencent la solution à adopter. Les principaux facteurs qui influencent le type et les dimensions du pont sont les suivants :

- La direction du tracé par rapport à celle de l'obstacle : le pont peut être normal, projeté de biais ou en courbe ;
- Le débit maximum des eaux : il faut que la longueur du pont soit suffisante pour assurer le débouché nécessaire aux crues ;
- La nature du terrain du fond de la rivière : la profondeur à laquelle on doit fonder les piles et les culées dépend de la nature des couches le long du tracé ;
- La hauteur disponible : le tirant d'air doit être au moins égal au gabarit de navigation ;
- Les servitudes : il faut que le pont ne crée pas de préjudices à d'autres intérêts publics ;
- L'aspect esthétique : il est souvent décisif pour le choix du matériau, du type et des dimensions des travées ;
- L'économie et les possibilités d'exécution : la solution adoptée doit représenter le coût le plus réduit mais on doit tenir compte des possibilités d'exécution, la solution la plus économique pouvant demander un outillage indisponible.

Le calcul du pont se fera en utilisant la méthode de calcul du béton armé aux états limites, suivant la norme belge NBN 03-101 et le document SETRA. Cette méthode consiste à dimensionner une structure et ses éléments de façon à éviter d'atteindre tout état limite.

Celui-ci se définit comme étant l'état correspondant aux conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquelles la structure est calculée. Autrement dit celle-ci doit :

- Résister avec un seuil de sécurité convenable, à toutes les sollicitations auxquelles elle est soumise, avoir des flèches tolérables c'est-à-dire qui ne dépassent pas les valeurs maximales permises.

Ainsi avant l'utilisation de cette méthode, il faut déterminer d'abord les sollicitations et déformations de l'ouvrage résultant de l'action des charges appliquées. Ceci constitue donc la première étape dans le processus de design d'un ouvrage en béton armé.

Cette première étape n'est pas toujours facile, vu la complexité de certaines structures à analyser.

Donc il faut, dans le cas échéant, recourir à des méthodes d'analyse exacte des structures qui demandent souvent l'utilisation des logiciels d'un ordinateur.

Une fois les sollicitations et les déformations déterminées, la suite du dimensionnement consiste à utiliser la méthode citée ci-haut pour calculer les différents éléments de la structure concernée.

Par ailleurs, nous nous occuperons aussi du dimensionnement des culées.

II.2 CONCEPTION GENERALE

II.2.1 Choix de portée

Le choix de la portée est conditionné par la possibilité d'implantation des appuis. Le respect des contraintes de la brèche franchie, l'incidence des données géotechniques permet de dégager les zones où les appuis pourront être implantés.

II.2.2 Coupe longitudinale

Elle fait partie des premiers éléments à définir lors de la conception d'un ouvrage et de plus c'est à travers elle, qu'on apprécie l'aspect de l'ouvrage. Nous adopterons donc un profil avec pente pour permettre l'évacuation rapide des eaux. La longueur de la travée principale et unique est de 21 m.

II.2.3 Coupe transversale

Elle est donnée par la largeur de la voie portée, ses devers transversaux pour faciliter l'écoulement des eaux, le nombre des voies, les trottoirs et les corniches.

Largeur du tablier

- Largeur de la chaussée : $3 \text{ m} \times 2 = 6 \text{ m}$
- Angle biais : $\alpha = 75^\circ$
- Caniveau d'évacuation : $0,25 \text{ m} \times 2 = 0,5 \text{ m}$
- Trottoir pour piétons à chaque extrémité : $1 \text{ m} \times 2 = 2 \text{ m}$

Le débordement des corniches est pris en compte tout en gardant une largeur de tablier égale à 8,5 m. Le profil en travers est donc en toit divisé. Nous avons opté pour le devers recommandé pour un ouvrage rectiligne étant de 2,5%.

II.2.4 Appuis

L'implantation des appuis dépend de nombreux facteurs tels que la hauteur de piles, la nature du sol, le type de fondation et l'aspect architectural recherché.

Pour les appuis de rive, nous opterons pour les culées remblayées. Les dimensions de ses éléments constitutifs seront données dans la phase de la conception détaillée.

Il existe de bons exemples de culées préfabriquées. Dans certains cas, les culées sont réalisées à l'aide d'éléments préfabriqués. Ceux-ci embrassent la totalité de la hauteur de la culée, proposent une largeur adaptée et sont souvent renforcés par des nervures à l'avant ou à l'arrière.

Cependant dans le cadre de notre étude, les culées en raison de leurs importantes dimensions et de leur poids, elles seront coulées sur place.

II.2.5 Fondations

Les données géotechniques sont fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Des investigations géotechniques doivent être menées par un laboratoire au droit de l'emplacement du futur pont pour déterminer la nature des fondations et leurs dimensions.

Sur ce, nous pouvons opter pour les fondations superficielles et dans les cas échéant les fondations semi-profondes ou profondes sur pieux (rectangulaires, carrés ou circulaires) dont les caractéristiques seront données après dimensionnement du tablier et des appuis. Les calculs de fondation que nous allons effectuer sont basés sur ces résultats.

Tableau 2.1 : Quelques valeurs indicatives des contraintes de calcul admises sur le sol (3)

DESIGNATIONS DES SOLS ET ROCHES			CONTRAINTES		MASSE VOL kg/m ³	OBSERVATIONS
			DaN/cm ²	MPa		
SOLS FINS	ARGILES	Humides et plastiques	0.2 0.5	0.02 0.05	1800	Sols compressibles
		Consistance	0.5 1.5	0.05 0.15		Sols incompressibles
		Raides	1.5	0.15		Cohésion importante

			3	0.3		
SOLS	SABLES (50)	Moyennement	1.5	0.15	1800	Pulvérulent
		Compact	2	0.2		
			5	0.5		
ROCHES	CRAIES	Roches compacts et stratification favorable	5	0.5	2000	Saines et peu de fissures
	MARNES		5	0.5		
	MARNO CALCAIRE		10	0.10		
	GRES SHISTES	Roches très résistantes à la compression	5	0.5	1800	Roches avec fortes cohésion sin altérées, dures et résistant en compression
	GRANITES		15	0.15		
ET CALCAIRES	20 30		2 3			

Un calcul de résistance structurale montrera par la suite si les dimensions préliminaires sont acceptables ou non et si le matériau a été utilisé économiquement. Dans ces conditions, l'expérience accumulée dans la profession joue un rôle assez important. C'est pourquoi nous jugeons essentiel de considérer certaines règles de bonne pratique établies suite à l'exploitation des renseignements tirés des réalisations antérieures. C'est ainsi qu'on estime que pour un pont dont la largeur du tablier « l » est inférieure à 13 mètres une poutre-caisson unique à deux âmes suffit pour supporter les charges ; alors $b = l = 8,50$ mètres.

II.2.6 Détermination du gabarit

Le dalot existant sera démoli et remplacé par le nouveau pont que nous dimensionnerons. Un déblai sera fait à une profondeur de 4 m en dessous du terrain naturel (TN). La ligne rouge du projet est à une hauteur moyenne de 7,5 m au-dessus du lit de la rivière en considérant cette marge comme étant une revanche minimale séparant le niveau projeté de l'eau à la chaussée.

II.2.7 Théorie sur la conception des poutres de pont

La conception et le calcul des éléments sont réalisés selon les méthodes de conception classiques, éventuellement complétées par des directives spéciales pour la construction de ponts. Pour les

poutres de pont en béton préfabriqué, les aspects de conception suivants sont à prendre en considération :

- a) Situations temporaires pendant la construction du pont : production des éléments, stockage, montage sur appuis simples, action composite avec dalle de pont coulée en place et le cas échéant, continuité par assemblages ou post-contrainte ;
- b) Transmission des efforts entre les éléments préfabriqués et le béton coulé en place, par exemple contraintes de cisaillement entre les poutres et la dalle ;
- c) Utilisation de béton à haute résistance jusqu'à 100 MPa, actuellement couramment utilisé dans la préfabrication, également pour les poutres de pont. Barres d'attente soudées ou vissées, dalle coulée en place avec armatures continues. En raison du poids important des éléments, les préfabricants ont conduit beaucoup d'études pour trouver la section transversale la plus efficace. Dans ce contexte, ces études ont porté sur les dimensions idéales pour l'épaisseur de l'âme, la forme et la dimension des semelles supérieure et inférieure, la nécessité d'épaississements aux abouts, etc. Le développement en Belgique et à l'étranger sont basés sur des programmes de recherche spécifiques et sur des normes nationales.

II.2.8 La conception des culées

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont. Elle sert comme appuis extrêmes au tablier du pont mais, son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Les culées assurent la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), les culées sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception, en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux. C'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnablement surabondant.

1. Fonction des culées (4)

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique.

Les fonctions mécaniques

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une transmission des efforts au sol de fondation.
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.
- La limitation des déplacements verticaux (tassements). Pour cela il faut une bonne transmission des efforts au sol de fondation, il faut comprendre une répartition aussi équilibrée que possible des efforts dans les diverses parties de la culée, essentiellement sous charge permanente car les effets des actions variables sont souvent faibles devant les charges permanentes.

Les fonctions techniques

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- L'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- L'on peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque les conduites ou les canalisations passent à l'intérieur du tablier.

La culée doit permettre un accès au tablier et également permettre la visite des appareils d'appuis.

2. Types des culées (4)

On distingue plusieurs familles de culées : les culées enterrées et les culées remblayées.

Les culées enterrées

Ce sont des culées dont leur structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, elles assurent essentiellement une fonction porteuse puisqu'elles sont relativement peu sollicitées par des efforts horizontaux de poussée des terres.

Les culées remblayées

Une culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front ; les autres sont les murs latéraux appelés mur en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté. Elles jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier s'appuie sur une semelle solidaire de mur de front massif qui soutient les terres du remblai. Compte tenu des efforts horizontaux importants, on pourra l'envisager que si la hauteur du soutènement reste inférieure à une dizaine de mètres.

Choix du type de culée : Notre pont est un passage supérieur et on choisit la culée remblayée.

Choix de la morphologie : Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée à mur frontal fondée sur une semelle superficielle.

La culée comporte les éléments constitutifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition qui limite les fondations de la chaussée dues au tassement du remblai.
- Dalle de transition.

Les figures suivantes présentent le profil en travers et la vue en plan de la culée

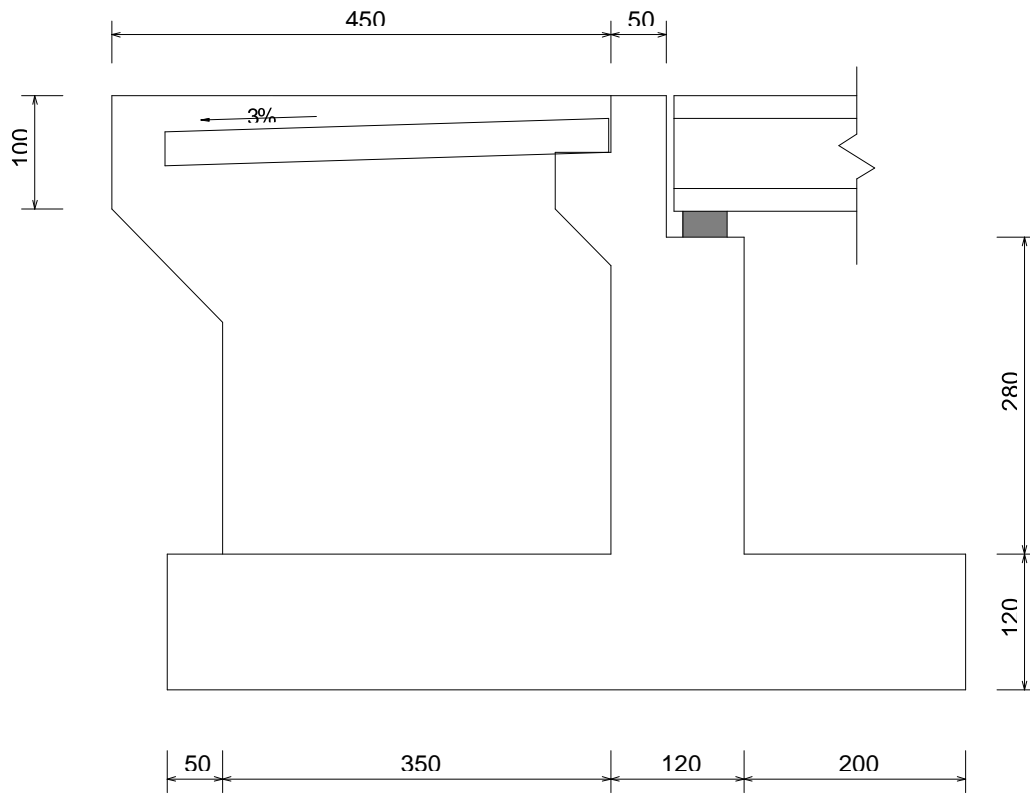


Figure 2.1 Profil en travers de la culée

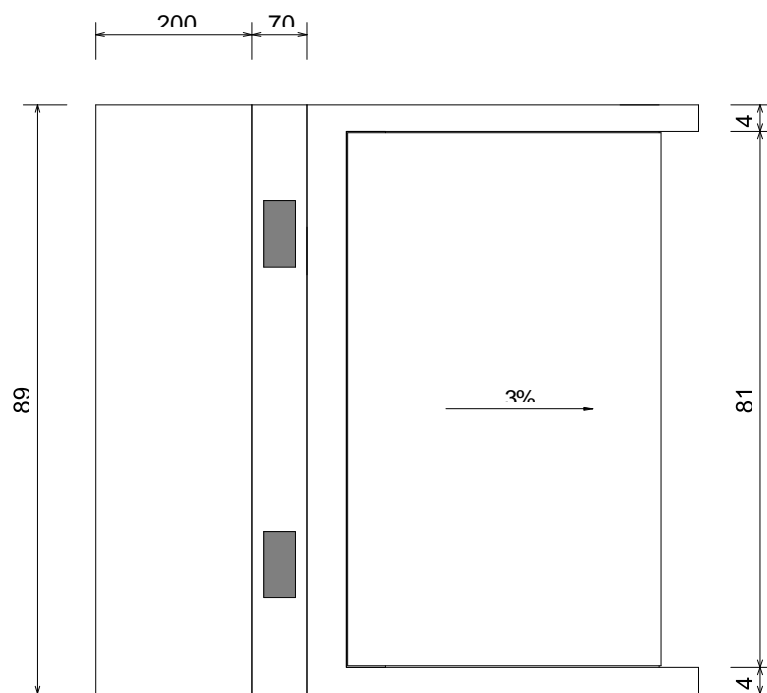


Figure 2.2 Vue en plan de la culée

II.3 SYSTEMES CONSTRUCTIFS (5)

II.3.1 Ponts isostatiques

Dans la période initiale des ponts préfabriqués, il paraissait évident de réaliser des portées isostatiques, avec des joints de construction transversaux aux abouts du pont et entre chaque travée. Les poutres de pont étaient placées sur des appareils d'appui séparés, un à chaque extrémité et les joints étaient dimensionnés pour absorber les déformations dues à la température. Les ponts isostatiques sont également plus à même d'absorber les déformations dues au retrait et au fluage, ainsi que les tassements différentiels des structures portantes.

Des milliers de ponts ont été construits dans le monde de cette façon et ils restent complètement fonctionnels. Les raisons principales de leur grande durabilité sont :

- L'importante résistance à la compression, normalement 45/50 MPa sur cylindre et le faible facteur eau/ciment ;
- La précontrainte avec des torons ancrés par adhérence ;
- La qualité de la mise en œuvre.

Bien que les poutres en tant que telles aient un comportement très favorable, les ponts isostatiques ont toutefois quelques désavantages.

- Un appui est nécessaire à chaque extrémité des poutres. Ils sont chers et doivent parfois être remplacés.
- Le problème principal vient toutefois des joints de dilatation, à savoir leur durabilité sous l'influence des sels de déverglaçage et le manque de confort pour le trafic qu'ils engendrent. La meilleure solution pour éviter ces problèmes consiste à éliminer les joints transversaux dans le tablier en utilisant des systèmes de dalles continues, elle est présentée sur la figure de détail de l'appui et de la culée qui suit.

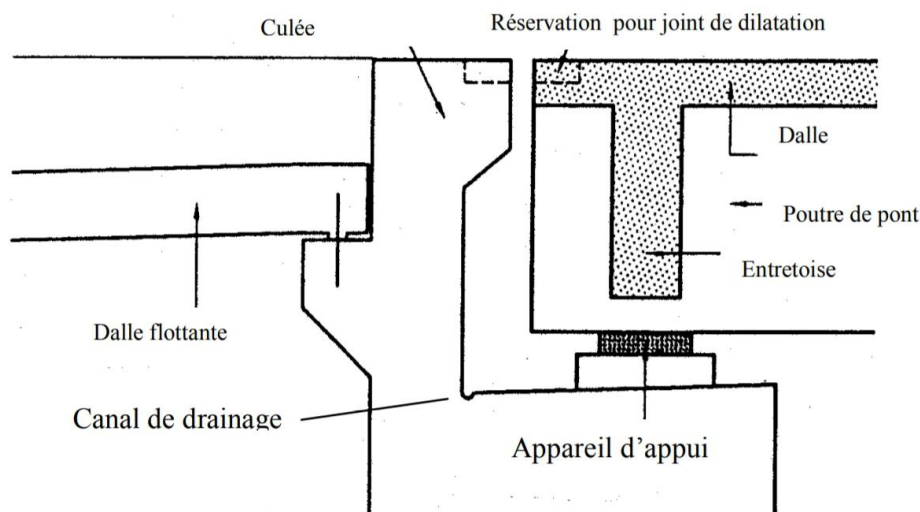


Figure 2.3 Détail de l'appui et de la culée

II.3.2 Ponts continus

Les ponts préfabriqués à plusieurs travées avec continuité mécanique entre les travées adjacentes peuvent être réalisés de différentes façons. La solution la plus utilisée consiste à réaliser la continuité par des armatures sortantes dans des réservations aux extrémités supérieures de la poutre. Après montage, la continuité est réalisée à l'aide de douilles filetées spéciales ou par soudure. Ensuite, les réservations sont bétonnées. L'entretoise est coulée de manière centrale sur les piliers de pont. Les armatures longitudinales de l'entretoise traversent les ouvertures dans les abouts des poutres de pont ou se superposent aux barres d'attente dans les douilles filetées ancrées (voir figure).

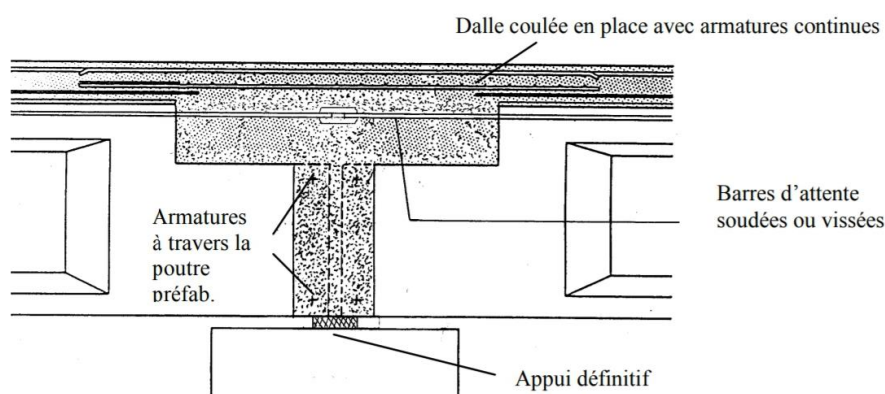


Figure 2.4 Continuité intégrale - Variante avec recouvrement soudé des armatures supérieures

La deuxième solution prévoit la conception des ponts selon la méthode conventionnelle pour ponts isostatiques avec différentes portées et des entretoises à chaque about. Comme pour le type 1, les poutres de pont reposent à chaque about sur des appareils d'appui séparés. À mi-hauteur, des barres d'armature sont bétonnées dans la dalle, afin de réaliser sa continuité au niveau des piliers. Afin de permettre la rotation, l'adhérence des armatures est interrompue sur une certaine distance des deux côtés du joint. De plus, les dimensions de la dalle et des entretoises sont réduites au minimum afin de donner plus de flexibilité et de capacité de rotation. Un joint de rotation est placé dans la dalle et l'espace au-dessus et en dessous des goujons est rempli avec un matériau compressible.

La construction est réalisée en deux étapes :

- Dans la première étape, les poutres sont isostatiques et portent leur poids propre plus éventuellement la charge du coffrage et de la dalle de béton non durcie ;
- Dans une deuxième étape, la construction devient hyperstatique après le durcissement du béton des entretoises, mais seulement pour le poids propre supplémentaire de la finition du pont et la charge mobile. Les entretoises entre travées adjacentes reposent sur les piles à l'aide d'une seule rangée d'appuis placés au centre de chaque pile.

II.4 LIAISONS

Cette partie présente quelques liaisons spécifiques utilisées dans la réalisation de ponts préfabriqués. Il s'agit principalement de liaisons entre les poutres préfabriquées d'une part et les entretoises et la dalle coulée en place d'autre part.

- Liaison poutre préfabriquée - entretoise

En raison de la densité de l'armature dans les abouts des éléments, la liaison avec les entretoises est réalisée à l'aide d'armatures en attente, de douilles filetées ancrées et de tiges filetées, ou des trous à travers les poutres. La surface de contact entre les poutres et le béton à couler en place est rendue rugueuse.

- Liaison entre les poutres et la dalle

Les efforts de cisaillement entre les poutres de pont et la dalle coulée en place sont repris par des étriers sortant de la face supérieure des poutres. La transmission des contraintes de cisaillement entre la dalle et les poutres peut être augmentée en plaçant les étriers en biais. Pour le bétonnage de la dalle, on utilise généralement des prédalles préfabriquées.

- Liaison entre les profils de rive et le tablier

Les profils de rive sont généralement fixés aux ponts à l'aide d'armatures en attente ancrées dans la dalle coulée en place.

II.5 DETAILS

II.5.1 Détails d'appui pour poutres de pont

Les poutres de pont préfabriquées sont normalement posées sur des appareils d'appui spécialement conçus. Ceux-ci sont par exemple en polychloroprène ou polytétrafluoréthylène, frettés par des tôles minces en acier inoxydable. L'épaisseur des appareils d'appui dépend des déformations présumées. Pour les appareils frettés, la capacité de déformation est estimée à 70 % de l'épaisseur totale des couches de néoprène. Les appareils d'appui doivent toujours être placés horizontalement. Une couche de mortier est apposée entre les poutres et les appareils d'appui afin d'absorber les écarts d'inclinaison entre ceux-ci. Lorsque les poutres sont posées avec une pente supérieure à 3 %, il est nécessaire de prévoir une encoche dans leur face inférieure au droit de l'appareil d'appui.

II.5.2 Rives de pont

Le profilage de la rive joue un rôle important dans l'aspect visuel du pont. Il existe différentes solutions. Par exemple, il est possible de prévoir une finition uniquement à hauteur de la face supérieure de la dalle. D'autres solutions permettent de cacher entièrement ou partiellement la poutre de pont préfabriquée derrière un profil de rive décoratif séparé. Dans la plupart des cas, ces profils sont réalisés en béton préfabriqué, mais il existe également des réalisations en béton coulé en place.

- Rives préfabriquées

Les poutres de pont préfabriquées peuvent être entièrement ou partiellement apparentes grâce à leur profil tendu et régulier et leur finition de surface lisse. La finition de la rive de la dalle coulée

en place peut par exemple se traduire par un profil décoratif simple en guise de marquage de la ligne du pont. Pour ce faire, il est d'ailleurs possible d'utiliser de la pierre naturelle. Les rives de pont préfabriquées offrent quantité d'opportunités architecturales de formes et de finition de surface, par exemple en pierre naturelle reconstituée, béton coloré, etc. Elles peuvent être conçues comme des éléments autoportants ou comme des éléments minces qui, après montage, sont renforcés à l'aide d'un remplissage en béton coulé en place.

- Poutres de rive spéciales

Au début, les ponts préfabriqués étaient parfois réalisés à l'aide de poutres de rive asymétriques spéciales, qui par exemple avaient un profil plan à l'extérieur et un profil en I à l'intérieur. Cette solution n'est plus utilisée en raison de son coût plus élevé, dû à une série de production réduite et de fréquents problèmes de déformation latérale de la section asymétrique précontrainte.

- Rives de pont coulées en place

Comme mentionné, les poutres de rive peuvent également être coulées en place avec la dalle. Cette solution n'est toutefois que rarement utilisée en raison du profilage complexe de la section.

II.6 CHOIX DE L'OUVRAGE

La hauteur minimale de la poutre-caisson est de 1,02 m afin de disposer d'un espace suffisant pour poser éventuellement des canalisations.

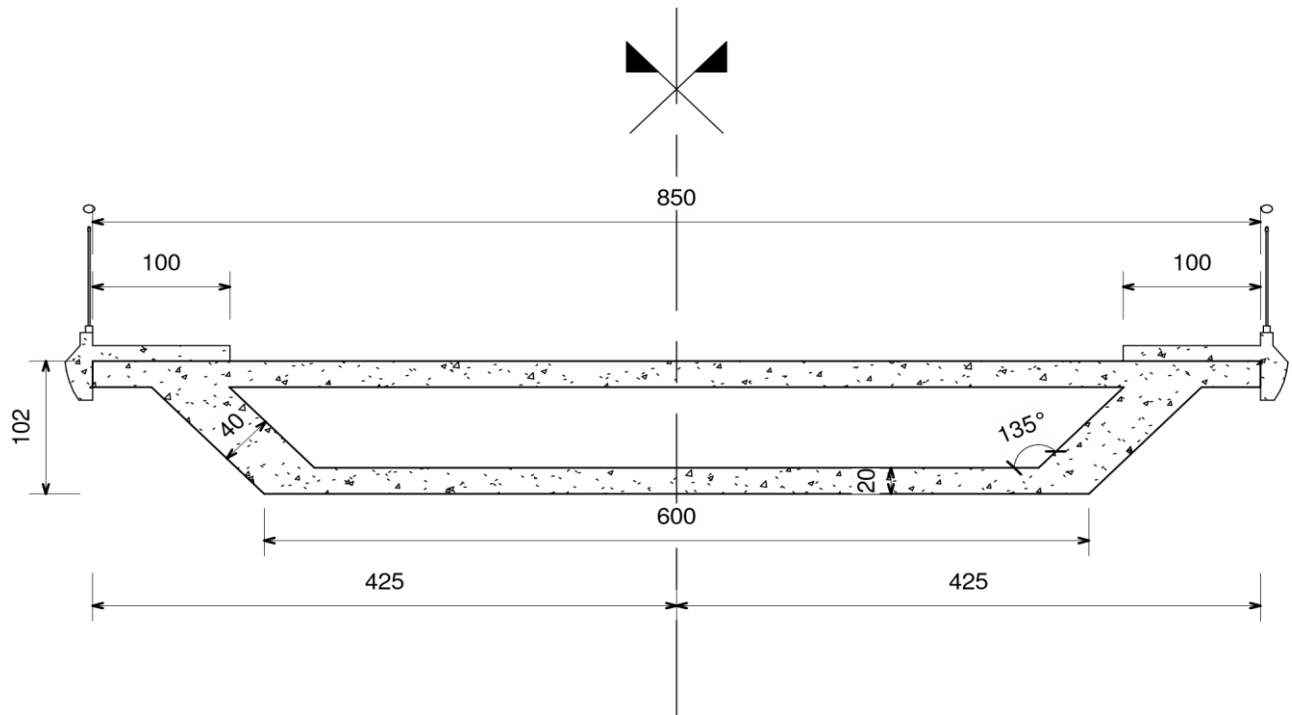


Figure 2.5 Profil en travers

Conformément aux notes du cours de ponts sur les dimensions de caisson, on a dans le tableau.

Tableau 2.2 : Dimensions des éléments du voussoir

Dimension	b_0	B	T_i	T_s	h_1	h_2	H
Valeur (cm)	600	850	20	20	40	40	102

II.7 DIMENSIONNEMENT

II.7.1 Introduction

Tout ouvrage d'art doit résister avec une marge de sécurité, pas seulement à son poids propre, mais il doit résister aussi aux différentes actions naturelles et fonctionnelles.

En effet, la partie portante d'un tablier doit résister aux charges permanentes principalement liées à la chape d'étanchéité, les bordures, les corniches et les trottoirs. Aux charges d'exploitations liées au trottoir, aux surcharges ponctuelles et au poids propre du tablier.

Pour notre étude, on utilise le tableau Excel qui reprend toutes les formules et les paramètres de dimensionnement d'un pont biais.

À partir de ces données, nous nous intéresserons aux calculs de différentes charges. Ainsi, les charges du pont sont classées en trois catégories.

- **Les charges permanentes** : Dues au poids propre de la structure du pont et de ses équipements, le poids et la poussée des terres, le tassement des appuis, variation linéaire du tablier due au retrait et au fluage du béton, etc.
- **Les charges dues au trafic** :
 - a. Variables : véhicules, piétons, etc.
 - b. Accidentelles : chocs, déraillement d'un véhicule, etc.
- **Les charges hors trafic** :
 - a. Variables : effet de la température, de l'eau, du vent, etc.
 - b. Accidentelles : séisme, incendie, etc.

II.7.2 Évaluation des charges permanentes

Après la conception et le pré-dimensionnement de l'ouvrage, l'ingénieur doit évaluer les différentes charges et surcharges d'exploitation afin d'évaluer le ferrailage des éléments de l'ouvrage pour assurer son fonctionnement en toute sécurité.

A. Poids propre G1

Les effets des poids propres structuraux sont calculés à partir de modèles de calcul sur la base des dessins de projet. Le poids propre de la dalle en béton est évalué sur une épaisseur moyenne de 0,20 m.

B. Charges superstructures G2

Le poids propre des éléments non structuraux est considéré une charge externe. Il peut s'exprimer par unité de longueur, de surface ou de volume. Les éléments non structuraux considérés comprennent :

- Chape d'étanchéité ;
- Bordures ;
- Trottoirs ;

- Corniches

II.7.3 Évaluation des charges d'exploitation (surcharges d'exploitation du trottoir)

L'action des charges d'exploitation du trottoir sera évaluée dans la suite du travail.

Remarques :

Chaque structure doit être calculée pour le plus grand nombre de voies géométriquement et structurellement possible dans la position la moins favorable, indépendamment de la position des voies existantes.

Toutes les sollicitations doivent être déterminées en plaçant les charges et les forces dans les positions les plus défavorables. Les actions dont l'effet est favorable doivent être négligées.

L'évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation est une phase primordiale pour déterminer les combinaisons d'action. Ces dernières seront appliquées à la structure du pont étudié afin d'évaluer les efforts internes et contraintes développés lors d'une analyse statique. Le comportement du pont est lié directement à différentes charges calculées dans ce chapitre.

II.7.4 Norme utilisée

La norme utilisée est la norme belge NBN 03-101 : 300 kN + 3,5 kN/m²

Elle porte sur les actions sur constructions (ouvrages d'arts routiers). La présente norme fixe les actions à considérer pour le calcul des ponts routes soumis à un trafic normal et exceptionnel ainsi que des ponts pour piétons et cyclistes. Ces actions sont données en valeurs nominales, assimilées aux valeurs caractéristiques (se référer à ce sujet à la NBN B 03-001). Elle n'est pas d'application pour les ponts rails.

Cette norme remplace les prescriptions correspondantes de la norme NBN 5 (1969). Elle tient compte des conditions actuelles de trafic, de l'AR du 1er décembre 1975, portant règlement général sur la police de la circulation routière et de l'AR du 16 novembre 1984 portant règlement général sur les conditions techniques auxquelles doivent répondre les véhicules automobiles et leurs remorques.

II.7.5 Pré-dimensionnement

Le pré-dimensionnement est une procédure qui consiste à fixer les dimensions des différents éléments de la structure, bien entendu en respectant les normes, ces dimensions peuvent être maintenues ou modifiées selon qu'elles résistent ou non aux sollicitations qui leurs sont imposées.

A. Solution structurelle

Le projet consiste au franchissement de la rivière Kahira qui présente un lit mineur d'environ 4m de largeur et une profondeur d'eau avoisinant 1m. Nous proposons trois solutions de structure de l'ouvrage d'art cohérent avec les portées et travées relatives au franchissement prévu.

- Solution de structure de viaduc à travées indépendantes de type pont à poutres précontraintes VIPP.
- Solution de structure à ossature mixte PS-OM acier-béton de type bipoutre.
- Solution de structure à caisson à hauteur constante ou variable permettant une modulation de travée plus importante.

B. Ouvrages potentiellement réalisables

Pour notre cas d'un pont de portée de 21m, on choisit le pont dalle armé « en caisson » présentant un avantage tant sur le plan économique que technique donc utilisable.

C. Caractéristique de la route

Nous disposons de deux bandes de circulations de 3m chacune, de 0,25m pour l'évacuation des eaux et 1m pour les trottoirs à chaque extrémité. Sur le pont en alignement, la pente des versants est de 2,5 %.

D. Caractéristiques des matériaux utilisés

Béton

Tablier :

Type de béton : B400 et dosage : 400 kg/m³

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . Le béton est de classe C30/37, il est dosé à 400 kg/m³, avec un contrôle strict. La masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$

Résistance caractéristique à la compression :

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ pour le béton du tablier

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ pour le béton d'appui et les fondations.

La résistance caractéristique à la traction

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

$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06 (35) = 2,7 \text{ MPa}$ (pour tablier)

$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06 (30) = 2,4 \text{ MPa}$ (pour les appuis).

Tableau 2.3 : Les résistances caractéristiques

Résistance à la compression à 28 jours pour le tablier	$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
Résistance caractéristique à la traction pour le tablier	$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$
Résistance à la compression à 28 jours pour l'appui et les fondations	$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
Résistance caractéristique à la traction pour l'appui et les fondations	$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

La contrainte limite de compression en service :

$\sigma_{bc} = 0,6f_{cj} = 21 \text{ MPa}$ pour le béton du tablier

$\sigma_{bc} = 0,6f_{cj} = 18 \text{ MPa}$ pour le béton d'appui et les fondations.

La contrainte limite de compression à l'état limite ultime :

$f_{bu} = 0,85 f_{cj}/\theta \cdot \gamma_b$

	Durée d'application de la combinaison d'action considérée est > à 24 heures	Durée d'application de la combinaison d'action considérée est comprise (1h et 24)	Durée d'application de la combinaison d'action considérée est < à 1h
Coefficient θ	1	0.9	0.85
	Situations durables ou transitoires	Situations accidentelles	
Γ_b	1,5	1,15	
F_{bu1}	19,83 MPa	25,86 MPa	
F_{bu2}	17 MPa	22,17 MPa	

Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. On prend pour les calculs de béton précontraint la valeur $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (ELS) et $\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU).

$$\nu = 0,2$$

Module de déformation longitudinale du béton E :

- **Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures) :** Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures (tel que charge s routière), le module de déformation instantané du béton est : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa).

- **Module de déformation différée (longue durée) :** Pour les charges de longue durée (tel que poids p, superstructure, précontrainte...), et pour tenir compte des effets du fluage, le module de déformation différé du béton est :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}.$$

E. Aciers passifs

On utilise pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe FeE400

$$\text{On a : } \sigma_s = \frac{f_{e}}{\gamma_s}$$

- Cas normal

$$\text{D'où : } \sigma_s = 400/1,15 = 340 \text{ (MPa)}$$

Avec γ_s : Coefficient de pondération pris égal à 1,15

- Cas accidentel

$$\text{D'où : } \sigma_s = 400/1 = 400 \text{ (MPa)}$$

Avec γ_s : coefficient de pondération pris égale à 1,0

F. Prédimensionnement des différents éléments

- **Largeur de la nervure de l'intrados (Li)**

Lt : la largeur de tablier égale à 8,5m

$$Li = \frac{Lt}{2} = \frac{8,5}{2}, \quad \text{Donc : } Li = 4,25 \text{ m}$$

- **La hauteur de voussoir (H)**

L : la longueur de travers égale à 21 m

Pour le tablier de hauteur constante :

$$\frac{L}{22} \leq Hc = Hp \leq \frac{L}{20}$$

Donc on prend la hauteur $H = 0,95 \text{ m}$, nous prenons $H = 1,02 \text{ m}$

- **Largeur de l'encorbellement (E)**

$$E = \frac{Lt - Li}{2} = \frac{8,5 - 4,25}{2} = 2,125 \text{ m} \quad E = 2,125 \text{ m}$$

Voussoir courant

- Hourdis supérieur

$$\frac{Li}{25} \leq es \leq \frac{Li}{22}, \text{ nous prenons } es = 20 \text{ cm}$$

- Epaisseur des âmes

L'épaisseur de l'âme est conditionnée à la fois par les conditions de résistance à l'effort tranchant.

$$e_a (\text{cm}) \geq \frac{L}{25} + 125 \frac{B}{L} - 12,5 = e_a \geq \frac{21}{25} + 125 \frac{8,5}{21} - 12,5 \text{ cm} = 38,935 \text{ cm}$$

Avec L est la portée principale et B la largeur du hourdis supérieur (L et B exprimés en mètre)

On prend $e_a = 40 \text{ cm}$

- Hourdis inférieur

$$e_i \geq \max \left(18 \text{ cm}, \frac{e_a}{3} \right)$$

On prend : à mi-travée : $e_{i \text{ travée}} = 20 \text{ cm}$ et sur culée : $e_{i \text{ culée}} = 2,5 \times 20 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$

- **La longueur des voussoirs :**

On prend : 6 m pour les voussoirs courants et pour le voussoir sur les culées.

Nombre des voussoirs : $N = 10$ voussoirs de 2,1 m.

Sont des voussoirs plein de longueur de 6m et dont une ouverture de 0,4m de largeur et de 0,2m de hauteur.

G. Calcul du Poids

- Voussoirs courants et voussoir sur culée

$$S = 2,166 \text{ m}^2$$

Le poids par mètre linéaire :

$$P_v = \gamma b \times S$$

$$P_v = 25 \times 2,166 = 31,65 \text{ KN/ml} = 3,165 \text{ t/ml}$$

- Le poids total de la dalle :

$$CP = [(e \times P_v \times \gamma b)] / \text{Long pont}$$

$$CP = [(18 \times 3,165 \times 25)] / 21 = 67,821 \text{ t/ml}$$

H. Caractéristiques géométriques

- **Les trottoirs**

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Pour un seul trottoir :

$$P_{tro} = 1 \times 0,2 \times 25 = 5 \text{ KN/m}$$

Pour deux trottoirs : $P_{tro} = 10 \text{ KN/m}$

Les corniches :

$$P_1 = \left(\frac{0,22 \times 0,16}{2} \right) \times 1 \times 2,5 = 0,44 \text{ KN/m}$$

$$P_2 = \left(\frac{0,13+0,22}{2} \right) \times 0,32 \times 1 \times 2,5 = 1,4 \text{ KN/m}$$

Pour une seule corniche $P_{co} = \Sigma P_i = 1,84 \text{ KN/m}$

Pour deux corniches $P_{co} = 2 \times 0,184 \text{ t/ml} = 3,68 \text{ KN/m}$

Le revêtement

$$P_{rev} = 0,80 \times 22 \times 2,5 = 8,8 \text{ KN/m}$$

- **L'étanchéité**

$$P_{rev} = 0,80 \times 2,2 \times 2,5 = 8,8 \text{ KN/m}$$

Les gardes corps

Le poids du garde-corps est $P = 1 \text{ KN/m}$

Le poids des deux gardes corps $P = 1 \times 2 = 2 \text{ KN/m}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2.4 Les charges des éléments non porteurs

Superstructure	Charges KN/m
Trottoir	1
Corniche	3,68
Revêtement	8,8
Etanchéité	3,96
Garde-corps	2
CCP = Σ	28,44

I. Evaluation des surcharges

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivantes : la surcharge de type A (L), système B : (Bc, Bt, et Br), la surcharge militaire MC 120, le convoi exceptionnel D240, les surcharges sur trottoirs et la surcharge dus au vent et au séisme.

On se limitera dans la partie pré dimensionnement à la charge permanente, du trafic routier A (L) (chargement uniformément répartie) et les surcharges sur trottoirs.

- **Caractéristiques du pont**

Classe de pont

$L_r \geq 7,00 \text{ m} \Rightarrow$ Un pont de 1ère classe

$5,50 \text{ m} < L_r < 7,00 \text{ m} \Rightarrow$ Un pont de 2ème classe

$L_r \leq 5,50 \text{ m} \Rightarrow$ Un pont de 3ème classe

Donc le pont est de 2ème classe, puisque $L_r = 6\text{m}$

Largeur chargeable (LC)

Largeur droite $L_T = 6,50 \text{ m}$

Largeur roulable $L_r = 6,00 \text{ m} =$ Largeur chargeable (Lc)

Nombre de voies de circulation : $n_v = 2$ voies

Largeur de voie $L_v = \frac{L_c}{n_v} = 3 \text{ m}$

- **Système A (L)**

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont la l'intensité dépend de la longueur « L » chargée est donné par la formule suivante :

$A(L) = 230 + (36000 / (L+12))$ (Kg/m²) avec L : la portée du pont

$A(L) = 230 + 36000 / (21 + 12) = 1320.9 \text{ Kg/m}^2 = 1,32 \text{ t/m}^2$

a_1 est déterminé en fonction de la classe du pont et du nombre des voies chargées.

$a_2 = V_0 / V$ avec $V = 3\text{m}$

Nombre de voies chargées = 2

V_0 : dépend de la 2ème classe et $V_0 = 3 \text{ m}$

$$a_2 = 3/3 = 1 \qquad a_2 = 1$$

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

$$A(2L) = A(L) \times a_1 \times a_2 \times V_0 \times 2$$

$$A(2L) = 1,32 \times 1 \times 1 \times 3 \times 2 = 7,92 \text{ t/ml}$$

Combinaison des charges :

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante. $1,35G + 1,5A$

J. Pré dimensionnement de la culée

D'après les données relatives à la portée (les cotes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est $H_{culée} = 4 \text{ m}$

• Mur garde grève

La hauteur du mur garde grève est :

$h = \text{hauteur du dernier caisson (cote culée)} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{dé d'appui.}$

$$h = 1,02 + 0,15 + 0,20 = 1,37 \text{ m}$$

$$\text{Épaisseur du mur : } e = \text{Max}(0,30\text{m}, h/8) = \text{Max}(0,30\text{m}, 0,5\text{m}) = 0,50 \text{ m}$$

$$\text{Longueur } L = 4,5\text{m}$$

• Dalle de transition

La dalle de transition présente une même dimension transversale que le mur garde grève.

Sa longueur est dimensionnée par la formule suivante :

$$L = \text{Min}[6\text{m}; \text{Max}(4\text{m}; 0,6 \times H)]$$

Avec : H étant la hauteur de remblai = 4 m, donc $L = 4 \text{ m}$

Généralement, elle a une épaisseur $e = 30 \text{ cm}$.

- **Le mur frontal**

Hauteur de mur frontal : $h = 4 \text{ m}$

L'épaisseur courante varie de 0,80 m à 1,2 m donc on prend l'épaisseur $emf = 1,2 \text{ m}$

- **Sommier d'appui**

La longueur du sommier $L =$ largeur du pont $= 8,5 \text{ m}$. L'épaisseur du sommier varie de 0,60 à 1,40 m donc on prend $es = 1 \text{ m}$

Les dés d'appareil d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier, on laisse au moins 20cm. L'espace ménagé entre l'about du tablier et le mur garde grève, espace destiné à faciliter l'accès pour question de visite et d'entretien. Pour les garants ouvrages, il est couramment de 50 à 60 cm, donc on prend 50 cm.

- **Semelle**

Elle est en fonction de la rigidité. On prend $Es = 1,5 \text{ m}$

Longueur de la semelle : $L = 7,2 \text{ m}$ Largeur de la semelle : $B = 5 \text{ m}$

- **Murs en retour**

Epaisseur du mur en retour : $emr = 40 \text{ cm}$

Longueur $L = 5 \text{ m}$

II.8 LIGNES D'INFLUENCE ET SURFACES DES LIGNES D'INFLUENCE DES ELEMENTS DE REDUCTION

II.8.1 Introduction

Tout ouvrage doit être dimensionné de manière que toute section soit à même de résister aux sollicitations extrêmes auxquelles il peut être soumis. Lorsque les actions sur un ouvrage donné sont des charges mobiles (par exemple : essieux de convoi sur un pont routier, il est nécessaire de pouvoir déterminer la position particulière de ces charges mobiles pour lesquelles un effet donné, de nature mécanique (M,N,V) ou géométrique (flèche, pente, rotation, ...), dans une section donnée atteint une valeur extrême, donc une valeur maximale ou minimale. La recherche de cette

position particulière des charges mobiles est grandement facilitée si l'on introduit le concept de ligne d'influence. Une ligne d'influence est toujours relative à un effet donné dans une section donnée. Par convention, une ligne d'influence est toujours tracée pour une charge gravitaire et unitaire ($P = 1$) mobile, donc agissant à une abscisse variable x et dont on étudie l'effet dans la section d'abscisse fixe α .

On appelle ligne d'influence d'un effet $E(\alpha)$ dans une section α la courbe telle que son ordonnée y , lue à une abscisse x , fournit à une certaine échelle, la valeur de l'effet $E(\alpha)$ recherché pour une charge verticale unitaire $P = 1$ appliquée à l'abscisse x (figure 2.6). Une ligne d'influence est donc une fonction analytique de l'abscisse x positionnant la charge mobile unitaire appliquée. Conventionnellement il est d'usage de reporter les ordonnées positives d'une ligne d'influence au-dessus de la ligne repère Ox .

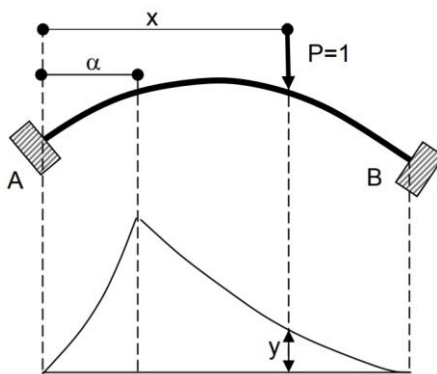


Figure 2.6 Principe d'une ligne d'influence

Il importe d'éviter toute confusion entre une ligne d'influence d'un effet E dans une section donnée α et un diagramme de ce même effet. Tous deux dépendent de deux paramètres indépendants : la position x de la charge et la position de la section α .

Pour un diagramme, l'abscisse α de la section varie tandis que l'abscisse x de la charge mobile est fixée.

Une ligne d'influence peut s'obtenir de diverses manières :

- Par calcul ;

- Par construction graphique (usage des théorèmes de Land) ;
- Par voie expérimentale.

Seule la première des manières citées ci-dessus (détermination par calcul) est développée ici. Dans ce contexte, on peut envisager deux approches pour l'établissement d'une ligne d'influence : la ligne d'influence d'un effet déterminé dans une section déterminée consiste à placer une force unitaire $P = 1$ successivement en diverses abscisses de la structure et à calculer, pour chacune de ces positions, la valeur de l'effet recherché dans la section concernée. En reportant l'ensemble de valeurs, en nombre égal au nombre de positions choisies, on obtient autant de points de la ligne d'influence cherchée ; il suffit de les réunir pour obtenir la ligne d'influence.

La première approche est valable en toute généralité. Elle nécessite que, pour chaque position de la charge, on détermine la valeur de l'effet cherché.

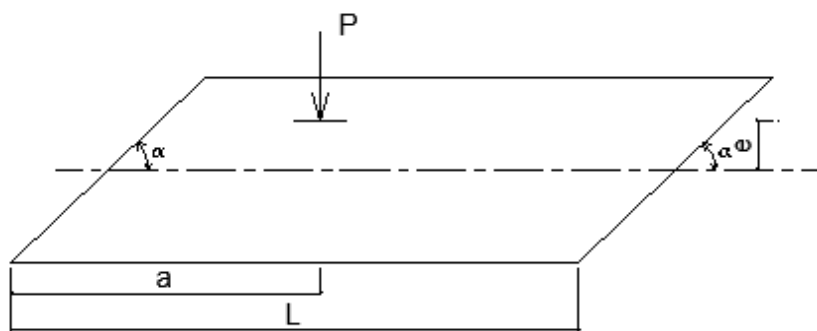


Figure 2.7 Positionnement d'une charge

Définissons $\lambda = \frac{a}{L}$ et $\varepsilon = \frac{e}{L}$ avec :

a : Position longitudinale de la charge

e : Excentricité de la charge

L : Portée

α : Angle biais

$\xi = (x \text{ (position de la section)})/L$

λ : Position relative de la charge

II.8.2 Moment flechissant

a) Lignes d'influence

Pour une section donnée à la position ζ et pour $k = 1$, le moment fléchissant est donné par :

i. Pour $0 \leq \zeta \leq \lambda$

$$Li\overline{M_{\zeta,I}} = L\overline{M_{\zeta,II}}$$

$M(\zeta) = PL\overline{M_I(\zeta)}$, avec

$$\overline{M_{\zeta,I}} = \zeta(1 - \lambda) - \frac{1}{2}\{\lambda(1 - \lambda)\cos^2\alpha + \frac{\varepsilon\cos\alpha}{\sin\alpha}[1 + (1 - 2\lambda)\sin^2\alpha - 2\zeta]\}$$

ii. Pour $\lambda \leq \zeta \leq 1$

$$Li\overline{M_{\zeta,II}} = L\overline{M_{\zeta,I}}$$

$M(\zeta) = PL\overline{M_{II}(\zeta)}$, avec

$$\overline{M_{\zeta,II}} = \lambda(1 - \zeta) - \frac{1}{2}\{\lambda(1 - \lambda)\cos^2\alpha + \frac{\varepsilon\cos\alpha}{\sin\alpha}[-2\zeta + 1 + (1 - 2\lambda)\sin^2\alpha]\}$$

b) Surfaces des lignes d'influence

$$S_{M_\zeta} = L^2\overline{S_{M_\zeta}} \text{ avec } \overline{S_{M_\zeta}} = \frac{1}{2}[\zeta(1 - \zeta) - \frac{1}{6}\cos^2\alpha - \frac{\varepsilon\cos\alpha}{\sin\alpha}(1 - 2\zeta)]$$

Pour les lignes et surfaces d'influence, les valeurs sont trouvées dans les classeurs Excel sous le nom « Lignes d'influence » et « Surfaces d'influence ». Les résultats seront présentés dans le chapitre troisième.

II.8.3 Moment de torsion C

a) Lignes d'influences

Pour une section donnée à la position ζ et pour $k=1$, le moment de torsion est donné par

i. Pour $0 \leq \zeta \leq \lambda$ $LiC_{\zeta,I} = L\overline{C_{\zeta,II}}$

$$\overline{C_{\zeta,I}} = \frac{1}{4}\{\lambda(1 - \lambda)\sin 2\alpha + 2\varepsilon[1 + (1 - 2\lambda)\sin^2\alpha]\}$$

ii. Pour $\lambda \leq \zeta \leq 1$ $LiC_{\zeta,II} = L\overline{C_{\zeta,I}}$

$$\overline{C_{\zeta,II}} = \frac{1}{4} \{ \lambda(1 - \lambda) \sin 2\alpha - 2\varepsilon [1 - (1 - 2\lambda) \sin^2 \alpha] \}$$

b) **Surfaces d'influences**

Surfaces des lignes d'influence :

$$S_{C_{\zeta}} = L^2 \overline{S_{C_{\zeta}}} \text{ avec } \overline{S_{C_{\zeta}}} = \frac{1}{24} [\sin 2\alpha + 12\varepsilon(1 - 2\zeta)]$$

Pour les lignes et surfaces d'influence, les valeurs sont trouvées dans les classeurs Excel sous le nom « Lignes d'influence » et « Surfaces d'influence ». Les résultats seront aussi présentés dans le chapitre troisième.

II.8.4 Effort tranchant

a) **Lignes d'influences**

Pour une section donnée à la position ζ et pour $k = 1$, l'effort tranchant est donné par :

i. Pour $0 \leq \zeta \leq \lambda$ $LiT_{\zeta,I} = L\overline{T_{\zeta,II}}$

$$\overline{T_{\zeta,I}} = 1 - \lambda + \frac{\varepsilon \cos \alpha}{\sin \alpha}$$

ii. Pour $\lambda \leq \zeta \leq 1$ $LiT_{\zeta,II} = L\overline{T_{\zeta,I}}$

$$\overline{T_{\zeta,II}} = -\lambda + \frac{\varepsilon \cos \alpha}{\sin \alpha}$$

b) **Surfaces d'influences**

Surfaces des lignes d'influence :

$$S_{T_{\zeta}} = L^2 \overline{S_{T_{\zeta}}} \text{ avec } \overline{S_{T_{\zeta}}} = \frac{1}{2} \left(1 - 2\zeta + \frac{2\varepsilon \cos \alpha}{\sin \alpha} \right)$$

Pour les lignes et surfaces d'influence, les valeurs sont trouvées dans les classeurs Excel sous le nom « Lignes d'influence » et « Surfaces d'influence ». Les résultats seront également présentés dans le chapitre troisième.

II.9 DEFORMATIONS MAXIMALES

Les déformations maximales sont déterminées de la même façon que les sollicitations maximales.

II.9.1 Déplacement vertical maximal V_{max}

a) Ligne d'influence

Pour une section donnée à la position ζ et pour $k=1$, la flèche est donnée par :

$$i. \quad \text{Pour } 0 \leq \zeta \leq \lambda \quad Li\bar{v}_{\zeta,I} = \frac{L^3}{12EI} \bar{v}_{\zeta,II} \quad \text{Avec}$$

$$v(\zeta) = \frac{PL^3}{12EI} \bar{v}_I$$

$$\text{Avec} \quad \bar{v}_I = \zeta \left\{ 2\zeta^2 \left(1 - \lambda + \varepsilon \frac{\cos\alpha}{\sin\alpha} \right) - 3\zeta \cos\alpha \left[\lambda(1 - \lambda) \cos\alpha + \frac{\varepsilon}{\sin\alpha} [1 + (1 - 2\lambda) \sin^2\alpha] \right] - \lambda(1 - \lambda)(1 - 2\lambda + 3\sin^2\alpha) + \varepsilon \frac{\cos\alpha}{\sin\alpha} [1 + 3(1 - 2\lambda) \sin^2\alpha] \right\}$$

$$ii. \quad \text{Pour } \lambda \leq \zeta \leq 1 \quad Li\bar{v}_{\zeta,II} = \frac{L^3}{12EI} \bar{v}_{\zeta,I}$$

$$v(\zeta) = \frac{PL^3}{12EI} \bar{v}_{II}$$

$$\bar{v}_{II} = (1 - \zeta) \left\{ 2\zeta^2 \left(\lambda - \varepsilon \frac{\cos\alpha}{\sin\alpha} \right) + \zeta \left[-\lambda[1 + 3\lambda + 3(1 - \lambda) \sin^2\alpha] + \varepsilon \frac{\cos\alpha}{\sin\alpha} [1 + 3(1 - 2\lambda) \sin^2\alpha] \right] + 2\lambda^3 \right\}$$

b) Surface d'influence

$$S_{v_\zeta} = \frac{L^4}{12EI} \bar{S}_{v_\zeta}$$

$$\text{Avec} \quad \bar{S}_{v_\zeta} = \frac{\zeta(1-\zeta)}{2} \left[-\zeta(1 - \zeta) - \sin^2\alpha + \frac{2\varepsilon \cos\alpha}{\sin\alpha} (1 - 2\zeta) \right]$$

Pour les lignes et surfaces d'influence, les valeurs sont trouvées dans les classeurs Excel sous le nom « Lignes d'influence déformations » et « Surfaces d'influence déformation ». Les résultats seront aussi présentés dans le chapitre troisième.

II.9.2 Rotation de flexion ω

a) Ligne d'influence

Pour une section donnée à la position ζ et pour $k=1$, la rotation de flexion est donnée par :

$$i. \quad \text{Pour } 0 \leq \zeta \leq \lambda \quad Li\overline{\omega_{\zeta,I}} = \frac{L^2}{12EI} \overline{\omega_{\zeta,II}}$$

$$\omega_{\zeta,I} = \frac{PL^2}{12EI} \overline{\omega_I}$$

$$\text{Avec } \overline{\omega_I} = -6\zeta^2 \left(1 - \lambda + \varepsilon \frac{\cos\alpha}{\sin\alpha}\right) + 6\zeta \cos\alpha \left\{ \lambda(1 - \lambda) \cos\alpha + \frac{\varepsilon}{\sin\alpha} [1 + (1 - 2\lambda) \sin^2\alpha] \right\} + \lambda(1 - \lambda)(1 - 2\lambda + 3\sin^2\alpha) - \varepsilon \frac{\cos\alpha}{\sin\alpha} [1 + 3(1 - 2\lambda) \sin^2\alpha]$$

$$i. \quad \text{Pour } \lambda \leq \zeta \leq 1 \quad Li\overline{\omega_{\zeta,II}} = \frac{L^2}{12EI} \overline{\omega_{\zeta,I}}$$

$$\omega_{\zeta,II} = \frac{PL^2}{12EI} \overline{\omega_{II}},$$

b) Surface d'influence

Surfaces des lignes d'influence :

$$S_{\omega_{\zeta}} = \frac{L^3}{24EI} \overline{S_{\omega_{\zeta}}}$$

Pour les lignes et surfaces d'influence, les valeurs sont trouvées dans les classeurs Excel sous le nom « Lignes d'influence déformations » et « Surfaces d'influence déformation ». Les résultats seront également présentés dans le chapitre troisième.

II.9.3 Rotation de torsion φ

a) Ligne d'influence

Pour une section donnée à la position ζ et pour $k=1$, la rotation de torsion est donnée par :

$$ii. \quad \text{Pour } 0 \leq \zeta \leq \lambda \quad Li\overline{\varphi_{\zeta,I}} = \frac{L^2}{12EI} \overline{\varphi_{\zeta,II}}$$

$$\varphi_{\zeta,I} = \frac{PL^2}{12EI} \overline{\varphi_{\zeta,I}}$$

$$iii. \quad \text{Pour } \lambda \leq \zeta \leq 1 \quad Li\overline{\varphi_{\zeta,II}} = \frac{L^2}{12EI} \overline{\varphi_{\zeta,I}}$$

$$\varphi_{\zeta,II} = \frac{PL^2}{12EI} \overline{\varphi_{II,\zeta}}$$

b) Surfaces d'influence

$$S_{\varphi_z} = \frac{L^3}{24EI} \overline{S_{\varphi_z}}$$

Pour les lignes et surfaces d'influence, les valeurs sont trouvées dans les classeurs Excel sous le nom « Lignes d'influence déformations » et « Surfaces d'influence déformation ». Les résultats seront aussi présentés dans le chapitre troisième.

II.10 ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

II.10.1 Études environnementales :

L'étude d'impact environnemental est une procédure qui permet d'examiner les conséquences, tant bénéfiques que néfastes qu'un projet ou programme de développement envisagé aura sur l'environnement et de s'assurer que ces conséquences sont dûment prises en compte dans la conception du projet. L'étude d'impact environnemental vise à :

- Améliorer la décision par une prise en compte explicite et sélective des considérations environnementales ;
- Fournir une base solide pour la gestion des conséquences sur l'environnement des actions d'aménagement ;
- Permettre aux citoyens de s'exprimer sur les modifications prévisibles de leur cadre de vie, favoriser l'intégration des objectifs fondamentaux que sont la protection de l'environnement et le développement durable.

L'ouvrage de franchissement sur Kihira, se trouve à Sake. Le climat dans la zone est rythmé par deux saisons : une saison sèche et une saison pluvieuse. Le relief de la zone est constitué de plateaux d'altitude importante entre 50 et 100 mètres.

Au plan hydrographique, la zone du projet est parcourue principalement par la rivière KIHIRA et plusieurs cours d'eau. Le régime hydrographique s'apparente avec des crues exceptionnelles de décembre en mars, suivie d'un tarissement plus ou moins important en saison sèche.

Pour une réussite environnementale, nous proposons un Plan de Gestion Environnementale, PGE en sigle.

II.10.2 Plan de Gestion Environnementale

Le Plan de Gestion Environnementale (PGE) consiste à planifier les mesures de protection proposées et d'identifier les différents partenaires et leurs responsabilités pour la mise en œuvre de ces mesures. Le PGE a pour objectifs de s'assurer de l'efficacité des mesures préconisées en fonction des attentes des différents partenaires impliqués. Il prend en compte la surveillance et le suivi environnemental.

La surveillance environnementale : est l'opération visant à assurer l'application, durant la phase de construction du projet, des mesures d'atténuation proposées dans l'étude d'impact. Elle est essentielle pour s'assurer que :

- Les prédictions des impacts sont exactes ;
- Les mesures de prévention, d'atténuation et de compensation permettent d'atteindre les objectifs voulus ;
- Les règles et les normes sont respectées ;
- Les critères d'exploitation de l'environnement sont respectés.

Le suivi environnemental : est une opération à caractère scientifique servant à mesurer les impacts réels de la réalisation d'un projet et à évaluer la justesse des mesures d'atténuation proposées. Il a pour objectif d'apprécier régulièrement le degré de mise en œuvre ou d'exécution des mesures d'atténuation préconisées afin de permettre au maître d'ouvrage de préciser d'ajuster, de réorienter ou d'adapter éventuellement certaines mesures au regard des caractéristiques des composants du milieu.

À la fin des travaux, le suivi portera principalement sur les travaux de finition qui renforcent l'image du projet. Il s'agit du suivi des travaux portant sur :

- Le nettoyage des sites des installations du chantier ;
- La remise en état des sites d'emprunt et des dépôts ;
- Le transfert aux populations riveraines des certaines installations de chantiers ;
- La rédaction contradictoire des PV de fermeture des sites.

II.11 CONCLUSION PARTIELLE

Le présent chapitre traite sur la méthodologie de travail subdivisée en sous points tels que la conception générale, les systèmes constructifs, les liaisons, les détails, le choix de l'ouvrage, le dimensionnement, les lignes d'influence et leurs surfaces, les déformations maximales, le pont à caisson fermé et l'étude d'impact environnemental.

Chapitre troisième

PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

III.1 INTRODUCTION

La présentation et l'interprétation des résultats constituent l'étape qui permet la comparaison quantitative ou qualitative des différentes solutions envisagées sur une base rationnelle. Il est donc essentiel que l'ingénieur se fonde sur une approche systématique et rigoureuse.

1. Relier ses résultats à l'hypothèse dans l'introduction ;
2. Juger la qualité et la validité de vos résultats ;
3. Montrer les concordances et les discordances de votre travail avec les autres études ;
4. Expliquer vos résultats en relation avec l'hypothèse.

Dans le présent chapitre, nous tâchons de présenter, analyser et interpréter les résultats de notre étude.

A. Analyse multicritère

Pour retenir une variante, l'analyse sera effectuée de point de vue :

- L'esthétique - La réalisation - L'entretien

Tableau 3.1 Analyse multicritère de trois variantes (6)

Variante	Pont mixte	Pont voussoir à hauteur constante	Pont en arc à voie inférieure
Esthétique /20	8	13	15
Réalisation /20	13	10	10
Entretien /20	8	14	7
Total	29	37	32

Après l'analyse multicritères de trois variantes, nous avons choisi la solution la plus avantageuse qui est le pont à voussoir à hauteur constante qui sera étudié de manière détaillée.

B. Etude de deux variantes

Éléments structuraux coulés sur place

- Contrairement au béton dalle, le béton coulé sous forme de chape de mortier est fragile : il y a présence de fissures fréquentes. Il faut prévoir des joints de dilatation pour des surfaces de plus de 25 m² (problèmes d'humidité et de variations dues à la prise du béton).
- Coût élevé du coffrage (métallique ou en bois), des opérations et de maintenance sur chantier.
- Les conditions de coulage du béton ne respectent pas les règles d'obtention d'une bonne résistance.
- Le béton coulé sur place présente une insuffisance architecturale. Ainsi le coût de finition est élevé pour pallier aux imperfections occasionnées.
- Présence des intempéries lors de la confection du béton. Ce qui va réduire la résistance mécanique du béton et sa durabilité.
- L'irrégularité de forme pour les formes complexes (coque, plaque et dôme)
- Le non-respect du dosage de mélange du béton (eau, ciment, sable, gravier)

Éléments structuraux préfabriqués

Il y a toujours une ou plusieurs raisons de faire le choix des éléments préfabriqués. Notons quelques-unes de plus en plus en amples aux vus des constructeurs et des usagers :

- Le béton préfabriqué est utilisé pour sa grande résistance à l'impact de la corrosion, des effets nuisibles de l'atmosphère de l'air, l'abrasion et les dangers lié au temps.
- Les éléments préfabriqués, une fois sur chantier, réduisent les couts de la maintenance et les couts des opérations.
- Un bon facteur eau/ciment combiné à une bonne compaction le tout effectué dans un environnement serein et qui assure au béton une meilleure qualité et durabilité.

- Les éléments préfabriqués présentent une superbe architecture avec un vocabulaire architectural illimitée c'est-à-dire, cette façon de construire permet de réaliser des formes aussi complexes que possibles (coques, plaques, dômes, hyperboloïdes, etc) et met ainsi en cause une grande créativité.
- Les conditions de production des éléments préfabriqués assurent au béton une qualité impeccable avec des formes, des couleurs et textures désirées.
- Les éléments préfabriqués sont bien modélisés, analysés et dimensionnés avant leur mise en place. Ainsi l'on parvient à réduire les charges propres de la structure et la construction devient plus résistant et plus économique possible.
- La préfabrication est une construction durable et écologique.
- Intégration de techniques de la nouvelle technologie dans le processus
- Réduction importante de la main d'œuvre

Au vu des analyses précédentes sur les deux variantes entre les éléments préfabriqués et ceux coulés sur place, les éléments préfabriqués présentent des avantages énormes que ceux coulés sur place. Ainsi notre première hypothèse de recherche est confirmée.

III.1 PRESENTATION DES DONNEES

Il s'agit d'un pont biais dont la section transversale en béton armé est présentée à la Figure 3.

Nombre de travées : 1

- Longueur développée : 21 m
- Angle biais : $\alpha = 75^\circ$
- Section en béton armé C30/37, module d'élasticité $E = 30\,000 \text{ kN/mm}^2$
- Nombre de voies : 2 voies de 3 m et 2 trottoirs de 1 m
- Norme utilisée : NBN B 03-101 : 300 kN + 3,5 kN/m²

III.2.1 Caractéristiques géométriques et mécaniques de la section

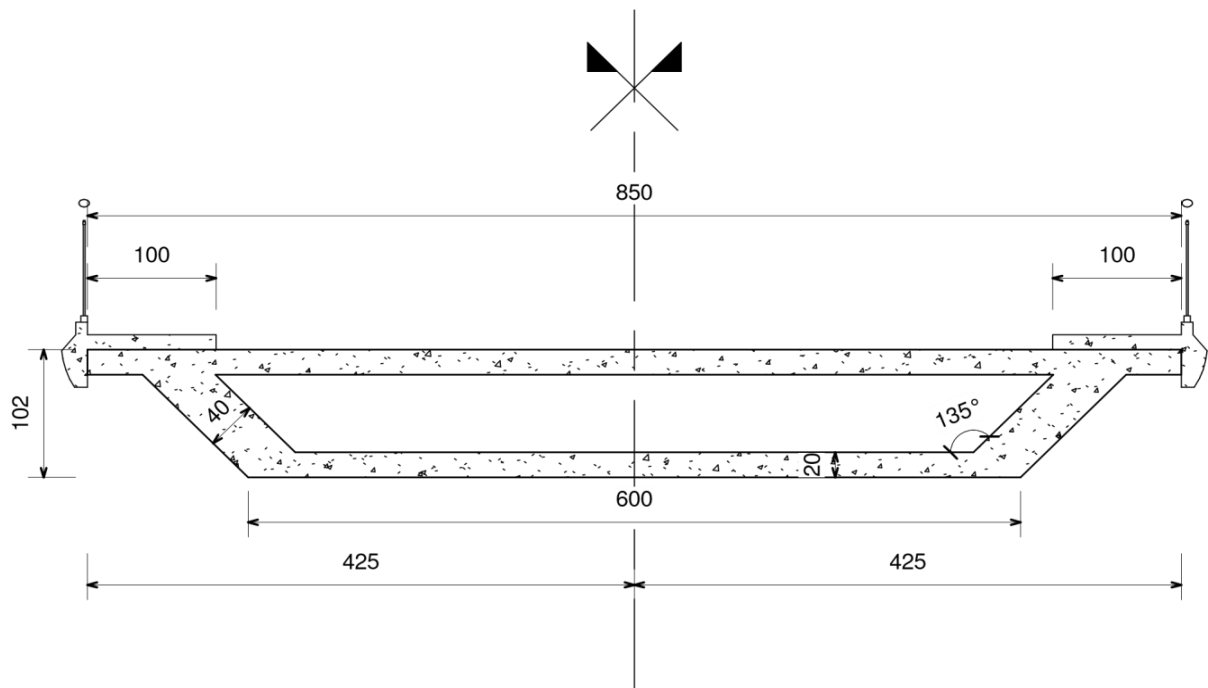


Figure 3.1 Coupe transversale du tablier

III.2.2 Calcul des caractéristiques géométriques

Pour déterminer les caractéristiques géométriques et en raison de la symétrie de la section du pont, nous avons décomposé cette dernière en figures élémentaires et représentés à la Figure 3..

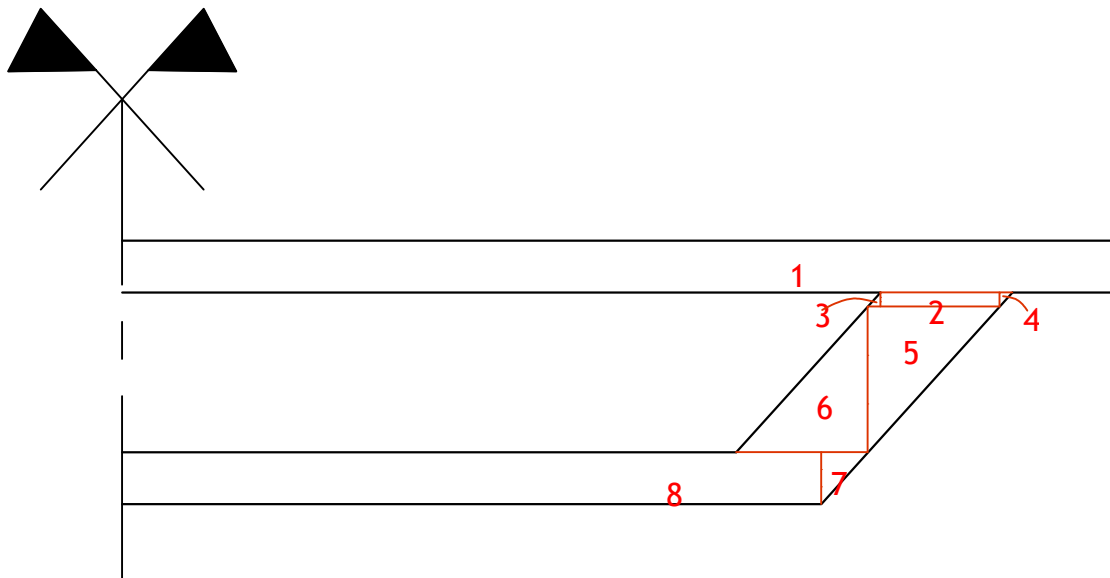


Figure 3.2 Fragmentation de la section transversale

Cette décomposition nous a permis d'établir le Tableau 3.2 où :

- Δ désigne l'axe horizontal qui coïncide avec la fibre supérieure de la section ;
- **b** et **h** les dimensions en [mm] qui sont respectivement la base et hauteur de chaque figure élémentaire ;
- A_i l'aire de chaque figure élémentaire ;
- $Z \Delta$ la distance du centre de gravité de chaque figure élémentaire à l'axe Δ ;
- Av le moment statique de chaque figure élémentaire par rapport à l'axe Δ ;
- I_i le moment d'inertie de chaque figure élémentaire par rapport à l'axe passant par son propre centre de gravité ;
- **di** distance entre le centre de gravité de la section totale et le centre de gravité de la figure élémentaire ;
- I_G le moment d'inertie de la section totale par rapport à l'axe passant par son centre de gravité.
- **v** la distance entre l'axe passant par la fibre moyenne et le centre de gravité de la section totale

Tableau 3.2 : Calcul du moment d'inertie de la section transversale

SECTION	DIMENSIONS (mm)		A_i (mm ²)	$Z\Delta$ (mm)	Av (mm ³)	v (mm)	I_i	I_i+A_id_i²									
1 Rectangle	b	h	1700000	100	170000000	808	2833333333	8.54302E+11									
	4250	200															
2 Rectangle	b	h	55188	230	12693240				808	6705342	18426115726						
	511	54															
3 Triangle	b	h	2916	240	699840							808	236196	940072258.4			
	54	54															
4 Triangle	b	h	2916	240	699840										808	236196	940072258.4
	54	54															
5 Triangle	b	h	320356	4420	1415973520												
	566	566															
3 Triangle	b	h	320356	630	201824280	808	2850776854	12968745387									
	566	566															
4 Triangle	b	h	40000	890	35600000				808	44444444.44	315260740.4						
	200	200															
5 Rectangle	b	h	1200000	920	1104000000							808	2000000000	17128827824			
	3000	200															

TOTAL	A= 3641732	2941490720	IG = 5.05765E+12
La position du centre de Gravité CG est			807.7175146

III.3 CALCUL DES ACTIONS

Se référant à la norme Belge NBN B 03-101 relative aux actions sur les constructions et ouvrages d'art routiers et à d'autres littératures, nous avons :

Actions permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse et les compléments des charges permanentes sont des éléments non porteurs et des installations fixes appelés accessoires.

Tableau 3.3 Détermination des actions permanentes

CHARGES PERMANENTES SUR LE TABLIER			
Désignation	Poids volumique (KN/m3)	Aire (m²)	Charge (KN/m)
Caisson	25	3.641732	91.0433
Couche de roulement	23	0.6125	14.09
Total			105.13
CHARGES PERMANENTES SUR LE TROTTOIR			
Désignation	Poids volumique (KN/m3)	Aire (m²)	Charge (KN/m)
Garde-corps	-	-	1.00
Corniche	25	0.378	9.45
Reprofilage			0.68
Total			11.13
TOTAL (Résultante charges permanentes)			116.26

A. Actions variables

Conformément à la norme Belge NBN B 03-101 cas de charge I et II, nous ne prendrons en compte que les charges mobiles répartie et concentrées.

Charge mobile répartie q (foule sur la chaussée)

Une charge de 3,5 kN/m² avec un coefficient d'impact de $\varphi = 1$

Surcharge S (la foule sur le trottoir)

Le trottoir est calculé pour une charge uniformément répartie, indéfinie et indéfiniment divisible de 5kN/m² avec un coefficient d'impact de $\varphi = 1$

Charge mobile concentrée Q

Une charge de 300 kN répartie sur deux essieux espacés de 1,50 m et comptant chacun deux pneus distants de 1,90 m ; donc une charge concentrée de 75 kN par pneu.

B. Calcul du coefficient dynamique φ_{dyn} .

Le coefficient dynamique φ_{dyn} est donné par :

$$\varphi_{dyn} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2*L} + \frac{0.6}{1+\frac{4*P}{Q}}$$

$L = 21$ m : la portée de l'élément considéré (travée principale et unique) ;

$P = 116,26$ [kN] : la somme des charges permanentes appliquées sur l'élément ;

$Q = 600$ [kN] : la somme des charges mobiles concernées appliquées sur l'élément.

Après calcul, nous trouvons $\varphi_{dyn} = 1,1112$

III.4 SOLLICITATIONS MAXIMALES

Les sollicitations maximales sont déterminées de la manière suivante :

- Les sollicitations maximales sous charge permanente sont déterminées en multipliant celle-ci par la surface d'influence la plus défavorable de la section de l'effet considéré.

$$\text{Moment fléchissant maximum : } M(\zeta) = pL^2\overline{S_{M\zeta}}$$

$$\text{Effort tranchant : } T(\zeta) = pL\overline{S_{T\zeta}}$$

$$\text{Moment de torsion : } M(\zeta) = pL^2\overline{S_{C\zeta}}$$

- Les sollicitations maximales sous la charge mobile uniformément répartie sont déterminées en procédant de la même façon que pour le cas précédent.
- Les sollicitations maximales sous le train de charge sont déterminées en chargeant de façon la plus défavorable les lignes d'influence de l'effet considéré.

Pour le calcul du pont dans son ensemble y compris la répartition transversale, on considère dans chaque bande de circulation une charge de 300 kN constituée de deux essieux de 150 kN écartés de 1,5 m. Chaque essieu comporte deux groupes de roues de 75 kN chacune. Au total, sur les deux bandes de circulation nous avons une charge de 600 kN constituée de 4 essieux de 150 kN écartés de 1,5 m et donc 8 forces verticales de 75 kN chacune, à une excentricité « e » près.

III.4.1 Moment fléchissant

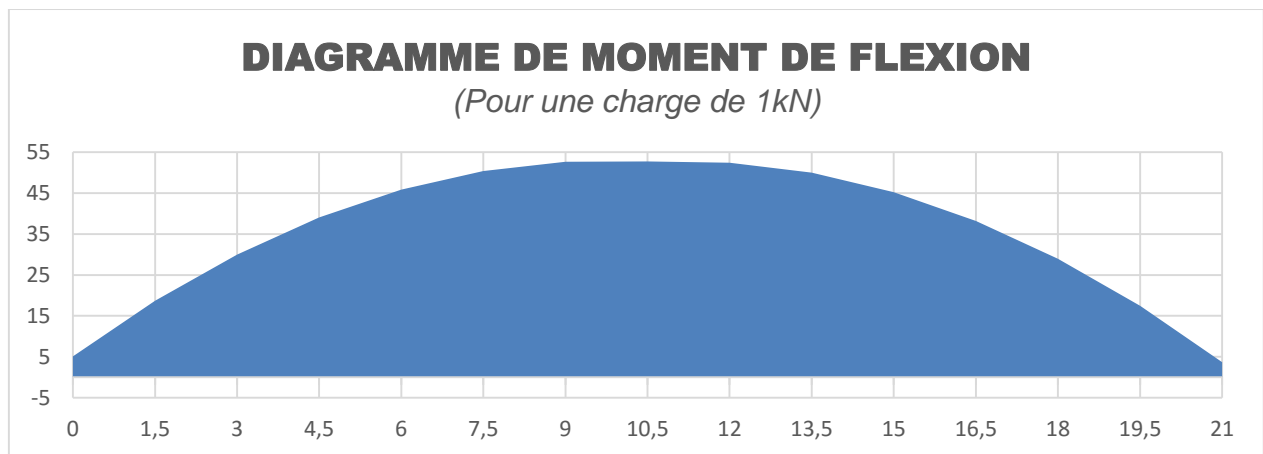


Figure 3.3 Surface d'influence du moment de fléchissant

a) Sous le poids propre

Excentricité du poids propre : $e = 0$ m

D'après l'examen du tableau de calcul des Surfaces d'influence, la surface d'influence de moment fléchissant SM_{\max} : La section donnant l'effet maximum se trouve à $X = 9$ m

Pour une charge unitaire $p = 1$ kN/m, $M(9) = 52,663217$ kNm

Le moment fléchissant dû au poids propre par mètre de pont (cfr point II.8.2), vaut :

$$M_p = 6122,6256 \text{ kNm}$$

b) Sous la foule sur la chaussée

D'après l'examen du tableau de calcul des Surfaces d'influence, la surface d'influence de moment fléchissant $SM_{\max\zeta}$: La section donnant l'effet maximum se trouve à $X = 9$ m

Pour une charge unitaire $p = 1$ kN/m, $M(9) = 52,663217$ kNm

Le moment fléchissant pour une charge uniformément répartie $p = 3,5\text{kN/m}^2 * 6\text{m} = 21$ kN/m qui est la charge due à la foule sur les 2 bandes de circulation de 6 m de largeur (de la chaussée) vaut :

$$M_q = 1105,091632 \text{ kNm}$$

c) Sous la foule sur les 2 trottoirs

D'après l'examen du tableau de calcul des Surfaces d'influence, la surface d'influence de moment fléchissant $SM_{\max\zeta}$: La section donnant l'effet maximum se trouve à $X = 9$ m

Pour une charge unitaire $p = 1$ kN/m, $M(9) = 52,663217$ kNm

Le moment fléchissant pour une charge uniformément répartie $p = 5\text{kN/m}^2 * 2 * 1\text{m} = 10$ kN/m qui est la charge due à la foule sur les trottoirs de 3m de largeur vaut :

$$M_s = 526.6321679 \text{ kNm}$$

d) Sous le convoi

D'après l'examen du tableau de calcul sur classeur Excel donnant les lignes d'influence de moment fléchissant, nous constatons que la section donnant l'effet maximum se trouve à **$X = 9$ m.**

• *Convoi placé longitudinalement*

Tableau 3.4 Moment de flexion induit par le convoi placé longitudinalement à $X = 18$ m

Premier cas					P (kN)	
					75	
Excentricité des roues		1 kN/roue		$\phi*75$ kN/roue		
		a = 9 m	a = 10,5 m	a = 9 m	a = 10,5 m	
e1	-2.7	5.070494292	4.375834258	422.75	364.83	
e2	-0.8	5.000201187	4.339469725	416.89	361.80	
e3	0.3	4.959505179	4.318416574	413.49	360.04	
e4	2.2	4.889212075	4.282052041	407.63	357.01	
Sous total 1				3104.443482		
Deuxième Cas					P (kN)	
					75	
Excentricité des roues		1 kN/roué		$\phi*75$ kN/roue		
		a = 7.5 m	a = 9 m	a = 7.5 m	a = 9 m	
e1	-2.7	4.272331536	5.070494292	356.20	422.75	
e2	-0.8	4.16810986	5.000201187	347.51	416.89	
e3	0.3	4.107770995	4.959505179	342.48	413.49	
e4	2.2	4.003549319	4.889212075	333.79	407.63	
Sous total 2				3040.744897		
Le moment fléchissant max est :					3104.44	

D'où le moment max sous la charge du convoi placé longitudinalement sera :

• *Convoi placé transversalement*

La disposition des roues du convoi donnant l'effet maximum se trouve dans le tableau suivant :

Tableau 3.5 Moment induit par le convoi placé transversalement à $X = 9$ m

Excentricité des roues		$\phi*150$ kN/roue
		a = 9 m
e1	-2.7	845.49
e2	-0.8	833.77
e3	0.3	826.99
e4	2.2	815.27
Total		3321.52

D'où le max entre le train de charge placé longitudinalement et transversalement est :

$$M_Q = 3321.52kNm$$

e) Sous les combinaisons pertinentes

- **L'état limite ultime**

Le moment fléchissant à l'état-limite ultime est donné par l'expression :

$$M_{ELU} = 1,35(M_p + M_S) + 1,5(M_q + M_Q) = 15616.47105 kNm$$

- **A l'état limite de service**

Combinaison rare

$$M_{rare} = (M_p + M_S) + 0,8(M_q + M_Q) = 10190.58853 kNm$$

Combinaison fréquente

$$M_{fréquent} = (M_p + M_S) + 0,4M_q + 0,75M_Q = 9582.475917 kNm$$

Combinaison quasi-permanente

$$M_{quasi-perm} = M_p + M_S = 6649.299883kNm$$

III.4.2 Moment de torsion maximal C_{max}

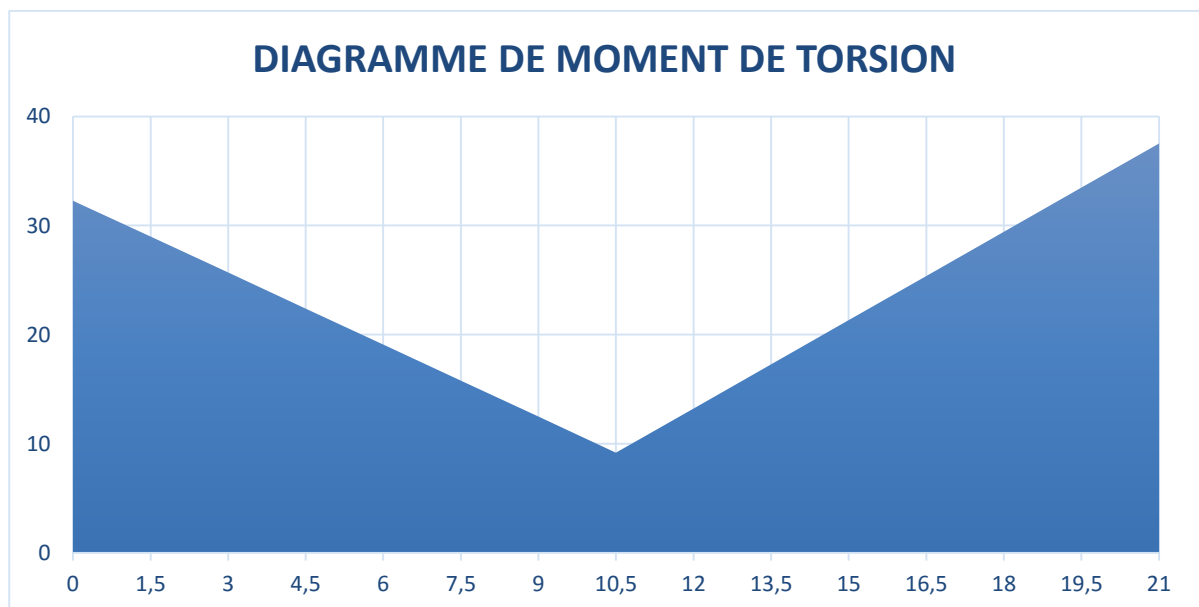


Figure 3.4 Surface d'influence du moment de torsion

a) Sous charges permanentes

Excentricité du poids propre : $e = 0 \text{ m}$

D'après l'examen du tableau de calcul des Surfaces d'influence la surface d'influence du moment de torsion $SM_{\max\zeta}$: La section donnant l'effet maximum se trouve à $X = 21 \text{ m}$. Pour une charge unitaire $p = 1 \text{ kN/m}$, $C(21) = \mathbf{37,5375 \text{ kNm}}$

Le moment de torsion pour le poids propre par mètre de pont, vaut :

$$C_p = \mathbf{4364,13978 \text{ kNm}}$$

b) Sous la foule sur la chaussée

D'après l'examen du tableau de calcul des Surfaces d'influence la surface d'influence du moment de torsion $SM_{\max\zeta}$: La section donnant l'effet maximum se trouve à $X = 21 \text{ m}$. Pour une charge unitaire $p = 1 \text{ kN/m}$, $C(21) = 37,5375 \text{ kNm}$

Le moment de torsion pour une charge uniformément répartie $p = 3,5 \text{ kN/m}^2 * 6 \text{ m} = 21 \text{ kN/m}$ qui est la charge due à la foule sur les 2 bandes de circulation de 6 m de largeur (de la chaussée) vaut :

$$M_q = \mathbf{788,2875 \text{ kNm}}$$

c) Sous la foule sur les 2 trottoirs

D'après l'examen du tableau de calcul des Surfaces d'influence la surface d'influence du moment de torsion $SM_{\max\zeta}$: La section donnant l'effet maximum se trouve à $X = 21 \text{ m}$. Pour une charge unitaire $p = 1 \text{ kN/m}$, $C(21) = 37,5375 \text{ kNm}$

$$M_q = \mathbf{375,375 \text{ kNm}}$$

d) Sous le convoi

D'après l'examen du tableau de calcul sur classeur Excel donnant les lignes d'influence de moment de torsion, nous constatons que la section donnant l'effet maximum se trouve à $X = 21 \text{ m}$.

- *Convoi placé longitudinalement*

Tableau 3.6 Moment de torsion induit par le convoi placé longitudinalement à X = 21 m

Premier cas					P (kN)	
					75	
Excentricité des roués		1 kN/roue		φ*75 kN/roue		
		a = 21 m	a = 22.5 m	a = 21 m	a = 22.5 m	
e1	-2.7	-0.090432852	0	-7.54	0.00	
e2	-0.8	-0.8	0	-66.70	0.00	
e3	0.3	0.010048095	0	0.84	0.00	
e4	2.2	0.073686028	0	6.14	0.00	
Sous total 1				81.22012256		
Deuxième Cas					P (kN)	
					75	
Excentricité des roués		1 kN/roué		φ*75 kN/roué		
		a = 19,5 m	a = 21 m	a = 19,5 m	a = 21 m	
e1	-3.2	-0.096263874	-0.090432852	-8.03	-7.54	
e2	-1.3	0.093997212	-0.026794919	7.84	-2.23	
e3	0.3	0.204148367	0.010048095	17.02	0.84	
e4	2.2	0.394409453	0.073686028	32.88	6.14	
Sous total 2				82.52190835		
Le moment de torsion max est :					82.52	

- *Convoi placé transversalement*

Tableau 3.7 Moment de torsion induit par le convoi placé transversalement à X = 21 m

Excentricité des roues		φ*150 kN/roue
		a = 21 m
e1	-2.7	-15.08
e2	-0.8	-133.40
e3	0.3	1.68
e4	2.2	12.29
Total		162.44

D'où le max entre le train de charge placé longitudinalement et transversalement est :

$$C_Q = 162.44 \text{ kNm}$$

e) Sous les combinaisons pertinentes

- L'état-limite ultime

Le moment fléchissant à l'état-limite ultime est donné par l'expression :

$$C_{ELU} = 1,35 (C_p + C_S) + 1,5 (C_q + C_Q) = 7824.436571 \text{ kNm}$$

- A l'état-limite de service

Combinaison rare

$$C_{rare} = (C_p + C_S) + 0,8 (C_q + C_Q) = 5500.096976 \text{ kNm}$$

Combinaison fréquente

$$C_{fréquente} = (C_p + C_S) + 0,4C_q + 0,75C_Q = 5176.659964 \text{ kNm}$$

Combinaison quasi-permanente

$$C_{quasi-perm} = C_p + C_S = 4739.51478 \text{ kNm}$$

III.4.3 Effort tranchant maximal T_{max}

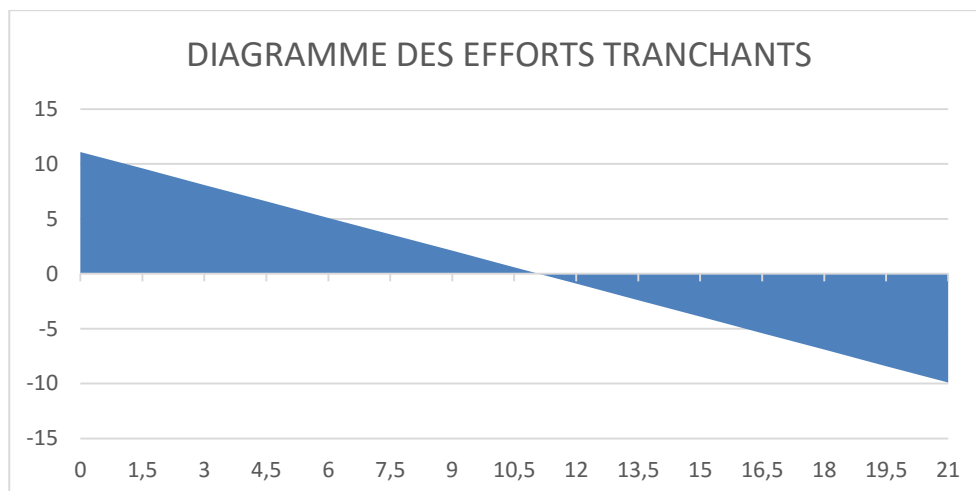


Figure 3.5 Diagramme des efforts tranchants

a) Sous le poids propre

D'après l'examen du tableau de calcul des Surfaces d'influence la surface d'influence du moment de torsion $SM_{\max\zeta}$: La section donnant l'effet maximum se trouve à $X = 0$ m. Pour une charge unitaire $p = 1$ kN/m, $T(0) = \mathbf{11,0898822\ kNm}$

Excentricité du poids propre : $e = 0$ m

L'effort tranchant pour le poids propre par mètre de pont, vaut :

$$T_p = \mathbf{1289,309704572\ kN}$$

b) Sous la foule sur la chaussée

D'après l'examen du tableau de calcul des Surfaces d'influence la surface d'influence du moment de torsion $SM_{\max\zeta}$: La section donnant l'effet maximum se trouve à $X = 0$ m. Pour une charge unitaire $p = 1$ kN/m, $T(0) = \mathbf{11,0898822\ kNm}$

Le moment fléchissant pour une charge uniformément répartie $p = 3,5\text{kN/m}^2 * 6\text{ m} = 21$ kN/m qui est la charge due à la foule sur les 2 bandes de circulation de 6 m de largeur (de la chaussée) vaut :

$$T_q = 232,8875262\ kN$$

c) Sous la foule sur les 2 trottoirs

D'après l'examen du tableau de calcul des Surfaces d'influence la surface d'influence du moment de torsion $SM_{\max\zeta}$: La section donnant l'effet maximum se trouve à $X = 0$ m. Pour une charge unitaire $p = 1$ kN/m, $T(0) = \mathbf{11,0898822\ kNm}$

L'effort tranchant pour une charge uniformément répartie $p = 5\text{kN/m}^2 * 2 * 1\text{ m} = 10$ kN/m qui est la charge due à la foule sur les trottoirs de 3m de largeur vaut :

$$T_s = \mathbf{1110,898822\ kNm}$$

d) Sous le convoi

D'après l'examen du tableau de calcul sur classeur Excel donnant les lignes d'influence de l'effort tranchant, nous constatons que la section donnant l'effet maximum se trouve à $X = 0$ m.

• Convoi placé longitudinalement

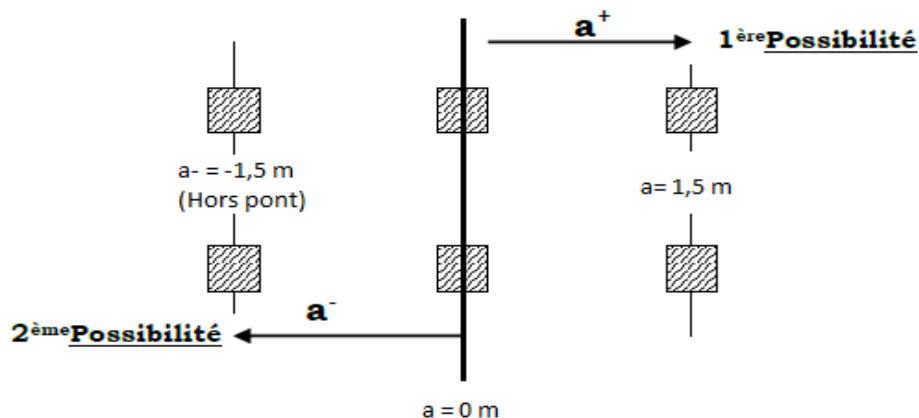


Figure 3.6 Disposition longitudinale du pont à $X = 0\text{ m}$

Tableau 3.8 Effort tranchant induit par le convoi placé longitudinalement à $X = 0\text{ m}$

Premier cas					P (kN)
					75
Excentricité des roues		1 kN/roue		ϕ *75 kN/roué	
		a = 0 m	a = 1,5 m	a = 0 m	a = 1,5 m
e1	-2.7	-0.03445061	-0.105879182	-2.87	-8.83
e2	-0.8	-0.010207588	-0.08163616	-0.85	-6.81
e3	0.3	0.003827846	-0.067600726	0.32	-5.64
e4	2.2	0.028070868	-0.043357704	2.34	-3.61
Sous total 1				-25.95	
Deuxième Cas					P (kN)
					75
Excentricité des roues		1 kN/roué		ϕ *75 kN/roué	
		a = -1,5 m	a = 0 m	a = 0 m	a = 0 m
e1	-3.2	0	-0.03445061	0.00	-2.87
e2	-1.3	0	-0.010207588	0.00	-0.85
e3	0.3	0	0.003827846	0.00	0.32
e4	2.2	0	0.028070868	0.00	2.34
Sous total 2				-1.063808352	
L'effort tranchant max est :					-1.06

- **Convoi placé transversalement**

Tableau 3.9 Effort tranchant induit par le convoi placé transversalement

Excentricité des roues		$\phi*150$ kN/roue
		a= 0 m
e1	-3.2	-5.74
e2	-1.3	-1.70
e3	0.3	0.64
e4	2.2	4.68
Total		-2.13

D'où le max entre le train de charge placé longitudinalement et transversalement est :

$$T_Q = -2,13 \text{ kN}$$

e) Sous les combinaisons pertinentes

- **L'état limite ultime**

Le moment fléchissant à l'état-limite ultime est donné par l'expression :

$$T_{ELU} = 1,35 (T_p + T_S) + 1,5 (T_q + T_Q) = 2237.9495 \text{ kN}$$

- **A l'état limite de service**

Combinaison rare

$$C_{rare} = (T_p + T_S) + 0,8 (T_q + T_Q) = 1585.62001 \text{ kN}$$

Combinaison fréquente

$$C_{fréquent} = (T_p + T_S) + 0,4T_q + 0,75T_Q = 41492.521499 \text{ kN}$$

Combinaison quasi-permanente

$$T_{quasi-perm} = T_p + T_S = 1400.167655 \text{ kN}$$

III.5 FLECHE MAXIMALE, ROTATION DE FLEXION MAXIMALE ET ROTATION DE TORSION MAXIMALE

III.5.1 Flèche maximale V

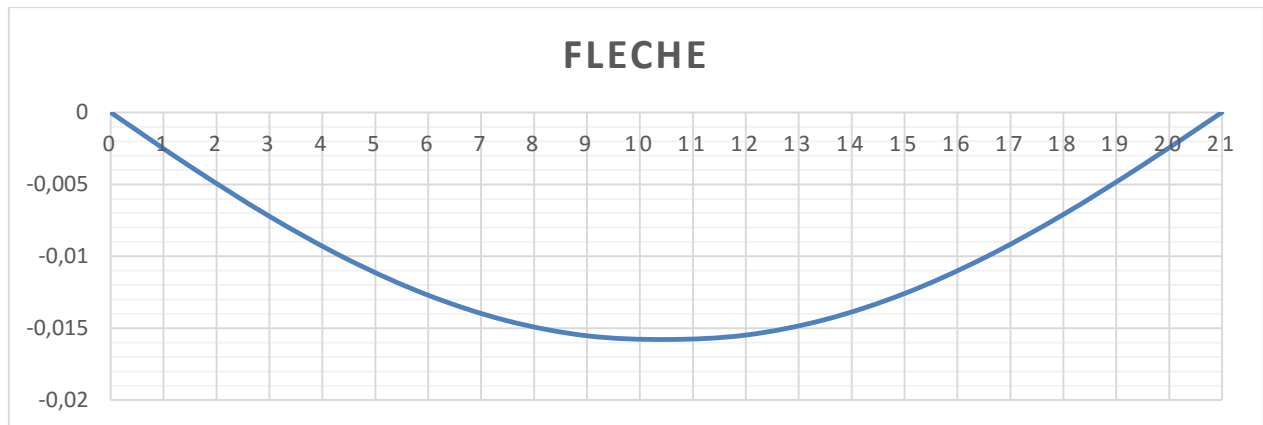


Figure 3.7 Surface d'influence de la flèche

a) Sous la charge permanente

Pour une charge de 1 kN la flèche max se trouve à l'abscisse $X = 10,5$ m et d'une valeur de $-0,01579$ mm.

Sous la charge permanente la flèche max vaut donc $v_p = -1,836362$ mm

b) Sous la foule sur la chaussée

Pour une charge de 1 kN la flèche max se trouve à l'abscisse $X = 10,5$ m et d'une valeur $v = -0,01579$ mm

Sous la charge de la foule sur la chaussée la flèche max vaut donc

La flèche pour une charge uniformément répartie $p = 3,5 \text{ kN/m}^2 * 7 \text{ m} = 24,5$ kN/m qui est la charge due à la foule sur les 2 bandes de circulation de 7 m de largeur (de la chaussée) vaut :

$$v_q = -0.331699238 \text{ mm}$$

c) Sous la foule sur les 2 trottoirs

Pour une charge de 1 kN la flèche max se trouve à l'abscisse $X = 10,5$ m et d'une valeur $v_s = -0,01579$ mm

Sous la charge de la foule sur les trottoirs la flèche max vaut donc $v_s = -0.157952018$ mm

d) Sous le convoi

D'après l'examen du tableau de calcul donnant les lignes d'influence des déformations, nous constatons que la section donnant l'effet maximum se trouve à **X = 10,5 m**.

- *Convoi placé longitudinalement*

Tableau 3.10 Flèche causée par le convoi placé longitudinalement

Premier cas					P (kN)	
75						
Excentricité des roues		1 kN/roue		φ*75 kN/roué		
		a = 10.5 m	a = 12 m	a = 10.5 m	a = 12 m	
e1	-2.7	-1.2077E-06	-1.15442E-06	-0.000100691	-9.62483E-05	
e2	-0.8	-1.2077E-06	-1.16674E-06	-0.000100691	-9.7276E-05	
e3	0.3	-1.2077E-06	-1.17388E-06	-0.000100691	-9.7871E-05	
e4	2.2	-1.2077E-06	-1.18621E-06	-0.000100691	-9.88987E-05	
Sous total 1				-0.000793058		
Deuxième Cas					P (kN)	
75						
Excentricité des roues		1 kN/roue		φ*75 kN/roué		
		a = 9 m	a = 10.5 m	a = 9 m	a = 10.5 m	
e1	-2.7	-1.18945E-06	-1.2077E-06	-9.91692E-05	-0.000100691	
e2	-0.8	-1.17712E-06	-1.2077E-06	-9.81415E-05	-0.000100691	
e3	0.3	-1.16999E-06	-1.2077E-06	-9.75465E-05	-0.000100691	
e4	2.2	-1.15766E-06	-1.2077E-06	-9.65188E-05	-0.000100691	
Sous total 2				-0.00079414		
La flèche max est :				-0.000793058		

- **Convoi placé transversalement**

La disposition des roues du convoi donnant l'effet maximum se trouve dans le tableau qui suit.

Tableau 3.11 Flèche causée par le convoi placé transversalement

Excentricité des roues		$\phi * 150 \text{ kN/roue}$
		a = 10.5 m
e1	-3.2	-0.000201382
e2	-1.3	-0.000201382
e3	0.3	-0.000201382
e4	2.2	-0.000201382
Total		-0.000805527

D'où le max entre le train de charge placé longitudinalement et transversalement est :

$$v_Q = -0.000805527 \text{ mm}$$

e) Sous les combinaisons pertinentes

- **L'état-limite ultime**

La flèche à l'état-limite ultime est donnée par l'expression :

$$v_{ELU} = 1,35 (v_p + v_s) + 1,5 (v_q + v_Q) = -3.191063444 \text{ mm}$$

- **A l'état-limite de service**

Combinaison rare

$$v_{rare} = (v_p + v_s) + 0,8 (v_q + v_Q) = -2.260308651 \text{ mm}$$

Combinaison fréquente

$$v_{fréquent} = (v_p + v_s) + 0,4v_q + 0,75v_Q = -2.127589303 \text{ mm}$$

Combinaison quasi-permanente

$$v_{quasi-perm} = v_p + v_s = -1.994314815 \text{ mm}$$

III.5.2 Rotation due à la flexion ω

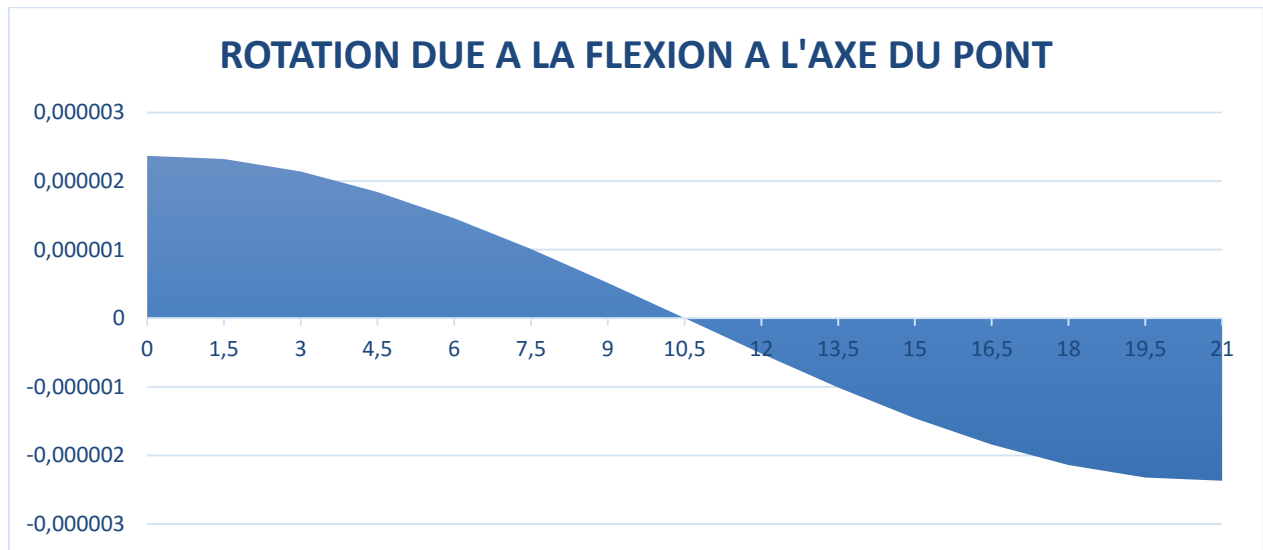


Figure 3.8 Rotation due à la flexion (valeurs absolues)

a) Sous la charge permanente

Pour une charge unitaire de 1kN/m, la section donnant le déplacement maximum se trouve à $X = 0 \text{ m}$, $\omega(0) = 12.54804 \cdot 10^{-6} \text{ rad}$

Sous la charge permanente la flèche max vaut donc

$$\omega_p = 0.000296238 \text{ rad}$$

b) Sous la foule sur la chaussée

Pour une charge unitaire de 1kN/m, la section donnant le déplacement maximum se trouve à $X = 0 \text{ m}$, $\omega(0) = 12.54804 \cdot 10^{-6} \text{ rad}$

Sous la charge de la foule sur la chaussée la flèche max vaut donc

$$\omega_q = 5.35089E - 05 \text{ rad}$$

c) Sous la foule sur les 2 trottoirs

Pour une charge unitaire de 1kN/m, la section donnant le déplacement maximum se trouve à $X = 0 \text{ m}$, $\omega(0) = 12.54804 \cdot 10^{-6} \text{ rad}$

Sous la charge de la foule sur les trottoirs la flèche max vaut donc

$$\omega_s = 2,5480 E - 05 \text{ rad}$$

d) Sous le convoi

D'après l'examen du tableau de calcul des lignes d'influence des déformations, nous constatons que la section donnant la rotation due à la flexion maximum se trouve à $X = 0$ m.

- *Convoi placé longitudinalement*

Tableau 3.12 Rotation due à la flexion causée par le convoi placé longitudinalement

Premier cas					P (kN)
					75
Excentricité des roues		1 kN/roue		$\phi * 75$ kN/roue	
		a = 0 m	a = 1,5 m	a = 0 m	a = 1,5 m
e1	-2.7	3.16999E-11	8.70991E-11	2.64294E-09	7.26179E-09
e2	-0.8	9.39256E-12	6.71397E-11	7.83095E-10	5.5977E-09
e3	0.3	-3.52221E-12	5.55842E-11	-2.9366E-10	4.63427E-09
e4	2.2	-2.58295E-11	3.56248E-11	-2.15351E-09	2.97018E-09
Sous total 1				2.63372E-08	
Deuxième Cas					P (kN)
					75
Excentricité des roues		1 kN/roue		$\phi * 75$ kN/roue	
		a = -1,5 m	a = 0 m	a = -1,5 m	a = 0 m
e1	-2.7	0	3.16999E-11	0.00	2.64294E-09
e2	-0.8	0	9.39256E-12	0.00	7.83095E-10
e3	0.3	0	-3.52221E-12	0.00	-2.9366E-10
e4	2.2	0	-2.58295E-11	0.00	-2.15351E-09
Sous total 2				5.87321E-09	
La rotation max due à la flexion est :				2.63372E-08	

- **Convoi placé transversalement**

La disposition des roues du convoi donnant l'effet maximum est donnée dans le tableau suivant.

Tableau 3.13 Rotation due à la flexion causée par le convoi placé transversalement

Excentricité des roues		$\phi * 150 \text{ kN/roue}$
		a = 0 m
e1	-3.2	5.28589E-09
e2	-1.3	1.56619E-09
e3	0.3	-5.87321E-10
e4	2.2	-4.30702E-09
Total		1.17464E-08

D'où le max entre le train de charge placé longitudinalement et transversalement est :

$$\omega_Q = 1.17464E - 08 \text{ rad}$$

e) Sous les combinaisons pertinentes

- **L'état limite ultime**

La flèche à l'état-limite ultime est donnée par l'expression :

$$\omega_{ELU} = 1,35 (\omega_p + \omega_S) + 1,5 (\omega_q + \omega_Q) = \mathbf{0.000514622rad}$$

- **A l'état limite de service**

Combinaison rare

$$\omega_{rare} = (\omega_p + \omega_S) + 0,8 (\omega_q + \omega_Q) = \mathbf{0.000364546 rad}$$

Combinaison fréquente

$$\omega_{fréquent} = (\omega_p + \omega_S) + 0,4\omega_q + 0,75\omega_Q = \mathbf{0.000343141 rad}$$

Combinaison quasi-permanente

$$\omega_{quasi-perm} = \omega_p + \omega_S = \mathbf{0.000321718 rad}$$

III.5.3 Rotation due à la torsion

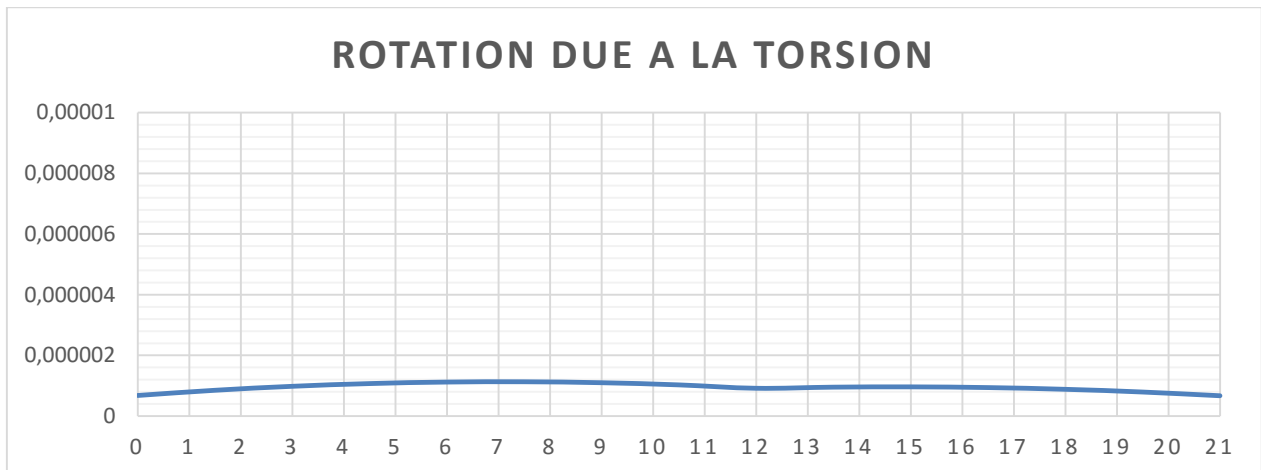


Figure 3.9 Rotation due à la torsion

a) Sous la charge permanente

Pour une charge unitaire de 1kN/m La section donnant le déplacement maximum se trouve à $X = 7,5 \text{ m}$, $\omega (7,5) = 1.12947E - 6 \text{ rad}$

Sous la charge permanente la rotation due à la torsion max vaut donc $\omega_p = 0.000131313 \text{ rad}$

b) Sous la foule sur la chaussée

Pour une charge unitaire de 1kN/m La section donnant le déplacement maximum se trouve à $X = 7,5 \text{ m}$, $\omega (7,5) = 1.12947E - 06 \text{ rad}$

Sous la charge de la foule sur la chaussée la rotation due à la torsion max vaut donc

$$\omega_q = 2.37189E - 05 \text{ rad}$$

c) Sous la foule sur les 2 trottoirs

Pour une charge unitaire de 1kN/m La section donnant le déplacement maximum se trouve à $X = 7,5 \text{ m}$, $\omega (7,5) = 1.12947E - 06 \text{ rad}$

Sous la charge de la foule sur la chaussée la rotation due à la torsion max vaut donc

$$\omega_s = 1,12947E - 05 \text{ rad}$$

d) Sous le convoi

D'après l'examen du tableau de calcul sur classeur Excel donnant les lignes d'influence des déformations, nous constatons que la section donnant la rotation due à la flexion maximum se trouve à **X = 7,5 m**.

- *Convoi placé longitudinalement*

Tableau 3.14 Rotation due à la torsion causée par le convoi placé longitudinalement

Premier cas					P (kN)
					75
Excentricité des roues		1 kN/roue		φ*75 kN/roué	
		a = 7.5 m	a = 9 m	a = 7.5 m	a = 9 m
e1	-2.7	1.04717E-10	9.37359E-11	8.73063E-09	7.81513E-09
e2	-0.8	4.24084E-11	3.83159E-11	3.53576E-09	3.19454E-09
e3	0.3	6.33529E-12	6.23058E-12	5.28198E-10	5.19468E-10
e4	2.2	-5.59728E-11	-4.91894E-11	-4.66668E-09	-4.10112E-09
Sous total 1				1.55559E-08	
Deuxième Cas					P (kN)
					75
Excentricité des roues		1 kN/roue		φ*75 kN/roué	
		a = 6 m	a = 7.5 m	a = 6 m	a = 7.5 m
e1	-2.7	8.79078E-11	1.04717E-10	7.32921E-09	8.73063E-09
e2	-0.8	3.74949E-11	4.24084E-11	3.1261E-09	3.53576E-09
e3	0.3	8.30855E-12	6.33529E-12	6.92717E-10	5.28198E-10
e4	2.2	-4.21043E-11	-5.59728E-11	-3.5104E-09	-4.66668E-09
Sous total 2				1.57655E-08	
La rotation max due à la torsion est :				1.57655E-08	

- **Convoi placé transversalement**

Tableau 3.15 Rotation due à la torsion causée par le convoi placé transversalement

Excentricité des roues		ϕ^*150 kN/roue
		a = 7.5 m
e1	-3.2	1.74613E-08
e2	-1.3	7.07151E-09
e3	0.3	1.0564E-09
e4	2.2	-9.33335E-09
Total		1.62558E-08

D'où le max entre le train de charge placé longitudinalement et transversalement est :

$$\omega_Q = 1.62558E - 08 \text{ rad}$$

e) Sous les combinaisons pertinentes

- **L'état limite ultime**

La flèche à l'état-limite ultime est donnée par l'expression :

$$\omega_{ELU} = 1,35 (\omega_p + \omega_S) + 1,5 (\omega_q + \omega_Q) = 0,002800912 \text{ rad}$$

- **A l'état limite de service**

Combinaison rare

$$\omega_{rare} = (\omega_p + \omega_S) + 0,8 (\omega_q + \omega_Q) = 0.000161596 \text{ rad}$$

Combinaison fréquente

$$\omega_{fréquent} = (\omega_p + \omega_S) + 0,4\omega_q + 0,75\omega_Q = 0.000152108 \text{ rad}$$

Combinaison quasi-permanente

$$\omega_{quasi-perm} = \omega_p + \omega_S = 0.000142608 \text{ rad}$$

Nous allons présenter les différentes valeurs liées à la descente des charges de la cullée dans le tableau suivant.

Tableau 3.16 Descente des charges de la culée

Eléments	Vi (kN)		X (m)	M (kNm)
Mur de grève	1,37×0,50×4,5×25	77,0625	2	154,125
Dalle de transition	4×0,30×4×25	120	1,5	180
Mur de front	4×1,20×4,5×25	540	1,2	648
Semelle	7,20×1,50×5×25	1350	1,25	1687,5
Mur en retours	2,5×0,40×5×25	125	4	500
Total	Vi = 2212,0625			M = 3169,625

- L'excentricité $e = \frac{M}{V_i} = \frac{3169,625}{2212,0625} = 1,43 \text{ m}$

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service dans les conditions normales

- **Calcul du coefficient de poussée**

Dans les conditions normales : $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$ avec ϕ : angle de frottement interne.

Prenons $\phi = 35^\circ$ comme nous avons un sable gros et dur. D'où $K_a = 0,96$

- **Poussée des surcharges de remblai**

L'intensité $q = 1 \text{ t/m}^2$, qu'on majore par 20 % : $P = q \times S$ avec S : surface de contact.

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L : $P = \frac{1}{2} \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$ avec $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$, poids volumique des terres et $K_{ah} = 0,333$. Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point 0.

$$P = \frac{1}{2} \times 0,333 \times 1,8 \times 4^2 \times 7,2 = 34,52544 \text{ t}$$

- **Poids des terres**

$$P_t = 4 \times 7,2 \times 4 \times 2 = 230,4 \text{ t}$$

- **Surcharges des remblais horizontaux**

$$P_h = 0,333 \times 1,8 \times 4 \times 7,2 = 17,26272 \text{ t}$$

- **Surcharges des remblais verticaux**

$$P_v = 1,8 \times 4 \times 4 = 28,8 \text{ t}$$

Nous présentons ensuite le tableau des moments stabilisants et renversants de la culée

Tableau 3.17 Moments stabilisants et renversants de la culée

Désignation	V _i (t)	H _i (t)	X(m)	M _s (t.m)	M _r (t.m)
Culée	2212,0625	-	-	3163,2493	-
Poids des terres	230,4	-	1	230,4	-
Poussée des surcharges de remblai	-	34,52544	10,5	-	362,51712
Poussée de la surcharge horizontale	-	17,26272	15,75	-	271,88784
Poussée de la surcharge verticale	28,8	-	1,15	33,12	-
Total	2471,2625	51,78816	-	3426,7693	634,40496

- **Vérification de la stabilité (condition normale)**

a) Stabilité au renversement : $\frac{M_s}{M_R} = 5,4 \geq 1,5$ (pas de risque de renversement)

b) Stabilité au glissement : $\frac{V_i}{H_i} \times \text{tg}35^\circ = 3,3 \geq 2$ (pas de risque de glissement)

M_s désigne le moment stabilisant et M_R désigne le moment renversant.

V_i désigne les surcharges verticales et la descente des charges de la culée et H_i désigne la pousée des surcharges d remblai et horizontale.

III.6. INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

III.6.1 Moment fléchissant

On remarque q'au niveau du moment fléchissant sous les combinaisons pertinentes, le moment fléchissant à l'état-limite ultime $M_{ELU} = 15616.47105 \text{ kNm}$ est supérieur au moment à l'état limite de service sous la combinaison rare $M_{rare} = 10190.58853 \text{ kNm}$ qui est le max des combinaisons fréquente, quasi-permanente et rare. Écrivons l'existence du moment M_{ELU} est de l'ordre de 3/2 du moment M_{rare} .

III.6.2 Moment de torsion maximal C_{max}

On remarque q'au niveau du moment fléchissant sous les combinaisons pertinentes, le moment fléchissant à l'état-limite ultime $C_{ELU} = 7824.436571 kNm$ est supérieur au moment à l'état limite de service sous la combinaison rare $C_{rare} = 5500.096976 kNm$ qui est le max des combinaisons fréquente, quasi-permanente et rare. Écrivons l'existence du moment C_{ELU} est de l'ordre de près 150 % du moment C_{rare} .

III.6.3 Effort tranchant maximal T_{max}

On remarque q'au niveau du moment fléchissant sous les combinaisons pertinentes, le moment fléchissant à l'état-limite ultime $T_{ELU} = 2237.9495 kN$ est supérieur au moment à l'état limite de service sous la combinaison rare $C_{rare} = 1585.62001 kN$ qui est le max des combinaisons fréquente, quasi-permanente et rare. Écrivons l'existence du moment T_{ELU} est de l'ordre de 141 % du moment C_{rare} .

III.6.4 Flèche maximale V

On remarque q'au niveau de la fleche maximale sous les combinaisons pertinentes, la fleche à l'état-limite ultime $v_{ELU} = -3.191063444 mm$ est supérieur au moment à l'état limite de service sous la combinaison rare $v_{rare} = -2.260308651 mm$ qui est le max des combinaisons fréquente, quasi-permanente et rare. Écrivons l'existence du moment v_{ELU} est de l'ordre de 141 % du moment v_{rare} .

III.6.5 Rotation due à la torsion

On remarque q'au niveau de la fleche maximale sous les combinaisons pertinentes, la fleche à l'état-limite ultime $\omega_{ELU} = 0.002800912 rad$ est supérieur au moment à l'état limite de service sous la combinaison rare $\omega_{rare} = 0.000161596 rad$ qui est le max des combinaisons fréquente, quasi-permanente et rare. Écrivons l'existence du moment ω_{ELU} est de l'ordre de 173 % du moment ω_{rare} .

III.7 CONCLUSION PARTIELLE

Le présent chapitre traite sur la présentation et l'interprétation des résultats des voussoirs par rapport au moment fléchissant, au moment de torsion, à l'effort tranchant, à la flèche maximale et à la rotation due à la flexion et à la torsion. Le caisson se comporte bien par rapport aux moments fléchissants et aux efforts tranchants.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude a pour objet l'étude structurale d'un pont biais de 21m de portée sur la rivière Kihira à Sake.

Après analyse de résultats des trois variantes (pont mixte, pont voussoir à hauteur constante et pont en arc à voie inférieure) et se basant sur des critères d'économie, d'entretien, d'esthétique et d'exécution, la variante choisie était celle du pont voussoir à hauteur constante.

Notre travail s'est déroulé en deux étapes. Dans la première étape, après analyse des éléments préfabriqués et ceux coulés sur place, les éléments préfabriqués ont présenté des avantages énormes que ceux coulés sur place. Ainsi notre première hypothèse de recherche a été confirmée.

Deuxièmement, nous sommes passé à la conception et le dimensionnement. L'étude structurale d'un pont biais dont les éléments sont préfabriqués et les culées coulées sur place est complexe car elle fait appel à plusieurs notions pertinentes.

Troisièmement, nous avons présenté et interprété les résultats des voussoirs par rapport au moment fléchissant, au moment de torsion, à l'effort tranchant, à la flèche maximale et à la rotation due à la flexion et à la torsion. Le caisson se comporte bien par rapport aux moments fléchissants et aux efforts tranchants.

Enfin, nous avons dimensionné la culée en vérifiant le risque de glissement et de renversement. Nous avons ainsi obtenu une structure qui permet une circulation plus confortable et sécuritaire par rapport à celle existant (une plus grande largeur du tablier à deux voies et pouvant supporter le passage des poids lourd, deux évacuateurs des eaux et deux trottoirs. En outre, ce projet de fin d'étude nous a permis de bien visualiser le travail de conception et de calcul d'un ouvrage d'art. Le rôle de l'ingénieur en génie civil n'est pas seulement le calcul, mais aussi de proposer des solutions raisonnables et efficaces sur terrain sans oublier l'économie, la qualité et le temps d'exécution tout en tenant de la sphère environnementale.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

I. OUVRAGES, MEMOIRES ET COURS

1. **P. SYAITSUTSWA**, *Cours des ponts préfabriqués*. FSTA/ULPGL, Goma , 2020.
2. **J-A CALGARO**, *Projet et construction des ponts : Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants*, Presse de l'école nationale des ponts et chaussées. Paris , 2000.
3. **F. NGAPGUE**, *Cours de mécanique des sols*. FSTA/ULPGL, Goma , 2017.
4. **G. GRATTESAT**, *Ponts de France, Conception des ponts*. Paris , 2016.
5. **P. SYAITSUTSWA**, *Cours des ponts préfabriqués*. FSTA/ULPGL, Goma , 2020.
6. **H. Ghanemi et T. Nacer**, *Conception et étude d'un pont sur RN° 44 (W) de SKIKDA*. 2008.
7. **SETRA**, *Fascicule 67, Titre I : Etanchéité des ponts routes support en béton de ciment*. 1985
8. **SETRA**, *Dalles de Transition des ponts routes, techniques et réalisation*. 1984
9. **Norme belge NBN 03-101**, *Principes généraux de détermination de la sécurité et de l'aptitude au service des structures*.
10. **BAEL91 mod 99** : *béton armé aux états limites*.
11. **I. TAMBOURA**, *Cours ponts et ouvrages d'art*.
12. **E. MIKEREGO**, *Cours de Béton armé 2*. FSTA/ULPGL, Goma , 2020.
13. **M. SACKO**, *Conception d'un pont dans le cadre du projet de réhabilitation de la route Bamako-Segou*. 2013
14. **Sékou TOURÉ**, *Étude de faisabilité technico-économique et environnementale de l'ouvrage d'art de Nani sur le Marahoue et de ses voies d'accès*. 2017
15. **I. BOUAFIA et S. HOMANI**, *Simulation numérique du comportement statique et dynamique d'un pont ferroviaire*. 2017

IV. LOGICIELS

1. AutoCad 2019
2. Excel

V. SITES WEB

1. www.google.com
2. www.geniecivil.org.com

Annexes

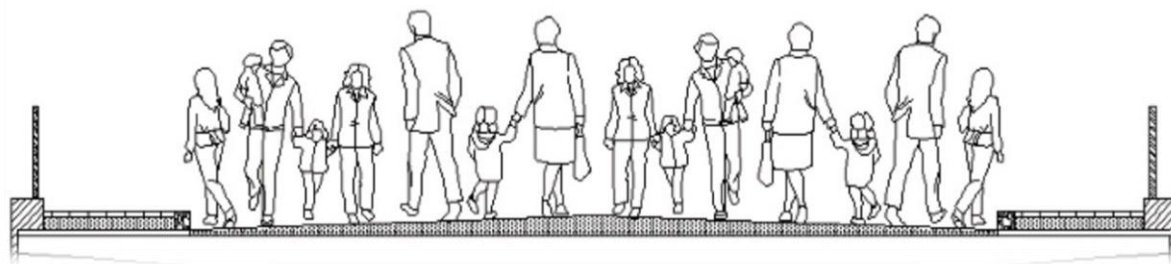


Figure 3.10 Foule sur la chaussée

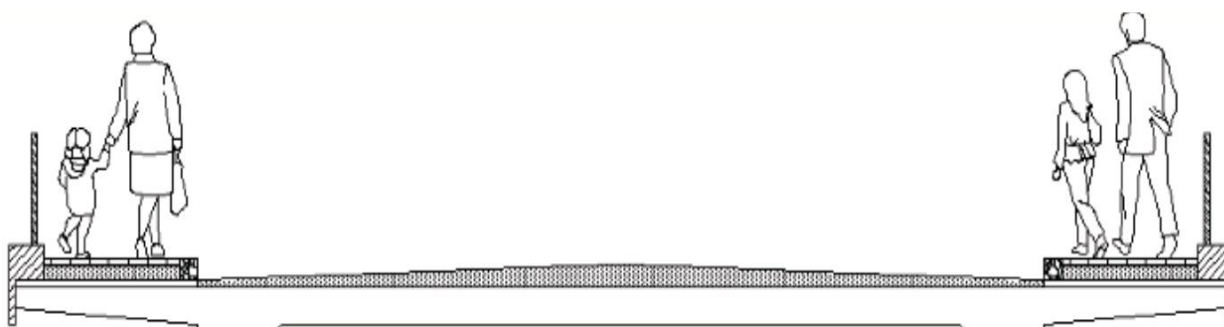


Figure 3.11 Foule sur trottoir

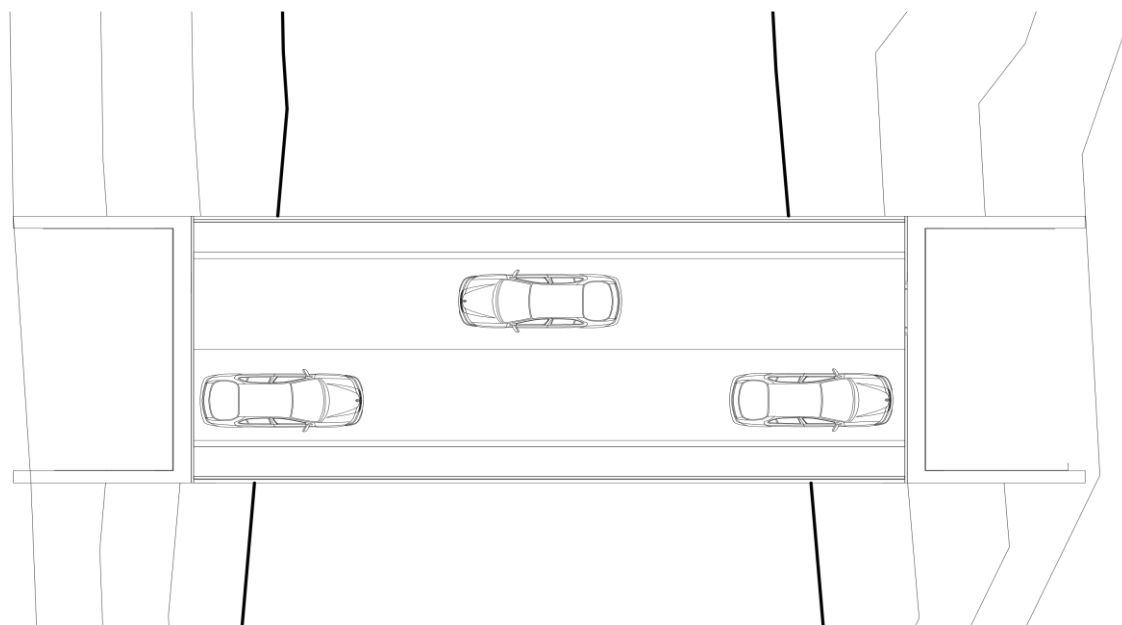


Figure 3.12 Vue en plan

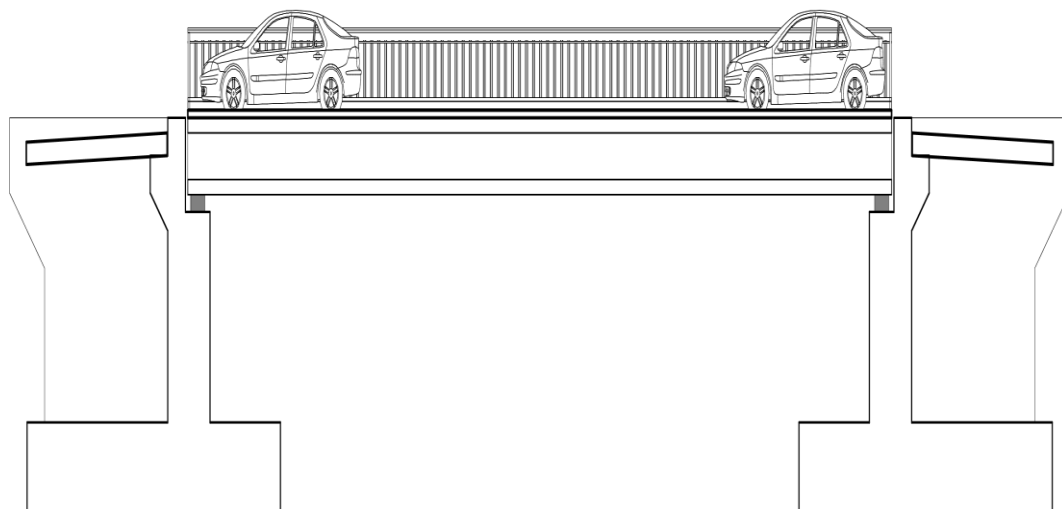


Figure 3.13 Profil en long

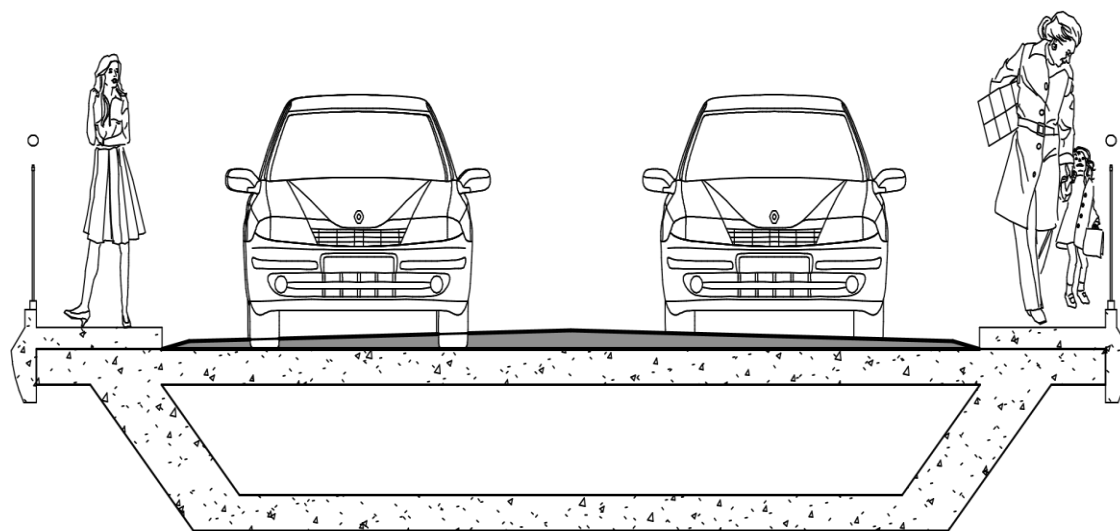


Figure 3.14 Profil en travers



Figure 3.15 Perspective 1 du pont



Figure 3.16 Perspective 2 du pont