



**ANALYSE TECHNIQUE-ECONOMIQUE DE DEUX
VARIANTES DE TABLIER DE PONT ET CONCEPTION
STRUCTURALE DE LA SOLUTION RETENUE : CAS DU
PONT SUR LA LAGUNE DE PORTO-NOVO (BENIN)**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE
MASTER
SPECIALITE GENIE CIVIL – BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS

Présenté et soutenu publiquement le Juillet par :

ADJALALA Carine Houéfa (20220913)

Encadreur 2iE : Professeur. Adamah MESSAN

Maître de stage : Ingénieur spécialiste Ouvrage d'Art. Abdeouaheb ZELTINI

Structure d'accueil : HAS Engineering

Jury d'évaluation du mémoire :

Président :

Membres et correcteurs :

Promotion [2024/2025]

DEDICACE

Ce rapport représente l'aboutissement d'un travail rigoureux, mené avec persévérance et sérieux. Il n'aurait pu voir le jour sans le soutien et l'accompagnement précieux de plusieurs personnes, à qui je tiens à exprimer ma profonde gratitude.

- À Dieu Tout-Puissant, pour les grâces continues que tu m'accordes.
- À mon père, Dossou Cyprien ADJALALA, dont les encouragements et la rigueur ont été une source constante de motivation tout au long de ma formation. Que Dieu te récompense pour tous les sacrifices que tu as faits pour tes enfants.
- À ma mère, Béatrice HOUEDAN, pour son amour inconditionnel, ses prières quotidiennes et son soutien moral constant.
- À mes frères et sœurs, pour leur soutien moral et leurs précieux conseils.
- À mon feu petit frère Aude ADJALALA.

REMERCIEMENTS

L'élaboration de ce mémoire a été rendue possible grâce au soutien précieux de nombreuses personnes. Je tiens à adresser mes remerciements les plus sincères à toutes celles et ceux qui ont, d'une manière ou d'une autre, contribué à la réalisation de ce travail. Que ce soit par leur accompagnement, leurs conseils ou leur encouragement, chacun a joué un rôle essentiel dans l'aboutissement de ce projet. Je souhaite témoigner une gratitude particulière à :

- Monsieur le Directeur Général de l'Institut 2iE ainsi que l'ensemble de ses collaborateurs, dont le professionnalisme et l'engagement ont été pour moi une source de respect et d'inspiration.
- Professeur Adamah MESSAN, pour sa disponibilité, son encadrement et son soutien lors de la rédaction de ce mémoire.
- Docteur HEMA Césaire, Chef du département génie civil 2iE.
- Monsieur HODE Aristide, pour m'avoir permis d'effectuer mon stage au sein de son bureau d'étude.
- Monsieur ZELTINI abdeouaheb, ingénieur ouvrage d'art, chef de mission de la mission de contrôle, pour son expertise, sa disponibilité et son engagement dans la réussite de ce travail.
- Monsieur TENNAH Mourad, chef de mission adjoint de la mission de contrôle, pour son appui et sa disponibilité.
- Monsieur ZEGGAG H. Abdelkrim, l'ingénieur géotechnicien de la mission de contrôle.
- Monsieur ACHOUR Bilal, l'ingénieur topographe de la mission de contrôle.
- Tous les enseignants de l'institut 2iE pour les connaissances qu'ils nous ont transmises.
- Le personnel de la mission de contrôle, dont l'ambiance harmonieuse a facilité le déroulement du stage.
- Le personnel de l'entreprise PORTEO BENIN.
- Mr AHOUANDJINO David, ingénieur génie civil, pour son encadrement et soutien ;
- Et toutes les personnes qui ont contribué de quelque manière que ce soit à la rédaction de ce document.

RESUME

Dans le cadre du projet de dédoublement de la route Sèmè–Porto-Novo sur un linéaire de 10 km, ce mémoire s’est penché sur l’étude d’un ouvrage devant franchir la lagune de Porto-Novo sur une distance de 385 mètres. Deux solutions de tablier ont été envisagées : l’une en béton précontraint, l’autre de type mixte associant acier et béton.

L’analyse technico-économique menée a permis de comparer les performances structurelles et les implications financières de ces deux variantes. Au terme de cette étude, la solution du tablier mixte (acier-béton) a été jugée plus pertinente et retenue comme option finale. Elle se compose de deux poutres principales en PRS (Profilés Reconstitués Soudés) de 2,05 mètres de hauteur, reliées transversalement par des entretoises en IPE 600, surmontées d’une dalle en béton armé d’épaisseur 30 centimètres. Le tablier est conçu en travées indépendantes, reposant sur des piles et des culées en béton armé.

La modélisation et l’analyse des sollicitations ont été effectuées à l’aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional, garantissant la fiabilité des résultats techniques. L’évaluation financière, qui exclut les équipements du pont, a abouti à un coût estimé à Sept milliards six cent quatre-vingt-six millions trois cent quatre-vingt-dix mille neuf cent douze francs et onze centimes de franc CFA (7 686 390 912,11 F CFA) ce qui correspond à un prix unitaire de : dix-neuf millions neuf cent soixante-quatre mille six cent cinquante et un francs et soixante-douze centimes de franc CFA (19 964 651,72 F CFA) par mètre linéaire.

Mots-clés : Tablier, Béton précontraint, Structure mixte (acier béton), Modélisation numérique, Coût.

ABSTRACT

As part of the project to dualize the Sèmè–Porto-Novo Road over a 10 km stretch, this study focused on the design of a bridge crossing the Porto-Novo lagoon over a span of 385 meters. Two deck variants were considered: one in prestressed concrete, and the other a composite steel-concrete structure.

A comparative techno-economic analysis was conducted to evaluate the structural performance and financial implications of each alternative. The composite solution, consisting of welded built-up girders (PRS) 2.05 meters high, transverse IPE 600 crossbeams, and a 30 cm thick reinforced concrete slab, was ultimately selected as the optimal option. The deck is arranged in simply supported spans resting on reinforced concrete piers and abutments.

The structural analysis and modeling were carried out using Autodesk Robot Structural Analysis Professional, ensuring the reliability of the design outputs. The financial evaluation—excluding bridge equipment—resulted in an estimated cost of 7,686,390,912.11 CFA francs, corresponding to a unit cost of 19,964,651.72 CFA francs per linear meter.

Keywords: Prestressed concrete, Bridge deck, Composite structure (steel–concrete), Structural modeling, Cost analysis.

SIGLES ET ABBREVIATIONS

2IE	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
BAEL	Béton Armé Aux États Limites
BP	Béton Précontraint
CCTP	Cahier des clauses techniques
CCAP	Cahier des Clauses Administratives
ELU	Etat Limite Ultime
ELS	État Limite de Service
kN	Kilonewton
PRS	Profilé Reconstitués Soudés
RSAP	Robot Structural Analysis Professional
SETRA	Service d'Études Techniques des Routes et leurs Aménagements
VIPP	Viaduc à Poutres Précontraintes

SOMMAIRE

DEDICACE	ii
REMERCIEMENTS	iii
RESUME	iv
ABSTRACT.....	v
SIGLES ET ABBREVIATIONS	vi
SOMMAIRE	vii
LISTE DES TABLEAUX.....	vi
LISTE DES FIGURES	vii
INTRODUCTION	1
I. CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D’ACCEUIL DU PROJET ET DE LA METHODOLOGIE DE L’ETUDE	3
I.1 Présentation de la structure d’accueil.....	3
I.2 Contexte de justification et description du projet.....	5
I.3 Présentation de la zone d’étude	6
I.4 Objectif de l’étude	10
II. CHAPITRE 2 : METHODOLOGIE DE L’ETUDE, GENERALITES SUR LES PONTS ET CONTEXTE HISTORIQUE.....	11
II.1 Méthodologie de l’étude.....	11
II.2 Historique et généralité sur les ponts	13
III. CHAPITRE 3: ANALYSE TECHNICO ECONOMIQUES DES VARIANTES	19
III.1 Contexte	19
III.2 Classification et choix des variantes	19
III.3 Présentation des variantes	23
III.4 Prédimensionnement des variantes	25
III.5 Analyse quantitave des variantes	33
III.6 Analyse économique comparative	37
III.7 Analyse qualitative multicritère des variantes	37
III.8 Analyse technico-économique et choix de la variante	39
IV. CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT STRUCTURALE DU TABLIER	41
IV.1 Considérations générales.....	41
IV.2 Hypothèse de calcul	41

IV.3	Inventaire des charges	43
IV.4	Définition des sollicitations de calcul	54
IV.5	Calcul des sollicitations et des contraintes	55
IV.6	Résultats issus de la modélisation de la structure	56
IV.7	Etude du tablier : justification de la section	58
V.	CHAPITRE 5: ESTIMATION DES TRAVAUX ET IMPACT ENVIRONNEMENTAL.....	70
V.1	Estimation des travaux	70
V.2	Impact environnemental	70
	CONCLUSION.....	74
	TABLEAU DES SYMBOLES	75
	TABLE DES MATIERES	77
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	81
	ANNEXES.....	82
	ANNEXE 1: DIAGRAMME DES SOLLICITATIONS	xxxvi
	ANNEXE 2 : VERIFICATION DES INSTABILITES	xlvi
	ANNEXE 3: ETUDE DES CONNECTEURS	li
	ANNEXE 4: ESTIMATION DU TABLIER	lvi
	ANNEXE 5: ARCHITECTURE.....	lviii

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.1: Récapitulatif du prédimensionnement du tablier du pont en BP.....	28
Tableau III.2: Prédimensionnement des éléments du tablier du pont mixte.....	30
Tableau III.3: Qualités couramment utilisées dans les ponts mixtes routiers français.....	31
Tableau III.4: Qualité minimale de l'acier selon l'épaisseur de la tôle.....	31
Tableau III.5: Donnée du profilé.....	31
Tableau III.6: Avantages et inconvénients de la variante n°1.....	35
Tableau III.7: Avantages et inconvénients de la variante 2	36
Tableau III.8: Analyse qualitative multicritère des variantes.	38
Tableau IV.1: Coefficient de pondération selon MEZOUÏ (16)	55
Tableau IV.2: les combinaisons.....	56
Tableau IV.3: Résultat modélisation PRS sous poids propre.	56
Tableau IV.4: Résultat modélisation Entretoises sous poids propre.	57
Tableau IV.5: Résultat modélisation PRS sous charge d'exploitation.	57
Tableau IV.6: Résultat modélisation Entretoises sous charges d'exploitation.....	57
Tableau IV.7: Résultat modélisation dalle suivant XX.	57
Tableau IV.8: Résultat modélisation dalle suivant YY.	58
Tableau IV.9: Tableau récapitulatif des section théorique.	64
Tableau IV.10: Tableau pour choix des armatures	64
Tableau IV.11: Choix des armatures et disposition.....	65

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Organigramme du personnel de la mission de contrôle.....	4
Figure 2: Localisation du projet.....	6
Figure 3: Pont ferroviaire construit en 1956	10
Figure 4: Pont routier actuel construit en 1981	10
Figure 5: Structure générale d'un pont	14
Figure 6: Joint de chaussée	16
Figure 7: Appareils d'appui élastomère	17
Figure 8: Equipement de pont	18
Figure 9: Classification des ouvrages courants.	20
Figure 10: Classification des ouvrage non courants.....	21
Figure 11: Démi profil en travers de la variante n°1	24
Figure 12: Démi profil en travers de la variante n°2	25
Figure 13: Table de compression et hourdis général.	26
Figure 14: Jonction entre table de compression et gousset.	28
Figure 15: Caractéristique géométrique de la poutre	29
Figure 16: Schéma du PRS	32
Figure 17: Schéma entretoise	33
Figure 18: Surcharge type bc	47
Figure 19: Caractéristiques système bc	48
Figure 20: Caractéristique système Bt	49
Figure 21: Caractéristique du convoi Br.....	49
Figure 22: Caractéristique du convoi Mc120	50
Figure 23: Convoi-type D.....	51
Figure 24: Convoi-type E(Fascicule61_titreII.pdf, s. d.)	52
Figure 25: Schéma représentatif des entretoises.....	61
Figure 26: Plan de ferrailage de la dalle	65
Figure 27: Coupe transversale sur Beff.....	67
Figure 28: Schéma représentatif du Beff.....	67
Figure 29: Distribution élastique des contraintes sous moment positif pour l'axe neutre dans l'âme du profilé.....	68
Figure 30: Coupes sur goujon	li
Figure 31: Caractéristique des goujons	lii

INTRODUCTION

Porto-Novo, capitale administrative du Bénin, connaît depuis plusieurs années une croissance urbaine soutenue, accompagnée d'une pression croissante sur ses infrastructures routières. L'un des principaux enjeux de mobilité dans cette zone est la traversée de la lagune, un point stratégique à la fois sur les plans logistique, économique et environnemental. Le franchissement de cette lagune ne saurait se limiter à un simple aménagement ; il s'agit d'un projet structurant, destiné à améliorer durablement la fluidité du trafic, renforcer l'intégration régionale et répondre aux défis du développement urbain.

Dans le cadre du Programme d'Actions du Gouvernement (PAG) 2021–2026, qui fait des infrastructures de transport un levier central de la transformation structurelle du pays, un projet majeur a été initié : les travaux de dédoublement de la route Sèmè–Porto-Novo sur 10 km et la construction d'un nouveau pont en 2x2 voies pour le franchissement de la lagune de Porto-Novo. Ce projet incarne la volonté de doter la capitale d'infrastructures modernes, capables de soutenir les ambitions économiques du Bénin.

Cependant, la réalisation d'un tel ouvrage dans un environnement aussi sensible que la lagune de Porto-Novo soulève de nombreux défis. Ceux-ci touchent aussi bien aux caractéristiques géotechniques du sol, aux exigences de circulation intensive, aux contraintes climatiques, qu'à la nécessité de préserver l'écosystème lagunaire. La complexité de ce projet nécessite une approche multidisciplinaire rigoureuse, mobilisant des compétences pointues en ingénierie civile, hydraulique, environnementale et économique.

Dans ce contexte, le choix de la structure du tablier constitue un enjeu déterminant, tant du point de vue technique qu'économique. Face aux contraintes spécifiques du site, plusieurs solutions constructives peuvent être envisagées, chacune présentant des avantages et des limites. Il devient alors essentiel de procéder à une analyse technico-économique comparative rigoureuse, afin d'identifier la variante la plus adaptée aux exigences du projet.

Le présent mémoire s'inscrit dans cette démarche. Il vise à comparer deux variantes de tablier, en termes de performances techniques et de viabilité économique, afin d'orienter le choix vers la solution la plus optimale pour le projet. Le travail s'articule autour des étapes suivantes :

- Une présentation générale des ponts et de leurs typologies ;
- Une analyse technico-économique comparative des deux variantes ;

- Le dimensionnement de la variante retenue ;
- Et une estimation des travaux, accompagnée d'une évaluation sommaire de l'impact environnemental.

I. CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCEUIL DU PROJET ET DE LA METHODOLOGIE DE L'ETUDE

I.1 Présentation de la structure d'accueil

Ce stage s'est déroulé au sein du groupement de bureaux d'études TAEP/HAS, dans le cadre du projet de dédoublement de la route Sèmè–Porto-Novo (10 km) et de la construction d'un pont en 2x2 voies sur la lagune de Porto-Novo. Le bureau d'études TAEP, d'origine française, et le bureau HAS, basé localement, ont uni leurs compétences dans le cadre d'un accord de groupement. Ensemble, ils assurent les missions de contrôle technique et de surveillance des travaux liés à ce projet d'infrastructure. L'organisation de cette équipe conjointe est présentée dans l'organigramme ci-après :

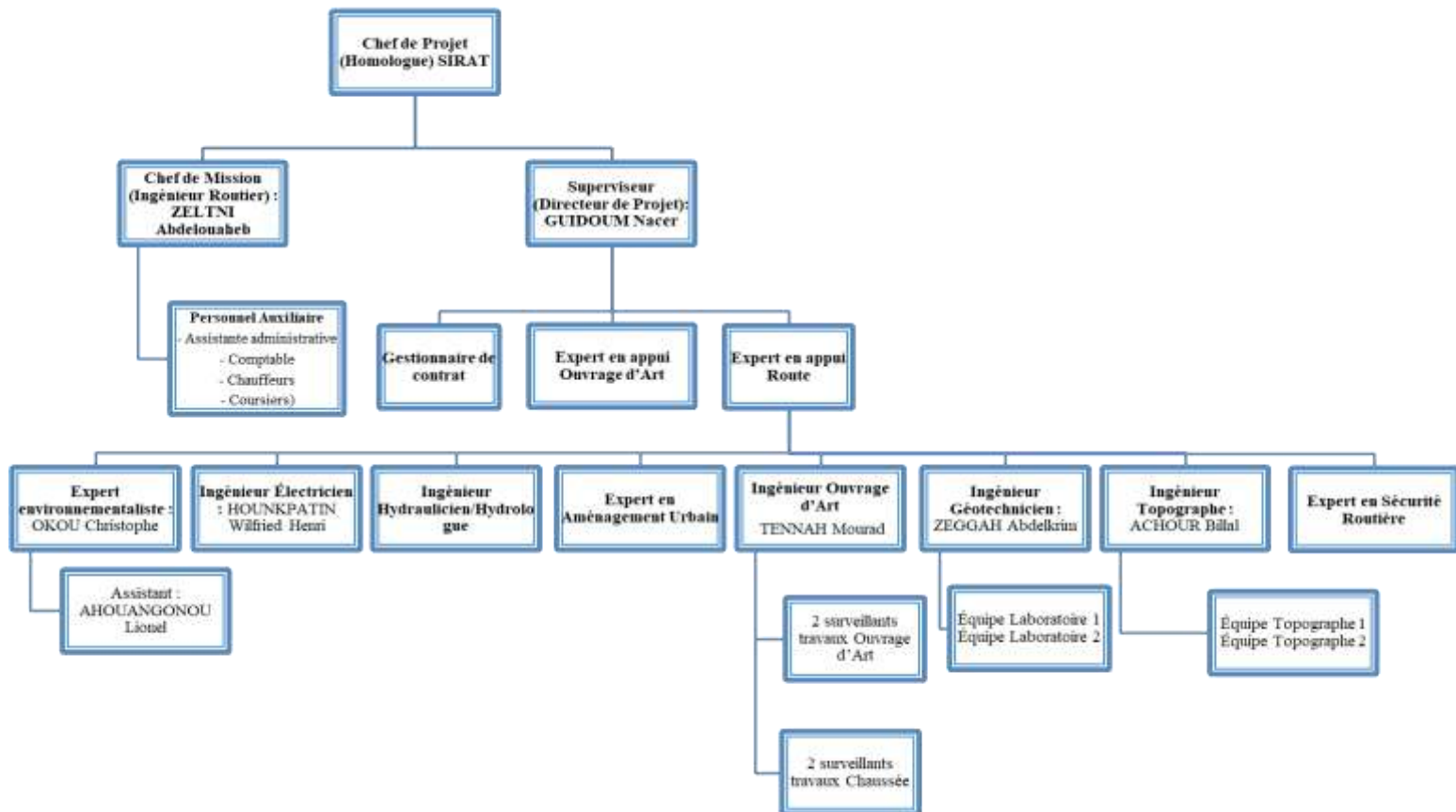


Figure 1: Organigramme du personnel de la mission de contrôle.

I.2 Contexte de justification et description du projet

Le Bénin est un pays de l'Afrique occidentale situé entre les parallèles 6° et 12° de latitude NORD et les méridiens 0° et 4° de longitude EST bénéficiant de 150 Km d'ouverture sur l'océan atlantique.

Cette situation géographique lui offre les attributs d'un pays de transit pour le trafic au départ et à destination du Port Autonome de Cotonou et des pays de la sous-région comme le Niger, le Burkina-Faso, le Mali, le Togo et le Nigéria. La liaison entre la ville de Cotonou qui abrite le port et ces pays se fait par les routes nationales inter-états N°1 (Hillacondji-Cotonou-Porto-Novo-Igolo et Sème-Kraké) et N°2 (Cotonou-Malanville).

Tenant compte du trafic sans cesse croissant que supportent ces corridors et surtout de la saturation constatée sur ces axes aux portes de la ville de Cotonou, le Gouvernement du Bénin a entrepris depuis quelques années, dans le cadre de l'exécution de la politique de développement du réseau routier, de relever la capacité de ces axes structurants par un programme de construction de routes expresses à double chaussées unidirectionnelles de deux voies. (*Programme d'Action du Gouvernement - République du Bénin*, 2021)

C'est dans ce contexte que le projet ci-après a été réalisé en 2 x 2 voies dans la perspective de faciliter l'accès et les traversées des grandes agglomérations de Cotonou et de Porto-Novo.

Le projet de dédoublement de la route inclut la réhabilitation de la chaussée existante et la construction d'un nouveau pont en configuration (2x2). Les principaux travaux comprennent :

- Aménagement et entretien des déviations provisoires : Préparer et maintenir les itinéraires temporaires pendant les travaux.
- Recyclage de la chaussée existante : réalisation d'un recyclage sur une profondeur de 25 cm, avec incorporation de 2 à 2,5 % de ciment pour en améliorer les caractéristiques.
- Construction de la couche de base en Grave Bitume : Application d'une couche de 16 cm (répartie en deux couches de 8 cm chacune) sur la chaussée existante.
- Application de la couche de roulement en BB : Mise en place d'une couche de Béton Bitumineux de 6 cm d'épaisseur.

La nouvelle route, conçue comme une voie express en (2x2), aura les caractéristiques suivantes :

- Longueur : Environ 10 km.

- L'assiette : Environ 33,70 m, avec une structure de chaussée adaptée.
 - Ouvrages d'Art :
- Pont : Construction d'un nouvel ouvrage pour le franchissement, avec deux voies par sens (2x2), les études nécessaires pour démarrer la réalisation sont encore en cours.
 - Ouvrages Hydrauliques :
- Dalots : Construction de dalots simples et doubles.
- Caniveaux : Installation de caniveaux en béton armé aux dimensions de 80x80 cm et 100x100 cm

I.3 Présentation de la zone d'étude

Située à l'est du BENIN, la route SEME-PORTO longue de 10km est située dans le département de l'Ouémé. L'origine du projet est le carrefour Sème, l'axe du projet doit relier Sème à Porto-Novo de la RNIE 01.

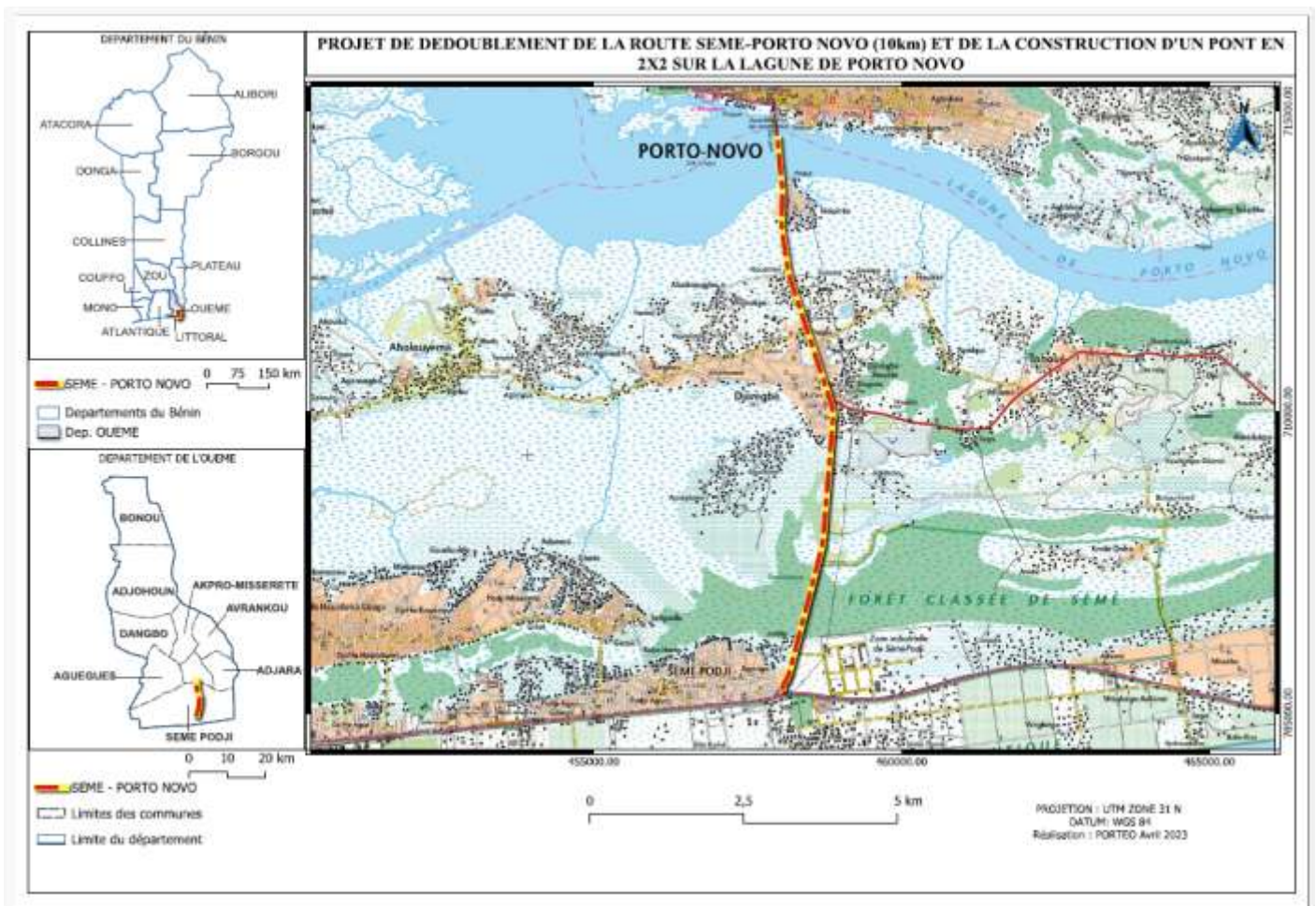


Figure 2: Localisation du projet

Source : TAEP/HAS, 2024.

I.4 Historique des ponts présents sur le projet

La fin des années 1970 marque une période de restructuration économique au Bénin sous le régime du président Mathieu KEREKOU. Le Premier Plan Quinquennal de Développement (1977-1982) place les infrastructures de transport parmi les priorités nationales, reconnaissant leur importance stratégique pour le développement économique du pays. Avant la construction du pont de 1981, la traversée de la lagune de Porto-Novo constituait un obstacle majeur à la fluidité des échanges. Les infrastructures existantes, notamment le pont colonial datant de 1956, présentaient d'importantes limitations en termes de capacité et de sécurité. Cette situation entravait considérablement le développement de Porto-Novo comme capitale administrative et limitait son intégration dans les circuits économiques régionaux. La ville se trouvait relativement isolée malgré sa position stratégique à proximité de la frontière nigériane, l'un des principaux partenaires commerciaux du Bénin.

Suite à un appel d'offres international lancé en juillet 1978, le Bureau Central d'Études pour les Équipements d'Outre-Mer (BCEOM), entreprise française spécialisée dans les infrastructures, fut sélectionné pour réaliser les études préliminaires.

Les études géotechniques menées entre août 1978 et mars 1979, révélèrent la complexité du substrat lagunaire :

- Une couche supérieure de sédiments meubles d'environ 8 à 12 mètres d'épaisseur ;
- Une strate intermédiaire argilo-sableuse de compacité variable ;
- Un socle plus résistant à une profondeur moyenne de 25 mètres.

Les analyses hydrologiques mirent en évidence les variations saisonnières importantes du niveau de la lagune (amplitude annuelle moyenne de 1,2 mètre) et documentèrent les phénomènes d'érosion des berges. Ces études déterminèrent également la nécessité d'un tirant d'air suffisant pour maintenir la navigation lagunaire, élément essentiel pour les communautés riveraines.

La conception définitive, validée en décembre 1979, opta pour une structure en béton précontraint, technologie relativement nouvelle pour le Bénin à cette époque. Ce choix fut motivé par :

- La durabilité supérieure du béton précontraint face aux conditions climatiques tropicales ;
- La résistance accrue aux charges dynamiques générées par le trafic ;
- La possibilité de franchir de plus grandes portées entre les piles, réduisant ainsi les perturbations dans le milieu lagunaire.

Le pont de Porto-Novo de 1981 présente les caractéristiques techniques suivantes :

- Longueur totale : 330 mètres ;
- Structure principale : tablier en béton précontraint à poutres caissons ;
- Support : 12 piles cylindriques de 1,8 mètre de diamètre ;
- Fondations : pieux forés ancrés à une profondeur moyenne de 28 mètres ;
- Largeur de chaussée : 7 mètres (2 voies de circulation) ;
- Trottoirs piétons : 1,5 mètre de chaque côté ;
- Tirant d'air : 5,2 mètres au-dessus du niveau des plus hautes eaux ;
- Capacité de charge : 30 tonnes (charge maximale par véhicule) ;
- Système de drainage : caniveaux latéraux avec évacuation directe dans la lagune ;
- Protection anticorrosion : enrobage béton renforcé et peinture époxy sur les éléments métalliques exposés.

Plusieurs défis techniques majeurs durent être surmontés :

- Les conditions climatiques, notamment la saison des pluies qui perturbait régulièrement l'avancement des travaux ;
- L'instabilité des sols nécessitant des adaptations constantes des techniques de fondation ;
- La logistique complexe d'approvisionnement en matériaux de qualité, dont une grande partie dut être importée ;
- La formation de la main-d'œuvre locale aux techniques spécifiques du béton précontraint.

Malgré la qualité de sa conception initiale, l'ouvrage nécessita plusieurs interventions :

- 1992-1993 : Première rénovation ciblée (remplacement des joints de dilatation et réparations ponctuelles du tablier) ;

- 1997-1998 : Réhabilitation plus complète suite à des dégradations constatées, notamment sur la couche de roulement et les dispositifs d'évacuation des eaux ;
- 2004 : Renforcement préventif des piles suite à l'observation de phénomènes d'affouillement ;
- 2006 : Modernisation des équipements annexes (éclairage, signalisation, élargissement des trottoirs).

Ces interventions successives témoignent de l'attention portée à la maintenance de cette infrastructure stratégique, mais également des défis posés par son vieillissement et l'évolution des besoins.

L'augmentation constante du trafic, largement supérieure aux prévisions initiales, a nécessité plusieurs adaptations :

- Mise en place d'un système de régulation du trafic aux heures de pointe (1994) ;
- Renforcement structurel pour supporter des charges plus importantes (1998) ;
- Installation de dispositifs de contrôle de vitesse et de pesage dynamique (2002) ;
- Aménagement des voies d'accès pour fluidifier la circulation (2005-2007).

Ces adaptations permirent de maintenir la fonctionnalité de l'ouvrage malgré une utilisation dépassant largement les paramètres de conception initiaux.

À l'approche de ses quatre décennies d'existence, le pont de Porto-Novo fait face à plusieurs défis :

- Vieillissement structurel nécessitant une surveillance accrue ;
- Saturation chronique face à un trafic dépassant de 300% les prévisions initiales ;
- Problématiques environnementales liées à l'érosion des berges et à la pollution de la lagune ;
- Nécessité d'intégration dans un schéma de transport multimodal plus cohérent.

Depuis 2015, les autorités béninoises ont entrepris des études visant à la réhabilitation et à l'aménagement de ce pont.



Figure 3: Pont ferroviaire construit en 1956



Figure 4: Pont routier actuel construit en 1981

Source : HAS/TAEP

I.5 Objectif de l'étude

I.5.1 Objectif général

L'objectif général de ce travail s'agira de faire une étude comparative technique et économique de deux variantes de tablier de pont, et de retenir une variante du point de vue technique et de faire la conception structurale de cette dernière.

I.5.2 Objectifs spécifiques

Afin d'atteindre cet objectif général, plusieurs objectifs spécifiques ont été définis. Il s'agit notamment de:

- ✚ Etablir une analyse technico-économique de deux variantes de tablier de ponts ;
- ✚ Retenir la solution optimale du point de vue technique et économique ;
- ✚ Proposer une étude technique détaillée de la solution retenue ;
- ✚ Estimation des travaux et impact environnemental.

II. CHAPITRE 2 : METHODOLOGIE DE L'ETUDE, GENERALITES SUR LES PONTS ET CONTEXTE HISTORIQUE.

II.1 Méthodologie de l'étude

Dans le cadre de cette étude, deux axes principaux ont été explorés : d'une part, l'analyse technico-économique des variantes de tablier proposées, et d'autre part, l'étude conceptuelle de la solution retenue. La première étape a consisté à s'approprier le contexte du projet à travers l'analyse des documents contractuels et techniques disponibles, afin d'en extraire les données de base nécessaires à l'étude. Parallèlement, une revue documentaire a été réalisée, incluant l'examen de projets similaires, de mémoires de fin d'études d'ingénieurs et de thèses de doctorat traitant de problématiques comparables, dans le but de nourrir la réflexion et d'appuyer la démarche méthodologique.

II.1.1 Méthodologie de l'analyse technico économique des variantes

Pour réaliser notre analyse, nous utiliserons le guide SETRA DT400 Guide de conception VIPP pour le prédimensionnement de notre première variante et les guide SETRA, Pont mixte acier béton, Septembre 2010 ; SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, mars 1990 pour le prédimensionnement de notre deuxième variante. Ces documents nous fourniront des indications essentielles sur les paramètres tels que :

- La hauteur des poutres,
- La largeur des semelles,
- L'épaisseur de l'âme du profilé,
- L'épaisseur du tablier.

Une fois ces paramètres géométriques définis, nous procéderons à l'analyse, technico-économique et qualitative des deux variantes pour un choix optimal.

II.1.2 Méthodologie de l'étude conceptuelle et dimensionnement de la variante retenue

II.1.2.1 Modélisation de la structure

Après le prédimensionnement géométrique des deux variantes à l'aide des guides techniques du SETRA, une modélisation numérique est réalisée afin d'analyser le comportement structurel de la solution proposée. Cette étape vise à simuler la réponse de la structure aux différentes

sollicitations auxquelles elle sera soumise pendant sa durée de vie. La modélisation est effectuée à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional**.

La démarche adoptée pour la modélisation suit les étapes ci-après :

- **Définition de la géométrie** : les éléments structuraux (poutres principales, entretoises, dalle) sont modélisés en tenant compte des dimensions issues du prédimensionnement.
- **Choix des matériaux** : les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés (acier, béton armé ou précontraint) sont intégrées conformément aux normes en vigueur .
- **Application des charges** : différentes charges sont introduites, notamment :
 - Les charges permanentes (poids propre, revêtement, équipements fixes);
 - Les charges d'exploitation ;
 - Les combinaisons de charges selon les cas de charge normatifs.
- **Analyse structurale** : une analyse statique linéaire est menée pour évaluer les efforts internes (moments fléchissant, efforts tranchants, efforts normaux) ainsi que les déplacements.

II.1.2.2 Dimensionnement de la Structure

Après la modélisation de la structure, nous recueillerons toutes les sollicitations issues de l'analyse, en tenant compte de l'asymétrie de l'ouvrage. Le dimensionnement sera effectué en fonction des types de sollicitations identifiés (flexion simple, flexion composée, effort tranchant, torsion, etc.).

Pour le calcul des aciers des éléments en béton armé (dalle et diaphragmes), nous appliquerons les règles du **BAEL 91 modifié 99**. Quant à la structure métallique (poutres principales), le dimensionnement sera réalisé selon les normes applicables aux structures mixtes acier-béton, en vérifiant les critères aux **ELS** et **ELU**, ainsi que les contraintes de fatigue et de déversement.

II.1.2.3 Matériel

L'utilisation d'outils informatiques a considérablement simplifié notre travail, en réduisant la charge des calculs manuels et des dessins graphiques. Les logiciels suivants ont été mobilisés :

- **Robot Structural Analysis Professional 2024** : utilisé pour la modélisation de la structure et l'extraction des sollicitations.
- **Autocad 2019** : employé pour la réalisation des dessins techniques et des plans de ferrailage.

- **Microsoft Word** : servi à l'élaboration et à la présentation du contenu du mémoire ;
- **Microsoft Excel** : utilisé pour faciliter les calculs relatifs aux aciers et pour automatiser certaines démarches de calcul.

II.2 Généralités sur les ponts

II.2.1.1 Définition et configuration structural

Un pont est une structure d'art conçue pour permettre le franchissement d'un obstacle physique tel qu'une rivière, une vallée, ou une route, pour le passage de personnes, de véhicules ou de marchandises. En tant qu'élément crucial des infrastructures de transport, un pont doit répondre à plusieurs exigences fonctionnelles et structurelles pour assurer la sécurité et la fluidité du trafic. Sa composition structurale se présente comme suit :

- ✚ La superstructure qui supporte le trafic ;
- ✚ Les appareils d'appui servant principalement à supporter et à gérer les charges appliquées à la structure tout en permettant certaines formes de mouvement ;
- ✚ L'infrastructure servant de support à la superstructure. (*Généralités et rappels sur les ponts*, 2010)

La superstructure : La superstructure d'un pont est la portion de la structure située au-dessus des piles ou des supports qui est responsable du transfert des charges (comme le poids des véhicules et des piétons) vers les éléments de soutien inférieurs, comme les piles ou les culées. Elle inclut tout ce qui est au-dessus de la partie de la structure qui repose directement sur les supports (la dalle, les poutres longitudinales et des poutres transversale ou entretoise, les trottoirs, les joints de chaussée, les dispositifs de sécurité (garde-corps, glissières et barrières de sécurité), les corniches etc.). (*Généralités et rappels sur les ponts*, 2010).

Les appareils d'appui : Les appareils d'appui sont des dispositifs conçus pour absorber les déplacements ou les vibrations du tablier causés par les variations de température ou les charges du trafic. Ils sont placés entre le tablier et les chevêtres pour amortir ces effets.

L'infrastructure :

L'infrastructure d'un pont inclut les appuis et les fondations :

- ✚ Les appuis, qui se trouvent au niveau des points de contact entre le tablier et le sol, sont appelés « piles » lorsqu'ils sont situés au milieu du pont et « culées » lorsqu'ils se trouvent aux extrémités. Ils ont pour rôle de transmettre les charges verticales du tablier vers le sol. Les culées sont également conçues pour résister à la pression des terres.

- ✚ Les fondations, qui sont en contact direct avec le sol (comme les semelles ou les pieux), constituent une partie cruciale de la structure. Elles assurent la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage en répartissant les charges reçues des appuis. (*Généralités et rappels sur les ponts*, 2010)

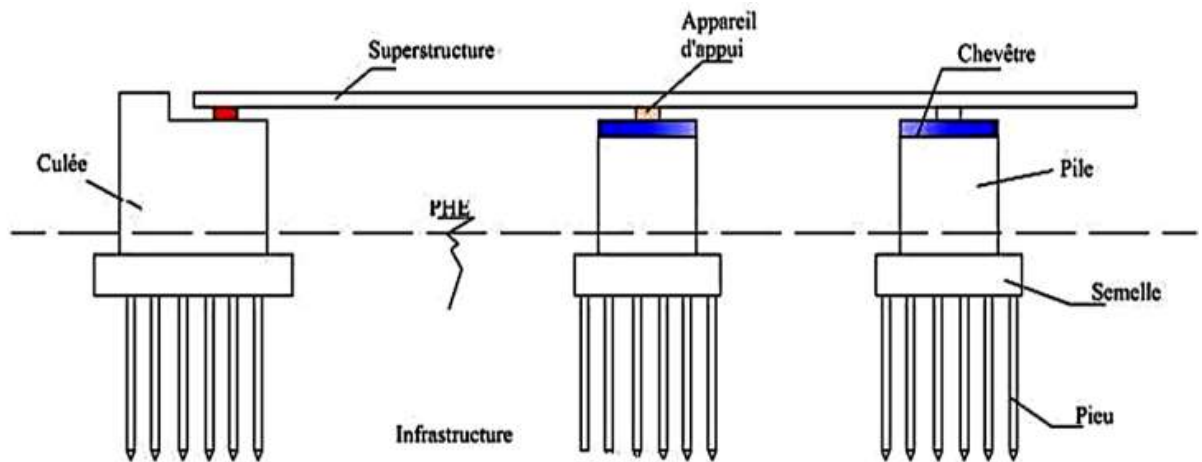


Figure 5: Structure générale d'un pont

Source : [Lien vers la source](#)

II.2.1.2 Équipements des ponts

Les équipements des ponts regroupent divers dispositifs qui complètent la structure principale et assurent :

- **Le fonctionnement global de l'ouvrage**, assuré notamment par les appareils d'appui et les joints permettant la continuité de la chaussée ;
- **La durabilité de la structure**, garantie par des dispositifs tels que l'étanchéité, les corniches, les perrés et les systèmes d'évacuation des eaux pluviales ;
- **La sécurité des usagers**, qu'ils soient piétons ou automobilistes, assurée par la mise en place de garde-corps, glissières de sécurité et barrières de protection ;
- **Le confort de circulation**, pour les usagers comme pour les riverains, notamment au droit des joints de chaussée et des dalles de transition ;
- **La facilité d'entretien et d'inspection**, rendue possible grâce à des dispositifs d'accès tels que les escaliers, échelles ou passerelles intégrés à l'ouvrage.

Certains de ces équipements influent également sur l'esthétique du pont, notamment ceux placés en rive, comme les corniches ou les garde-corps.

a) Étanchéité

L'étanchéité des tabliers de pont empêche l'eau de pluie, la poussière et d'autres agents agressifs de pénétrer dans le béton. Elle protège ainsi les armatures de la corrosion et évite les dégâts liés à l'humidité, ce qui prolonge la durée de vie de la structure. Ce système couvre toute la surface horizontale du tablier (chaussée et trottoirs).

b) Couche de roulement

La couche de roulement doit offrir une surface uniforme (pour le confort) et de bonnes propriétés antidérapantes (pour la sécurité). Elle doit également adhérer durablement au système d'étanchéité. Constituée d'un tapis d'enrobé bitumineux de 7 à 8 cm d'épaisseur, sa masse volumique réelle varie entre 22 et 24 kN/m³ selon la qualité.

c) Joints de chaussée

Les joints de chaussée permettent d'assurer la liaison entre le tablier du pont et les chaussées avoisinantes, ou entre deux travées distinctes. Ils jouent un rôle multifonctionnel essentiel au bon comportement de l'ouvrage

- Permettre les mouvements du pont ;
- Maintenir une surface de roulement continue ;
- Réduire le bruit et les vibrations ;
- Garantir une bonne étanchéité et évacuation des eaux.

Selon la robustesse nécessaire, les joints sont classés en :

- Joints lourds : pour un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules ou à forte proportion de poids lourds ;
- Joints semi-lourds : pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules/jour ;
- Joints légers : pour un trafic inférieur à 1000 véhicules/jour.



Figure 6: Joint de chaussée

Source : [Lien vers la source](#)

d) Dispositifs de retenue

Ces dispositifs garantissent la sécurité des usagers (piétons et véhicules) sur le pont. Ils comprennent :

- Garde-corps pour les piétons ;
- Barrières de niveau N (glissières) pour les véhicules légers ;
- Barrières de niveau H pour les poids lourds et les bus.

e) Corniches

Les corniches jouent plusieurs rôles :

- Améliorer l'esthétique de l'ouvrage ;
- Assurer des fonctions comme le support d'étanchéité, la butée de trottoir, ou le scellement des garde-corps.

Elles peuvent être coulées sur place avec le tablier, ou réalisées en éléments préfabriqués (béton armé, aluminium, polyester renforcé de fibres de verre, acier inoxydable, etc.). Les corniches préfabriquées en béton armé sont privilégiées pour leur rapidité d'installation et leur disponibilité.

f) Trottoirs

Les trottoirs protègent les piétons en les séparant de la circulation automobile par une surélévation de 16 à 30 cm. Sur les ponts autoroutiers, seuls des passages de service de 40 cm de largeur sont prévus. La largeur minimale des trottoirs est d'un mètre, mais dans ce projet,

une largeur plus importante est adoptée soit 2,6m pour répondre à une fréquentation piétonnière élevée.

g) Appareils d'appui

Les appareils d'appui sont des éléments qui transmettent les charges tout en permettant des rotations et des déplacements contrôlés, garantissant ainsi la stabilité de l'ouvrage. Il en existe quatre types :

- Appareils en béton ;
- Appareils spéciaux ;
- Appareils en acier ;
- Appareils en élastomère fretté.

Ces derniers, choisis pour leur facilité d'installation, leur entretien minimal, et leur coût modéré, permettent aussi de répartir les efforts horizontaux sur plusieurs appuis.



Figure 7: Appareils d'appui élastomère

Source : [Lien vers la source](#)

h) Gargouilles

Les gargouilles assurent l'évacuation des eaux sur un tablier de pont, protégeant ainsi la structure et la sécurité des usagers. L'eau est recueillie par une pente transversale de la chaussée, généralement de 2 % minimum, mais fixée à 2,5 % dans ce projet.

Les gargouilles, espacées de 20 à 30 m, ont un diamètre minimum de 10 cm, et leur section correspond à 1/10 000 de la surface versante. Elles peuvent déboucher à l'air libre ou être raccordées à un système de collecte intégré.

i) Dalle de transition

La dalle de transition compense les tassements inévitables des remblais derrière les culées, évitant ainsi des discontinuités dangereuses pour l'ouvrage et les usagers, notamment à grande vitesse. Dans ce projet, elle mesure 3 m de longueur et 30 cm d'épaisseur, offrant une liaison

progressive entre le remblai compacté et le tablier.(OA COURS III EQUIPEMENTS DES
PONTS.pdf, s. d.)

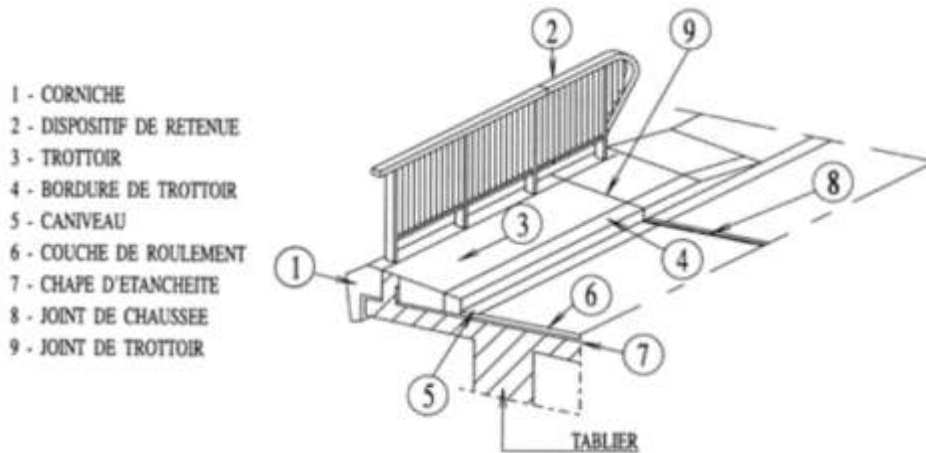


Figure 8: Equipement de pont

Source : [Lien vers la source](#)

III. CHAPITRE 3: ANALYSE TECHNICO ECONOMIQUE DES VARIANTES

Ce chapitre vise à évaluer, sur les plans technique et économique, les différentes variantes de tablier de pont afin d'identifier celle qui répond le mieux aux exigences du projet, tout en tenant compte des contraintes spécifiques du site. L'analyse porte sur les avantages et les inconvénients de chaque solution envisagée, en vue de retenir l'option la plus pertinente. La variante sélectionnée fera ensuite l'objet d'une étude détaillée comprenant les notes de calcul, les plans d'exécution, ainsi qu'un devis quantitatif et estimatif.

III.1 Contexte

La ville de Porto-Novo se distingue par un réseau complexe de cours d'eau, dont la lagune joue un rôle crucial dans la connectivité régionale et internationale car limitrophe au Nigéria. La reconstruction du pont est motivée principalement par l'atténuation de la congestion routière et le désir de favoriser le développement du transport fluvial. En effet le maître d'ouvrage dans l'objectif de favoriser le transport fluvial a émis l'hypothèse d'adopter le tirant d'air à la crue à 8 mètres, afin de permettre le passage d'une certaine catégorie de bateaux. La région est caractérisée par des sols argileux et sableux, souvent saturés en eau, et dotés d'une faible capacité portante. Ces sols sont sujets à des variations de volume significatives en fonction des conditions climatiques, ce qui peut entraîner des déformations et des affaissements sous des charges lourdes. Il est donc impératif de concevoir le pont de manière à intégrer des éléments de flexibilité et d'adaptabilité afin de tenir compte des caractéristiques afin de minimiser les risques d'affaissements. En tenant compte des hypothèses nous proposons donc d'examiner, sous les angles technique, économique et environnemental, deux options de la construction de tablier de pont.

III.2 Classification et choix des variantes

III.2.1 Classification

Les ponts peuvent être classés en différents groupes suivant plusieurs critères qu'il soit des ouvrages courants ou non. Ainsi, on distingue les classifications suivantes :

-  Selon la nature de l'obstacle franchi ;
-  Selon le matériau utilisé pour leur construction ;
-  Selon la portée ;
-  Selon la durée de vie ;

✚ Selon le mode de construction du pont, etc.

OUVRAGES COURANTS

balancement = longueur de la travée de rive / longueur de la travée adjacente
élancement = épaisseur du tablier / longueur de la travée

Type d'ouvrage	gamme de portée	élancement		observations	balancement optimal
		sur pile	à la clé		
ouvrages mixtes courants (acier/béton)					
Poutrelles métal enrobées de BA (élancement métal seul)	10 à 25 m 10 à 30 m	1/33 1/38	Idem Idem	travées indépendantes travées continues	1.0 0.7 à 0.8
P.S.I.P.A.P. Poutrelles ajourées précontraintes transversalement (élancement métal seul)	< 28 m < 36 m	1/38 1/38	Idem Idem	travées indépendantes travées continues	1.0 0.7 à 0.8
ouvrages types en béton construits sur cintres au sol					
P.I.C.F. - P.I.P.O. P.O.D. (Ponts cadres et portiques en BA)	< 10-12 m 8-10 à 20-22 m	1/25 1/25	Idem Idem		/ /
P.S.I.B.A. (Poutres en BA)	< 25-30 m < 20-25 m	1/15 1/20	Idem Idem	travée isostatique travées continues	1.0 0.8
P.S.I.D.A. (Dalles en BA)	6-8 à 18-20 m	1/20 1/26 1/28	Idem Idem Idem	travée isostatique deux travées trois travées ou plus	1.0 1.0 0.8
P.S.I.D.P. (dalle pleine en BP)	18 à 25-30 m	1/25 1/28 1/33	Idem Idem Idem	travée isostatique deux travées trois travées ou plus	1.0 1.0 0.65 à 0.7
P.S.I.D.P. (Dalles en BP à larges encorbellements)	20 à 30-35 m	1/22 1/25 1/28	Idem Idem Idem	travée isostatique deux travées trois travées ou plus	1.0 1.0 0.65 à 0.7
P.S.I.D.E. (Dalles élégies en BP)	25 à 35-40 m	1/22 1/25 1/30	Idem Idem Idem	travée isostatique deux travées trois travées ou plus	1.0 1.0 0.65 à 0.7
P.S.B.Q. (Ponts à béquilles en BP)	20 à 40 m	1/25	1/35	trois travées portée en tête de béquilles	0.6
ouvrages types à poutres préfabriquées					
P.R.A.D. Poutres préfabriquées à fils ou torons adhérents	10-15 à 25-30 m	1/20	Idem	travée isostatique - pré tension	portées égales
V.I.P.P. Poutres préfabriquées à câbles de précontrainte	30 à 50 m	1/17	Idem	travée isostatique - post tension	portées égales
ponts courants en béton construits sur cintres					
Dalles BP nervurées Nervures larges	25 à 30 m 30 à 45 m	1/30 1/24	Idem 1/42	épaisseur constante épaisseur variable	0.65 à 0.7 0.65 à 0.7
Dalles BP nervurées Nervures étroites	25 à 30 m 30 à 45 m	1/20 1/18	Idem 1/35	épaisseur constante épaisseur variable	0.65 à 0.7 0.65 à 0.7

Figure 9: Classification des ouvrages courants.

Source : Construction des ouvrages d'Art, 1995

OUVRAGES NON COURANTS

balancement = longueur de la travée de rive / longueur de la travée adjacente
 élanement = épaisseur du tablier / longueur de la travée

Type d'ouvrage	gamme de portée	élanement		observations	balancement optimal
		sur pile	à la clé		

ouvrages mixtes (acier/béton)

Multipoutres mixte (élanement métal seul)	30-40 à 90-130 m	1/25 à 1/30	Idem	travées continues épaisseur constante	0.7 à 0.9
	30-40 à 90-130 m	1/25	1/40 à 1/50	travées continues épaisseur variable	0.7 à 0.9
Caisson mixte (élanement métal seul)	30 à 140 m	1/30 à 1/35	Idem	travées continues épaisseur constante	0.7 à 0.9
		1/20 à 1/25	1/40 à 1/50	travées continues épaisseur variable	0.7 à 0.9

ouvrages métalliques

Dalles orthotropes	80 à 160 m	1/25 à 1/45	Idem	travées indépendantes	1.0
	110 à 200 m	1/25 à 1/45	Idem	travées continues épaisseur constante	0.7 à 0.8
Pont WARREN	30 à 90 (120) m	1/11	Idem	travées continues épaisseur variable	0.7 à 0.8
		1/15	Idem	avec montants sans montant	1.0

ponts caissons en béton précontraint construits sur cintres

Caissons Cintres au sol	45 à 60-70 m	1/22	Idem	épaisseur constante	0.65 à 0.8
Cintres autolanceurs	30 à 60 m	1/18	Idem	caisson	
		1/17	Idem	nervures	

ponts en béton précontraint poussés

poussés des deux cotés à trois travées	optimum 60 < 80 m	1/18 à 1/26	Idem	caisson	0.5
		1/15 à 1/20	Idem	nervures	0.5
autres ponts poussés	40 à 55-60m	1/12 à 1/18	Idem	caisson	0.7 à 0.9
	< 45 m	1/12 à 1/16	Idem	nervures	0.7 à 0.9

ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs

épaisseur constante	40 à 65 m	1/20 à 1/23	Idem	2,20 mètres minimum souhaitable	0.6 à 0.7
épaisseur variable	50 à 100 m	1/16 à 1/18	(1)	idem	0.6 à 0.7
épaisseur variable	100 < L < 200	1/17 - (L-100)	/11333 (1)	idem	0.6 à 0.7
épaisseur variable	200 m	1/20	(1)	idem	0.6 à 0.7

(1) élanements à la clé des ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs :

- ouvrages sur appuis simples :

2.20 m pour L < 75 m, puis variation linéaire de l'élanement de 1/34 pour L = 75 m à 1/50 pour L = 175 m

- ouvrages encastrés sur piles :

2.20 m pour L < 100 m, puis variation linéaire de l'élanement de 1/45 pour L = 100 m à 1/60 pour L = 175 m

Figure 10: Classification des ouvrages non courants.

Source : Construction des ouvrages d'Art, 1995

ADJALALA CARINE HOUFEA

21

III.2.2 Choix des variantes envisagées

L'ouvrage à construire destiner à franchir une lagune d'environ 350 mètres de largeur. Selon les exigences formulées par le maître d'ouvrage, le pont devra présenter un tirant d'air d'au moins 8 mètres sous le tablier, afin de permettre le passage fluide des embarcations et de préserver la navigabilité de la voie d'eau.

Toutefois, les particularités du terrain sur lequel l'ouvrage doivent être implanté imposent des contraintes notables. Les études géotechniques effectuées sur le site ont mis en évidence un sol peu favorable, composé de strates successives de tourbe, de sable argileux, de sable et d'argile, se prolongeant jusqu'à environ 55 mètres de profondeur par rapport au niveau du terrain naturel(*PROJET PORTO-NOVO VERSION APD.pdf*, s. d., p. 148). Ce profil géologique(*Coupe géotechnique avec pieux.pdf*, s. d.), marqué par une faible capacité portante, complique la mise en œuvre des fondations traditionnelles. Dans ce contexte, il devient essentiel d'opter pour une solution structurelle limitant le nombre d'appuis intermédiaires, afin de réduire l'impact sur le sol tout en répondant aux exigences fonctionnelles du franchissement. Dans ce contexte, deux orientations peuvent être envisagées pour le choix du type de structure à adopter :

- Multiplier les points d'appui, dans le but de répartir les charges et ainsi diminuer la sollicitation sur les fondations profondes (pieux). Cette solution implique toutefois une réduction de la portée entre les appuis, ce qui entraînerait mécaniquement une augmentation du coût des fondations. Or, compte tenu des exigences du maître d'ouvrage relatives à la navigabilité de la lagune, il n'est pas envisageable de réduire les travées. Cette option est donc à écarter.

- S'orienter vers une structure allégée, en utilisant des matériaux peu massifs, de manière à limiter les charges verticales sur les fondations tout en conservant des portées importantes.

Par ailleurs, la proximité immédiate du futur ouvrage avec un pont existant en service impose de limiter l'impact des travaux sur la circulation. Cela nécessite de privilégier des solutions constructives rapides, favorisant la préfabrication en usine.

Il est donc pertinent d'opter pour un pont routier léger, conçu à partir d'éléments préfabriqués pour réduire à la fois les charges sur le sol et la durée des travaux.

Dans cette logique, seules certaines typologies de ponts sont envisageables : les ouvrages en béton précontraint, les ponts mixtes acier-béton, ainsi que les ponts en acier.

On note, trois types de ponts réalisables sur le projet à savoir

- Pont en béton précontraint
- Pont mixte acier-béton
- Pont mixte Métallique

Compte tenu des coûts potentiellement élevés associés à la construction d'un pont entièrement métallique, cette option a été écartée dans le cadre de la présente analyse. L'étude technico-économique se concentrera ainsi sur deux alternatives jugées plus pertinentes au regard des contraintes du projet : le pont en béton précontraint et le pont mixte acier-béton.

III.3 Présentation des variantes

➤ Variante n°1 : Tablier en béton précontraint

La première variante correspond à un tablier en béton précontraint (BP). Ce procédé consiste à introduire dans le béton, avant sa mise en service, des contraintes opposées à celles engendrées par les charges appliquées. Ce qui confère au béton la capacité de résister tant aux sollicitations de traction qu'à celles de compression. Ce type de construction permet de réaliser des ouvrages avec des portées importantes, allant de 30 à 50 mètres, avec une portée économique située aux alentours de 40 mètres. Selon les normes du règlement BPEL 91, il existe deux procédés de précontrainte : la précontrainte par pré-tension, utilisée pour des portées variantes entre 20 et 40 mètres et la précontrainte par post-tension, adaptée pour des portées plus grandes, entre 30 et 50 mètres(Bpel 91 99, 2000).

Dans le cadre de ce projet, nous privilégions la précontrainte par post-tension, qui offre des avantages significatifs pour les structures en béton destinées à des portées importantes. Le linéaire total du pont à construire étant de 385 mètres, nous proposons de le diviser en 11 travées de 35 mètres chacune.

Le demi-profil du pont présente deux voies de circulation de 3,60 m chacune, une bande cyclable de 3,25 m et un trottoir piéton de 2,60 m de largeur.

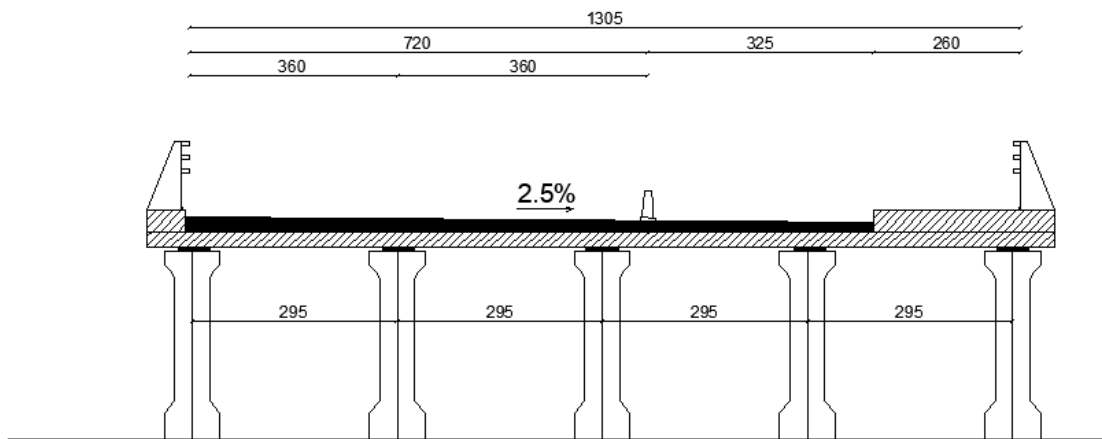


Figure 11: Demi profil en travers de la variante n°1

➤ Variante n°2: Tablier mixte

La deuxième variante sera un tablier de type mixte (acier-béton), qui se composera d'une charpente métallique associée à un hourdis en béton armé. Les ponts mixtes tirent parti de la résistance en traction de l'acier et de la résistance en compression du béton. Cette combinaison permet de mieux distribuer les forces et d'atteindre des portées plus grandes sans augmenter de manière excessive le poids de la structure. En raison de ses atouts structurels : il offre une excellente rigidité longitudinale, une facilité de mise en œuvre, ainsi qu'un accès aisé pour l'inspection et l'entretien, nous optons pour un tablier bipoutre. Le choix du bipoutre étant fait, il nous faut déterminer le type de liaison entre les deux poutres : entretoises ou pièces de pont. Les tabliers diffèrent en fonction de la largeur de leur tablier : *bipoutre mixte à entretoises* ($13m < l < 14m$) et *bipoutre mixte à pièces de ponts* ($l \geq 14m$)(France, 2010a) page (21,22 et 22). Dans le cadre de ce projet, nous allons adopter un tablier bipoutre mixte à entretoise car $13 < L$ ($13,05m$) < 14 . Les ponts mixtes bipoutres sont principalement employés pour des portées allant de 30 à 130 mètres, leur domaine d'application le plus fréquent se situant entre 40 et 90 mètres.(SETRA-guide-ponts-mixtes-2009.pdf, s. d., p. 8)

Le pont est constitué de sept (7) travées de 55 mètres, soutenues par des culées, garantissant une répartition efficace des charges.

Le demi profil du pont est ménagé pour accueillir deux voies de circulation automobile de 3,60m chacune, une bande cyclable de 3,25m et un trottoir piéton de 2,60m de large.

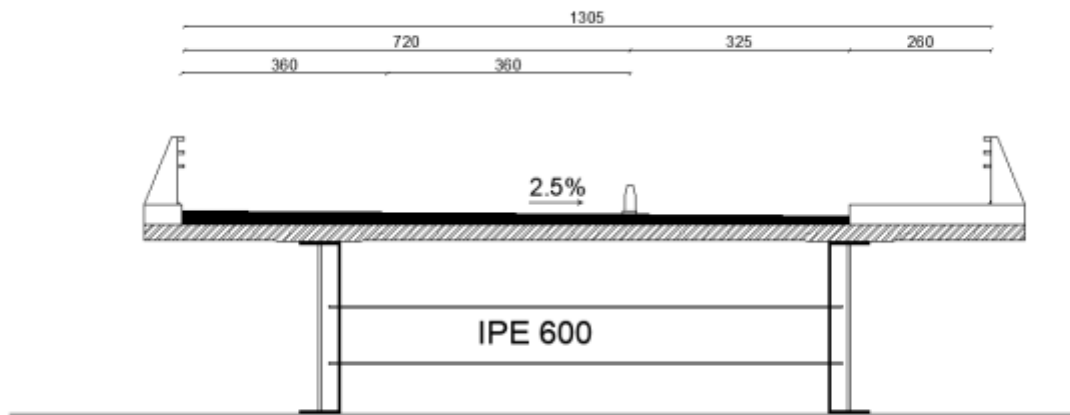


Figure 12: Demi profil en travers de la variante n°2

III.4 Prédimensionnement des variantes

Normes et règlement

Ce prédimensionnement repose sur des normes établies et publiées par le SETRA. Les calculs seront réalisés conformément aux prescriptions des principaux documents :

- DT400 Guide de conception VIPP SETRA ;
- BPEL 1991 ;
- BAEL 91 modifié 99;
- Guide de conception durable (SETRA), Pont mixte acier béton, Septembre 2010 ;
- Guide de conception durable (SETRA), Ponts mixtes acier-béton bipoutres, mars 1990

➤ Variante n°1: Tablier en béton précontraint

Déterminons les différentes dimensions (*Guide conception VIPP.pdf*, s. d.).

a) Hauteur du tablier (Ht) :

Selon le guide **S.E.T.R.A**, la hauteur du tablier varie dans l'intervalle : $[\frac{L}{18}; \frac{L}{15}]$ avec L : portée réelle de la poutre.

$$\frac{35}{18} < H_t < \frac{35}{15}$$

On prend la hauteur du tablier: $H_t = 2,10\text{m}$.

b) Epaisseur de l'hourdis (h_0)

L'épaisseur de l'hourdis dépend des paramètres suivants :

- Existence d'entretoise intermédiaire
- Portée transversale de l'hourdis, lié à l'espacement entre poutres
- Fonctionnement transversal du tablier (béton armé ou béton précontrainte) $2,75 \leq E (2,95) \leq 3,5$.

D'après le guide SETRA (*Guide conception VIPP.pdf*, s. d.) $h_0 = 0.18$ m.

c) Hauteurs des poutres (H_p) :

D'après le guide SETRA, la hauteur de la poutre sera déduite de la hauteur du tablier en retranchant l'épaisseur de l'hourdis.

$$\text{Donc : } H_p = H_t - h_0$$

$$H_p = 2,10 - 0,18 = 1.92 \text{ m}$$

d) Largeur de la table de compression (b) :

D'après le guide S.E.T.R.A on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur de la poutre. Dans notre cas on prend : $b=1,3$ m.

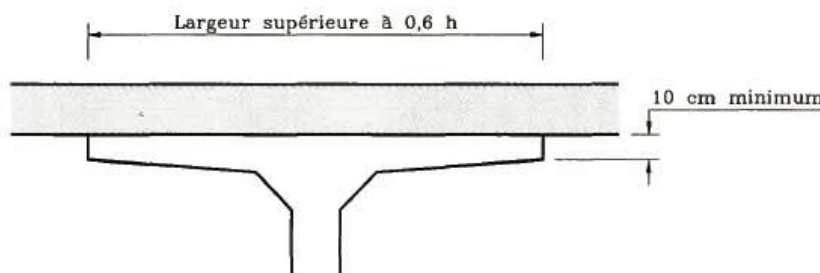


FIGURE 51 : Table de compression et hourdis général

Figure 13: Table de compression et hourdis général.

Source : Guide Setra conception VIPP pg. 54

e) Nombre et espacement des poutres :

D'après le guide SETRA l'espacement entre les poutres (E) doit respecter la relation suivante :

$$2,75 \leq E \leq 3,5, \text{ donc on retient } E = 2,95 \text{ m.}$$

Vu la largeur du tablier ($L_t=13.05$ m), donc on adopte 5 poutres espacées de 2.95m.

f) Section des poutres :

La section de la poutre est en « T ».

g) Épaisseur de la table de compression (h_c) :

D'après le guide **S.E.T.R.A**(*Guide conception VIPP.pdf*, s. d.) page 53, l'épaisseur h_c de la table de compression ne pourra descendre en dessous de 10 cm. Dans notre cas, on prend : $h_c = 15$ cm.

h) Épaisseur de l'âme (b_0)

D'après le guide **S.E.T.R.A**, la solution la plus satisfaisante sur le plan esthétique correspond à un épaississement linéaire, étant donné que la vibration sera probablement assurée par des aiguilles, il convient de ménager des cheminées permettant une bonne mise en place du béton entre le ferrailage et les conduits des câbles de précontrainte ce qui nous amène à une épaisseur minimale voisine de 30 cm. Prenons : $b_0 = 30$ cm

i) Largeur du talon :

D'après le guide **S.E.T.R.A**(*Guide conception VIPP.pdf*, s. d.) **page 55**, la largeur du talon est donnée par:
Largeur de talon : $60 \leq b_t \leq 90$ cm. On fixe : $b_t = 70$ cm.

j) Épaisseur du talon (e_4) :

D'après le guide **S.E.T.R.A**(*Guide conception VIPP.pdf*, s. d.) **page 55**, L'épaisseur du talon est comprise entre 0,1 et 0,2 m pour des largeurs des talons variant de 0,6 à 0,9 m. Dans notre cas, on prend : $e_4 = 0,2$ m.

k) Membrure supérieure de la poutre :

✓ Gousset :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section de la poutre et de placer les armatures d'acier et les câbles de précontrainte : $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$

- Gousset de la table de compression :

D'après le guide **S.E.T.R.A**(*Guide conception VIPP.pdf*, s. d.) **page 54**, l'épaisseur e_1 représente la jonction entre la table de compression et le gousset et est d'environ 5 cm. Dans notre cas, on prend : $e_1 = 5$ cm.

L'épaisseur e_2 représente la jonction entre la table de compression et l'âme

$$45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ, e_2 = 15 \text{ cm.}$$

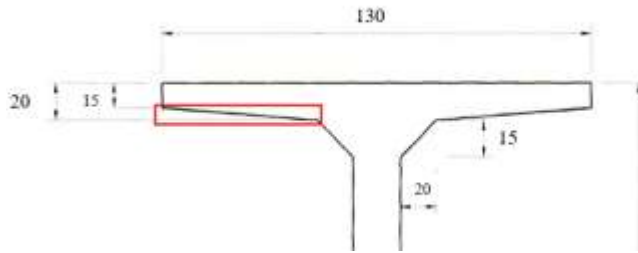


Figure 14: Jonction entre table de compression et gousset.

- Gousset du talon (e3) :

D'après le guide **S.E.T.R.A**, on prend :

$$\alpha = 45^\circ \text{ et } e3 = 20 \text{ cm.}$$

l) Entretoise :

- Hauteur (H_e)

Les entretoises assurant la répartition des charges entre les poutres et permettent en plus de bloquer les poutres à la torsion sur appuis. D'après le guide SETRA la hauteur des entretoises est voisine à celle des poutres et pour des raisons esthétiques lors de la pratique pour la jonction il est confortable de diminuer légèrement la hauteur des entretoises à 0,50m(*Guide conception VIPP.pdf*, s. d.)

$$H_e \leq H_p - 0,50$$

$$H_e \leq 1,92 - 0,50$$

On adopte : $H_e = 1,50\text{m}$

- Epaisseur (e)

D'après le guide SETRA, $25\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$. Prenons $e = 25\text{cm}$

Récapitulatif

Tableau III.1: Récapitulatif du prédimensionnement du tablier du pont en BP

Portée 35m		
Eléments	Dimensions	
Poutre	Hauteur poutre	$H_p = 19,2 \text{ m}$
	Epaisseur âme	$b_0 = 30 \text{ cm}$
	Epaisseur talon	$e = 20 \text{ cm}$

Entretoise	Hauteur	$H_e = 15 \text{ cm}$
	Largeur	$l = 13.05$
	Epaisseur	$e = 25 \text{ cm}$
Hourdis	$h_0 = 0.18 \text{ m.}$	

Caracteristiques géométriques de la poutre en BP

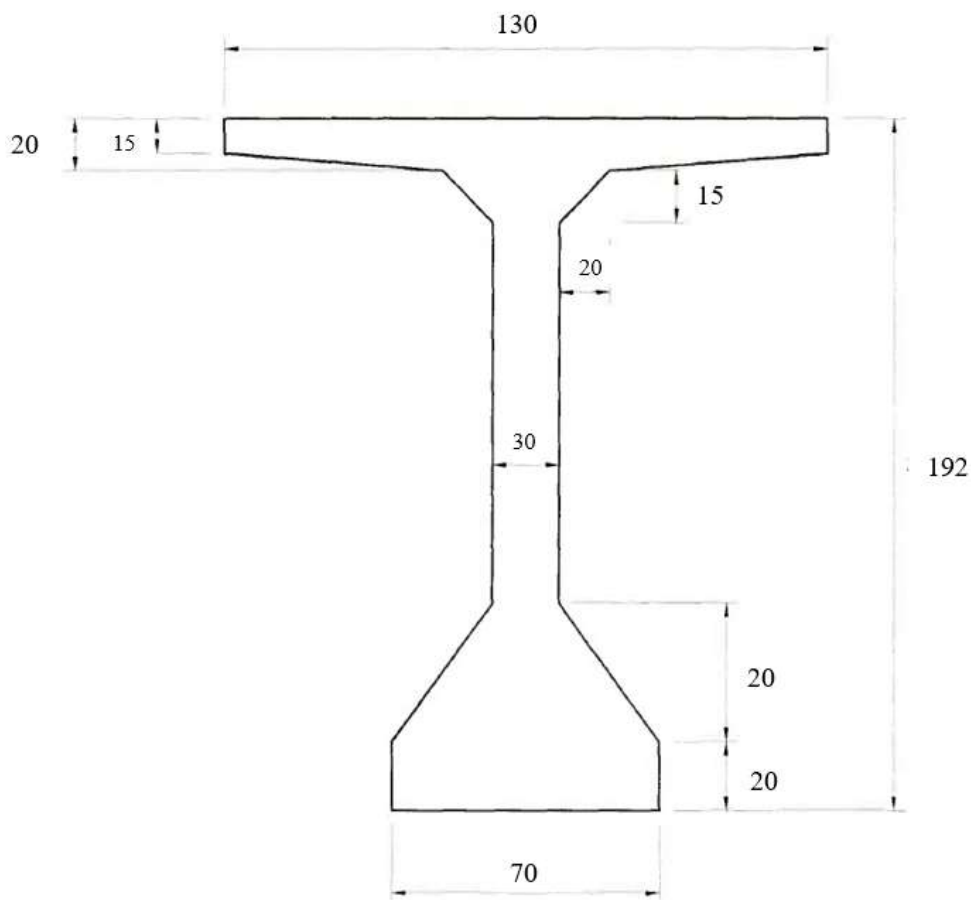


Figure 15: Caractéristique géométrique de la poutre

➤ Variante n°2: Tablier mixte

a) Prédimensionnement des poutres principales

D'après le document du SETRA sur le dimensionnement durable de 2010, nous avons établi le tableau suivant(France, 2010b) page 27:

Tableau III.2: Prédimensionnement des éléments du tablier du pont mixte

ÉLÉMENT		CALCUL	CHOIX
La Longueur totale du tablier (m)	385	385	385 m
Largeur totale du tablier (LT)	13,05	13,05	13,05 m
Hauteur totale des poutres principales (Hp)	$\max \left(\frac{X}{28} \left(\frac{LT}{12} \right)^{0,45} ; 0,4 + \frac{X}{35} \right)$	2,04	2,05 m
Entraxe des poutres (L)	0,55*LT	7,18	7m
Largeur des semelles inf. Binf	$\left(0,25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125} \right) \left(0,92 + \frac{LT}{150} \right)$	1,02	1050 mm
Largeur des semelles sup. Bsup(DOSSIER ROUTIER 001.pdf, s. d.)	Bsup = Binf-0, 1, car tablier à 2 voies	0,92	950 mm
Épaisseur de la dalle	$0,13 + \frac{(LT-L)}{26}$ au droit des poutre principales $0,12 + \frac{L}{50}$ au centre du tablier	e ₁ = 0,36 e ₂ =0,26	36 cm 26cm
Entretoise courante(DOSSIER ROUTIER 001.pdf, s. d.)	IPE 600	IPE600	IPE600

Source : Guide SETRA conception durable 2010

Avec : X=longueur des travées dans le cas des travées égales(France, 2010b) page 26.

b) Âme et semelles des poutres principales

Les poutres principales en I seront fabriquées à partir de profilés reconstitués soudés.

➤ Épaisseur âme

Pour l'acier de nuance S355, couramment employé dans la construction d'ouvrages métalliques tels que les charpentes de ponts mixtes acier-béton, l'épaisseur des tôles varie selon le tableau ci-dessous (voir Ponts mixtes acier-béton, guide de conception durable ; SETRA septembre 2010) (France, 2010b) page 40:

Tableau III.3: Qualités couramment utilisées dans les ponts mixtes routiers français

Nuance	ÉPAISSEUR	Qualité
S355	30 mm < e < 80 mm	N ou M
$t_w = 50 \text{ mm}$		

➤ Épaisseur des semelles

Tableau III.4: Qualité minimale de l'acier selon l'épaisseur de la tôle

Epaisseur de la tôle	Qualité minimale
$t \leq 30 \text{ mm}$	J2
$t \geq 30 \text{ mm}$	N ou M ou Q (aciers à grains fins)

RÉCAPITULATIF: les Poutres principales en PRS ont une hauteur totale constante.

Tableau III.5: Donnée du profilé

Hauteur Poutre h_w (mm)	B_{sup} (mm)	b_{inf} (mm)	t_{sup} (mm)	t_{inf} (mm)	t_w (mm)
2050	1050	950	50	50	50

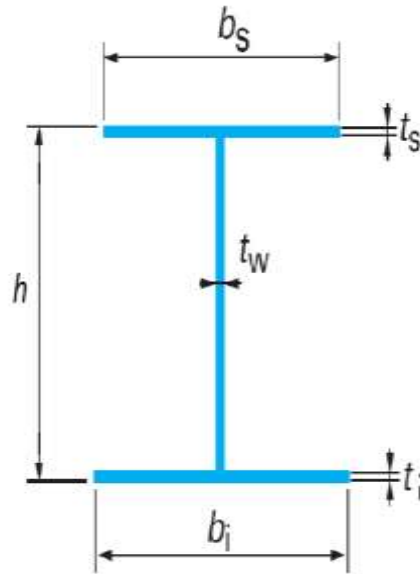


Figure 16:Schéma du PRS

Avec :

h_w : Hauteur de l'âme,

t_w : Epaisseur de l'âme,

b_{sup} : Largeur de la semelle supérieure,

t_{sup} : Epaisseur de la semelle supérieure,

b_{inf} : Largeur de la semelle inférieure,

t_{inf} : Epaisseur de la semelle inférieure.

c) La dalle de couverture

Elle est solidaire de la charpente métallique grâce à des connecteurs soudés sur la semelle supérieure des deux poutres principales. Elle est exécutée après mise en place de la charpente, soit par coulage en place, soit par assemblage d'éléments préfabriqués sur chantier ou en usine.(SETRA-guide-ponts-mixtes-2009.pdf, s. d., p. 17)

d) Entretoises

Les entretoises dans la zone courante seront des profilés laminés IPE 600, disposés tous les 7,00 m d'axe à axe, conformément au guide de conception durable du SETRA. Au niveau des appuis, des entretoises en HEA 600 seront employées, pouvant également jouer un rôle de

contreventement pour les poutres principales. La figure suivante montre l'entretoise(France, 2010b).

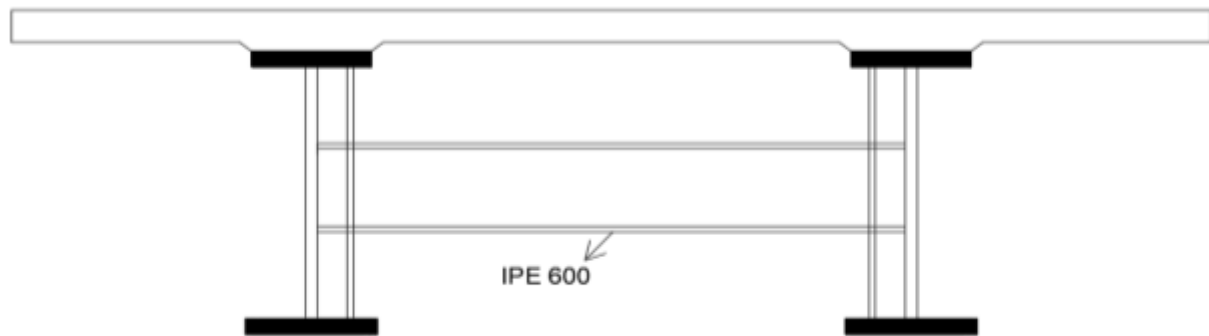


Figure 17:Schéma entretoise

III.5 Analyse quantitative des variantes

III.5.1 Descente des charges

Dans cette section, l'objectif est de déterminer les charges que chaque variante de tablier transmet aux appuis, afin de comparer leur incidence respective sur la structure. Cette descente de charge concerne à la fois la variante en béton précontraint et celle en structure mixte avec entretoises. Cela nous permettra de quantifier les différences entre les deux options, notamment en ce qui concerne les charges permanentes, en vue d'une analyse comparative plus globale, tant sur le plan technique qu'économique.

🚦 Variante n°1: Pont en béton précontraint

Éléments	Dimensions (m)			Volume par mètre linéaire (m³/m)	Masse volumique (kN/m³)	Poids (kN/m)
	Épaisseur	Hauteur/ Largeur	longueur			
Table de compression	1,3	0,15	1	0,195	25	4,875
Âme	0,3	1,57	1	0,471	25	11,775
Talon	0,2	0,7	1	0,14	25	3,5

Goussets	0,15	0,2	1	0,03	25	0,75
	0,2	0,2	1	0,04	25	1
Volume poutre totale (par poutre)						21,9
Nombre de poutres	5					109,5
Hourdis	0,18	13,05	1	2,349	25	58,725
Entretoises	0,25	1,5	13,05	0,97875	25	24,46875
Poids total						192,6938

 Variante n°2: Pont mixte

Élément	Dimensions (m)			Volume par mètre linéaire (m³/m)	Masse volumique (kN/m³)	Poids (kN/m)
	Épaisseur	Hauteur/ Largeur	longueur			
Âme (acier)	0,05	1,95	1	0,0975	78,5	7,6538
Semelle supérieure	0,05	1,05	1	0,0525	78,5	4,1213
Semelle inférieure	0,05	0,95	1	0,0475	78,5	3,7288
Volume poutre PRS (par poutre)	15,50375					
Nombre de poutres	2			31,0075		
Dalle béton	0,3	13,05	1	3,915	25	97,875
Entretoises (IPE 600)			Estimation			5
Poids total						133,88

Les résultats de la descente de charge mettent en évidence une différence marquée entre les deux variantes de tablier. La solution en béton précontraint présente une charge permanente nettement plus élevée, la structure mixte avec PRS se révèle significativement plus légère.

Variantes	Charge permanente totale (kN/ml)	Observations
Béton précontraint	192,69375	Variante la plus lourde
Structure mixte bipoutre avec entretoise	133,8825	Variante la plus légère

La structure mixte permet de réduire la charge permanente de plus de 36 % par rapport au béton précontraint.

III.5.2 Avantages et inconvénients des variantes

Variante n°1: Pont en béton précontraint

Tableau III.6: Avantages et inconvénients de la variante n°1

AVANTAGES	INCONVENIENTS
▪ Bonne résistance à la compression et à la traction ▪ Limitation de déformation sous chargement extérieur ▪ Excellente résistance à la fissuration.	▪ Poids (structure lourde) ▪ Mise en œuvre complexe et sensibles aux erreurs : la pose des gaines, le passage des câbles, et la mise en tension nécessitent un contrôle qualité rigoureux car en cas de défaut de tension, mauvaise rectitude des gaines ou mauvais ancrage, la performance structurelle est compromise et difficilement corrigible après coup. ▪ Inspection et maintenance limité car une fois les câbles scellés dans le béton, ils deviennent inaccessibles, sauf

	démolition partielle. En cas de corrosion ou de perte de tension, l'entretien est extrêmement complexe. Cela pose problème à long terme. ▪ Obligation d'attendre la mise en tension avant de pouvoir décoffrer (temps)
--	---

Variante n°2: Pont mixte

Tableau III.7: Avantages et inconvénients de la variante 2

AVANTAGE	INCONVENIENTS
▪ Flexibles et adaptables en cas d'évolution des besoins (trafic accru, élargissement, renforcement. Grâce à leur légèreté et leur modularité, les ponts mixtes sont plus faciles à adapter ou renforcer en cas d'augmentation du trafic ou de changement des charges d'exploitation.). ▪ Légèreté (Les éléments en acier sont généralement plus légers que ceux en béton, réduisant ainsi la pression sur le sol). ▪ la répartition des efforts est mécaniquement optimisée : les matériaux travaillent dans leur domaine de compétence, ce qui réduit les excès de contrainte, améliore le comportement global et augmente la durabilité de l'ouvrage ▪ Réduction des impacts sur le milieu naturel (Moins de béton à couler sur place signifie moins d'interventions lourdes sur	▪ Corrosion de l'acier (Les éléments en acier nécessitent un traitement anti-corrosif, augmentant les coûts d'entretien). ▪ Conception plus complexe : La structure mixte requiert une analyse rigoureuse de l'interaction acier-béton, notamment au niveau des connecteurs (goujons), du séquençement de mise en œuvre, et des effets différés (fluage, retrait du béton). ▪ Complexité de la conception (La structure mixte demande une attention particulière pour bien gérer l'interaction entre l'acier et le béton, notamment au niveau des goujons, de l'ordre des étapes de construction, et des effets différés comme le fluage et le retrait du béton.). ▪ Surveillance accrue : Les interfaces acier-béton et les connecteurs nécessitent une surveillance plus fine lors des inspections régulières.

le terrain, donc moins de perturbations du sol et de l'écosystème autour du site).	
▪ Rapidité de construction (grâce à la préfabrication et à la légèreté des éléments).	

III.6 Analyse économique comparative

Pour cette analyse, se basant sur les section obtenue grâce au prédimensionnement nous allons estimer les quantités principales de matériaux nécessaires à la réalisation de chaque variante, notamment le béton et l'acier. Sur cette base, une analyse économique simplifiée a été menée en se concentrant sur le coût des matériaux, afin de déterminer la solution la plus avantageuse sur le plan financier. Cette comparaison repose sur les volumes de béton et les masses d'acier estimés pour chaque variante, auxquels ont été appliqués des prix unitaires couramment utilisés dans le contexte local.

Éléments	Béton armé		Acier (kg)		Coût total (F CFA)
	Volume (m³)	Coût (F CFA)	Volume (kg)	Coût (F CFA)	
Variante 1 (BP)	7,71	220 000,00	-	-	1 696 200
Variante 2 (Mixte)	3,92	130 000,00	3 282,47	1 385,85	5 058 612

Du point de vue économique en termes de coût du matériau, Il en ressort que la variante en béton précontraint est nettement plus économique que la variante mixte, avec un coût global près de 3,6 fois inférieur par mètre linéaire. Cette différence s'explique essentiellement par la quantité importante d'acier requise dans la solution mixte, dont le prix unitaire est significatif.

III.7 Analyse qualitative multicritère des variantes

Le choix de l'ouvrage va porter exclusivement sur le fait qu'il soit favorable aux quatre critères de qualifications ci-dessus cités.

- ✓ la légèreté (poids);
- ✓ l'économie(coût du tablier);

- ✓ l'exécution
- ✓ l'esthétique

L'analyse des critères tel que le poids de l'économie s'est fait au travers de la descente des charges et de l'analyse économique.

L'analyse des critères tel que le délai d'exécution et l'esthétique ont été effectués à la base des résultats issus de l'application des méthodes multicritères pour le choix du type de pont à travers la méthode ELECTRE I. Cette méthode proposée par Roy en 1968, elle permet de résoudre les problèmes multicritères de choix. Cette méthode permet d'identifier le sous-ensemble d'actions offrant le meilleur compromis possible. Souvent utilisée dans le choix de projets concurrents, afin d'identifier le sous-ensemble de projets le plus performant sur la base des critères considérés. Dans le cas de la méthode Electre I, on définit de vrais critères, on retrouve également une notion de concours dans cette méthode afin de retenir les meilleurs.

Cette méthode a été utilisée par un collègue dans le cadre du même projet. En procédant à une pondération des deux critères dans le cadre de son analyse multicritère des variantes, à l'aide d'un programme Matlab, il a obtenu les résultats suivants :

Tableau III.8: Notation des ponts en fonction des critères

Type d'ouvrage	Délai d'exécution et durabilité	Esthétique
Pont en béton précontraint	7	6
Pont mixte acier-béton	8	7

Le choix de l'ouvrage s'est donc basé sur sa capacité à répondre favorablement à aux quatre critères de qualification énumérés plus haut.

Tableau III.9: Analyse qualitative multicritère des variantes.

Critère de qualification	Tablier en béton précontraint	Tablier mixte
Légereté	-	+
Économie	+	-
Exécution	-	+
Esthétique	-	+

-: Peu favorable

+: Favorable

III.8 Analyse technico-économique et choix de la variante

En général, de l'analyse technique, non seulement le tablier mixte est moins lourd comparativement au tablier en BP ce qui constitue un avantage pour notre projet en raison de la présence d'un sol de faible portance (Camel, 2025) ou une structure légère pouvant réduire la pression exercée sur le sol limitant ainsi les risques de tassements et la surcharge des fondations, mais il offre également une portée plus large soit 55m contre 35m près du double offrant ainsi un lit plus dégagé et donc un transport plus fluide et dégagé avec la possibilité de faire passer plus de bateaux ce qui constitue un atout dans l'objectif du maître d'ouvrage visant à accroître le transport fluvial.

Du point de vue économique, bien que l'analyse des coûts unitaires montre que la variante en béton précontraint (BP) est nettement plus économique que la variante mixte acier-béton (coût environ 3,6 fois inférieur par mètre linéaire), cette lecture doit être nuancée à la lumière des objectifs globaux du projet.

En effet, la variante mixte, bien que plus onéreuse en matériaux, offre une portée plus importante, ce qui permet une réduction du nombre d'appuis intermédiaires dans le lit du cours d'eau. Cette caractéristique technique se traduit par un dégagement plus important sous le tablier, rendant possible le passage de bateaux de plus grande taille et facilitant ainsi le développement du transport fluvial, souhaité par le maître d'ouvrage.

Sur le plan économique élargi :

- La variante mixte permet une optimisation de l'espace navigable, réduisant les contraintes sur le trafic fluvial ;
- Cela peut générer, à moyen et long terme, des retombées économiques positives : amélioration de la logistique, baisse des coûts de transport, augmentation des échanges commerciaux par voie fluviale, et développement régional.
- En réduisant le nombre d'appuis, elle peut également réduire les coûts d'entretien futurs liés à l'exposition permanente des piles dans l'eau (érosion, envasement, entretien hydraulique).

Ainsi, bien que le coût initial de la variante mixte soit plus élevé, cette solution peut s'avérer économiquement pertinente à long terme, en répondant mieux aux enjeux stratégiques et fonctionnels du projet. Le choix de la variante ne doit donc pas reposer uniquement sur le coût immédiat, mais sur une vision globale intégrant les bénéfices indirects et la durabilité de l'infrastructure.

De l'analyse quantitative, économique et qualitative, on conclut que la variante du tablier mixte répond sur le plan technique et sur le plan économique à long terme ainsi Cette solution apparaît comme le choix le plus pertinent d'un point de vue technique et économique.

IV. CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT STRUCTURALE DU TABLIER

La démarche de conception d'un pont nécessite une attention particulière de la part de l'ingénieur projeteur, tout en garantissant la fluidité du trafic, tant sur la route concernée que sur la lagune à franchir. L'objectif principal est d'optimiser techniquement et économiquement l'ouvrage, en tenant compte des données de base du projet. Pour parvenir à la meilleure solution, il est crucial de prendre en compte des contraintes liées à l'esthétique, à l'intégration paysagère, ainsi qu'à divers critères tels que le coût, l'entretien, la faisabilité de la réalisation et l'impact visuel.

IV.1 Considérations générales

L'étude d'un pont doit tenir compte des éléments suivants :

- Les données naturelles, comprenant les informations géotechniques et topographiques, ainsi que les aspects hydrauliques, hydrologiques et climatiques propres au site.
- Les données fonctionnelles, incluant le tracé en plan, le profil en long et en travers de la voie supportée par le pont, ainsi que les caractéristiques géométriques de l'obstacle franchi.
- Les données esthétiques, qui permettent d'intégrer le pont dans son environnement de manière harmonieuse.
- Les charges, pour lesquelles l'ouvrage sera conçu et dimensionné.

IV.2 Hypothèse de calcul

IV.2.1 Références et règlements utilisés

- ✓ Règles BAEL 91 révisées 99 : Le calcul du ferrailage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ✓ FASCICULE N° 61 TITRE II : programmes de charges et épreuves des pont-route pour les surcharges routières.
- ✓ FASCICULE N° 62 TITRE V: règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- ✓ L'EUROCODE 3 (EN 1993-1-5) : Vérification de la résistance au flambement local, du cisaillement dans les âmes, de la stabilité des plaques pliées ou planes

- ✓ L'EUROCODE 4 (EN 1994-2) : Règles générales et règles pour les ponts

IV.2.2 Caractéristiques des matériaux

Charpente métallique

- Masse volumique de l'acier : $78,5 \text{ kN/m}^3$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité transversal : $G = 81000 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson : $\mu = 0.30$
- Type de profile PRS : Nuance des aciers S355

Béton : (B35 (C35/45), poids volumique 25 kN/m^3 , $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$)

Acier pour Béton : (FeE400, $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Acier pour connecteur : S235

Les contraintes admissibles seront déterminées en se référant au tableau ci-dessous :

- Contrainte admissible de l'acier

Contrainte admissible de l'acier		
	ELU	ELS
Peu préjudiciable	f_e / γ_s	
Préjudiciable	f_e / γ_s	$\text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 * f_e ; 110 * \sqrt{1,6 * f_{tj}}) \right)$
Très préjudiciable	f_e / γ_s	$0,8 * \text{min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 * f_e ; 110 * \sqrt{1,6 * f_{tj}}) \right)$

- Contrainte admissible du béton

Contrainte admissible du béton	
ELU	ELS
$\frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$	$0,6 * f_{c28}$

IV.3 Inventaire des charges

IV.3.1 Les charges permanentes

IV.3.1.1 Le poids des équipements fixes

Tableau IV.1: le poids des équipements fixes

Elément	Poids volumiques KN/m3	Dimensions				Poids kN/ml
		Largeur (m)	Epaisseur (m)	Sections (m2)	2*Sections (m2)	
Dalle de couverture	25	13,05	0,3	3,915		97,875
Etanchéité	24	13,05	0,03	0,3915		9,396
Couche de roulement	24	10,45	0,09	0,9405		22,572
Bordure de trottoir T1	0,56				2	1,12
Trottoir	25	2,6	0,2	0,52		13
Mini DBA	5,2kN/ml					5,2
Corniche	25	0,25	0,7	0,175	0,35	4,375
Contre-corniche	23	0,2	0,26	0,052	0,104	5,98
Garde-corps S8	0,65kN/m					0,65
Béton de remplissage	23	0,07				1,61
Poids total en (kN/ml)						161,778
[G1]= Poids total en kN						62284,53

Le poids des équipements fixes est de G1 = **62284,53kN**

Tableau IV.2: Poids de la charpente métallique

Eléments		Poids volumiques KN/m3	Dimensions					Nombre d'élément	Poids (KN)
			Longueur (m)	Largeur (m)	Epaisseur (m)	Sections (m2)	Volume (m3)		
Poids propre de la poutre		78,5	385			0,1975		2	11937,8875
Entretoises	IPE 600	78,5		7		0,0156	0,1092	42	456,7444
	HEA 600					0,022	0,154	8	
Total(kN)									12394,6319
[G2] = Poids total en (kN)									12394,6319

IV.3.1.2 Poids de la charpente métallique

Le poids de la charpente métallique est de $G_2 = 12394,6319 \text{ kN}$

Ainsi la charges permanente de l'ouvrage $G = G_1 + G_2 = 74679,1619 \text{ kN}$

IV.3.2 Les charges d'exploitation

IV.3.2.1 Quelques définitions

C'est la largeur du tablier, mesurée entre les dispositifs de retenue ou les bordures. Elle inclut la chaussée elle-même ainsi que les éventuelles surlargeurs, comme les bandes d'arrêt d'urgence, les bandes dérasées, et autres.

- La largeur roulable (*Fascicule 61 titre II Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art - Programme de charges et épreu.pdf*, s. d., p. 20) :

LR = largeur du tablier – (largeur du trottoir + largeur de la piste cyclable)

$$LR = 13.05 - (2.6 + 3.25) = 7.2 \text{ m}$$

- La largeur chargeable LC . (*Fascicule 61 titre II.pdf*, s. d., p. 21)

Définie par :

$$Lch = LR - n * 0,5$$

Avec Lch : largeur chargeable en m et n : nombre de dispositifs de retenue ; $n \leq 2$.

La largeur chargeable de notre projet est : $Lch = 7.2 - 1 * 0.5 = 6.7 \text{ m}$.

- Le nombre de voies :

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies (N_v) de circulation égale à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètre.

$$N_v = E(Lch / 3) = E(6.7 / 3) = 2$$

Les chaussées dont la largeur chargeable est comprise entre 5m et 6m sont considérées comme comportant deux voies de circulation.

- La largeur de voies (V)

Par convention, les voies de circulation d'une même chaussée a des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

Pour notre projet:

$$V = L_{ch} / N_v = 6.7 / 2 = 3.35m$$

- Classe du pont :

Les ponts sont rangés en trois classes suivant leur largeur roulable LR et leur destination (accumulation de poids lourds, tels que certains ponts urbains ou en zone industrielle). Ainsi nous avons :

- Première classe : $LR \geq 7m$;
- Deuxième classe : $5,5 < LR < 7m$;
- Troisième classe : $LR \leq 5,5m$.

Avec **LR = 7.2m**, le pont se situe en **première classe**.

IV.3.2.2 Le système de charge A

D'après le fascicule 61 titre 2, le système de charge A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée exprimée en mètre

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{L+12} \text{ en kN/m}^2$$

Avec L la longueur de la travée du pont, L=55m

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{55 + 12}$$

$$A(l) = 5,37$$

Déterminons $A_1(l)$

$$A_1(l) = \max \{ (a_1 * A(l)) ; (4 - 0.02 l) \}$$

Déterminons a_1 et a_2 :

Nombre de voie chargée	a ₁					V ₀ (m)
	1	2	3	4	5	
Classe du pont						
1	1	1	0,9	0,75	0,75	3,5
2	1	0,9				3

3	0,9	0,8				2,75
---	-----	-----	--	--	--	------

D'après le tableau $a_1=1$

$$A_1(l) = \max \{ (1 * 5,37) ; (4 - 0.002 l) \}$$

$$= \max \{ 5,37; 3.93 \}$$

$$= 5,37 \text{ kN/m}^2$$

Déterminons $A_2(l)$

$$A_2(l) = a_2 * A_1(l)$$

La formule pour déterminer a_2 se présente comme suit:

$$a_2 = \frac{v_0}{V} \text{ avec } v_0 \text{ une valeur qui est fonction de la classe du pont et } V \text{ la largeur réelle d'une voie}$$

- $V = 3.35\text{m}$
- $v_0 = 3.5$ d'après le tableau précédent

$$a_2 = \frac{3.5}{3.1} = 1.04$$

$$A_2(l) = a_2 * A_1(l)$$

$$= 1.04 * 5,37$$

$$A_2(l) = 5,58 \text{ kN/m}^2$$

IV.3.2.3 Le système de charge B

Le système de charges B comprend trois (3) types distincts de sous-systèmes :

- **Sous-système Bc** : constitué de camions types de 30 tonnes ;
- **Sous-système Bc-Niger**: spécifique aux pays enclavés de l'espace UEMOA, comme le Niger, et composé de camions de 42 tonnes;
- **Sous-système Bt**: constitué de deux essieux dits « essieux tandems » ;
- **Sous-système Br**: composé d'une roue isolée de 10 tonnes.

Le sous-système **Bt** est uniquement applicable aux ponts de première et de deuxième classe.

IV.3.2.3.1 Surcharge de type Bc

Conformément au fascicule 61, titre II, le convoi **Bc** se compose d'un ou, au maximum, de deux camions types par file.

- **Disposition dans le sens transversal** : le nombre maximal de files correspond au nombre de voies de circulation disponibles. Même si l'espace le permet géométriquement, il ne faut pas ajouter de files supplémentaires. Les files peuvent être accolées ou espacées.

- **Disposition dans le sens longitudinal** : le nombre de camions par file est limité à deux, et l'écartement entre ces camions est ajusté afin de générer l'effet le plus défavorable sur la structure.

Le sens de circulation peut être orienté dans l'une ou l'autre direction, à condition que les deux camions se déplacent dans la même direction.

Les éléments du système **Bc** sont représentés dans le schéma ci-dessous, avec des longueurs indiquées en mètres et des poids en kilonewtons (kN). Le poids du camion type **Bc** est de 30 tonnes.

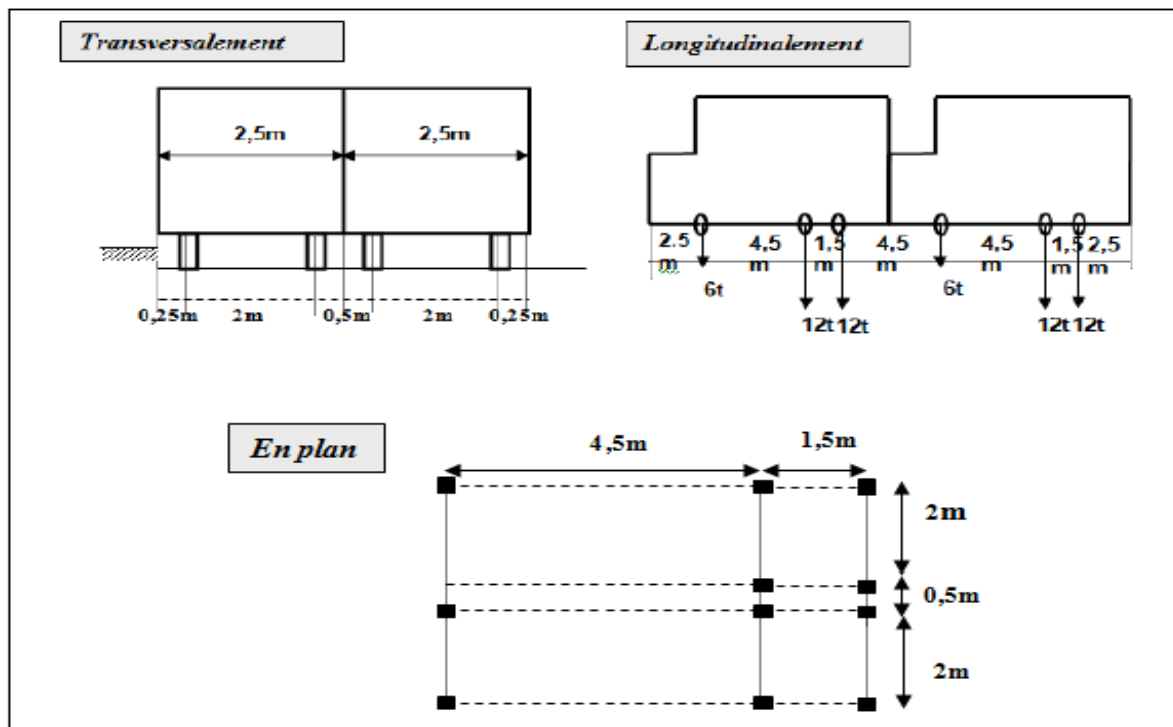


Figure 18: Surcharge type bc

Source: fascicule 61 titre ii p28

IV.3.2.3.2 Surcharge de type Bc_{Niger}

Le camion **Bc** de 30 tonnes, tel que défini dans le fascicule 61, est remplacé par le camion **Bc-Niger** de 42 tonnes, conformément au schéma représentatif ci-dessous.

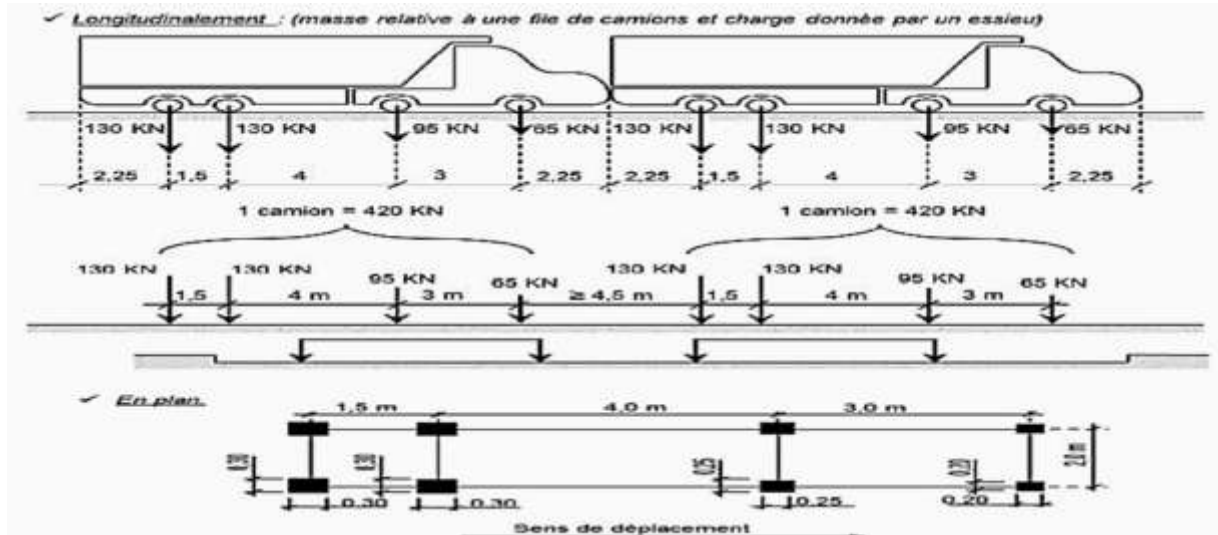


Figure 19: Caractéristiques système bc

Source: FASCICULE 61 TITRE II

IV.3.2.3.3 Surcharge de type Bt

Un tandem du système **Bt** se compose de deux essieux, chacun équipé de roues simples avec pneumatiques, et possédant les caractéristiques suivantes :

- Masse supportée par chaque essieu : **16 tonnes.**
- Distance entre les deux essieux : **1,35 mètre.**
- Écartement entre les axes des deux roues d'un même essieu : **2 mètres.**

Le système **Bt** doit être ajusté en appliquant un coefficient **bt**, qui dépend de la classe du pont.

Les valeurs des coefficients **bt** sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Classe de pont	Première	Deuxième
Coefficient b_t	1	0.9

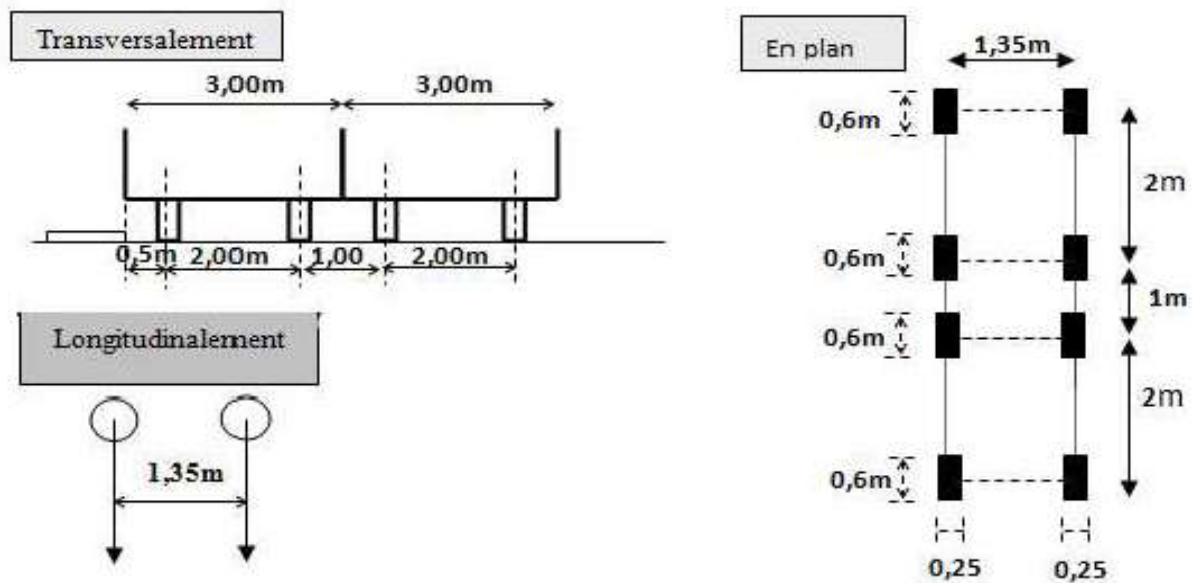


Figure 20:Caractéristique système Bt

Source : FASCICULE 61 TITRE II P28

IV.3.2.3.4 Surcharge de type Br

Il s'agit d'une roue isolée, orientée perpendiculairement à l'axe longitudinal de la chaussée. Le rectangle représentant la roue peut être positionné librement sur la largeur rouable afin de générer l'effet le plus défavorable.

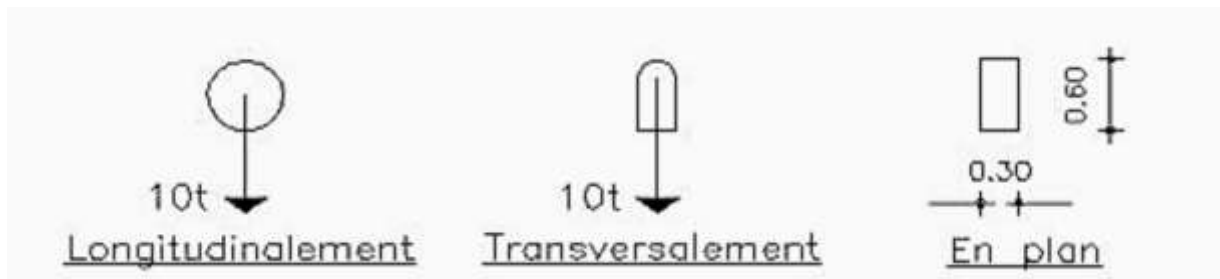


Figure 21:Caractéristique du convoi Br

Source: FASCICULE 61 TITRE II P28

IV.3.2.4 Surcharge de type Mc120

Les ponts peuvent être dimensionnés de manière à supporter des véhicules militaires tels que le **Mc120**, qui peuvent, dans certains cas, engendrer des contraintes plus importantes que les surcharges A et B. Le véhicule militaire en question présente les caractéristiques suivantes :

- Poids total : **110 tonnes** ;
- Largeur de chaque chenille : **1,00 m**.

- Longueur de chaque chenille : **6,10 m** ;

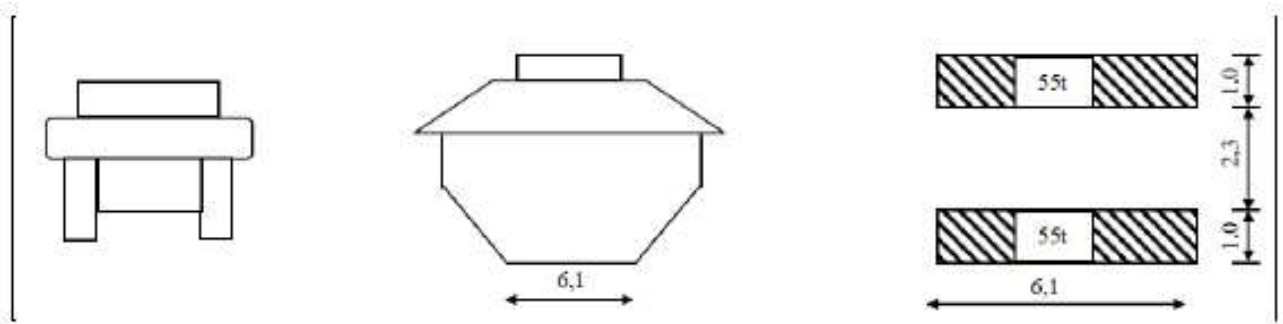


Figure 22:Caractéristique du convoi Mc120

Source FASCICULE 61 TITRE II P44

IV.3.2.5 Surcharges exceptionnelles D et E

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

Convoi-type D

Le convoi-type D * comporte deux remorques supportant chacune 140 tonnes, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et 11 mètres de long ; la distance entre axes des deux rectangles est de 19 mètres.(Fascicule61_titreII.pdf, s. d.)

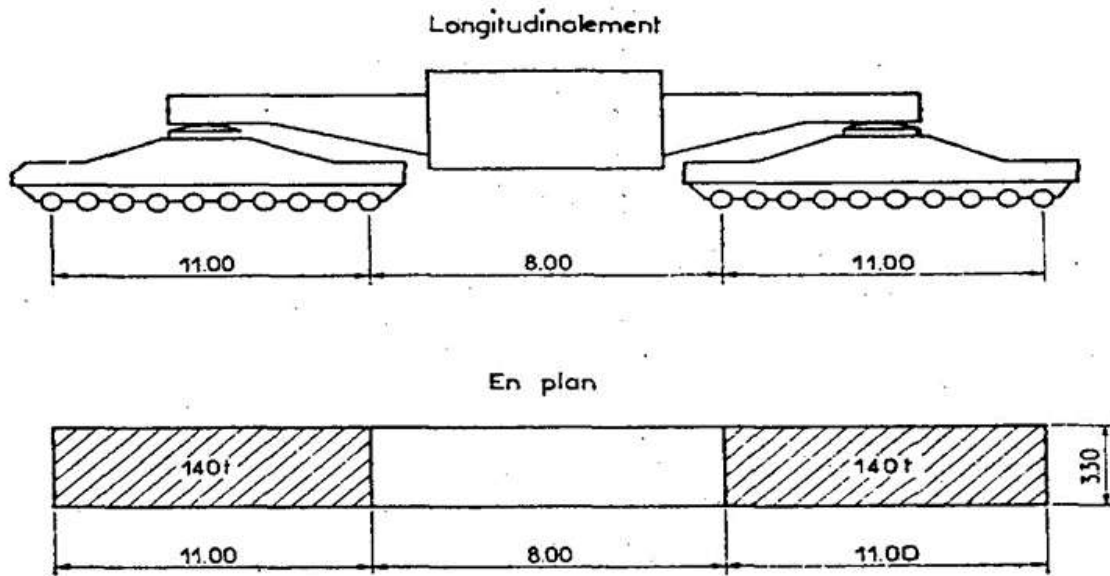


Figure 23: Convoi-type D

Source : Fascicule 61 titre II

La charge maximale du système D par mètre linéaire est :

$$S(D) = 140t \Rightarrow S(D) = 1400 \text{ kN}$$

✚ Convoi-type E

Le convoi-type E est composé de deux remorques, chacune supportant une charge de 200 tonnes. Le poids de chaque remorque est supposé réparti uniformément sur une surface rectangulaire de 3,30 m de large sur 15 m de long, représentant la zone de contact avec la chaussée. Les deux rectangles de charge sont espacés de 33 mètres d'axe à axe.

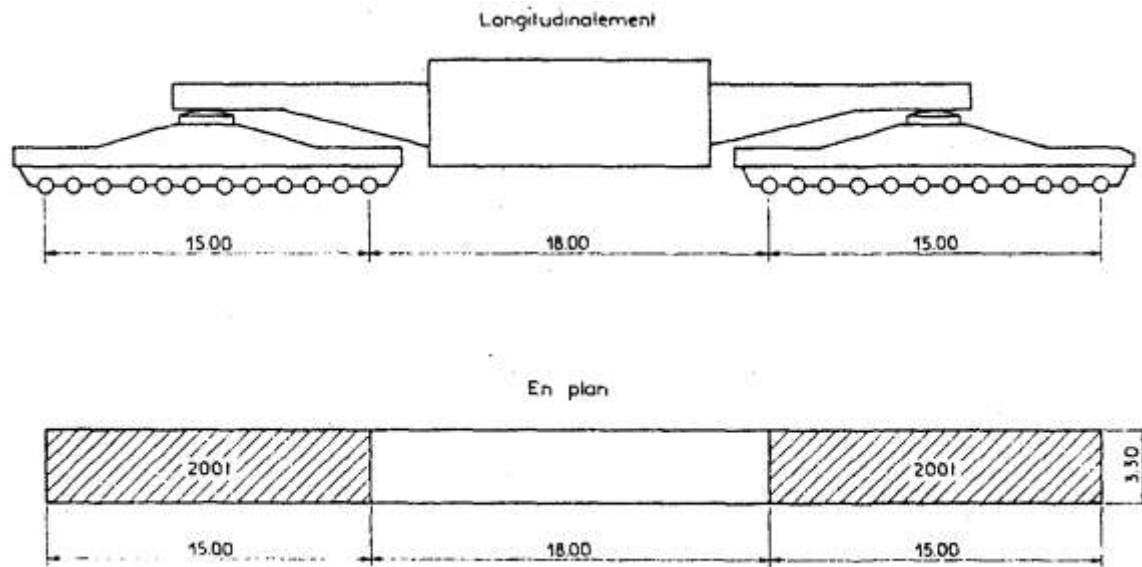


Figure 24: Convoi-type E(Fascicule61_titreII.pdf, s. d.)

Source : Fascicule 61 titre II

La charge maximale du système E par mètre linéaire est :

$$S(E) = 200 \text{ t} \Rightarrow S(E) = 2000 \text{ kN}$$

IV.3.2.6 Surcharge sur trottoir et pistes cyclables

La surcharge de trottoir est une charge uniformément répartie et se décline en deux cas :

- Surcharge locale : une charge uniformément répartie de 450 kg/m² (utilisée pour le calcul des entretoises et des hourdis) ;
- Surcharge globale : une charge de 150 kg/m² (utilisée pour le calcul des poutres principales).

Pour notre projet:

- l_{trottoir} est égale à 2.6 m : $P_1 = 2.6 \times 0.45 = 1.17 \text{ kN/m}$
- $l_{\text{piste cyclable}}$ est égale à 3.25 m : $P_2 = 3.25 \times 0.45 = 1.46 \text{ kN/m}$

IV.3.2.7 Les surcharges sur remblai

Les efforts à prendre en compte, incluant notamment les efforts de poussée transmis par le remblai, concernent principalement les éléments des culées soutenant l'about des ponts. Cette charge est de 1 t/m².

IV.3.3 Détermination des coefficients de majoration pour effet dynamique

Ces coefficients s'appliquent uniquement aux charges de type B et aux charges militaires.

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}$$

Avec : L= Longueur de la travée, G= la charge permanente du tablier et S= la charge maximale de l'élément.

IV.3.3.1 Pour la poutre

- Système B

L=55m,

$$G = 684,5165 * 55 = 37648,4075 \text{ kN}$$

$$S = \text{Max} (S_{BC} ; S_{BC-Niger} ; S_{Bt} ; S_{Br})$$

Pour ce tablier on aura 4 camions.

$$S = \text{Max} (S_{BC} = 4 * 300 = 1200 \text{ kN}; S_{BC-Niger} = 4 * 420 = 1680 \text{ kN}; S_{bt} = 4*320 = 1280; S_{br} = 4 * 100 = 400 \text{ kN})$$

$$S = 1680 \text{ kN}$$

Nombre de voies		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1ère	1.20	1.10	0.95	0.8	0.7
	2ème	1.00	1.00	-	-	-
	3ème	1.00	0.8	-	-	-

Dans notre cas ; coefficient **bc** = 1.10

$$S = 1680 * 1.10 = 1848 \text{ kN}$$

$$\delta_{BC} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2*55} + \frac{0.6}{1+4 * \frac{37648,4075}{1848}}$$

$$\delta_{BC} = 1.06$$

- Système M_{c120}

$$S = 1100 \text{ kN}$$

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2*55} + \frac{0.6}{1+4 * \frac{37648,4075}{1100}}$$

$$\delta_{Mc120} = 1.05$$

IV.3.3.2 Pour la dalle

- Système B

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}$$

Avec :

$$L = 13.05\text{m} ;$$

S = la charge maximale B de l'élément ;

$$G = 684,5165 * 13.05 = 8932,9403 \text{ kN}$$

$$S = \text{Max} (S_{BC} ; S_{BC-Niger} ; S_{Bt} ; S_{Br})$$

S_B = poids d'essieux sur la largeur du tablier

$$S = \text{Max} (1080 ; 840 ; 640 ; 100) = 1080 \text{ kN}$$

$$S = 1080 * 1.1 = 1188 \text{ kN}$$

$$\delta_{BC} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2*13.05} + \frac{0.6}{1+4 * \frac{8932,9403}{1188}}$$

$$\delta_{BC} = 1.13$$

- Système M_{c120}

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2*13.05} + \frac{0.6}{1+4 * \frac{8932,9403}{1100}}$$

$$\delta_{Mc120} = 1.12$$

IV.4 Définition des sollicitations de calcul

IV.4.1 Modélisation de la poutre mixte

Pour réaliser une analyse structurelle du tablier et déterminer les sollicitations de flexion longitudinale ainsi que les contraintes associées, nous avons utilisé le logiciel **Robot Structural Analysis Professional 2024** à travers les fonctionnalités suivantes.

- **Définition des sections mixtes de l'ouvrage**
- **Charges permanentes :**
- **Charges de trafic**
- **Définition des charges et combinaisons réglementaires**
- **Analyse des sollicitations :** (Calcul des moments fléchissant, des efforts tranchants et des torsions et vérification des sollicitations maximales sur la poutre la plus chargée)

(moment fléchissant maximal, effort tranchant maximal) **et vérifications des critères**
(vérifications spécifiques au déversement.)

Cet outil nous a permis de :

- Visualiser les déformations transversales et longitudinales ;
- Identifier les efforts agissant sur les poutres principales et les entretoises ;
- Calculer la réaction maximale aux appuis.

IV.4.2 Modélisation de la dalle

La dalle joue un rôle central en répartissant les charges vers les poutres principales. Elle sera modélisée en éléments coques sur deux poutres principales

IV.5 Calcul des sollicitations et des contraintes

Les combinaisons d'actions à considérer, en tenant compte des différents coefficients partiels de sécurité, sont les suivantes :

- ❖ Les sollicitations de calcul relatives aux États-Limites Ultimes (ELU) de résistance et de stabilité de la structure :

$$1.35 G_{max} + G_{min} + \gamma Q_1 + \sum \Psi_{Qi} Q_i$$

- ❖ Les sollicitations de calcul relatives aux États-Limites de service (ELS)

$$G_{max} + G_{min} + \gamma Q_1 + \sum \Psi_{Qi} Q_i$$

G_{max}, G_{min} = ensemble des actions permanentes défavorable, favorables

γQ_1 = coefficient de pondération = 1.5 dans le cas général;

Q_1 = action variable dite de base

Q_i = autres actions variables (avec $i > 1$)

Ψ_{Qi} = Coefficient de pondération

Tableau IV.3: Coefficient de pondération selon MEZOUI (Etude Technique du tablier d'un Pont Mixte « Acier-Béton » pour le Franchissement du Ravi.pdf, s. d.)

Type de charge	ELU	ELS
Charge permanente	1.35	1
Caractère normal (A,B*)	1.6	1.2
Caractères particulier \$ (Mc120*, D, E)	1.35	1

Charges sur trottoirs	1.6	1
Charge sur remblais	1.6	1.2
Charge due au vent	1.2	1
Charge sismique**	1.2	0
Choc de bateaux**	1.2	0

* : à multiplier par le coefficient de majoration dynamique ;

\$: Selon l'itinéraire ;

** : charge accidentelle non vérifiée à l'ELS.

❖ Les combinaisons possibles considérées pour notre cas

- ELU : $1,35G + 1,5Q + \max(1,6A(l) ; 1,6Bc ; 1,6Bt ; 1,35Mc120 ; 1,35D ; 1,35E)$
- ELS : $G + Q + \max(1,2A(l) ; 1,2Bc ; 1,2Bt ; 1, Mc120 ; D ; E)$

Tableau IV.4: les combinaisons

N°	COMBINAISONS DE CHARGES	
	ELU	ELS
1	$1,35 G + 1,6A(l) + 1,6 Q$	$G + 1,2A(l) + Q$
2	$1,35 G + 1,6 Bc + 1,6 Q$	$G + 1,2 Bc + Q$
3	$1,35 G + 1,6Bt$	$G + 1,2 Bt$
4	$1,35 G + 1,6Br$	$G + 1,2 Br$
5	$1,35G + 1,35Mc120 + 1,6Q$	$G + Mc120 + Q$
6	$1,35 G + 1,6Q + 1,35D$	$G + Q + D$
7	$1,35 G + 1,6Q + 1,35E$	$G + Q + E$

IV.6 Résultats issus de la modélisation de la structure

Les résultats présentés ci-après sont issus de la modélisation du tablier réalisée avec le logiciel Robot Structural Analysis Professional. (Voir cartographie en annexe 1)

 PRS (Sous poids propre)

Tableau IV.5: Résultat modélisation PRS sous poids propre.

Mmax[KN.m]		
En travée	En appui	Vmax[KN]

23727,44	3,69	1712,15
-----------------	------	---------

 Entretoise (Sous poids propre)

Tableau IV.6:Résultat modélisation Entretoises sous poids propre.

Mmax[KN.m]		Vmax[KN]	
IPE 600	HEA 600	IPE 600	HEA 600
38,00	29,40	23,11	21,70

 PRS

Tableau IV.7:Résultat modélisation PRS sous charge d'exploitation.

Etats limites	Combinaisons	Mmax[KN.m]	Vmax[KN]
ELU	1,35G+1,35E+1,6Q	1259595,48	127321,72
ELS	G+Q+E	932982,10	94239,20

 Entretoise

Tableau IV.8:Résultat modélisation Entretoises sous charges d'exploitation.

Etats limites	Combinaisons	Mmax[KN.m]		Vmax[KN]	
		IPE 600	HEA 600	IPE 600	HEA 600
ELU	1,35G+1,6Q+1,6BcN	223,64	325,48	146,05	217,55
ELS	G+Q+1,2BcN	159,56	240,60	110,36	158,47

 Dalle

- Suivant XX

Tableau IV.9:Résultat modélisation dalle suivant XX.

Etats limites	Combinaisons	Mmax[KN.m]	Mmin[KN.m]
ELU	1,35G+1,6Q+1,6BcN	525,63	-127,87
ELS	G+Q+1,2BcN	374,70	-87,97

- Suivant YY

Tableau IV.10::Résultat modélisation dalle suivant YY.

Etats limites	Combinaisons	Mmax[KN.m]	Mmin[KN.m]
ELU	1,35G+1,6Q+1,6BcN	96,40	-227,96
ELS	G+Q+1,2BcN	69,37	-167,34

IV.7 Etude du tablier : justification de la section

Le tablier supporte les charges permanentes ainsi que les surcharges routières. Il est composé des bipoutres principales, ainsi que de l'ensemble des éléments de la superstructure, à savoir :

- La dalle de couverture en béton armé ;
- La couche d'étanchéité et le revêtement en béton bitumineux ;
- Les trottoirs, corniches et barrières de sécurité ;
- Les gargouilles ;
- Les glissières de sécurité.

L'étude du tablier vise à justifier les différentes sections des éléments métalliques qui le constituent et à dimensionner la dalle de couverture.

Les bipoutres, constituées de profilés reconstitués soudés (PRS), supportent la dalle de couverture. Elles sont reliées entre elles par des entretoises, qui assurent :

- La répartition des charges permanentes et des surcharges routières sur les poutres principales ;
- Un rôle de contreventement pour la stabilité de l'ensemble.

Les bipoutres sont soumises à des sollicitations en flexion, et les dimensions de leur coupe transversale sont les suivantes :

Hauteur totale de la poutre principale	Ht = 2050 mm
Largeur semelle supérieure	Bsup= 1050 mm
Largeur semelle inférieure	Binf= 950 mm
Épaisseur semelle supérieure	tsup =50mm
Épaisseur semelle inférieure	tinf = 50mm
Hauteur de l'âme	hw = 1950mm
Épaisseur de l'âme	tw = 50 mm

IV.7.1 Étude de la stabilité des poutre principales : phase construction

Caractéristique géométriques : $h = 2050 \text{ mm}$; $bs = 1050 \text{ mm}$; $bi = 950 \text{ mm}$; $tf = 50 \text{ mm}$; $tw = 50 \text{ mm}$; $hw = 1950 \text{ mm}$; $A = 197500 \text{ mm}^2$; $I_y = 1,31.10^{11} \text{ mm}^4$; $I_z = 1,31.10^{11} \text{ mm}^4$; $I_t = 16,45.10^7 \text{ mm}^4$; $I_w = 25,3.10^8 \text{ mm}^4$, $W_{ely} = 0,131 \text{ m}^3$;

IV.7.1.1 Vérification en flexion simple

Le moment résistant se détermine par :

$$M_{résistant} = \frac{f_y * W}{\gamma_m}$$

On a : $\begin{cases} M_{max} = 23727,44 \text{ kN.m} \\ M_{rest} = 31659,55 \text{ kN.m} \end{cases} \# M_{max} < M_{rest}$

Avec:

- f_y : Limite d'élasticité du matériau (MPa)
- $W = \frac{I}{y_{max}}$: Module de résistance de la section (mm^3).
- $\gamma_m = 1$: Coefficient de sécurité partiel du matériau

La flexion est donc vérifiée (détail en annexe 2)

IV.7.1.2 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

L'effort tranchant se détermine par :

$$V_{rest} = \frac{A_w \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_m}$$

Avec:

- f_y : Limite d'élasticité du matériau (MPa)
- A_w : l'air de l'âme
- $\gamma_m = 1$: Coefficient de sécurité partiel du matériau

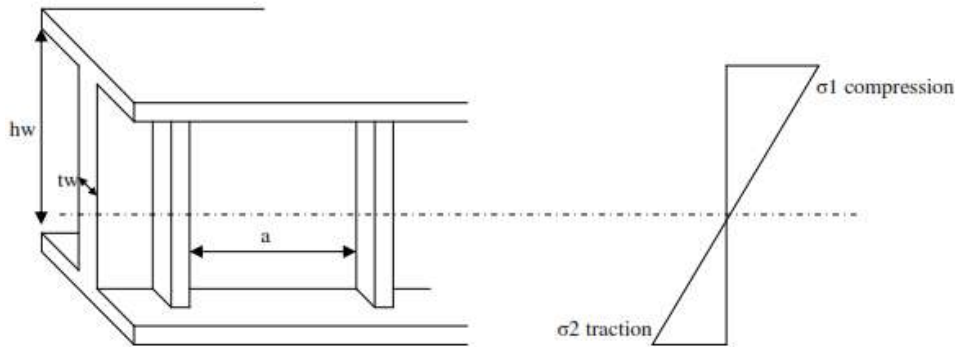
$$V_{max} = 1712,15 \text{ kN} \leq V_{rest} = 19983,536 \text{ kN}$$

L'effort tranchant est donc vérifié (détail en annexe 2)

IV.7.1.3 Risque de voilement

Le voilement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste dans les plaques minces soumises à des efforts appliqués dans leur plan moyen, tels que la compression ou le cisaillement. Dans

les poutres, la connexion entre l'âme et les semelles peut engendrer un risque de voilement de l'âme. Pour prévenir ce phénomène, des raidisseurs verticaux sont ajoutés à l'âme afin d'améliorer sa stabilité et sa résistance.



Vérifions : $V_{bw,rd} \geq V_{max}$

$V_{bw,rd} = 38967,895 \text{ kN} > V_{max} = 1712,15 \text{ kN}$; la sécurité vis-à-vis du voilement est assurée.(détail en annexe 2)

IV.7.1.4 Vérifications au déversement

Dans les ponts mixtes, la dalle stabilise la semelle supérieure des poutres contre le déversement. Une vérification est toutefois nécessaire tant que la semelle n'est pas solidarifiée avec la dalle, c'est-à-dire lorsque le béton est encore liquide. (Détail des calculs en annexe 2)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el} \times f_y \times \beta_w}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{9,81 \cdot 10^{-2} \times 355 \cdot 10^6 \times 1}{295658 \cdot 10^3}} = 0,343$$

$0,3 < 0,4$ il n'y a pas risque du déversement

Conclusion: Les calculs effectués confirment que la stabilité de la poutre est assurée vis-à-vis des moments fléchissant, des efforts tranchants, du risque de voilement et du déversement.

IV.7.1 Etude des entretoises

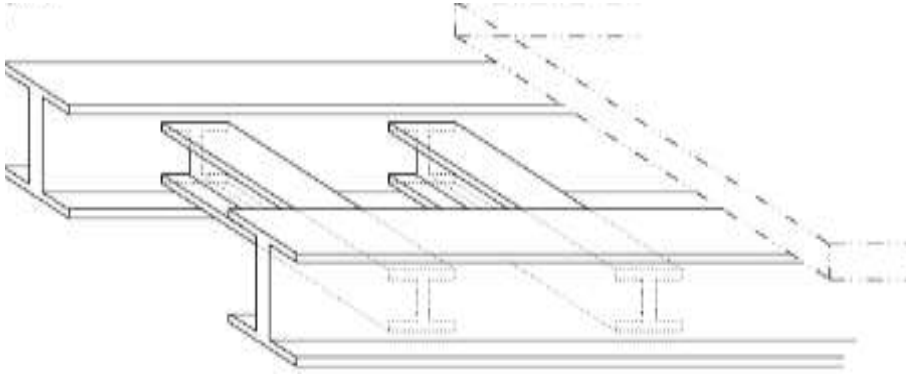


Figure 25: Schéma représentatif des entretoises

IPE 600 ZONE COURANTE	
Désignation	Dimension en (mm)
Ht	600
hw	562
Binf	220
Bsup	220
tw	12
Tfi	19
tfs	19

HEA SUR APPUI	
Désignation	Dimension en (mm)
Ht	590
hW	540
Binf	300
Bsup	300
tw	13
Tfi	25
Tfs	25

Vérifions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau \leq \tau_{adm} \text{ avec} \\ \tau = \frac{V_{sollit}}{t_w * h_w} \\ \tau_{adm} = \frac{fy}{\gamma_m * \sqrt{3}} = \frac{355}{1,1 * \sqrt{3}} = 186,33 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

- En appui (HEA600)

$$\tau = \frac{V_{sollit}}{t_w * h_w} = \frac{217,55.10^3}{13 * 540} = 31,56 \text{ N/mm}^2$$

- Zone courante (IPE600)

$$\tau = \frac{V_{sollit}}{t_w * h_w} = \frac{146,05.10^3}{562 * 12} = 21,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{cases} \text{Appui: } \tau = 31,56 \text{ N/mm}^2 \\ \text{zonne courante: } \tau = 21,67 \text{ N/mm}^2 \end{cases} < \tau_{adm} = 186,33 \text{ N/mm}^2$$

Les entretoises offrent une bonne résistance au cisaillement, qu'elles soient situées en appui ou en travée

IV.7.2 Etude de la dalle

La dalle a pour fonction principale de transmettre les charges aux bipoutres principales, ce qui correspond à une flexion transversale. Le dimensionnement du ferrailage est réalisé sur une bande d'un mètre de largeur, en considérant une dalle reposant sur deux poutres principales espacées de 7,00 m (entraxe). L'épaisseur prise en compte pour le calcul est de 30 cm.

Le tablier est ainsi modélisé comme une dalle simplement appuyée sur deux poutres, et dimensionné comme une poutre sur deux appuis d'une portée de 7,00 m.

Dans le cadre de notre étude, nous écartons les charges routières à caractère particulier, telles que les charges militaires Mc120 et les charges exceptionnelles (convois types D et E). Le dimensionnement du ferrailage est donc basé uniquement sur les sollicitations maximales issues des charges routières usuelles, conformément à une situation d'exploitation normale. Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales obtenues et les sections d'acier correspondantes pour cette bande de dalle. (Perchât & Roux, s. d.)

Épaisseur de la dalle : $h_0 = 30\text{cm}$

Largeur de la dalle : $b = 100\text{cm}$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,23 * f_{t28}}{F_e} \times b \times d = \frac{0,23 * 2,7}{400} \times 1 \times 0,243 = 3,77\text{cm}^2$$

Désignation	Formules	Résultats
d	$d = 0,9 * h$	$d = 0,9 * 0,30 = 0,27\text{m}$
σ_{bu}	$\sigma_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$	$\sigma_{bu} = \frac{0,85 * 35}{1 * 1,5} = 19,83 \text{ MPa}$
σ_{su}	$\sigma_{su} = \frac{F_e}{\gamma_s}$	$\sigma_{su} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$
μ	$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * \sigma_{bu}}$	$\mu = \frac{525,63}{1 * 0,27^2 * 19,83} = 0,363$

μ_l	$\mu_l = 10^{-4} (3440 * \theta \gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050)$	$f_{c28} = 35 > 30 \text{ MPa}$ Donc $\mu_l = 0,31305$
$\mu = 0,363 > \mu_l = 0,31305$		
Besoins d'acier comprimés		
M_{ul}	$M_{ul} = \mu_l * b_0 * d^2 * f_{bu}$	$M_{ul} = 0,31305 * 1 * 0,27^2 * 19,83$ $= 0,4525 \text{ MN.m}$
α'	$\alpha' = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_l})$	$\alpha' = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,31305})$ $= 0,486$
Z_{bl}	$Z_{bl} = d(1 - 0,4\alpha')$	$Z_{bl} = 0,27(1 - 0,4 * 0,486) = 0,217\text{m}$
A'_s	$A'_s = \frac{M_u - M_{ul}}{(d - d') \sigma_{su}}$ Avec $d' = 0,1 * h = 0,03$	$A'_s = \frac{0,52563 - 0,4525}{(0,27 - 0,03) * 347,826} \cdot 10^4$ $= 8,76\text{cm}^2$
α	$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,363})$ $= 0,596$
Z_b	$Z_b = d(1 - 0,4\alpha)$	$Z_b = 0,27(1 - 0,4 * 0,596) = 0,206 \text{ m}$
A_s	$A_s = \frac{M_{ul}}{Z_{bl} * f_{ed}} + A'_s \frac{\sigma_{sce}}{f_{ed}}$	$A_s = \frac{0,4525}{0,217 * 347,826} 10^4 + 8,76$ $= 68,71\text{cm}^2$
A_s	Si $\mu < \mu_l$ $A_s = \frac{M_u}{Z_b * f_{ed}}$	$A_s = \frac{0,22796}{0,206 * 347,826} 10^4 = 31,81\text{cm}^2$

Tableau IV.11: Tableau récapitulatif des section théorique.

Moment fléchissant (kN.m)	Section d'acier théorique
525,63	$A'_s = 8,76cm^2$ $A_s = 68,71cm^2$
127,87	$A_s = 17,84cm^2$
96,40	$A_s = 13,45cm^2$
227,96	$A_s = 31,81cm^2$

✚ Choix d'armatures

Tableau IV.12: Tableau pour choix des armatures

TABLEAU DES ACIERS											
Diamètres	Masse kg/m	Sections totale d'acier en cm^2									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,210	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,31	13,85	15,39
16	1,580	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,850	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,864	12,57	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,09	125,66

Tableau IV.13: Choix des armature et disposition

Axe	Disposition	Moment	Ferraillage (cm ²)			Espacement (cm)
		fléchissant (kN.m)	Section d'acier théorique (cm ²)	Choix des aciers	Sections d'acier reel (cm ²)	
XX	Nappe supérieure	127,87	$A_s = 17,84\text{cm}^2$	5HA25	24,54	20
	Nappe inférieure	525,63	$A_s = 68,71\text{cm}^2$	10HA32	80,42	10
YY	Nappe supérieure	227,96	$A_s = 31,81\text{cm}^2$	5HA32	40,21	20
	Nappe inférieure	96,40	$A_s = 13,45\text{cm}^2 + A'_s = 8,76\text{cm}^2 = 22,21\text{cm}^2$	5HA25	24,54	20

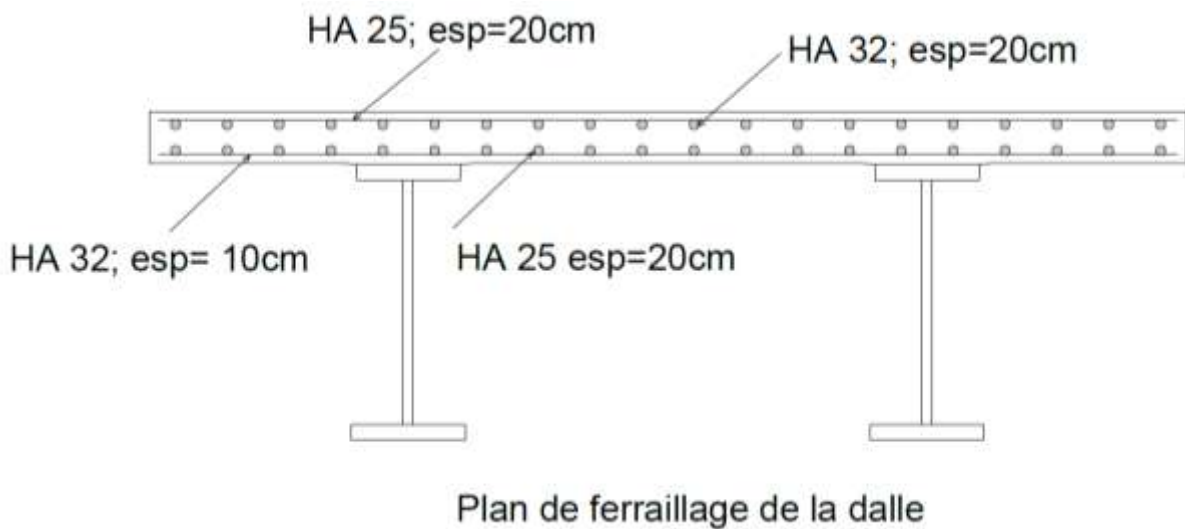


Figure 26: Plan de ferraillage de la dalle

IV.7.3 Etude de la section mixte: phase de service (*Construction Mixte_2iE Juillet2020_3D.pdf*, s. d.)

IV.7.3.1 Classe du profile

D'après nos calcul:

- $\frac{B_{sup}}{2 \cdot t_{fs}} < 9 * \epsilon$ la semelle est de classe 3

- $\frac{hw}{tw} < 124$ * ε l'âme est de classe 3

Le profilé est alors de classe 3 (voir annexe 2)

IV.7.3.2 Détermination de la position de l'axe neutre

On considère que l'axe neutre élastique se situe en dehors de la dalle. Sa position, définie par la distance z entre cet axe et la face supérieure de la dalle, est calculée à l'aide de l'expression suivante :

$$A_h * z = A_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c \right) + \frac{b_{eff} * h_c^2}{2 * n}$$

Avec: $\begin{cases} Z_a = \frac{h_a}{2} + h_c & : \text{La distance entre de centre de gravité de la section de la poutre en acier et la} \\ A_h = A_a + \frac{b_{eff} * h_c}{n} & \text{face supérieure de la dalle} \\ A_a & : \text{L'aire de la section homogénéisée} \end{cases}$

soit $E_c' = \frac{E_{cm}}{3}$ ou $n = \frac{E_a}{E_c'} = \frac{E_a}{\frac{E_{cm}}{3}} = 3 \times \frac{E_a}{E_{cm}}$

E_c' : module équivalent du béton

E_{cm} : module sécant d'élasticité

E_a : module d'élasticité longitudinale de l'acier (210 GPa)

n : coefficient d'équivalence

C 35/45 $\Rightarrow E_{cm} = 34$ GPa et $f_{ck} = 35$ MPa

f_{ck} : résistance caractéristique à la compression mesurée sur cylindre à 28 jours

Alors $n = \frac{210}{34} = 6,17$

Déterminons la largeur de la dalle participante

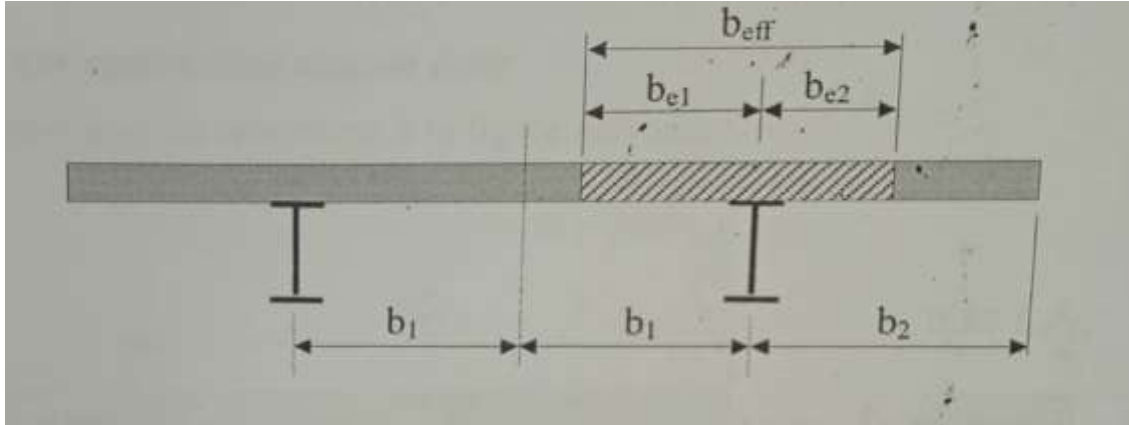


Figure 27: Coupe transversale sur Beff

Selon les principes de l'Eurocode 4, qui régit les structures mixtes et en particulier les poutres mixtes, procédons à une détermination préliminaire.

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$$

$$L_0 = 55m, b_1 = 3,5m, \quad b_2 = 3,025m, \quad b_{e1} = \min(6,875 ; 3,5) = 3,5m \text{ et } b_{e2} = \min(6,875 ; 3,025) = 3,025m$$

$$\Rightarrow b_{eff} = 3,5 + 3,025 = 6,525 m$$

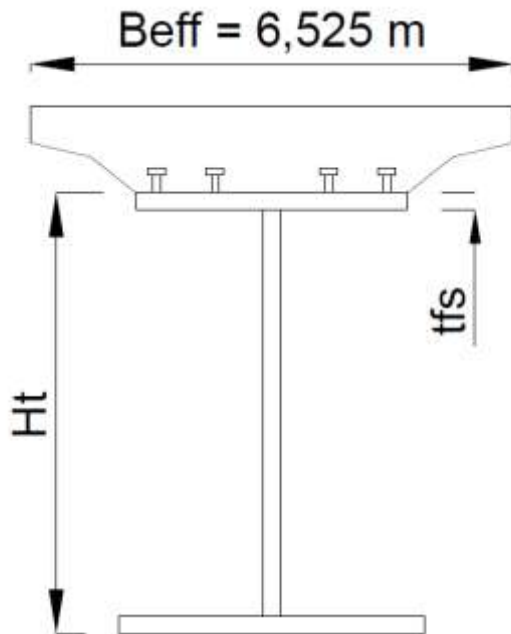


Figure 28: Schéma représentatif du Beff

$$\text{Soit } X = A_a \left(\frac{ha}{2} + h_c \right) + \frac{b_{eff} * h_c^2}{2 * n}$$

$$\begin{cases} X = 0,1975 * \left(\frac{2,05}{2} + 0,30 \right) + \frac{6,525 * 0,30^2}{2 * 6,17} = 0,309m \\ A_h = 0,1975 + \frac{6,525 * 0,3}{6,17} = 0,514m \\ z = \frac{X}{A_h} = \frac{0,309}{0,514} = 0,601m \end{cases}$$

L'axe neutre est situé dans l'âme du PRS

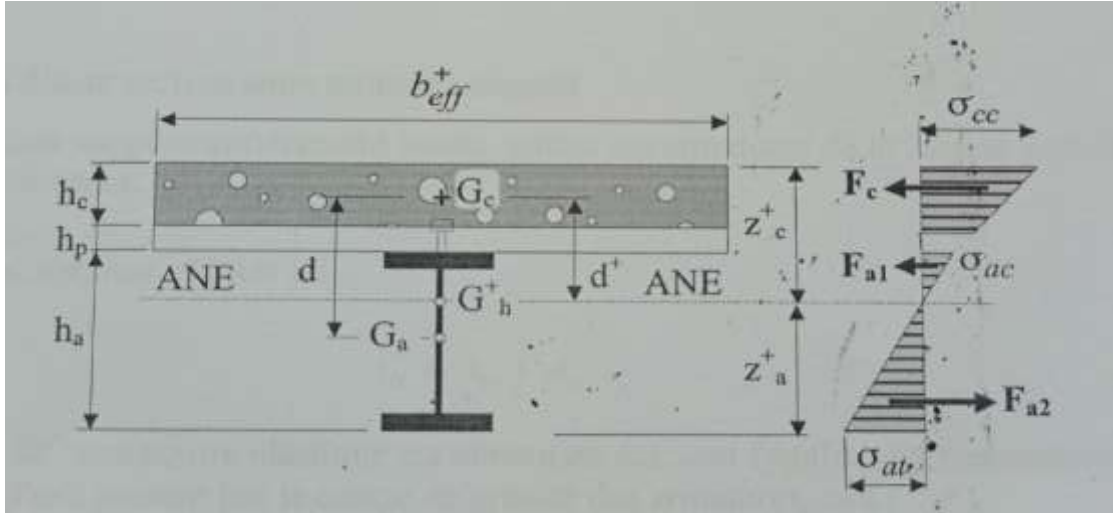


Figure 29: Distribution élastique des contraintes sous moment positif pour l'axe neutre dans l'âme du profilé

IV.7.3.3 Déterminons le moment résistant élastique $M_{RD,EL}$ (Construction Mixte 2iE Juillet2020_3D.pdf, s. d.)

Le moment d'inertie géométrique de la section mixte homogénéisée par rapport à l'axe neutre est donné par l'expression :

$$I_h = I_a + A_a + (z_a - z) + \frac{b_{eff} * h_c^2}{n} \left[\frac{h_c^2}{12} + \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right]$$

I_a : moment d'inertie géométrique de la section en acier (par rapport à son axe central d'inertie)

$$z_a = \frac{h_a}{2} + h_c = \frac{1,95}{2} + 0,3 = 1,275$$

$$I_h = 4,035.10^{10} + 197500 + (1275 - 601) + \frac{6525 * 300^2}{6,17} \left[\frac{300^2}{12} + \left(601 - \frac{300}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_h = 2,01.10^{13} mm^4$$

- Le moment de résistance élastique en fibre inférieure tendue est de :
- Le moment de résistance élastique en fibre supérieure comprimée est de :

$$M_{Rd,el} = \min \{ M_{Rd,el,c} ; M_{Rd,el,a} \}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_{Rd,el,c} = \frac{\frac{fy}{\gamma_c} * I_h}{y_c} \\ M_{Rd,el,a} = \frac{\frac{fy}{\gamma_a} * I_h}{y_a} \end{cases} ;$$

$$y_c = z = 0,601 \text{ et } y_a = h_c + h_a - z = 0,30 + 1,95 - 0,601 = 1,649$$

$$\begin{cases} M_{Rd,el,a} = \frac{\frac{fy}{\gamma_a} * I_h}{y_a} \\ M_{Rd,el,c} = \frac{\frac{0,85 * f_{ct28}}{\gamma_c} * I_h}{y_c} * n \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{Rd,el,a} = \frac{\frac{355}{1} * 2,01.10^{13}}{1649} * 10^{-6} = 4327167,981 \text{ kN.m} \\ M_{Rd,el,c} = \frac{\frac{0,85 * 35}{1,5} * 2,01.10^{13}}{601} * 6,17 * 10^{-6} = 4092629,784 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{Rd,el} = \min \{4327167,981 ; 4092629,784\}$$

$$M_{Rd,el} = 4092629,784 \text{ kN.m}$$

IV.7.3.4 Calcul de l'effort tranchant dans la section mixte

L'effort tranchant dans la section mixte est donné par l'expression :

$$\begin{aligned} V_{\max} &\leq V_{\text{resist}} \\ V_{\text{resist}} &= \frac{\frac{fy}{\sqrt{3}} * A_v}{\gamma m_0} = \frac{\frac{355}{\sqrt{3}} * 0,975}{1} * 10^3 \\ V_{\text{resist}} &= 199835,3619 \text{ kN} \end{aligned}$$

Avec $A_v = 0,975$: aire de l'âme et $\gamma m_0 = 1$

IV.7.3.5 Vérification de la section mixte

Vérification du moment fléchissant et de l'effort tranchant dans la section mixte :

$$\begin{cases} M_{Rd,el} = 4092629,784 \text{ kN.m} \\ V_{\text{resist}} = 199835,3619 \text{ kN} \end{cases} > \begin{cases} M_{\text{solli}} = 1259595,48 \text{ kN.m} \\ V_{\text{solli}} = 127321,72 \text{ kN} \end{cases}$$

On conclut alors que la section est bien dimensionnée

V. CHAPITRE 5: ESTIMATION DES TRAVAUX ET IMPACT ENVIRONNEMENTAL

Ce chapitre traitera de l'analyse des impacts environnementaux ainsi que de l'estimation des travaux nécessaires. Ces impacts, qu'ils soient positifs ou négatifs, désignent les modifications qualitatives et fonctionnelles de l'environnement résultant d'un projet visant un objectif spécifique. Cette étude sert d'outil préventif dans le cadre des politiques de protection de l'environnement. Par la suite, des mesures visant à atténuer les impacts négatifs sur l'environnement seront proposées, et un plan de gestion, de surveillance et de suivi environnemental sera élaboré pour garantir une meilleure gestion du projet.

V.1 Estimation des travaux

Le devis quantitatif et estimatif a pour objectif d'évaluer les quantités de matériaux et de travaux nécessaires, ainsi que d'estimer le coût global du tablier avant le démarrage du chantier. Les quantités ont été déterminées à partir d'un métré détaillé que nous avons réalisé, tandis que les prix unitaires appliqués proviennent du Répertoire des Prix Unitaires du Bénin, complétés par des références issues de projets similaires déjà exécutés. Le devis estimatif ainsi obtenu est synthétisé dans le tableau ci-dessous, et les détails des quantités sont présentés en annexe.

MONTANT TOTAL HT	6 513 890 603,49
MONTANT TVA (18%)	1 172 500 308,63
MONTANT TOTAL TTC	7 686 390 912,11
COÛT AU ML	19 964 651,72

V.2 Impact environnemental

V.2.1 Impacts positifs

Les différents impacts positifs sur ce projet ont été catégorisés en deux :

a) Création d'emplois

Ce projet aura un impact positif par la création d'emplois temporaires dans la zone d'impact du projet, à travers l'utilisation de la main d'œuvre locale et de certains ouvriers spécialisés

(maçons ; ferrailleurs, etc.). L'augmentation du revenu résultant de la création d'emplois contribuera également à la lutte contre la pauvreté.

b) Activités commerciales et génération de revenus

- ✓ Les travaux auront un autre impact positif en termes d'augmentation du revenu des populations locales à travers l'utilisation des matériaux locaux (sable, latérite etc.).
- ✓ Les travaux induisent aussi le développement du commerce de détail autour du chantier et favorisera également le développement des petits commerces des femmes (vente de nourriture par exemple) autour du chantier.
- ✓ En phase de chantier, le projet généra, le développement d'activité socio-économique du fait de l'installation du personnel de chantier dans la zone (accroissement de la demande en logement de bas, moyen et haut standing portant à la hausse le revenu locatif).
- ✓ A terme, le projet permettra une amélioration des conditions de transport et une augmentation de la vitesse de déplacement des gens notamment lors des urgences vitales

V.2.2 Impacts négatifs

Les principaux impacts négatifs sur ce projet durant la phase de réalisation sont de diverses natures. A savoir :

- a) **Impact sur la qualité de l'air :** Les impacts liés au transport et à la circulation dépendront de l'approvisionnement en matériaux et des déplacements des véhicules de chantier, entraînant bruit, émissions polluantes et augmentation de la poussière.
- b) **Impact sur le sol :** Les fouilles pourraient provoquer des affaissements dans des sols instables, entraînant la perte de terre végétale et l'altération des propriétés du sol. Cet impact sera considéré comme modéré.
- c) **Impact sur les eaux de surface et souterraines :** Les travaux pourraient rejeter des sédiments et des contaminants dans l'eau, notamment des substances dangereuses liées aux véhicules. Cela pourrait également perturber les réseaux hydrographiques, affectant les approvisionnements en eau et altérant la qualité de l'eau.
- d) **Impact sur la faune et la flore :** La libération des zones d'emprise pourrait nécessiter l'abattage d'arbres et de plantes. La faune sera affectée par la présence humaine et la destruction de leurs habitats.

- e) **Impact socio-économique** : Les travaux influenceront les activités socio-économiques locales, causant des dommages aux infrastructures existantes et rendant l'accès difficile aux habitations et commerces.
- f) **Impacts environnementaux et sociaux négatifs** : L'augmentation temporaire des nuisances pourrait perturber le bon déroulement des travaux et nuire à la qualité de vie des riverains.

V.2.3 Mesures d'atténuation

Les mesures d'atténuation permettent de réduire/supprimer les impacts négatifs potentiels énumérés dans le cadre des travaux, elles ont été classées en quatre catégories en fonction du domaine :

Sol et air

Les différents engins et camions circuleront sur des voies existantes. Pour ce qui concerne l'émission des poussières, de CO2 et des autres gaz à effet de serre, l'aspersion d'eau des voies d'accès et de contournement où passent les camions et engins lors des travaux, la couverture des camions pendant les transports des matériaux seraient des mesures efficaces. Il faudrait également éviter le trop plein des véhicules lors de ces transports, utiliser des engins en bon état et procéder à leur maintenance.

L'entreprise assurera la formation des chauffeurs par une sensibilisation aux vitesses de conduite appropriées pour minimiser les émissions de poussière.

Faune et la flore

Dans le cadre de l'exécution du présent projet, l'entreprise veillera à :

- ✓ Au choix judicieux des tracés, des pistes de déviations de façon à diminuer le déboisement ;
- ✓ Le tracé de la route sera élaboré de sorte à éviter dans la mesure du possible les communautés et les sites importants de la biodiversité ;
- ✓ Autorisation de l'inspection forestière avant de procéder à tout abattage d'arbres au niveau des emprises ;
- ✓ Limiter les coupures au strict minimum (seulement les arbres situés dans les emprises et qu'on ne peut éviter) ;
- ✓ Conduire les opérations de restauration de l'environnement avec la réalisation des plantations d'alignement le long de la route ;
- ✓ Arroser les chantiers pour réduire la poussière.

- ✓ Réalisation des séances de sensibilisation et d'information des ouvriers élargie aux populations riveraines sur l'importance de la faune et la nécessité de sa protection sur les sites voisins du milieu récepteur.

CONCLUSION

Le projet de fin d'études représente une étape majeure dans le parcours d'un étudiant en master, surtout dans un domaine aussi exigeant que le génie civil. Concevoir et dimensionner un ouvrage comme un pont demande une rigueur particulière, fondée sur la maîtrise des normes, des méthodes de calcul spécifiques, et l'utilisation d'outils de modélisation performants, tout en prenant en compte les contraintes techniques et financières.

Ce mémoire s'est concentré sur l'analyse du tablier d'un pont destiné à franchir la lagune de Porto-Novo sur une longueur de 385 mètres, dans le cadre du dédoublement de la route Sèmè–Porto-Novo. Deux alternatives de tablier ont été étudiées : une construction en béton précontraint et une autre en structure mixte associant acier et béton. Une évaluation technico-économique détaillée a permis de comparer ces options selon leurs performances et coûts. Finalement, la solution mixte a été choisie, offrant un bon compromis entre aspects techniques et économiques.

L'étude a permis de modéliser et d'analyser précisément la structure, tout en évaluant son coût, fournissant ainsi une base solide pour la prise de décision.

Ce travail a été une expérience riche et complète, mêlant calculs manuels et modélisation numérique, réflexion technique et analyse économique. Il a permis d'aborder toutes les étapes essentielles de la conception d'un ouvrage d'art, depuis le prédimensionnement jusqu'aux vérifications structurelles, tout en intégrant les impératifs financiers. Cette expérience marque une étape importante dans l'acquisition des compétences nécessaires pour exercer efficacement le métier d'ingénieur en génie civil.

TABLEAU DES SYMBOLES

f_y	Limite d'élasticité garantie
G	Charges permanentes
PRS	Profilé Reconstitués Soudés
B_{sup}	Largeur semelle supérieure
B_{inf}	Largeur semelle inférieure
t_{fi}	Épaisseur semelle inférieure
t_{fs}	Épaisseur semelle supérieure
t_w	Épaisseur de l'âme du profilé
H_t	Hauteur totale du profilé
H_w	Hauteur de l'âme du profilé
I_h	Moment d'inertie de la section mixte
I_a	Moment d'inertie géométrique de la section en acier
I_y	Moment d'inertie
kN	Kilonewton
L_r	Largeur roulable
L_c	Largeur chargeable
C_{semelle} ; C_{âme}	Classe semelle ; Classe de l'âme
A_{st}	Section d'acier tendue
A_v	Aire de l'âme du profilé
V_{max}	Effort tranchant maximum
V_{résistant}	Effort tranchant résistant
W_{el}	Module de flexion élastique
λ	Coefficient de dilatation structure mixte acier-béton
δ	Coefficient de majoration dynamique
γ_{m0}	Coefficient partiel de sécurité
M_{el,Rd}	Valeur de calcul du moment résistant élastique.
M_{soll}	Moment sollicitant
M_{max}	Moment fléchissant maximum
E_{cm}	Module d'élasticité sécant du béton

τ	Cisaillement critique de voilement $E_d \tau$ Cisaillement de calcul dans une section.
σ_{cr}	Contrainte normale critique de voilement.

TABLE DES MATIERES

DEDICACE	ii
REMERCIEMENTS	iii
RESUME	iv
ABSTRACT.....	v
SIGLES ET ABBREVIATIONS	vi
SOMMAIRE	vii
LISTE DES TABLEAUX.....	vi
LISTE DES FIGURES	vii
INTRODUCTION	1
I. CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D’ACCEUIL DU PROJET ET DE LA METHODOLOGIE DE L’ETUDE.....	3
I.1 Présentation de la structure d’accueil.....	3
I.2 Contexte de justification et description du projet.....	5
I.3 Présentation de la zone d’étude.....	6
I.4 Historique des ponts présents sur le projet.....	7
I.5 Objectif de l’étude.....	10
I.5.1 Objectif général.....	10
I.5.2 Objectifs spécifiques.....	10
II. CHAPITRE 2 : METHODOLOGIE DE L’ETUDE, GENERALITES SUR LES PONTS ET CONTEXTE HISTORIQUE.....	11
II.1 Méthodologie de l’étude.....	11
II.1.1 Méthodologie de l’analyse technico économique des variantes	11
II.1.2 Méthodologie de l’étude conceptuelle et dimensionnement de la variante retenue 11	
II.1.2.1 Modélisation de la structure	11
II.1.2.2 Dimensionnement de la Structure.....	12
II.1.2.3 Matériel.....	12
II.2 Généralités sur les ponts.....	13
II.2.1.1 Définition et configuration structural	13
II.2.1.2 Équipements des ponts	14
III. CHAPITRE 3: ANALYSE TECHNICO ECONOMIQUE DES VARIANTES.....	19

III.1	Contexte	19
III.2	Classification et choix des variantes	19
III.2.1	Classification.....	19
III.2.2	Choix des variantes envisagées.....	22
III.3	Présentation des variantes	23
□	Variante n°1 : Tablier en béton précontraint.....	23
□	Variante n°2: Tablier mixte.....	24
III.4	Prédimensionnement des variantes	25
□	Variante n°1: Tablier en béton précontraint.....	25
□	Variante n°2: Tablier mixte.....	29
III.5	Analyse quantitative des variantes	33
III.5.1	Descente des charges	33
III.5.2	Avantages et inconvénients des variantes.....	35
III.6	Analyse économique comparative	37
III.7	Analyse qualitative multicritère des variantes	37
III.8	Analyse technico-économique et choix de la variante	39
IV.	CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT STRUCTURALE DU TABLIER	41
IV.1	Considérations générales.....	41
IV.2	Hypothèse de calcul	41
IV.2.1	Références et règlements utilisés	41
IV.2.2	Caractéristiques des matériaux	42
IV.3	Inventaire des charges	43
IV.3.1	Les charges permanentes	43
IV.3.1.1	Le poids des équipements fixes	43
IV.3.1.2	Poids de la charpente métallique	44
IV.3.2	Les charges d'exploitation	44
IV.3.2.1	Quelques définitions	44
IV.3.2.2	Le système de charge A.....	45
IV.3.2.3	Le système de charge B	46
IV.3.2.4	Surcharge de type Mc120	49
IV.3.2.5	Surcharges exceptionnelles D et E	50
IV.3.2.6	Surcharge sur trottoir et pistes cyclables	52

IV.3.2.7	Les surcharges sur remblai	52
IV.3.3	Détermination des coefficients de majoration pour effet dynamique.....	52
IV.3.3.1	Pour la poutre.....	53
IV.3.3.2	Pour la dalle	53
IV.4	Définition des sollicitations de calcul	54
IV.4.1	Modélisation de la poutre mixte	54
IV.4.2	Modélisation de la dalle	55
IV.5	Calcul des sollicitations et des contraintes.....	55
IV.6	Résultats issus de la modélisation de la structure	56
IV.7	Etude du tablier : justification de la section	58
IV.7.1	Étude de la stabilité des poutre principales : phase construction.....	59
IV.7.1.1	Vérification en flexion simple	59
IV.7.1.2	Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant	59
IV.7.1.3	Risque de voilement	59
IV.7.1.4	Vérifications au déversement	60
IV.7.1	Etude des entretoises.....	61
IV.7.2	Etude de la dalle.....	62
IV.7.3	Etude de la section mixte: phase de service (<i>Construction Mixte_2iE Juillet2020_3D.pdf</i> , s. d.)	65
IV.7.3.1	Classe du profile	65
IV.7.3.2	Détermination de la position de l'axe neutre.....	66
IV.7.3.3	Déterminons le moment résistant élastique $M_{RD,EL}$ (<i>Construction Mixte_2iE Juillet2020_3D.pdf</i> , s. d.).....	68
IV.7.3.4	Calcul de l'effort tranchant dans la section mixte	69
IV.7.3.5	Vérification de la section mixte.....	69
V.	CHAPITRE 5: ESTIMATION DES TRAVAUX ET IMPACT ENVIRONNEMENTAL.....	70
V.1	Estimation des travaux	70
V.2	Impact environnemental.....	70
V.2.1	Impacts positifs	70
V.2.2	Impacts négatifs	71
V.2.3	Mesures d'atténuation.....	72

CONCLUSION.....	74
TABLEAU DES SYMBOLES	75
TABLE DES MATIERES	77
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	81
ANNEXES.....	82
ANNEXE 1: DIAGRAMME DES SOLLICITATIONS	xxxvi
ANNEXE 2 : VERIFICATION DES INSTABILITES	xlvi
ANNEXE 3: ETUDE DES CONNECTEURS	li
ANNEXE 4: ESTIMATION DU TABLIER	lvi
ANNEXE 5: ARCHITECTURE.....	lviii

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

Bpel 91 99. (2000, février).

Etude Technique du tablier d'un Pont Mixte « Acier-Béton » pour le Franchissement du Ravi.pdf. (s. d.).

Eurocode3 : Calcul des structures en acier. (2007).

Fascicule 61 titre II Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art—Programme de charges et épreu.pdf. (s. d.).

France (Éd.). (2010a). *Ponts mixtes acier-béton : Guide de conception durable.* Éd. SETRA.

France (Éd.). (2010b). *Ponts mixtes acier-béton : Guide de conception durable.* Éd. SETRA.

Généralités et rappels sur les ponts. (2010).

Guide conception VIPP.pdf. (s. d.).

OA COURS III EQUIPEMENTS DES PONTS.pdf. (s. d.).

Perchât, J., & Roux, J. (s. d.). *Cours avec exercices corrigés.*

Programme d'Action du Gouvernement—République du Bénin. (2021).

PROJET PORTO-NOVO VERSION APD.pdf. (s. d.).

SETRA-guide-ponts-mixtes-2009.pdf. (s. d.).

Camel, G. M. (2025). *ETUDE DU COMPORTEMENT DE FONDATIONS PROFONDES D'UN PONT EXCEPTIONNEL SUR DES SOLS COMPRESSIBLES.*

Construction Mixte_2iE Juillet2020_3D.pdf. (s. d.).

DOSSIER ROUTIER 001.pdf. (s. d.).

ANNEXES

ANNEXE 1 : DIAGRAMME DES SOLlicitATIONS

<i>Figure Annexe 1: Moment Max des PRS sous poids propre</i>	<i>xxxvi</i>
<i>Figure Annexe 2: Effort des PRS sous poids propre</i>	<i>xxxvi</i>
<i>Figure Annexe 3: Moment max à l'ELU (PRS).....</i>	<i>xxxvii</i>
<i>Figure Annexe 4: Effort max à l'ELU (PRS)</i>	<i>xxxvii</i>
<i>Figure Annexe 5: Moment max à l'ELS (PRS).....</i>	<i>xxxviii</i>
<i>Figure Annexe 6: Effort max à l'ELS (PRS)</i>	<i>xxxviii</i>
<i>Figure Annexe 7: Moment max à l'ELU (HEA 600)</i>	<i>xxxix</i>
<i>Figure Annexe 8: Effort max à l'ELU (HEA 600).....</i>	<i>xxxix</i>
<i>Figure Annexe 9: Moment max à l'ELS (HEA 600).....</i>	<i>xxxix</i>
<i>Figure Annexe 10: Effort max à l'ELS (HEA 600)</i>	<i>xl</i>
<i>Figure Annexe 11: Moment max à l'ELU (IPE 600)</i>	<i>xl</i>
<i>Figure Annexe 12: Effort max à l'ELU (IPE 600)</i>	<i>xl</i>
<i>Figure Annexe 13: Moment max à l'ELS (IPE 600)</i>	<i>xli</i>
<i>Figure Annexe 14: Effort max à l'ELS (IPE 600)</i>	<i>xli</i>
<i>Figure Annexe 15: Cartographie moment à l'ELU suivant X (positif).....</i>	<i>xli</i>
<i>Figure Annexe 16: Cartographie moment à l'ELU suivant Y(positif)</i>	<i>xlii</i>
<i>Figure Annexe 17: Cartographie moment à l'ELU suivant X(négatif).....</i>	<i>xlii</i>
<i>Figure Annexe 18: Cartographie moment à l'ELU suivant Y(négatif)</i>	<i>xlii</i>
<i>Figure Annexe 19: Cartographie moment à l'ELS suivant X (négatif).....</i>	<i>xliii</i>
<i>Figure Annexe 20: Cartographie moment à l'ELS suivant Y(positif)</i>	<i>xliii</i>
<i>Figure Annexe 21: Cartographie moment à l'ELS suivant X(positif).....</i>	<i>xliv</i>
<i>Figure Annexe 22: Cartographie moment à l'ELS suivant Y (négatif).....</i>	<i>xliv</i>
<i>Figure Annexe 23: Perspective 1</i>	<i>lviii</i>
<i>Figure Annexe 24: Perspective 2</i>	<i>lviii</i>
<i>Figure Annexe 25: Perspective 3</i>	<i>lix</i>
<i>Figure Annexe 26: Coupe géotechnique</i>	<i>lix</i>

ANNEXE 2 : VERIFICATION DES INSTABILITES

ANNEXE 3 : ETUDE DES CONNECTEURS

ANNEXE 4 : ESTIMATION DU TABLIER

ANNEXE 5 : ARCHITECTURE

<i>Figure Annexe 2: Perspective 1</i>	<i>lviii</i>
<i>Figure Annexe 3: Perspective 2</i>	<i>lviii</i>
<i>Figure Annexe 4: Perspective 3.....</i>	<i>lix</i>
<i>Figure Annexe 5: Coupe géotechnique</i>	<i>lix</i>

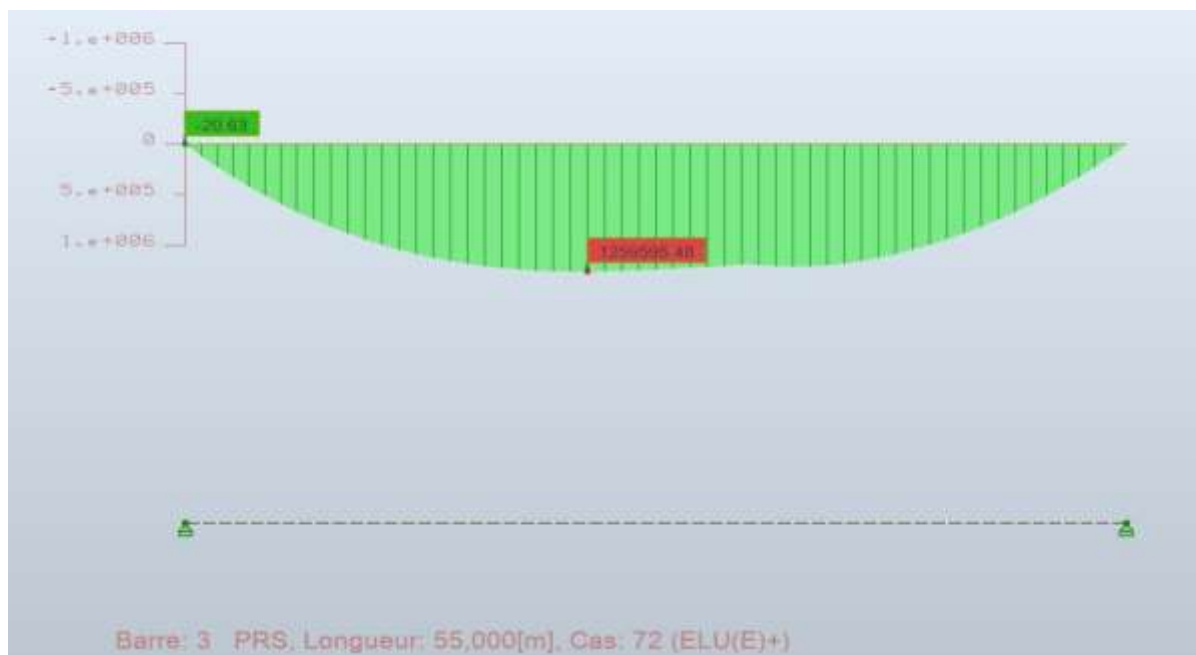


Figure Annexe 3: Moment max à l'ELU (PRS)

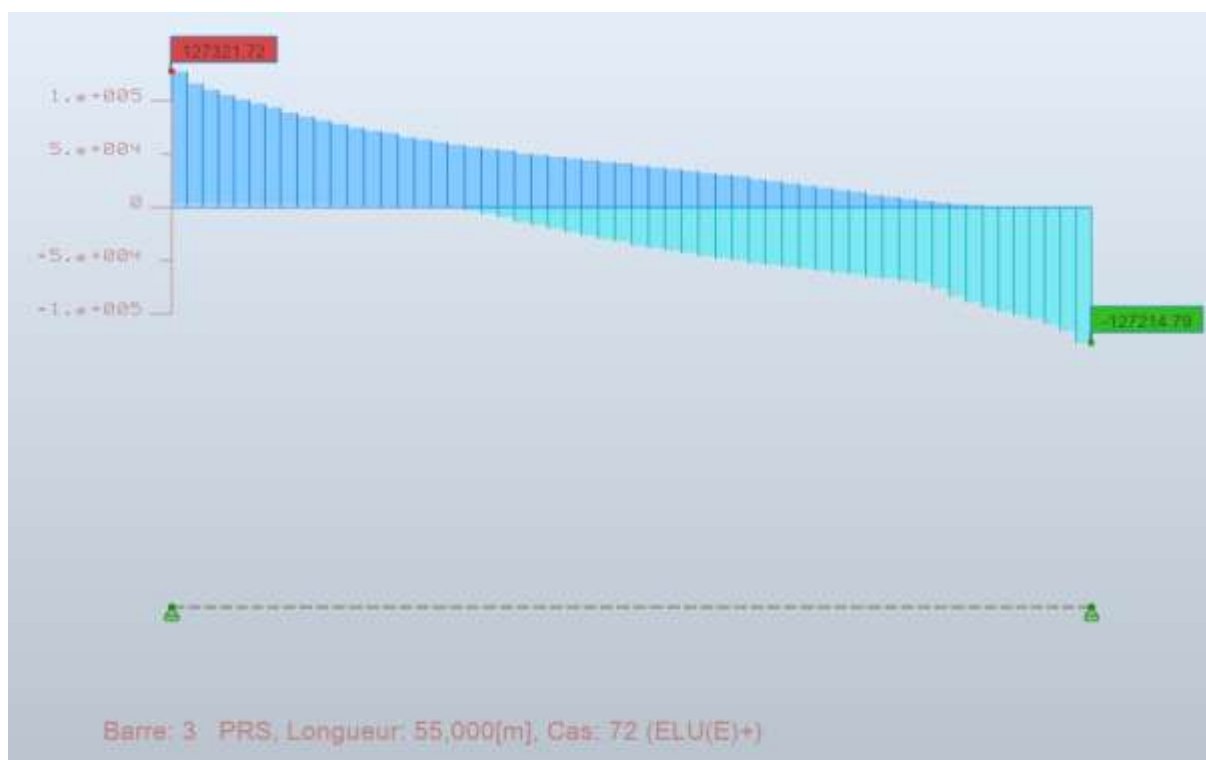


Figure Annexe 4: Effort max à l'ELU (PRS)

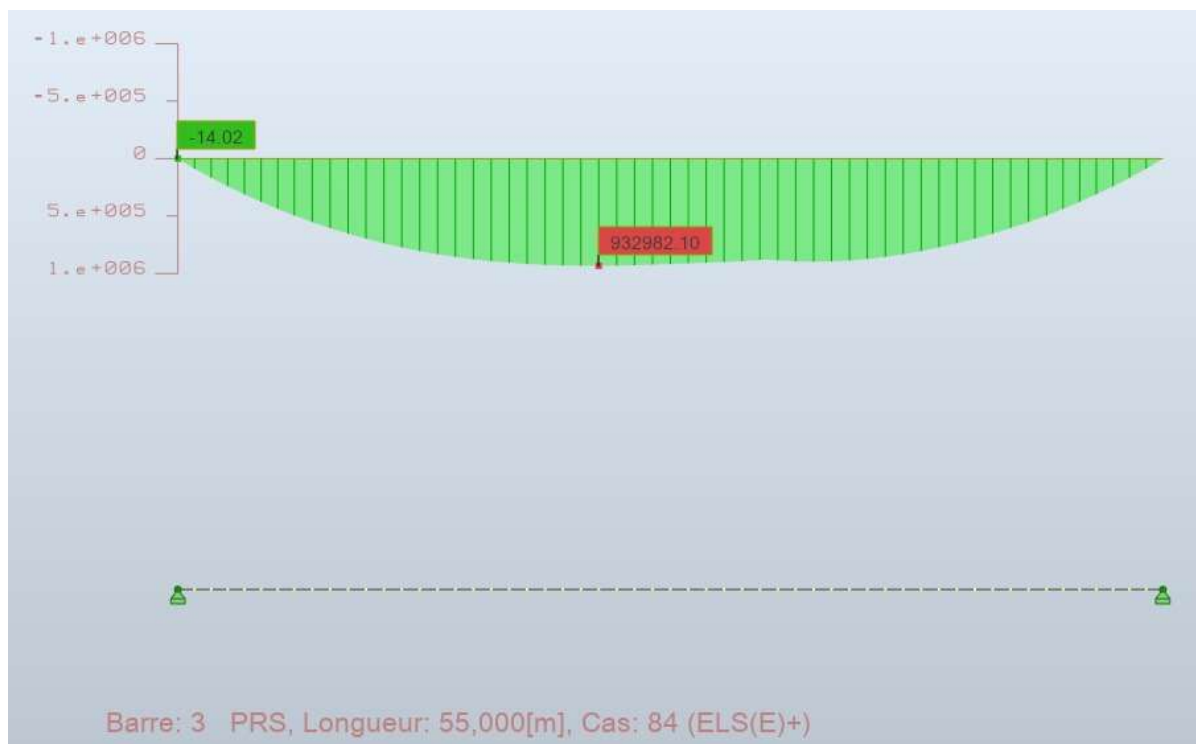


Figure Annexe 5: Moment max à l'ELS (PRS)

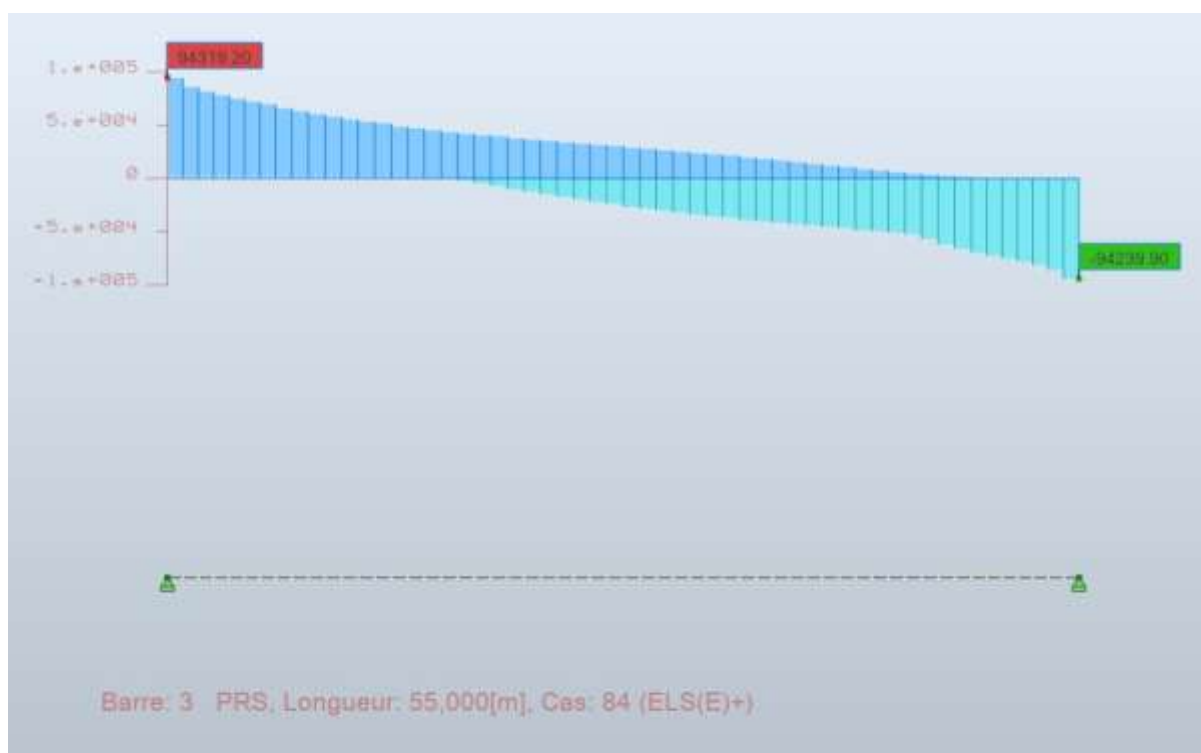
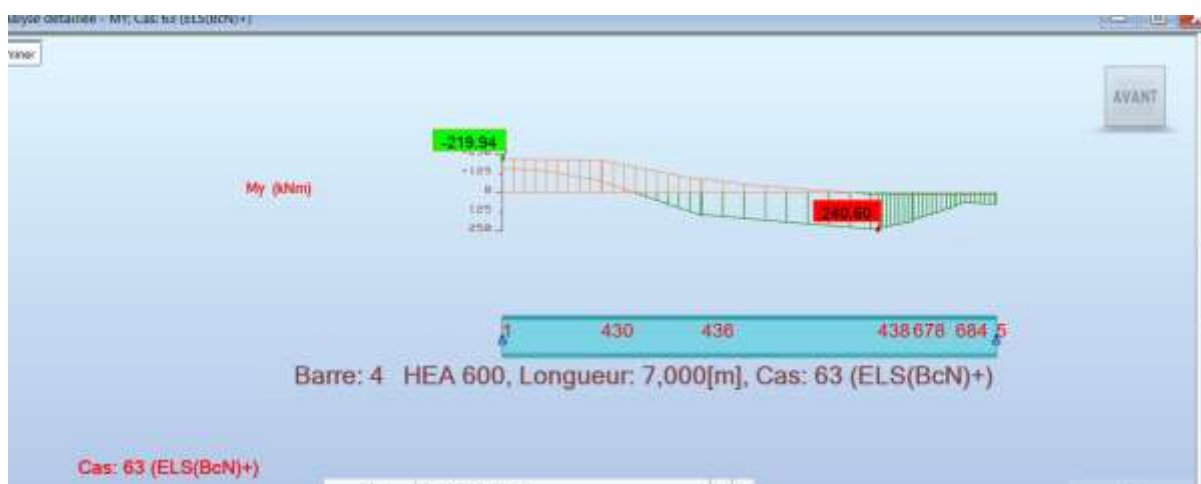
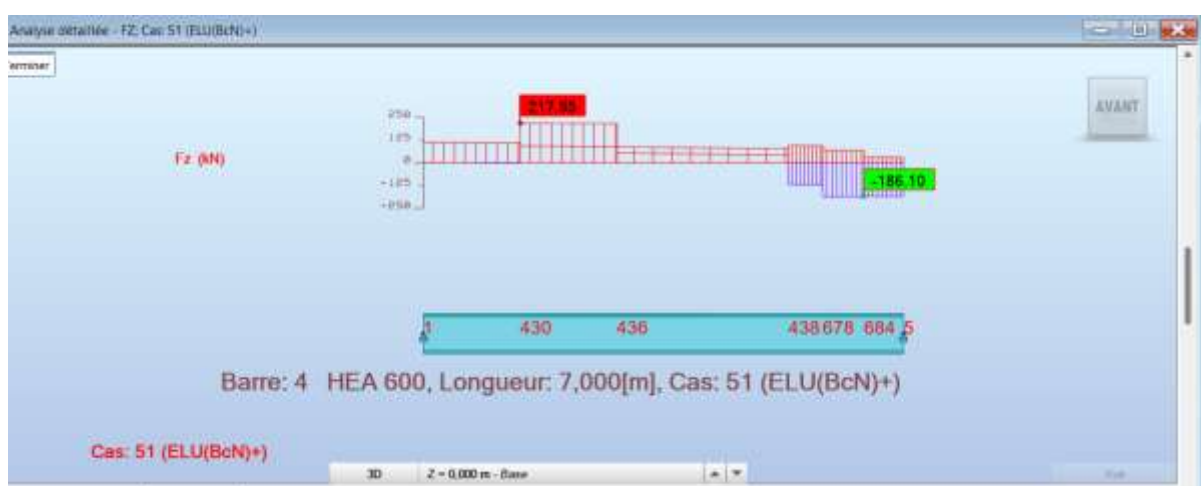
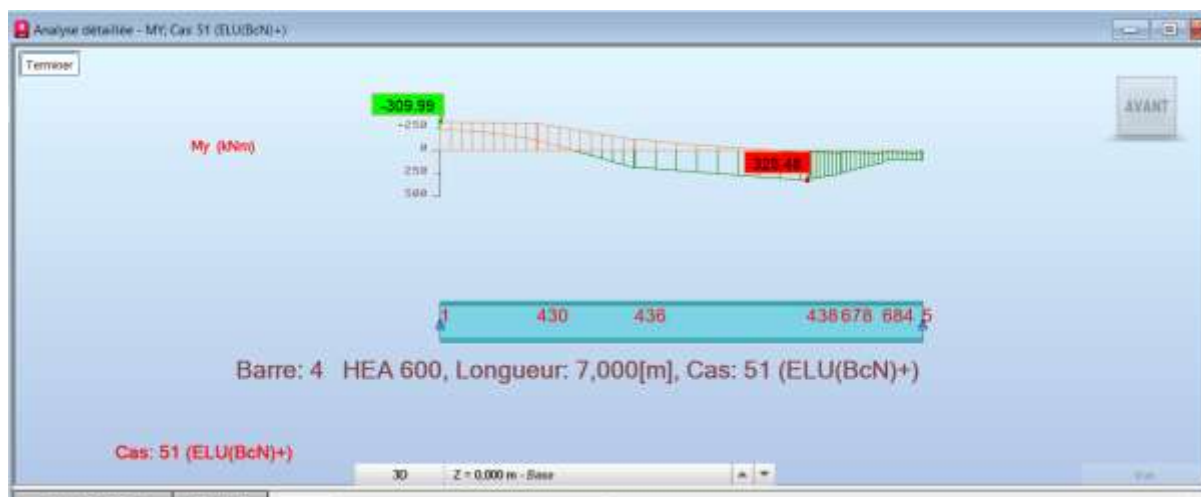


Figure Annexe 6: Effort max à l'ELS (PRS)



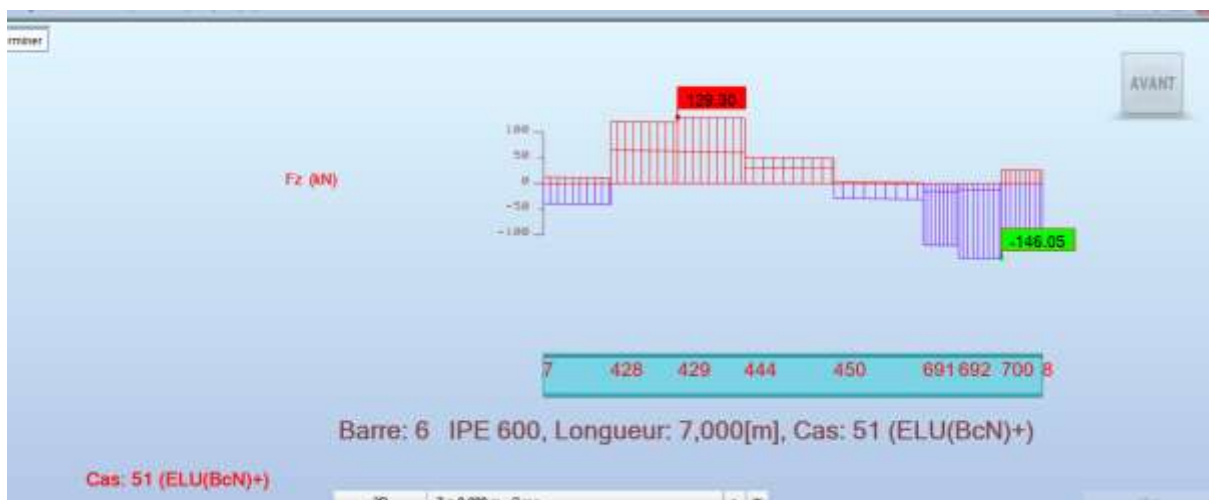
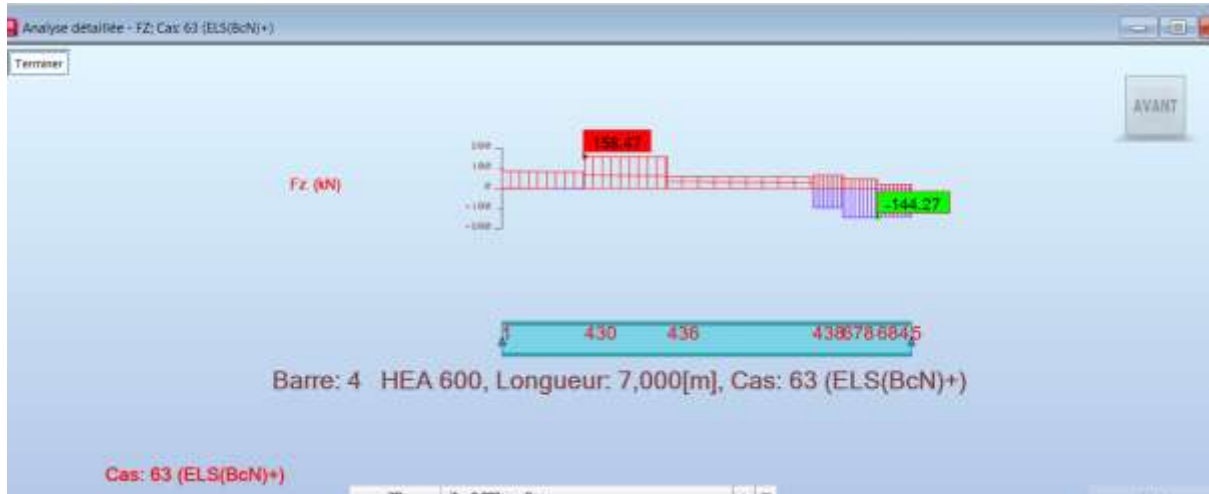




Figure Annexe 13: Moment max à l'ELS (IPE 600)

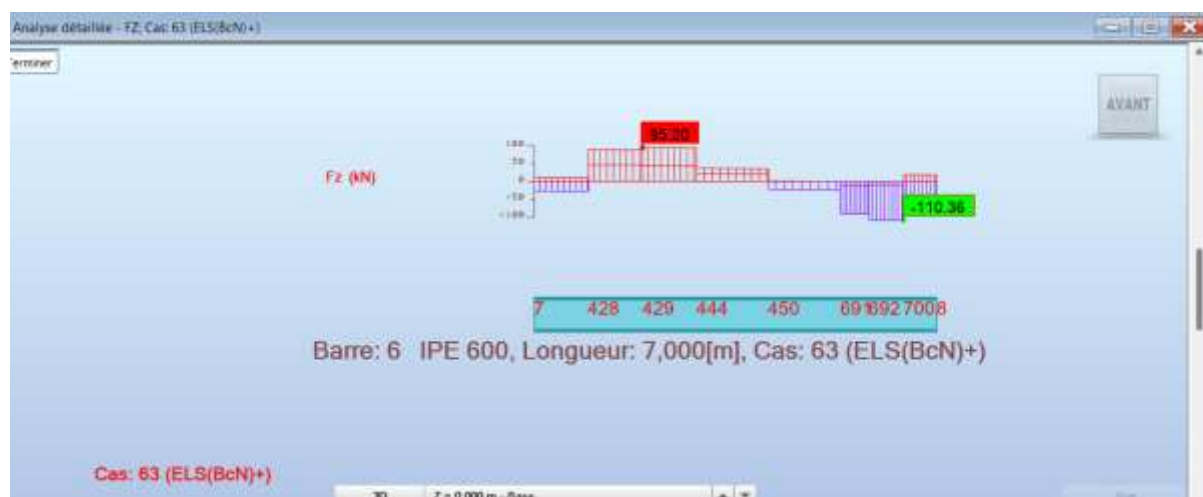


Figure Annexe 14: Effort max à l'ELS (IPE 600)

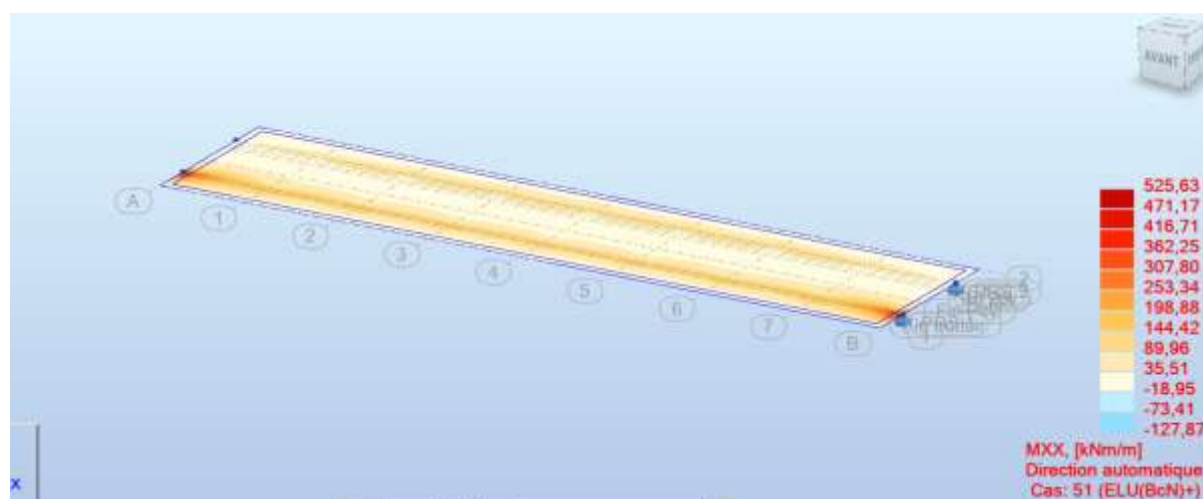


Figure Annexe 15: Cartographie moment à l'ELU suivant X (positif)

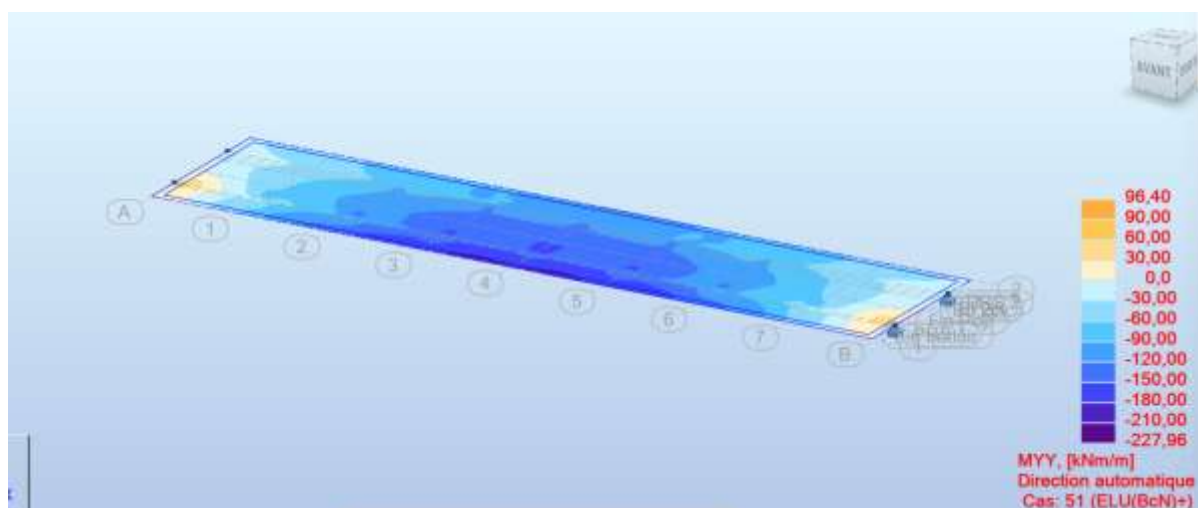


Figure Annexe 16:Cartographie moment à l'ELU suivant Y(positif)

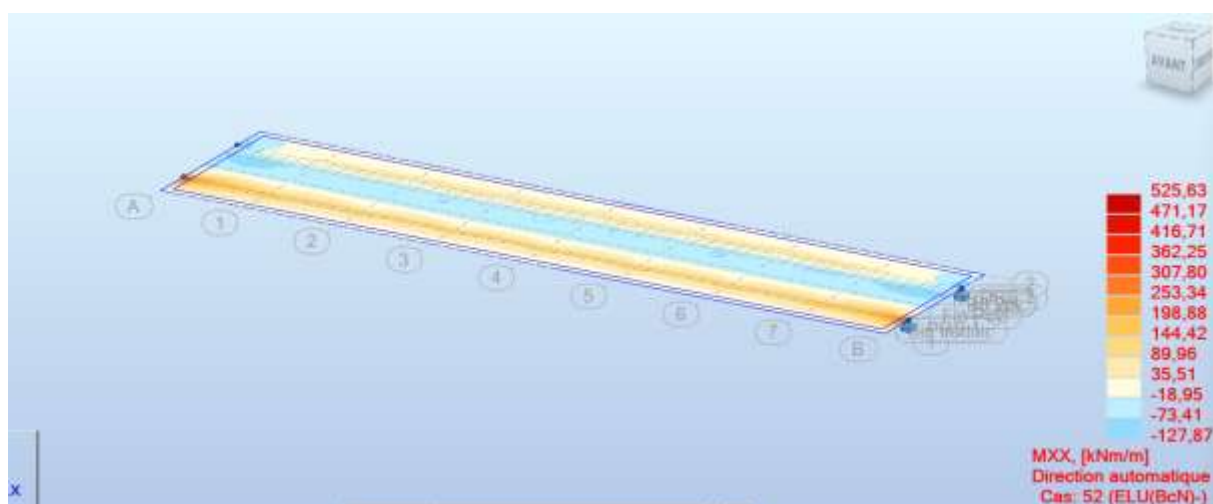


Figure Annexe 17:Cartographie moment à l'ELU suivant X(négatif)

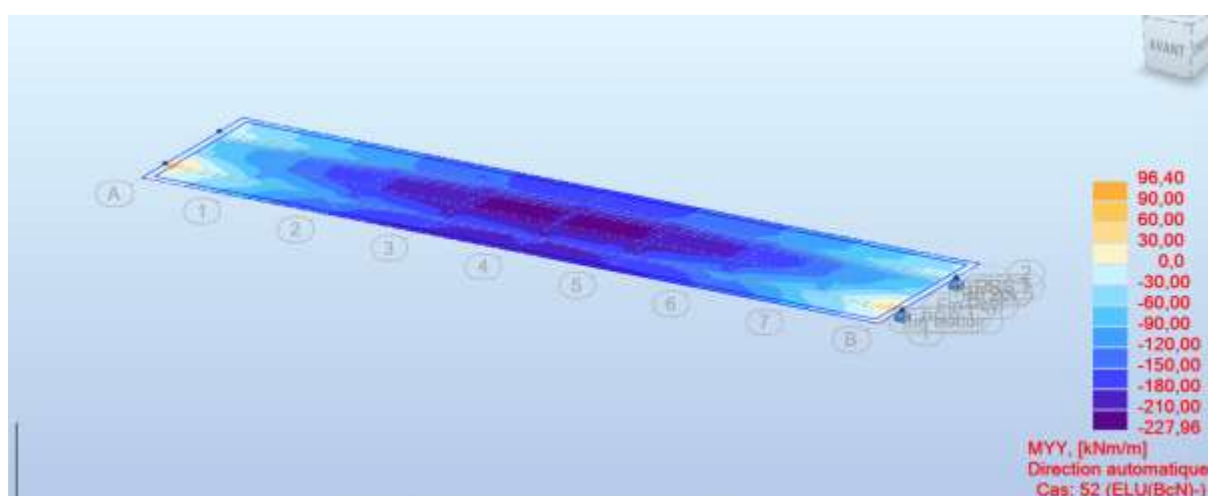


Figure Annexe 18:Cartographie moment à l'ELU suivant Y(négatif)

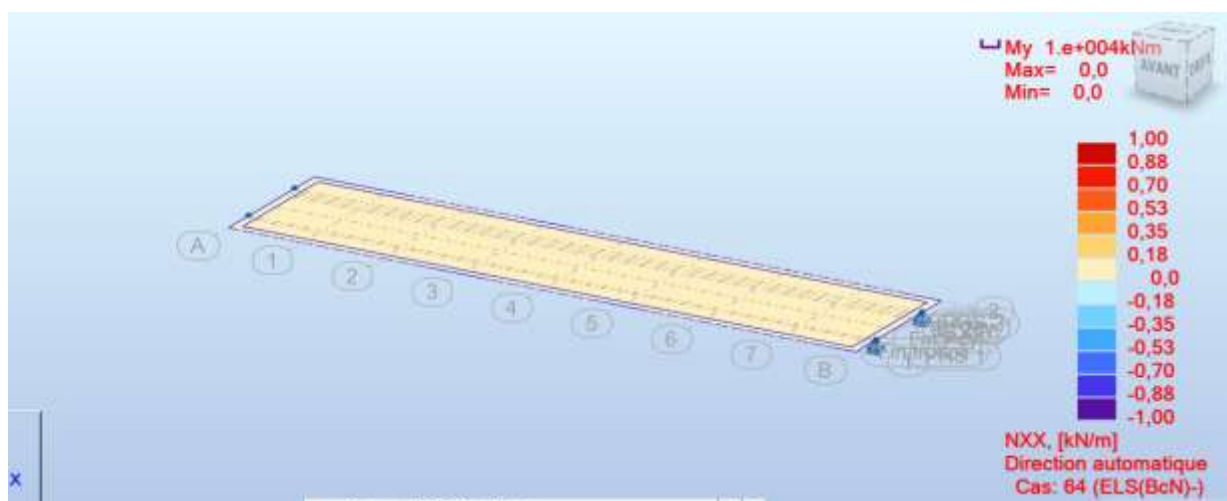


Figure Annexe 19:Cartographie moment à l'ELS suivant X (négatif)

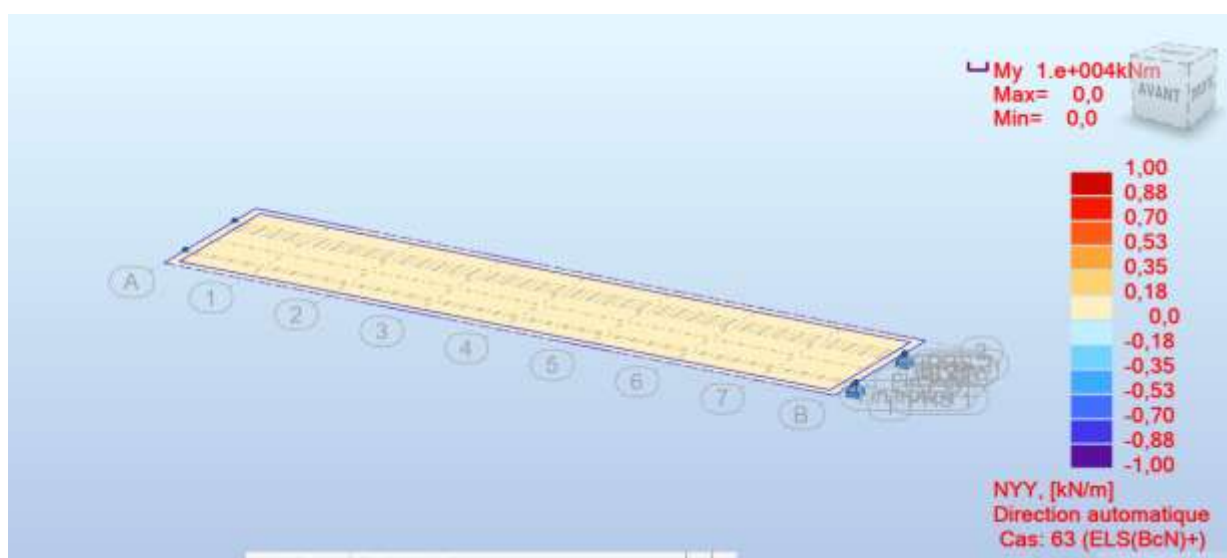


Figure Annexe 20:Cartographie moment à l'ELS suivant Y(positif)

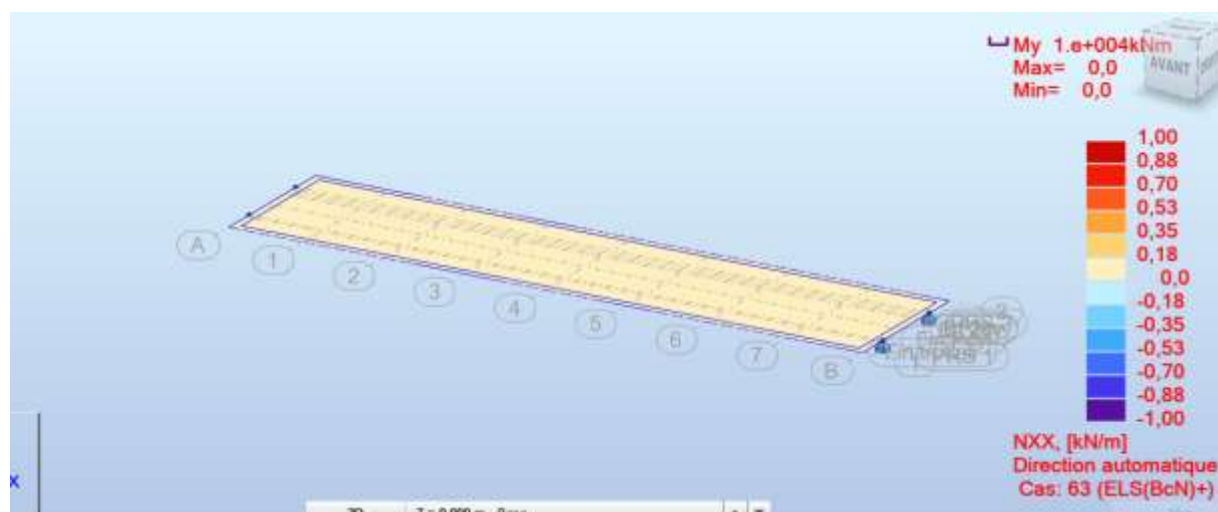


Figure Annexe 21: Cartographie moment à l'ELS suivant X (positif)

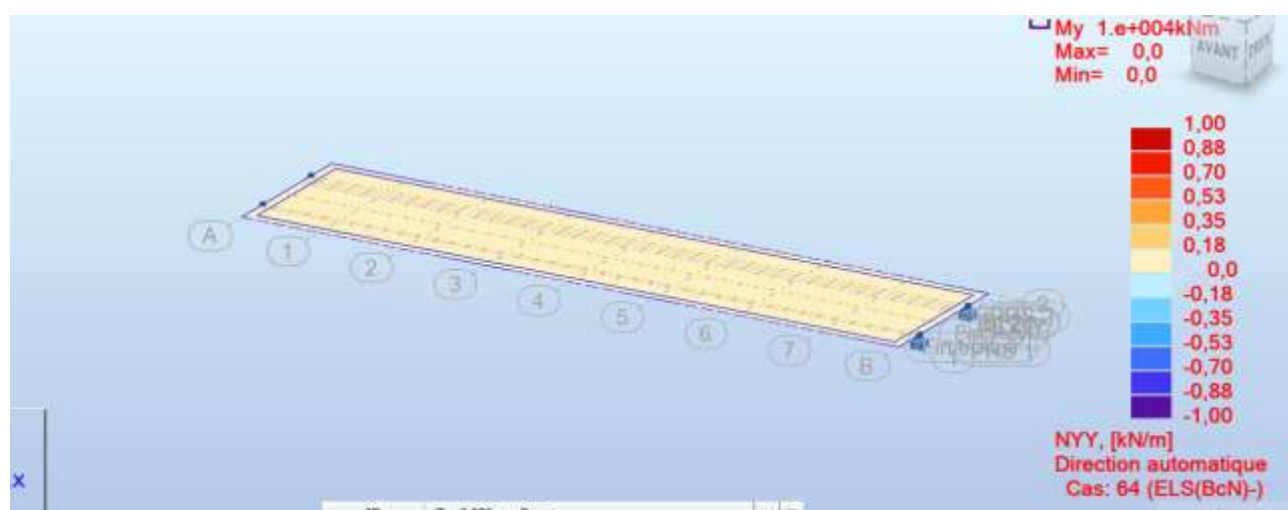


Figure Annexe 22: Cartographie moment à l'ELS suivant Y (négatif)

ANNEXE 2 : VERIFICATION DES INSTABILITES

1. CLASSE DU PROFILE : BIPOUTRE PRINCIPALES EN PRS

a. Classe de la semelle

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,815 ; \text{ avec } \varepsilon \text{ le coefficient réducteur et } f_y \text{ la limite d'élasticité}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B_{sup}}{2 \cdot t_{fs}} = \frac{950}{2 \cdot 50} = 9,5 \\ 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,815 = 7,34 \end{array} \right. \quad \# \frac{B_{sup}}{2 \cdot t_{fs}} = 9,5 > 9 \cdot \varepsilon = 7,34$$

La semelle est de classe 3

b. Classe de l'âme

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_w}{t_w} = \frac{1950}{50} = 39 \\ 124 \cdot \varepsilon = 124 \cdot 0,815 = 100,44 \end{array} \right. \quad \# \frac{h_w}{t_w} < 124 \cdot \varepsilon$$

L'âme est de classe 3

Ainsi, le profilé est classé en **classe 3**.

Les calculs seront réalisés à l'état limite élastique.

2. ETUDE DE LA STABILITE DE LA POUTRE

🌈 Justification en flexion simple

$$M_{max} < M_{résistant}$$

$$M_{résistant} = \frac{f_y \cdot W}{\gamma_{m0}}$$

W : module de flexion

y_G : Position du centre de gravité par rapport à la base de la semelle inferieur du PRS ;

I : le moment d'inertie ;

$$y_G = \frac{\sum (A_i \times y_i)}{\sum A_i}$$

où :

- $\sum A_i = (1050 \cdot 50) + (950 \cdot 50) + (1950 \cdot 50) = 197500 \text{ mm}^2$
- $y_{sup} = H_t - \frac{t_{sup}}{2} = 2050 - 25 = 2025 \text{ mm}.$

$$\begin{aligned}
 - \quad y_w &= t_{inf} + \frac{hw}{2} = 50 + \frac{1950}{2} = 1025 \text{ mm} \\
 - \quad y_{inf} &= \frac{t_{inf}}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$y_G = \frac{(52500 \times 2025) + (97500 \times 1025) + (47500 \times 25)}{197500}$$

$$y_G = 1050,316 \text{ mm}$$

Déterminons le moment d'inertie :

$$I = \sum (I_i + A_i \times d_i^2)$$

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad d_i &= |y_i - y_G| \# \begin{cases} d_{sup} = |2025 - 1050,316| = 974,68 \text{ mm} \\ dw = |1025 - 1050,316| = 25,32 \text{ mm} \\ d_{inf} = |25 - 1050,316| = 1025,32 \text{ mm} \end{cases} \\
 \bullet \quad I_i &= \frac{ti \cdot h^3}{12} \# \begin{cases} I_{sup} = \frac{1050 \cdot 50^3}{12} = 10937500 \text{ mm}^4 \\ I_w = \frac{50 \cdot 1950^3}{12} = 3,09 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \\ I_{inf} = \frac{950 \cdot 50^3}{12} = 9895833,333 \text{ mm}^4 \end{cases}
 \end{aligned}$$

Donc ;

$$\begin{aligned}
 I &= (10937500 + 52500 \times 974,68^2) + (3,09 \cdot 10^{10} + 97500 \times 25,32^2) + \\
 &(9895833,333 + 47500 \times 1025,32^2)
 \end{aligned}$$

$$I = 1,031 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Calcul du module de flexion

$$W = \frac{I}{y_{max}} ; \text{ avec :}$$

$$y_{max} = \max (y_G = 1050,316 \text{ mm} ; H_t - y_G = 2050 - 1050,316 = 999,684 \text{ mm}) = 1050,316 \text{ mm}$$

$$W = \frac{1,031 \cdot 10^{11}}{1050,316} = 9,81 \cdot 10^7 \text{ mm}^3 = 9,81 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3$$

y_G	$y_G = 1050,316mm$
I	$I = 1,031.10^{11} mm^4$
W	$9,81.10^{-2}m^3$

$$M_{résistant} = \frac{355000 \times 9,81.10^{-2}}{1,1}$$

$$M_{résistant} = 31659,55kN.m$$

On a donc : $\begin{cases} M_{max} = 23727,44 kN.m \\ M_{rest} = 31659,55kN.m \end{cases} \# M_{max} < M_{rest}$

La flexion est donc vérifiée

🔗 Justification vis-à-vis de l'effort tranchant(EC3 Partie 1-5 -Plaques planes.pdf, s. d.)

$$V_{max} \leq V_{rest}$$

$$V_{rest} = \frac{A_w \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_m}; \text{ avec : } A_w = \text{l'air de l'âme}$$

$$V_{rest} = \frac{0,0975 * \frac{355000}{\sqrt{3}}}{1}$$

$$V_{rest} = 19983,536 kN$$

$$V_{max} = 1712,15 kN \leq V_{rest} = 19983,536 kN$$

L'effort tranchant est donc vérifié

🔗 Vérification du voilement(EC3 Partie 1-5 -Plaques planes.pdf, s. d.)

Vérifions : $V_{bw,rd} \geq V_{max}$

$$V_{bw,rd} = \frac{\chi_w * f_y}{\gamma_{m1} * \sqrt{3}} * h_w * t_w$$

$$k_\tau = 5,34 + 4 * \left(\frac{H_w}{a} \right)^2$$

$$k_\tau = 5,34 + 4 * \left(\frac{1,95}{7} \right)^2 = 5,65$$

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 * E * t_w^2}{12 * (1 - \nu^2) * h_w^2}$$

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 * 210000 * 50^2}{12 * (1 - 0,3^2) * 1950^2} = 124,786 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = k_\tau * \sigma_e$$

$$\tau_{cr} = 5,65 * 124,79$$

$$\tau_{cr} = 705,064 \text{ MPa}$$

$$\bar{\gamma}_w = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr} \sqrt{3}}}$$

$$\bar{\gamma}_w = \sqrt{\frac{355}{705,064 * \sqrt{3}}} = 0,53 ; \quad \bar{\gamma}_w = 0,53 < \frac{0,83}{\eta} = 0,69 \text{ avec } \eta = 1,2$$

Donc on a (EC3 Partie 1-5 -Plaques planes.pdf, s. d.) : $\chi_w = \eta = 1,2$

$$V_{bw,rd} = \frac{1,95 * 355}{1 * \sqrt{3}} * 1,95 * 0,05 = 38,967895 \text{ MN}$$

$V_{bw,rd} = 38967,895 \text{ kN} > V_{max} = 1712,15 \text{ kN}$; la sécurité vis-à-vis du voilement est assurée.

▪ L'interaction entre la flexion et l'effort tranchant (M et V)

L'interaction entre la **flexion (M)** et l'**effort tranchant (V)** dans une section d'acier est une considération clé en conception structurale, notamment selon l'Eurocode 3 (EN 1993-1-5)(Eurocode3: Calcul des structures en acier, 2007). Cette interaction influence la vérification de la résistance et de la stabilité de la section

Cette condition doit être alors vérifiée : $V_{max} < 0,5 * V_{resist}$

$$0,5 * V_{resist} = 0,5 * 19983,536 = 9991,768 \text{ kN}$$

$$V_{max} = 1712,15$$

$$\begin{cases} V_{max} = 1712,15 \text{ kN} < 0,5 * V_{rest} = 19983,536 * 0,5 = 9991,768 \text{ kN} \\ M_{max} = 23727,44 \text{ kN.m} < M_{rest} = 31659,55 \text{ kN.m} \end{cases}$$

⇒ Il n'y a pas d'interaction, ce qui signifie que le moment fléchissant n'est pas affecté.

🚦 Vérification au déversement

Vérifions : $M_{Solli} \leq M_{Rd,LT}$; Avec : M_{Solli} : Moment sollicitant et $M_{Rd,LT}$: le moment résistant au déversement

$$M_{Rd,LT} = \chi_{LT} \times \beta_w \times f_y \times \frac{W_{ely}}{\gamma_m} \text{ avec : } \beta_w = 1 \text{ et } \gamma_m = 1,1$$

Equations de courbes de réduction :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 + \lambda_{LT}^2}} \text{ . Avec : } \phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Pour les PRS, le facteur d'imperfection $\alpha_{LT} = 0,49$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el} \times f_y \times \beta_w}{M_{cr}}}$$

Le moment critiques de déversement élastique est : $M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 * E * I_z}{L_{cr}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 \times G \times I_t}{\pi^2 * E * I_z}}$

Chargement uniformément répartie sur appuis simple : $C_1 = 1,13$

$E = 210\,000 \text{ MPa}$ (Module de Young)

G : module de cisaillement

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}; \text{ avec } \nu = \text{coefficient de poisson égale à } 0,3$$

$$G = \frac{210000}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ MPa}$$

$$\frac{L_{cr}}{L_0} = \sqrt{\frac{1-0,145*(\eta_1 + \eta_2) - 0,265\eta_1 * \eta_2}{1-0,364*(\eta_1 + \eta_2) - 0,247\eta_1 * \eta_2}} \text{ avec } \eta_1 = \eta_2 = 1$$

$$\frac{L_{cr}}{L_0} = 0,92 \text{ d'où } L_{cr} = 0,92 \times 7 = 6,44\text{m}$$

I_z : moment d'inertie autour de l'axe faible z-z

$$I_z = 1,031.10^{11} \text{ mm}^4$$

I_t : la constante de torsion

$$I_t = \frac{1}{3} (2 \times b \times t_f^3 + (h + 2t_f) \times t_w^3)$$

$$I_t = \frac{1}{3} ((1050 \times 50^3) + (950 \times 50^3) + (1950) \times 50^3)$$

$$I_t = 16,45.10^7 \text{ mm}^4$$

I_w : moment de gauchissement

$$I_w = \frac{t_w * h w^3}{144} \left(1 - \frac{t_w}{h w}\right) + \frac{B_{sup} * t_{sup}^3}{12} \left(1 + 3 \frac{t_{sup}}{h w}\right) + \frac{B_{inf} * t_{inf}^3}{12} \left(1 + 3 \frac{t_{inf}}{h w}\right)$$

$$I_w = \frac{50 * 1950^3}{144} \left(1 - \frac{50}{1950}\right) + \frac{1050 * 50^3}{12} \left(1 + 3 \frac{50}{1950}\right) + \frac{950 * 50^3}{12} \left(1 + 3 \frac{50}{1950}\right)$$

$$I_w = 25,3.10^8 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 * E * I_z}{L_{cr}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z}}$$

$$M_{cr} = 1,13 \frac{\pi^2 * 210000 * 10^{-3} * 1,31.10^{11}}{6,44^2} \sqrt{\frac{25,3.10^8}{1,31.10^{11}} + \frac{6,44^2 * 80769,23 * 16,45.10^7}{\pi^2 * 210000 * 1,31.10^{11}}}$$

$$M_{cr} = 295658 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el} * f_y * \beta_w}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{9,81.10^{-2} * 355.10^6 * 1}{295658 * 10^3}} = 0,343$$

0,3 < 0,4 il n'y a pas risque du déversement.

ANNEXE 3: ETUDE DES CONNECTEURS

Les connecteurs sont des éléments qui permettent d'assurer la liaison entre l'acier et le béton. Leur rôle est de prévenir le glissement relatif entre ces deux matériaux au niveau de leur surface de contact et d'éviter la séparation entre la dalle et la poutre métallique. Les connecteurs peuvent être classés en plusieurs catégories.

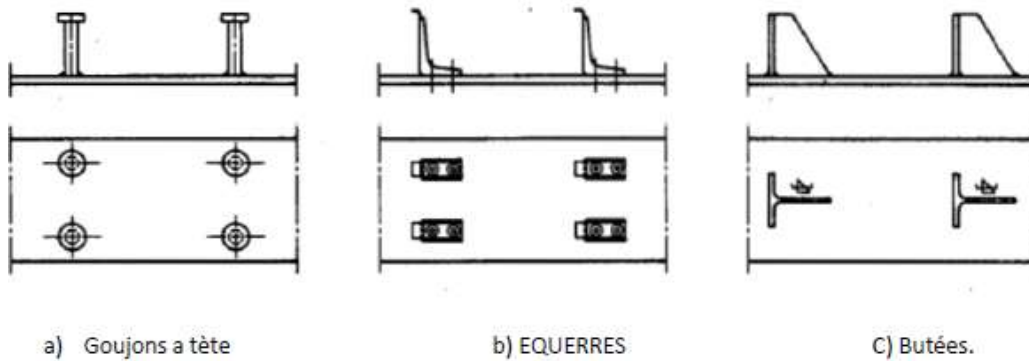


Figure 30: Coupes sur goujon

1. Choix du connecteur

Dans notre ouvrage, nous avons choisi d'utiliser des goujons à tête comme connecteurs, car ils sont largement privilégiés pour leur simplicité et leur rapidité de mise en œuvre. Ces connecteurs offrent une résistance uniforme dans toutes les directions, ce qui facilite une bonne redistribution des efforts tranchants. Les goujons à tête sont des connecteurs souples composés d'une tige cylindrique de petit diamètre, fixée par soudage à la membrure supérieure de la poutre à l'aide d'un pistolet électrique (soudage par résistance). La tête du goujon joue un rôle crucial en empêchant l'arrachement ou le soulèvement de la dalle en béton. Bien que leur résistance individuelle soit inférieure à celle d'autres types de connecteurs, leur simplicité d'installation compense cet inconvénient, nécessitant toutefois l'utilisation d'un plus grand nombre pour garantir la performance globale de l'assemblage.

Dénomination du goujon à tête	h_{ac} (mm)	d fût (mm)	d1 tête (mm)	ht tête (mm)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
TRW Nelson KB 5/8"-35	35	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-50	50	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-75	75	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-100	100	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-150	150	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-175	175	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-50	50	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-60	60	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-75	75	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-80	80	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-100	100	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-125	125	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-150	150	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-175	175	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-75	75	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-90	90	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-100	100	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-125	125	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-150	150	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-175	175	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-200	200	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-250	250	22	34.9	10	350	450

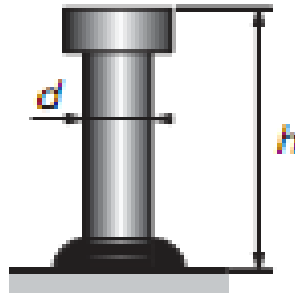
Figure 31: Caractéristique des goujons

Notre choix se porte donc sur:

hse(mm)	d (mm)	dl tête	ht tête	f_y (Mpa)	f_u (Mpa)
250	22	34.9	10	350	450

2. Principe de calcul

L'objectif est de déterminer le nombre requis de ces connecteurs. Ils doivent résister au glissement provoqué par les actions apparaissant après la prise du béton, ainsi qu'au poids propre des superstructures (équipements du tablier) et aux différentes charges variables. Le nombre de connecteurs nécessaires sera calculé aux états limites ultimes (ELU). Le coefficient de sécurité sur l'acier du connecteur est de : $\gamma_v = 1,25$



3. Resistance d'un goujon a tête

On distingue deux modes de ruine pour ce type de connecteur :

- La ruine par cisaillement de l'acier en pied, vis-à-vis de laquelle on a une résistance caractéristique:

$$P_{Rk}^{(1)} = 0,8 * f_u * \frac{\pi * d^2}{4}$$

$$P_{Rk}^{(1)} = 0,8 * 450 * \frac{3,14 * (22)^2}{4} * 10^3 = 136,78 \text{ kN}$$

- La ruine par écrasement du béton en pied, vis-à-vis de laquelle on a une résistance caractéristique

$$P_{Rk}^{(2)} = 0,29 * \alpha * d^2 * \sqrt{f_{c28} * E_{cm}} \text{ avec } \alpha = 1 \text{ et } E_{cm} = 34000 \text{ module d'élasticité}$$

$$P_{Rk}^{(2)} = 157,51 \text{ kN}$$

La résistance caractéristique d'un goujon : $P_{RK} = \min (P_{Rk}^{(1)} ; P_{Rk}^{(2)}) = 136,78 \text{ kN}$

La résistance P_{Rd} est obtenu en divisant P_{RK} par le coefficient de sécurité

$$\gamma_v = 1,25. \text{ Elle vaut : } P_{Rd} = \frac{P_{RK}}{1,25} = 109,424 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} P_{RD}^{ELU} = 0,8 * P_{RD} \\ P_{RD}^{ELS} = k_s * P_{RD} \\ k_s = 0,6 \end{cases}$$

$$P_{RD}^{ELU} = 0,8 * P_{Rd} = 0,8 * 109,424 = 87,53 \text{ kN}$$

$$P_{RD}^{ELS} = k_s * P_{Rd} = 0,6 * 109,424 = 65,65 \text{ kN}$$

4. Nombre de connecteurs

Le nombre de connecteurs (n) est déterminé par l'expression :

$$N = \frac{F_c^*}{P_{Rd}} .$$

Avec $F_c^* = \min (f_c ; f_a)$

$$F_c = h_c \times b_{eff} \times \frac{0,85 * F_{ck}}{\gamma_c}$$

$$Fa = \text{effort de traction} = Aa * fy / \gamma_a$$

Avec : $FC = \text{effort de compression}$

$Fa = \text{effort de traction}$

$Aa = \text{la section du profilet}$

$b_{eff} = \sum b_{ei} = b_{e1} + b_{e2}$ avec:

$$b_{e1} = \min\left\{\frac{L_0}{8}; b_1\right\} \text{ et } b_{e2} = \min\left\{\frac{L_0}{8}; b_2\right\}, L_0=55\text{m}; b_1 = 3,5 \text{ et } b_2 = 3,025$$

$$\text{donc } b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 3,5 + 3,025 = 6,525\text{m}$$

$$h_c = 0,3 \text{ m}$$

$$FC = 0,3 \times 6,525 \times \frac{0,85 * 35 * 10^3}{1,5} = 37199,4 \text{ kN}$$

$$Fa = 0,1975 \times \frac{355 * 10^3}{1} = 70112,5 \text{ kN}$$

$$F_c^* = \min (f_c ; f_a) = \min (37199,4 ; 70112,5) = 37199,4 \text{ kN}$$

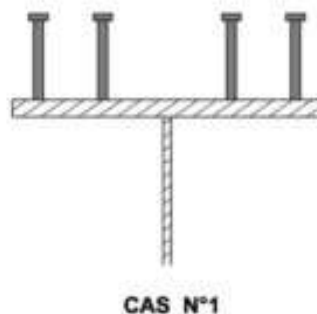
$$N = \frac{37199,4}{109,42} = 339,97 \text{ goujons}$$

Nous retenons $N = 340$ goujons

L'espacement entre deux connecteurs dans le sens longitudinal avec un espacement régulier de 325 mm.

Dans le sens transversal, la distance séparant les deux connecteurs situés au niveau de l'âme est : $a = 250\text{mm}$ et du bord des extrémités et entre connecteur à 200mm. Dans cette configuration, les goujons seront disposés sur les semelles supérieures (1050mm) en quatre files longitudinales.

La longueur section critique: $L = 27,5\text{m}$;



5. Dimensionnement des connecteurs

$d = 22\text{mm}$

h : la hauteur du connecteur $h \geq 4 \times d$

$h \geq 4 \times 22 \text{ } h \geq 88$ On prend $h = 100\text{mm}$

Donc pour les connecteurs on a ($h = 100\text{mm}$ et $d = 22\text{mm}$)

- Espacement longitudinal (e^1)

$$e^1 = \min(6 * e ; 80) = \min(6 * 300 ; 800) = (1800 ; 800) = 80\text{cm}$$

$$e^1_{max} \leq 22 * t_{sup} \sqrt{\frac{235}{355}} = 22 * 50 * \sqrt{\frac{235}{355}} = 894.98\text{mm} = 89.5\text{cm}$$

$$e^1 = 80\text{cm}$$

$$e = \text{épaisseur de la dalle} = 30\text{cm}$$

$$f_y = \text{limite d'élasticité de la semelle supérieure (PRS)}$$

- Espacement transversal entre deux connecteurs opposés (e^2)

Distance entre le bord d'une semelle comprimée et la file de connecteurs la plus proche :

$$e^2 = \min \left(\begin{array}{l} 100 + \frac{d}{2} = 100 + \frac{22}{2} = 111\text{mm} \\ 9 * t_{fs} * \sqrt{\frac{235}{f_y}} + \frac{d}{2} = 9 * 50 * \sqrt{\frac{235}{355}} + \frac{22}{2} = 377.13\text{mm} \end{array} \right) = 111\text{mm}$$

Nous avons :

$$e^2_{min} \geq 25\text{mm} + \frac{d}{2} = 25 + \frac{22}{2} = 36\text{mm}$$

$$e^2 = 111\text{mm} \geq e^2_{min} = 36\text{mm} \rightarrow \text{ok}$$

$$\text{Donc, nous avons : } a = B_{sup} - 2 * e^2 = 800 - 2 * 111 = 578\text{mm}$$

Détermination du diamètre et de la hauteur de tête du goujon

$$\begin{cases} h_{tête} \geq 0,4 * d = 0,4 * 22 = 8,8\text{mm} \\ d_{tête} \geq 1,5 * d = 1,5 * 22 = 33\text{mm} \end{cases} \rightarrow \text{vérifiée nous maintenons alors notre choix}$$

Pour notre ouvrage on aura donc :

$$\text{Par travée : } 340 * 2 = 680$$

$$\text{Pour le tablier : } 680 * 7 * 2 = 9520$$

ANNEXE 4: ESTIMATION DU TABLIER

N° Prix	Poste Principal	Unité	MARCHE		
			Prix Unit	Quantité	Montantant HT
100	Structure métallique				
101	Fourniture+transport+Assemblage	kg	2 500,00	1 391 920,51	3 479 801 287,17
102	Mise sur appui	FF	100 000,00	1,00	100 000 000,00
103	Protection anti corrosion	m²	25 000,00	129,22	3 230 462,81
104	Fourniture acier goujons	kg	3 150,00	7 806,40	24 590 160,00
	Sous total 100				3 607 621 909,99
200	Dalle béton				
201	Béton armé	m³	135 000,00	2 260,91	305 223 187,50
203	Coffrages soignés	m²	15 000,00	5 100,00	76 500 000,00
204	Coffrages ordinaire	m²	15 000,00	1 000,00	15 000 000,00
	Sous total 200				396 723 187,50
300	Étanchéité et revêtements				
301	Étanchéité	m²	7 350,00	3 617,46	26 588 331,00
302	Couche de roulement	m²	20 000,00	362,09	7 241 850,00
	Sous total 300				33 830 181,00
400	Équipements du tablier				
401	Trottoirs	m³	40 000,00	200,20	8 008 000,00
402	Bordure de trottoir type T1	m³	25 000,00	770,00	19 250 000,00
402	Mini DBA	ml	19 500,00	385,00	7 507 500,00
403	Barrières de sécurité S8	ml	90 000,00	25 517,99	2 296 619 325,00
404	Garde-corps (Glissière de sécurité en béton armé)	ml	80 000,00	404,25	32 340 000,00
	Sous total 400				2 363 724 825,00
500	Corniches et gargouilles				
501	Corniches	m³	146 000,00	404,25	59 020 500,00

502	Gargouilles	U	186 000,00	79,00	14 694 000,00
	Sous total 500				73 714 500,00
600	Divers et finitions				
601	Joints de chaussée	ml	450 000,00	28,35	12 757 500,00
602	Joint de trottoir	ml	8 500,00	385,00	3 272 500,00
604	Essais de chargement du tablier	FF	10 000,00	1,00	10 000 000,00
	Sous total 600				26 030 000,00
700	Signalisation et marquages				
701	Signalisation verticale	U	314 000,00	39,00	12 246 000,00
	Sous total 700				12 246 000,00
MONTANT TOTAL HT				6 513 890 603,49	
MONTANT TVA (18%)				1 172 500 308,63	
MONTANT TOTAL TTC				7 686 390 912,11	
COÛT AU ML				19 964 651,72	

ANNEXE 5: ARCHITECTURE



Figure Annexe 23: Perspective 1

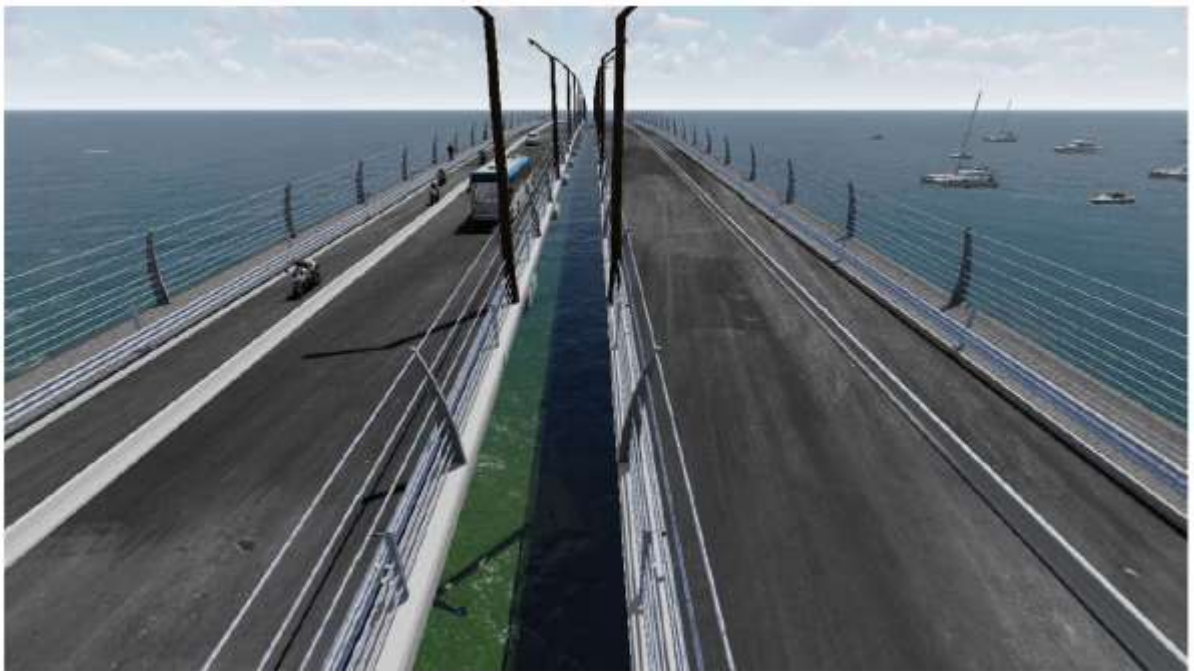


Figure Annexe 24: Perspective 2



Figure Annexe 25: Perspective 3

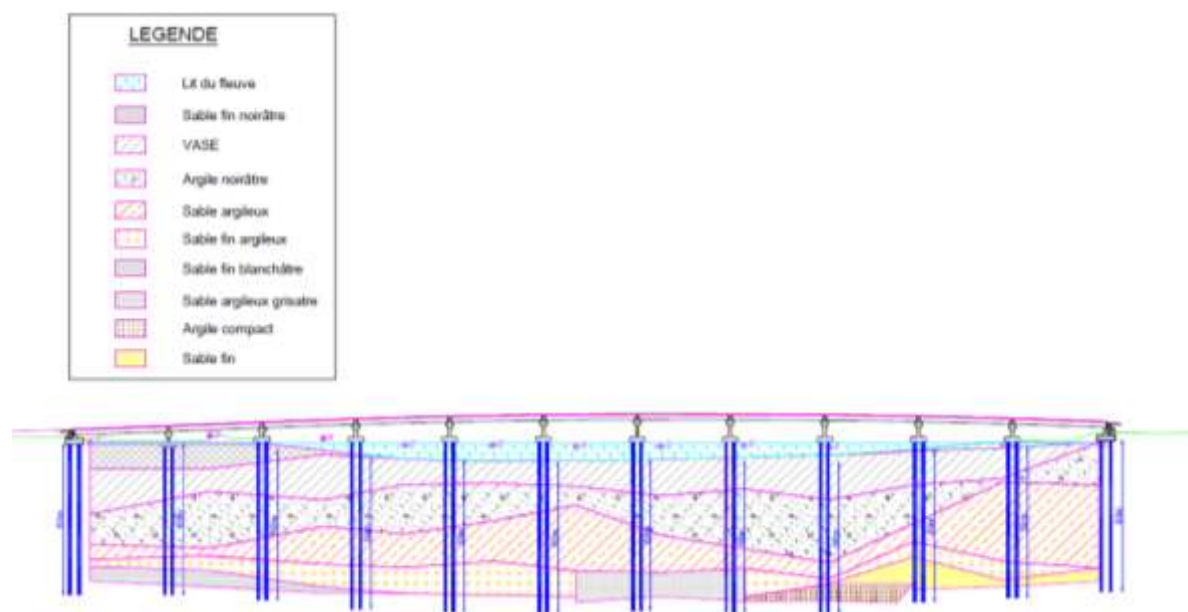


Figure Annexe 26: Coupe géotechnique