

A solid yellow square.

ÉTUDES TECHNIQUES DÉTAILLÉES DU NOUVEAU PONT VIPP DE DEUX CENT MÈTRES (200 m) DE TIASSALÉ, CÔTE D'IVOIRE

MÉMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE
MASTER
SPÉCIALITÉ Génie Civil – Bâtiment et Travaux Publics

Présenté et soutenu publiquement le 19 Janvier 2026 par

Nanan Grâce Emmanuella YAO (n° 20221053)

Directeur de mémoire : Dr (MC). Abdou LAWANE GANA, Enseignant-Chercheur, Institut 2iE

Maître de stage : M. Seydou KANE, Ingénieur INFRATP-Ingénieur conseil

Structure d'accueil du stage : INFRATP-Ingénieur Conseil

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Pr Adamah MESSAN

Membres : Dr. Philbert NSHIMIYIMANA

M. Sidiki KABRE

Promotion 2025-2026



DEDICACE

« A notre famille, celle formée par l'ensemble des personnes aimantes qui nous entourent et nous soutiennent au quotidien »



REMERCIEMENTS

Au crépuscule de cette aventure à la fois périlleuse et passionnante, nous se saurions présenter le fruit de ce labeur sans remercier les personnes qui, de près comme de loin avec une touche spéciale ont su nous guider, nous motiver, nous encadrer et nous soutenir. Il y a lieu de remercier chaleureusement :

- + Monsieur Seydou COULIBALY, Directeur général de l'entreprise INFRATP Ingénieur-conseil pour l'opportunité d'apprentissage au sein de ladite structure ;
- + Monsieur Seydou KANE, ingénieur et chef du service Bâtiment et Ouvrages d'Art (BOA) à IINFRATP-IC sans qui ce mémoire n'aurait pu voir le jour. Il a su mettre à notre à notre disposition son expertise, ses conseils et ses encouragements.
- + Monsieur Zoumana DIARRA, du service technique INFRATP Ingénieur-conseil pour sa disponibilité et son encadrement ;
- + Mes aînés du service BOA pour leur disponibilité, leur soutien et leur encadrement ainsi que l'ensemble du personnel INFRATP-IC pour leur convivialité ;
- + Professeur ABDOU Lawane, enseignant-chercheur à l'institut 2iE pour sa disponibilité et sa supervision générale au cours de nos différents travaux ;
- + Monsieur et madame YAO, mes géniteurs qui constituent pour moi un secours indéfectible pour leur amour, leur soutien et leurs prières ;
- + Monsieur et madame KOFFI, pour leur bienveillance, leur accueil et leur soutien ;
- + Mes amis, pour leur soutien et leurs encouragements au quotidien ;
- + Cet ami et conseiller unique qui a su nous porter et nous soutenir en toute circonstance.

A vous tous, que le soutien apporté à ma formation sous quelque forme possible, vous soit rendu au-delà de vos espérances dans vos épreuves personnelles. Merci, du fond du cœur !

RESUMÉ

Ce mémoire présente les études techniques détaillées pour la construction d'un nouvel ouvrage de franchissement du fleuve Bandama à Tiassalé. Destiné à remplacer le pont historique des années 1930 arrivé en limite de service, ce projet stratégique vise à sécuriser et fluidifier les liaisons Est-Ouest du pays, tout en préservant le patrimoine existant. Une analyse multicritère a conduit au choix d'un Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Précontraintes par post-tension (VIPP) comme solution optimale. L'ouvrage proposé, d'une longueur totale de 200 mètres, se compose de cinq travées isostatiques de 40 mètres et supporte une chaussée de type 2x2 voies pour une largeur de tablier de 22 mètres. Les études de prédimensionnement ont défini un tablier d'une hauteur de 2,35 m, constitué de neuf poutres préfabriquées en double té de 2,15 m de hauteur, sur lesquelles repose un hourdis de 0,20 m d'épaisseur. Le dimensionnement des poutres a requis sept câbles de précontrainte de type 12T13 par poutre. Les appuis intermédiaires sont conçus sous forme de voiles uniques de 1 m d'épaisseur coiffés de chevêtres massifs, tandis que les culées sont des semelles fondées sur pieux. L'étude hydraulique a permis de fixer la côte des Plus Hautes Eaux projet à 40,04 m et d'évaluer un affouillement maximal de l'ordre de 5,4 m. L'estimation financière globale du projet s'élève à 4,18 milliards de FCFA. Réalisées conformément aux règlements BAEL 91 et BPEL 91 ainsi qu'à l'aide de logiciels de modélisation, ces études intègrent également une notice d'impact environnemental et social.

Mots clés :

- . Pont ;
- . Béton Précontraint ;
- . Dimensionnement ;
- . Étude Hydraulique ;
- . Coût ;
- . Côte d'Ivoire ;

ABSTRACT

This thesis presents the detailed technical studies for the construction of a new river crossing over the Bandama River at Tiassalé. Designed to replace the historic 1930s bridge, which has reached its service life limit, this strategic project aims to secure and streamline east-west transport links in the country, while preserving the existing heritage structure. A multicriteria analysis led to the selection of a post-tensioned concrete girder viaduct with independent spans (VIPP) as the optimal solution. The proposed structure has a total length of 200 meters, consisting of five isostatic spans of 40 meters each, and carries a dual two-lane carriageway, resulting in a total deck width of 22 meters. Predesign studies defined a deck with a height of 2.35 m, comprising nine prefabricated double-T girders with a height of 2.15 m, supporting a 0.20 m thick top slab. The girder design required seven 12T13 prestressing tendons per girder. The intermediate supports are designed as single-shaft walls with a thickness of 1 m, topped by massive cross-beams, while the abutments are pile-supported footings. The hydraulic study established the design High Water Level at 40.04 m and estimated a maximum scour depth in the order of 5.4 m. The overall financial estimate for the project amounts to 4.18 billion CFA francs. Conducted in accordance with the BAEL 91 and BPEL 91 regulations and using advanced modeling software, these studies also include a preliminary environmental and social impact assessment.

Key words :

- . Bridge ;
- . Prestressed Concrete ;
- . Design ;
- . Hydraulic Study ;
- . Cost Estimate ;
- . Côte d'Ivoire.



LISTE DES ABREVIATIONS

2IE	: Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
BAEL	: Béton Armé aux Etats limites
BN4	: Barrière Niveau 4
BPEL	: Béton Précontraint aux Etats Limites
DQE	: Devis Quantitatif Estimatif
EIES	: Etude d'Impact Environnemental et Social
ELS	: Etat Limite de Service
ELU	: Etat Limite Ultime
EPI	: Equipement de Protection Individuelle
HA	: Haute Adhérence
HEC-RAS	: Hydrologic Engineering Center-River Analysis System
MINEF	: Ministère des Eaux et Forêts
MINEDD	: Ministère de l'Environnement et du Développement Durable
PHE	: Plus Hautes Eaux
PSIBA	: Passage Supérieur Inférieure en Béton Armé
RSA	: Robot Structural Analysis
SETRA	: Service d'Etudes sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements
VIPP	: Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Précontraintes par Post-tension



Table des matières

DEDICACE.....	i
REMERCIEMENTS	ii
RESUMÉ.....	iii
LISTE DES ABREVIATIONS.....	v
LISTE DES TABLEAUX	ix
LISTE DES FIGURES.....	x
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1 : Généralités sur le projet	2
1.1 Présentation de la structure d'accueil	2
1.1.1 Domaines d'activités	2
1.1.2 Objectifs et missions	2
1.1.3 Organigramme.....	3
1.2 Présentation du projet	4
1.2.1 Présentation de la zone d'étude.....	4
1.2.2 Contexte et justification	5
1.2.3 Objectifs de l'étude	5
1.3 Généralités sur la conception des ponts.....	5
1.3.1 Définition du pont	5
1.3.2 Les différentes catégories de ponts	7
CHAPITRE 2 : Matériels et Méthodes	12
2.1 Matériels utilisés.....	12
2.2 Méthodes appliquées	13
2.2.1 Méthodologie de l'étude hydraulique	13
2.2.2 Méthodologie de la conception de l'ouvrage	14

2.2.3	Méthodologie du dimensionnement des éléments du pont	15
2.2.4	Méthodologie de l'étude d'impact environnemental et sociale	27
2.2.5	Méthodologie de l'estimation financière.....	27
CHAPITRE 3 : RÉSULTATS ET DISCUSSIONS		28
3.1	Étude hydraulique.....	28
3.1.1	Détermination de la côte PHE projet.....	28
3.1.2	Évaluation de l'érosion autour des appuis.....	29
3.1.3	Protection contre les affouillements	29
3.2	Conception de l'ouvrage.....	30
3.2.1	Recueil et analyse des données	30
3.2.2	Propositions de variantes.....	30
3.2.3	Analyse comparative multicritère	31
3.2.4	Choix et justification de la variante optimale.....	31
3.3	Étude du tablier de l'ouvrage.....	32
3.3.1	Prédimensionnement du tablier	32
3.3.2	Évaluation des efforts dans le tablier	34
3.3.3	Étude des poutres précontraintes.....	35
3.3.4	Étude de l'hourdis	39
3.3.5	Étude des entretoises d'about.....	40
3.3.6	Études des appareils d'appui	40
3.3.7	Étude des joints de chaussée	41
3.4	Étude des appuis intermédiaires du pont	41
3.4.1	Chevêtre	41
3.4.2	Fût.....	43
3.5	Étude des appuis extrêmes.....	44
3.5.1	Prédimensionnement	44

3.5.2	Dimensionnement.....	45
3.6	Notice d'impact environnemental et social	46
3.6.1	Présentation du Cadre juridique, politique et institutionnel.....	46
3.6.2	Identification et évaluation des impacts	47
3.6.3	Proposition de mesures d'atténuation	48
3.7	Estimation financière.....	49
CONCLUSION		50
ANNEXE 1 : Etude hydraulique		53
ANNEXES.....		53
ANNEXE 2 : Conception de l'ouvrage		63
ANNEXE 3 : Dimensionnement du tablier		67
ANNEXE 4 : Etude des poutres précontraintes.....		81
ANNEXE 5 : Etude de l'hourdis		108
ANNEXE 7 : Étude des appareils d'appui		118
ANNEXE 8 : Dimensionnement des joints de chaussée		128
ANNEXE 9 : Étude des appuis intermédiaires.....		131
ANNEXE 10 : Étude des culées		137
ANNEXE 11 : Estimation financière du projet		146



LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Coefficients de pondération des charges	19
Tableau 2 : Combinaisons étudiées	19
Tableau 3: Bilan des charges permanentes	34
Tableau 4 : Poids du chargement par système de charge	34
Tableau 5 : Efforts maximum dans le tablier	35
Tableau 6 : Bilan des pertes instantanées de précontrainte	37
Tableau 7 : Bilan des pertes différées de précontrainte	38
Tableau 8 : Récapitulatif des moments dans l'hourdis	39
Tableau 9 : Sections d'acier dans l'hourdis	39
Tableau 10 : Valeur des efforts dans l'entretoise	40
Tableau 11 : Section d'acier dans l'entretoise	40
Tableau 12 : dimensions de l'appareil d'appui	40
Tableau 13 : Chargement du chevêtre	42
Tableau 14 : Moments sur le chevêtre	42
Tableau 15 : sections d'acier sur le chevêtre	43
Tableau 16 : Efforts de compression dans le voile	43
Tableau 17 : Sections d'aciers dans le voile	44
Tableau 18 : Sections d'acier sans la dalle de transition	45
Tableau 19 : Sections d'acier dans la semelle-culée	46

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Carte du département de Tiassalé source des données :[2].....	4
Figure 2 : Emplacement géographique du site	4
Figure 3: Les différentes parties d'un pont [5]	7
Figure 4: Les différents types de ponts en Arc [5]	9
Figure 5: Composantes d'un pont haubané [2]	10
Figure 6: Schéma annoté d'un pont suspendu [2].....	10
Figure 7 : Composition d'une tête de culée [23]	26
Figure 8 : Coupe transversale du cours d'eau au droit de l'ouvrage projeté.....	28
Figure 9: Données fonctionnelles de l'ouvrage	30
Figure 10 : schéma de la coupe transversale de la poutre	33
Figure 11: Disposition des câbles en section médiane	35
Figure 12: Disposition des câbles à l'about	36
Figure 13: Allure du câble N.1	36
Figure 14 : Disposition de l'ensemble des câbles à l'ancrage	37
Figure 15 : Aménagement du chevêtre (mi- portée longitudinale)	42
Figure 16 : Modélisation de la semelle et de ses ouvrages annexes	45

INTRODUCTION

Les infrastructures de transport représentent un puissant levier du développement économique et social de la Côte d'Ivoire. On compte parmi elles les ouvrages d'art précisément les ponts qui jouent un rôle à la fois essentiel et stratégique en assurant la continuité des réseaux routiers. Les axes routiers majeurs dans la direction Est-Ouest de la Côte d'Ivoire existent initialement en nombre restreint et parmi eux, le pont de Tiassalé qui constitue un ouvrage incontournable dans ces déplacements est à présent fonctionnellement incompetent.

Au vu de la position stratégique qu'il occupe au sein des échanges régionaux et nationaux, l'invalidité de ce pont franchissant le fleuve Bandama doit être au plus tôt solutionnée. C'est dans cette optique que s'inscrit le projet de Construction du nouveau pont de Tiassalé destiné à répondre aux besoins actuels et futurs du trafic dans le respect des normes de sécurité et de durabilité en vigueur.

L'objectif global de cette étude est de réaliser les études techniques détaillées du nouveau pont de Tiassalé. Il en découle trois objectifs spécifiques : concevoir l'ouvrage d'art en sélectionnant la typologie structurelle la plus adaptée au site et aux contraintes du projet ; dimensionner les différentes parties de l'ouvrage (tablier, appuis, équipements) ; et évaluer les impacts environnementaux et sociaux prévisibles ainsi que le coût global du projet.

L'objet de ce rapport est de présenter une étude technique détaillée en vue de la construction dudit pont en adoptant des démarches d'études spécifiques ayant pour but de garantir la sécurité et la durabilité du nouvel ouvrage ainsi que le confort de ses usagers.

Ce mémoire contient 03 principaux chapitres complétés par une série de pages annexe destinées à prodiguer davantage de détails sur la méthodologie de travail. Le chapitre 1 qui porte sur les généralités du projet présente la structure d'accueil du stage, le projet dans sa globalité et les généralités sur les ponts. Le chapitre 2 est axé sur la présentation des démarches et des procédés adoptés pour chaque volet de l'étude à savoir l'étude hydraulique du pont, la conception, le dimensionnement, l'étude d'impact et social et l'estimation financière globale des travaux de construction. Enfin, le troisième chapitre de ce document présente les différents résultats obtenus par volet à l'issue de nos travaux.

CHAPITRE 1 : Généralités sur le projet

Ce chapitre présente les généralités relatives au projet, en commençant par la présentation de la structure d'accueil du stage, puis la présentation du projet dans son contexte et ses objectifs et enfin, les généralités sur la conception des ponts.

1.1 Présentation de la structure d'accueil

Le bureau d'études INFRATP-Ingénieur Conseil est une Société à Responsabilité Limitée (SARL) créée en 2014, immatriculée au registre du commerce et du crédit mobilier d'Abidjan sous le n° CI-ABJ-2014-B-15313, dont le siège est à Abidjan, Cocody Riviera Faya, Cité ATCI, 08 BP 3772 Abidjan 08, République de Côte d'Ivoire. Son capital est estimé à Vingt millions (20 000 000) FCFA et est représentée par M. **COULIBALY Seydou**, directeur général de l'entreprise. [1]

1.1.1 Domaines d'activités

INFRATP est un bureau d'études pluridisciplinaires qui intervient principalement dans les domaines suivants :

- Infrastructures d'Eau Potable et Energie (IEPE)
- Hydrologie et Infrastructures d'Assainissement (HIA)
- Infrastructures Routières (IR)
- Bâtiments et Ouvrages d'Art (BOA)
- Environnement et Développement Durable (EDD)

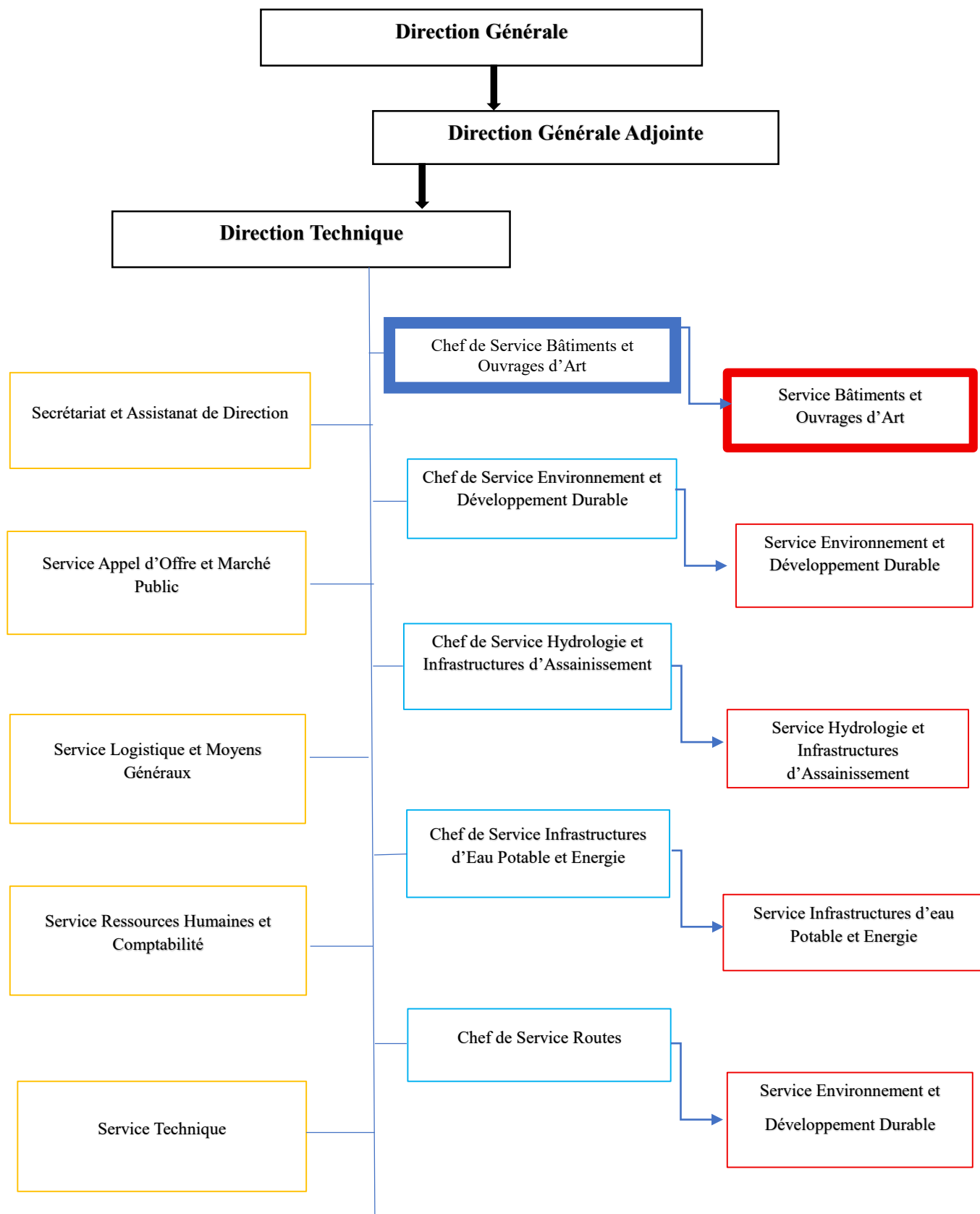
1.1.2 Objectifs et missions

C'est une entreprise engagée à fournir des solutions d'ingénierie fiables et durables en s'appuyant sur la culture de l'excellence et l'amélioration continue. Ses interventions concernent principalement :

- + Les études et conceptions
- + La supervision et le contrôle
- + L'assistance à la maîtrise d'ouvrage
- + La formation

1.1.3 Organigramme

INFRATP est une entreprise structurée et hiérarchisée comme suit : (voir organigramme)



1.2 Présentation du projet

1.2.1 Présentation de la zone d'étude

Le projet s'implante sur le fleuve Bandama précisément dans la localité de Tiassalé. C'est une ville située dans le sud de la Côte d'Ivoire à équidistance d'Abidjan et de Yamoussoukro (environ 120 kilomètres). C'est une zone semi-rurale où les principales activités concernent la pêche, l'élevage et l'agriculture et le commerce.

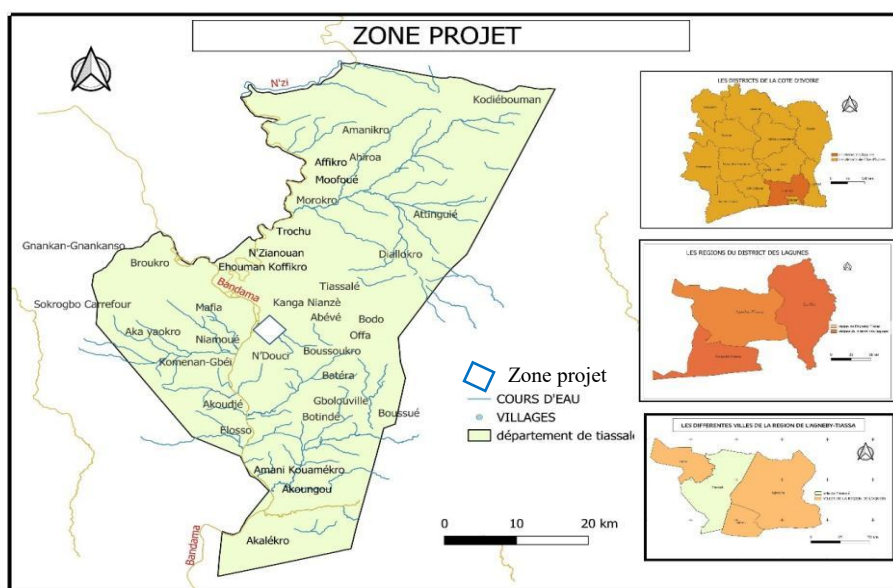


Figure 1 : Carte du département de Tiassalé source des données : [2]

Par rapport à l'ouvrage existant, le projet se trouve à environ 1,4 kilomètres aval.

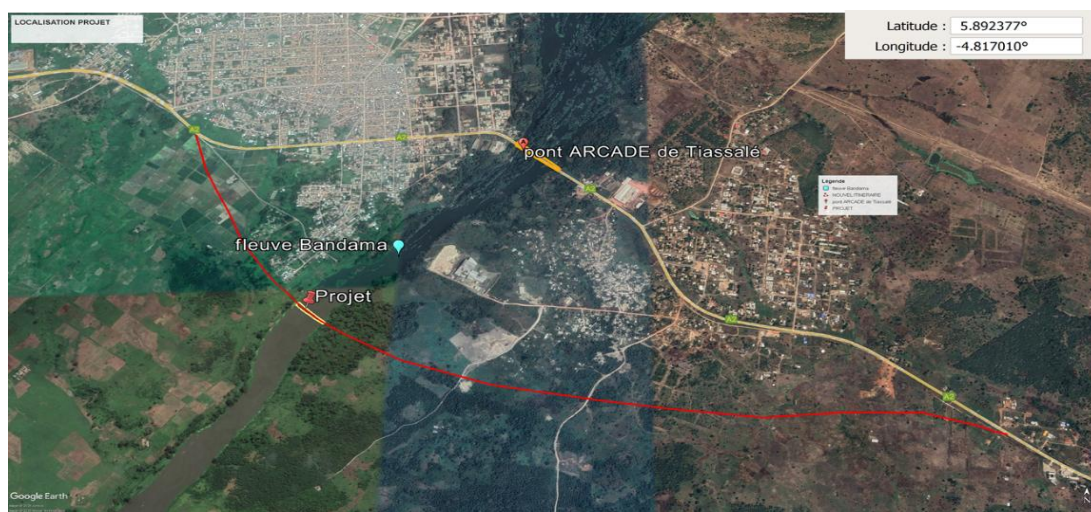


Figure 2 : Emplacement géographique du site

1.2.2 Contexte et justification

Construit depuis 1934, le pont de Tiassalé est un ouvrage de trois cent mètres (300 m) de long construit pour franchir le fleuve Bandama qui a potentiellement atteint sa limite de service. Cette situation fragilise les déplacements dans le sens Est-Ouest en raison de la faible existence de grands axes de circulation dans cette zone. Ainsi, vu l'importance de la construction imminente d'un nouveau pont sur le fleuve Bandama, le gouvernement ivoirien en collaboration avec l'État Espagnol a initié le projet de construction du nouveau pont de Tiassalé[3]. Concernés par ce projet, l'objet de notre étude portera précisément les études techniques détaillées de ce nouveau pont.

1.2.3 Objectifs de l'étude

L'objectif global de cette étude est de réaliser les études techniques détaillées du nouveau pont de Tiassalé. Il en découle les objectifs spécifiques suivants :

- Concevoir l'ouvrage d'art ;
- Dimensionner les différentes parties de l'ouvrage ;
- Evaluer les impacts environnementaux et sociaux ainsi que le coût du projet ;

1.3 Généralités sur la conception des ponts

1.3.1 Définition du pont

Le pont est un ouvrage en élévation, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc.[4]

Le pont est constitué des éléments suivants :

- **Les fondations** : c'est la partie visible ou invisible du pont directement en contact avec le sol. Elles assurent la liaison entre les appuis et sol et leur fonction principale est de garantir la stabilité de l'ouvrage.

- **Les appuis** : ce sont les éléments sur lesquels reposent le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appui. On parle de pile lorsqu'il s'agit des appuis intermédiaires et de culées pour les appuis à l'extrémité. Ils assurent la liaison et la transmission des charges du tablier aux fondations.
- **Le tablier** : c'est l'élément horizontal portant la chaussée et ses équipements. Il peut être réalisé en béton armé ou précontraint ou en acier. Sa structure peut correspondre soit à une dalle ou à un assemblage poutre-hourdis.

- **Les équipements ou éléments de superstructure**

On pourrait citer comme éléments de superstructure du pont :

- Les appareils d'appui :

Ce sont des dispositifs posés entre le tablier et les appuis qui sont destinés à amortir les charges du tablier vers les appuis. Les appareils d'appui sont de trois différentes familles :

- Les appareils d'appui en acier adaptés aux grands ponts métalliques
- Les appareils d'appui en caoutchouc fretté qui sont constitués d'une superposition de plaques d'élastomères et de feuilles en acier, ils sont les plus couramment utilisés.
- Les appareils d'appui à pot constitués d'un pot métallique renfermant une coupe d'élastomère confinée.

- Les corniches :

Ce sont des éléments placés sur les bords latéraux du tablier pour améliorer l'aspect esthétique de la chaussée en cachant les irrégularités de la structure.

- Les dispositifs de retenue :

Comme l'indique leur dénomination, ce sont des dispositifs disposés longitudinalement le long des ponts dans le but de protéger les usagers. Il permet de retenir les véhicules ou les piétons. Il existe trois types de dispositifs de retenue en fonction de leur rôle à savoir : les garde-corps qui servent à la protection des piétons, les glissières de sécurité servant à retenir les véhicules légers dont les conducteurs auraient perdu le contrôle, et pour finir, les barrières qui sont quant à elles destinées à empêcher la lutte des véhicules lourds.

- Les gargouilles :

Ce sont des systèmes placés environ tous les vingt (20) mètres de part et d'autre de la chaussée, qui sont destinés à évacuer les eaux de surface. Ils permettent ainsi de protéger la structure de l'infiltration des eaux qui pourraient avoir des effets négatifs sur la durée de vie de l'ouvrage.

- Les joints de chaussée :

Les joints de chaussée sont des joints placés à l'extrémité des tabliers dans le but d'atténuer les effets des variations de longueurs du tablier liées aux déplacements horizontaux, à l'augmentation de la température et aux phénomènes de retrait du béton et fluage.

- La couche d'étanchéité :

On applique sur la dalle en béton, une chape d'étanchéité dans le but de rendre la chaussée imperméable et ainsi protéger les matériaux de la corrosion et de toutes éventuelles dégradations.

- La couche de roulement est une couche d'enrobé généralement en béton bitumineux permettant d'assurer le confort des véhicules pendant leur circulation sur la chaussée.

Les différentes parties du pont sont illustrées sur la figure 2 ci-après :

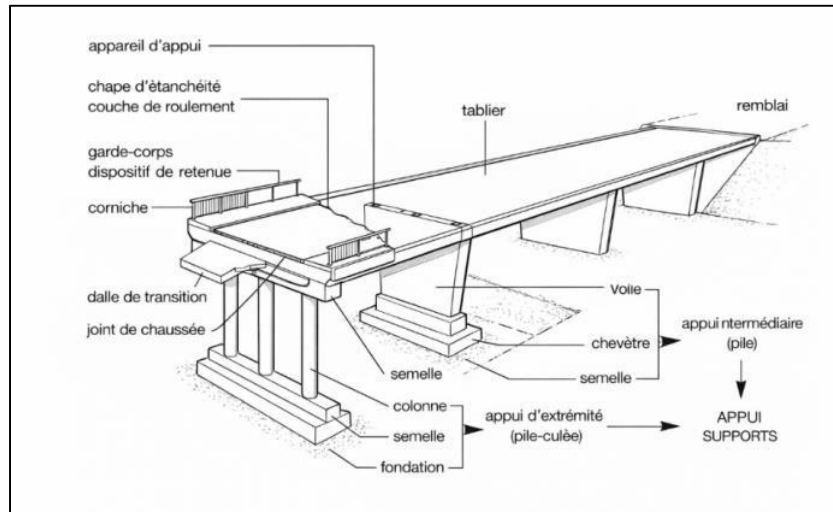


Figure 3: Les différentes parties d'un pont [5]

1.3.2 Les différentes catégories de ponts

Avec l'évolution des différentes méthodes de construction, les ponts se déclinent suivant diverses conceptions. De ce fait, les ponts peuvent être classés par catégories selon des critères

multiples tels que la morphologie, les matériaux de construction et le mode de fonctionnement mécanique de la structure. Par ailleurs, nous pouvons prétendre citer les catégories suivantes :

- **Portée de l'ouvrage :**

Selon la longueur la portée de l'ouvrage on distingue :

- Les petits ouvrages : portée inférieure à huit mètres ;
- Les ouvrages moyens dont la longueur varie de vingt-cinq à quarante mètres ;
- Les ouvrages exceptionnels dont la portée est supérieure à quarante mètres.

- **Type de matériaux**

Les ponts peuvent être catégorisés selon le matériau utilisé pour leur construction et on distingue :

- Les ponts en béton armé
- Les ponts en béton précontraint
- Les ponts métalliques
- Les ponts mixtes (acier et béton)
- Les ponts en bois

- **Le mode de fonctionnement mécanique de la structure :**

- **Les ponts à poutre**

On désigne par « ponts à poutre » les ponts dont la structure porteuse est dimensionnée pour résister à la flexion. Les réactions d'appuis y sont verticales ou quasi-verticales. Le tablier quant à lui est une structure linéaire à travées indépendantes ou continues. Cette catégorie regroupe les ponts à tablier à poutres et également les ponts à tablier en dalle.

- Le pont à tablier à poutres est une structure linéaire constituée de poutres parallèles à l'axe longitudinal dites « poutres principales ou maîtresse ». Les poutres supportent les charges d'exploitation par le biais d'une dalle destinée à l'aménagement de la chaussée. Les poutres sont reliées transversalement par les entretoises et les pièces de pont.

▪ Les ponts-dalles sont également inclus dans cette catégorie car les réactions d'appuis y sont verticales et le calcul des efforts longitudinaux correspond également au mode de calcul des poutres. Dans le cas des ponts-dalles, on admet plusieurs conceptions qui sont ;

- La dalle pleine : épaisseur constante avec ou sans encorbellements
- La dalle élégie : présence de vides longitudinaux permettant un gain en poids propre
- La dalle nervurée : dalle à nervure unique et encorbellements latéraux ou dalle multi-nervurée avec hourdis intermédiaire entre les nervures.

– Les ponts en arc

Dans le fonctionnement des ponts en arc, l'arc reçoit les charges du tablier par l'intermédiaire des suspentes qui travaillent en compression pour transmettre les charges au niveau de ses naissances pour que les piles reprennent les efforts. Les réactions d'appui y sont inclinées et la composante horizontale de la réaction est appelée la « poussée ». C'est un ouvrage adapté aux grandes portées et donc pratique pour la traversée des cours d'eau car il permet d'éviter des multiples piles dans l'eau. Par ailleurs, cet ouvrage nécessite des fondations massives car elles sont soumises à une forte poussée. On distingue trois types de ponts en arc (voir figure 3) :

- Les ponts à tablier supérieur
- Les ponts à tablier intermédiaire
- Les ponts à tablier inférieur

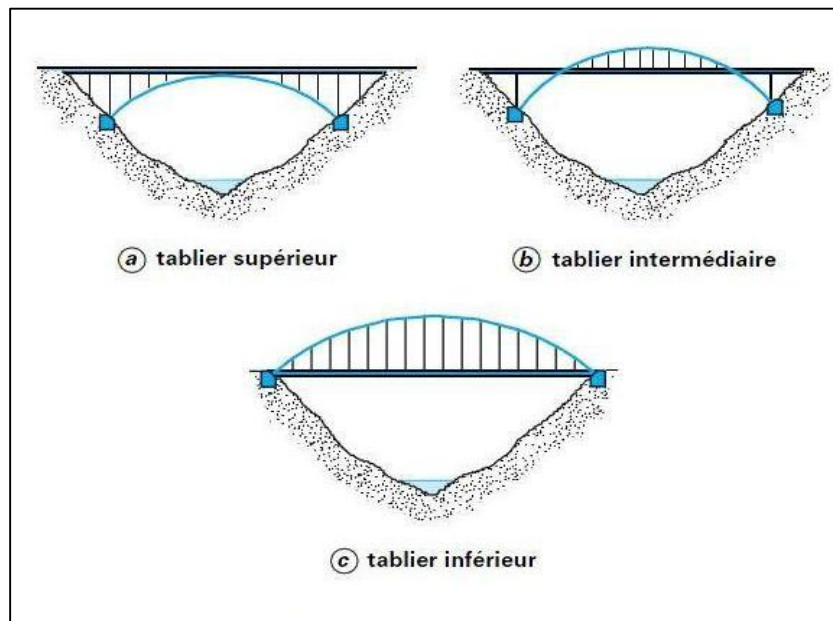


Figure 4: Les différents types de ponts en Arc [5]

– Les ponts à câbles

Cette catégorie regroupe les ponts dont le tablier est supporté par des câbles. On distingue au sein de cette catégorie deux types de ponts dont le mécanisme de fonctionnement est sensiblement différent. A savoir :

Les ponts à haubans : le pont à haubans ou pont haubané est un pont pour lequel le tablier est supporté par des câbles obliques appelés « haubans » fixé sur un poteau central appelé pylône. Les câbles transmettent les charges verticales aux pylônes et la composante verticale est transmise dans le tablier sous forme de compression. Les efforts de compression s'additionnent en direction du pylône où la compression de droite et celle de gauche s'équilibrent.

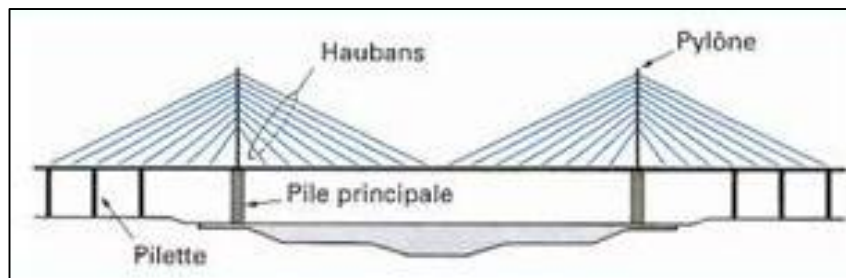


Figure 5: Composantes d'un pont haubané [2]

Les ponts suspendus : Pour les ponts suspendus, des câbles de dimensions imposantes passent par le sommet des pylônes et sont ancrés dans les culées. Les réactions du tablier sont transmises aux câbles par des suspentes. Ils sont généralement composés de trois travées dont les deux travées latérales sont quelques fois indépendantes.

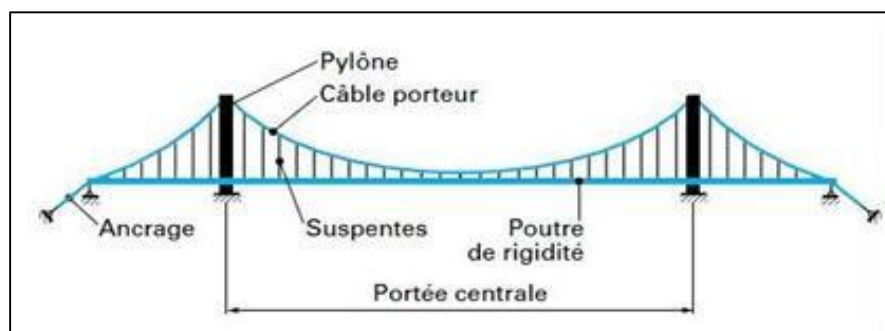


Figure 6: Schéma annoté d'un pont suspendu [2]

CONCLUSION PARTIELLE

Ce chapitre a porté sur les présentations et les généralités notamment le contexte de l'étude et la présentation des généralités relatives à la zone d'étude. Par ailleurs, ce chapitre donne également un aperçu général sur la technologie des ponts.

CHAPITRE 2 : Matériels et Méthodes

Le chapitre 2 présente les matériels et les méthodologies d'études appliquées pour chaque volet de l'étude à savoir l'étude hydraulique, la conception de l'ouvrage, le dimensionnement, l'estimation financière et enfin l'étude d'impact environnementale et sociale.

2.1 Matériels utilisés

Notre étude nous a valu au-delà de l'exploitation des manuels et guides de conceptions listés dans la section « bibliographie », l'utilisation d'outils numériques tels que les logiciels de dessin, de modélisation, de calculs et de dimensionnement des structures. Citons :

- HEC-RAS : c'est un logiciel de modélisation hydraulique et hydrologique permettant de simuler les écoulements en 1D et 2D. Il est utile pour l'étude hydraulique de l'ouvrage en permettant l'analyse des caractéristiques de l'écoulement [6].
- AUTOCAD : c'est un logiciel de CAO qui permet de réaliser des dessins de conception en 2D. Il permet de réaliser les plans illustratifs issus de l'étude dans une dimension 2D [7].
- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS (RSA) : il s'agit d'un logiciel de modélisation et d'analyse structurelle utilisé pour le dimensionnement des structures, à travers lequel nous pouvons analyser les efforts dans les éléments modélisés et également dimensionner les éléments en béton armé [8] .
- AUTODESK EXPERT : Expert, est un logiciel dédié au dimensionnement des ouvrages en béton armé. Il est spécialisé dans la détermination des sections d'acier en se basant sur le type d'analyse souhaité, sur la morphologie de la structure et sur les caractéristiques des matériaux utilisés [9].
- ADFER : logiciel indispensable pour la réalisation des plans de ferrailage [10]. Il est associé au logiciel Autocad.

2.2 Méthodes appliquées

Cette section porte sur la présentation des méthodes et des procédés adoptés pour l'hydraulique

2.2.1 Méthodologie de l'étude hydraulique

Le but de l'étude hydraulique est de déterminer les paramètres hydrauliques nécessaires à la conception détaillée de l'ouvrage. En ce sens, cette étude comprend la détermination de la côte PHE (Plus Hautes Eaux) projet, l'évaluation de l'érosion autour des appuis et l'étude de la protection des appuis. L'étude hydraulique est réalisée de façon méthodique sur la base des prescriptions théoriques du manuel « hydraulique routière » [11]. Les données de l'étude hydraulique proviennent essentiellement des résultats de l'étude APS de la phase 1 du projet [3]. Le débit de dimensionnement est de **2650 m³/s**.

2.2.1.1 Détermination de la PHE projet

La côte des Plus Hautes Eaux (PHE) projet désigne la côte à laquelle sera fixée la hauteur du tablier. C'est une donnée très importante car elle permet de fixer la hauteur des piles et culées de l'ouvrage. La PHE projet désigne la somme de la côte naturelle du cours d'eau (Z_N), du tirant d'air à prévoir (h) et de la surélévation du niveau de l'eau (ΔZ) causée par la présence de l'ouvrage [11].

- Le tirant d'air désigne la hauteur libre à prévoir pour prévenir toute obstruction partielle ou totale du pont par le biais d'un corps flottant sur l'eau (couramment des branchages d'arbres, détritits divers...). Il est considéré comme moyen de défense contre le charriage de surface. Pour des ponts de longueur supérieur à 50 mètres, les valeurs suivantes sont considérées :
 - 1.50 m en zone désertique
 - 2.00 m en zone de savane
 - 2.50 m en zone à végétation arbustive dense
- Ainsi, La côte PHE projet est obtenue en faisant la somme suivante :

$$Z_{PHE} = Z_N + \Delta Z + h$$

2.2.1.2 Évaluation de l'érosion autour des appuis

L'érosion autour des appuis est un phénomène issu du déplacement des matériaux tapissant le lit des cours d'eau créant ainsi des fosses autour des appuis [11]. Cette érosion tend à mettre à nu les fondations de l'ouvrage et ainsi influence négativement la stabilité de l'ouvrage et on parle alors de problème d'affouillement. Afin d'assurer la résistance de l'ouvrage, l'ingénieur devra à partir des données à sa disposition et des hypothèses de dimensionnement, évaluer les risques d'affouillement. L'estimation de la profondeur totale d'affouillement se fait selon l'analyse de trois types d'affouillement à savoir :

- ✓ L'affouillement normal du lit dû à la modification du débit ;
- ✓ L'affouillement dû à la réduction de la section du cours d'eau ;
- ✓ L'affouillement local dû à la présence des appuis.

2.2.1.3 Etude de la protection des appuis

La méthode de protection contre les affouillements la plus courante est la technique de protection par la méthode des enrochements. Le diamètre des enrochements est déterminé par la formule d'IZBASCH [11].

2.2 Méthodologie de la conception de l'ouvrage

La conception des ponts résulte d'une démarche dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage projeté vis-à-vis des différentes contraintes imposées [12]. La démarche adoptée, inspirée du manuel [13] se résume comme suit :

2.2.1 Le recueil des données de l'ouvrage

Cette étape désigne le recueil des informations indispensables à l'étude vis-à-vis du choix de type de franchissement et de sa conception générale. On distingue entre autres les données suivantes :

Les données naturelles

Les données naturelles à recueillir concernent entre autres les domaines suivants :

- La topographie : le relevé topographique du site est essentiel pour l'étude
- L'hydrologie : la nature et les caractéristiques de l'écoulement sont nécessaires en cas de franchissement d'un cours d'eau.

- La géotechnique : il s'agit des données relatives à la nature du sol et du sous-sol mais aussi la connaissance du niveau de la nappe phréatique qui sont des données très importantes dans la phase d'étude du projet.
- Les actions naturelles : ce sont des actions capables de solliciter de façon directe le pont telles que le vent, la neige et les séismes.

Les données fonctionnelles

Il convient d'établir le profil en travers-type de l'ouvrage qui comprendra les données fonctionnelles telles que le nombre de voies ainsi que leur largeur et l'aménagement complet de la voie portée.

2.2.2.2 Choix du type d'ouvrage

A l'issu de l'analyse des données de conceptions, il faudra ressortir une série de variantes adoptables. Dans cette dernière phase de conception, plusieurs variantes sont sélectionnées à partir de recherches sur les typologies d'ouvrages adéquates dans des ouvrages de référence tel que [12]. Ces variantes subissent ensuite l'analyse comparative multicritère sur la base des six (06) critères suivants :

- . Longueur en travée courante ;
- . Complexité technique ;
- . Disponibilités locales ;
- . Coût d'investissement ;
- . Durabilité et entretien ;
- . Critère esthétique.

Les résultats de cette analyse permettront de choisir la solution définitive comptée comme la plus optimale vis-à-vis des contraintes imposées.

2.2.3 Méthodologie du dimensionnement des éléments du pont

Selon l'option retenue, les différentes parties de l'ouvrage sont dimensionnées sur la base de nos connaissances théoriques et techniques. Étape par étape il faudra dimensionner :

- Le tablier : selon sa morphologie longitudinale et transversale, les éléments du tablier seront dimensionnés pour supporter le trafic.

- Les appuis et culées : selon qu'il s'agisse de piles ou de voiles, la structure porteuse sera rigoureusement dimensionnée dans des conditions de stabilité et de l'ouvrage
- Les fondations : elles constituent la base de l'ouvrage, il est important de veiller à leur bonne mise en œuvre.

2.2.3.1 Hypothèses sur les matériaux

- Caractéristiques du béton

Les caractéristiques du béton sont déterminées suivant les règles combinées du BAEL [14] et également celles du BPEL [15].

Le béton utilisé dans l'ensemble de l'ouvrage admet globalement les mêmes propriétés qui sont :

- *Résistance à la compression*

Choix du béton : le béton utilisé a une résistance caractéristique à la compression à 28 jours de 35 MPa.

Pour $j < 28$ jours et $f_{cj} = 40 \text{ MPa}$, $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$

- *Résistance à la traction*

La résistance à la traction est donnée par la formule suivante : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$

À $t = 28$ jours, $f_{tj} = 2.7 \text{ MPa}$

- *Module de déformation longitudinale instantanée*

Le module de déformation instantanée, défini pour des charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures est donné par : $E_{ij} = \sqrt[3]{11000 f_{cj}}$

À $t = 28$ jours : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.73 \text{ MPa}$

- *Module de déformation longitudinale différée*

Le module de déformation longitudinale différée est donné par : $E_{vj} = \sqrt[3]{3700 f_{cj}}$

À $t = 28$ jours : $E_{vj} = 12012.95 \text{ MPa}$

– *Les contraintes limites de compression*

$$A l'ELU : \sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \quad \begin{cases} \text{action permanente: } \gamma_b = 1.5 \rightarrow \sigma_{bc} = 19.83 \text{ MPa} \\ \text{action accidentelle: } \gamma_b = 1.15 \rightarrow \sigma_{bc} = 25.87 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A l'ELS : \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

– *Caractéristiques des armatures*

Les armatures utilisées seront de deux catégories différentes : les aciers HA dans le dimensionnement de tous les éléments en béton armé et les armatures de précontrainte réservés aux efforts dans les poutres.

– **Aciers HA**

– *Limite d'élasticité*

Aciers HA Fe500 : $f_e = 500 \text{ MPa}$

– *Caractéristiques de l'adhérence*

Coefficient de fissuration : pour les HA, il sera $\eta = 1.6$

Coefficient de scellement : 1.50 pour les HA

– *Contrainte limite de traction de l'acier :*

A l'ELS ; Type de fissuration : Préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = \min(333.33; \max(250; 228.6)) = \min(333.33; 250)$$

$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$; la contrainte moyenne admissible dans l'acier.

A l'ELU :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}; \text{ on a : } \begin{cases} \text{combinaison fondamentale : } \gamma_s = 1.5 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 333.33 \text{ MPa} \\ \text{combinaison accidentelle: } \gamma_s = 1 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 500 \text{ MPa} \end{cases}$$

– **Aciers de précontrainte**

– *Module d'Young*

$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$ Pour les torons

– *Caractéristiques géométriques :*

- ❖ Nombre de torons par câbles : 12
- ❖ Section nominale de l'acier : $A_p = 93 \text{ mm}^2$
- ❖ Diamètre des gaines : $\varnothing = 80 \text{ mm}$

– *Caractéristiques mécaniques :*

- ❖ Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- ❖ Contrainte de limite élastique garantie : $f_{peg} = 1674 \text{ MPa}$
- ❖ Coefficient de frottement angulaire : $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$
- ❖ Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$
- ❖ Coefficient caractéristique de la relaxation de l'acier après pour les aciers à basse relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2.5\%$

2.2.3.2 Dimensionnement du tablier

a. L'évaluation des charges

L'étape préliminaire dans le dimensionnement du pont concerne l'évaluation des charges auxquelles sont soumises le tablier. Les actions peuvent être regroupées en deux catégories principales à savoir :

Les actions hors trafic

Il s'agit des :

- Charges permanentes : le poids propre des éléments porteurs (poutre, caisson, ...) et non-porteurs (trottoirs, corniches, revêtement, garde-corps...)
- Charges variables : les actions climatiques (vent et températures)
- Charges accidentelles : les actions sismiques, négligées dans notre étude

Les actions dues au trafic

Les charges à considérer sont définies par le fascicule 61 titre II, qui contient le programme d charges et épreuves des ponts routes[16].

- Il s'agit des surcharges variables représentées par des systèmes de charges prédéfinis (système A, systèmes B, charges militaires et convois exceptionnels)
- Les actions accidentelles causées par le choc d'un véhicule sur un des éléments porteurs du pont

Coefficients de pondération des systèmes de charges

Pour chaque système de charges, il existe un coefficient de pondération défini par [17] selon l'état limite considéré. Ainsi nous admettons les coefficients ci-après dans le tableau :

Tableau 1 : Coefficients de pondération des charges

Action	E.L.U	E.L.S
Poids propre(G)	1.35	1
Surcharge A(L)	1.6	1.2
Système B	1.6	1.2
Charges militaires	1.35	1
Charges exceptionnelles	1.35	1
Charges du trottoir (St)	1.6	1.2

Les différentes combinaisons d'actions à l'ELS et à l'ELU suivantes seront prises en compte dans la détermination des efforts :

Combinaison d'actions sélectionnées

Tableau 2 : Combinaisons étudiées

Combinaison Type de charges	ELS	ELU
A(I)	$1.35G + 1.6 (A+St)$	$G + 1.2 (A+St)$
Système Bc	$1.35G + 1.6 (Bc+St)$	$G + 1.2 (Bc + St)$
Mc120	$1.35G + 1.35Mc$	$G + Mc$
D240	$1.35G + 1.35D$	$G + D$

b. L'étude des poutres précontraintes

Le dimensionnement des poutres précontraintes a été réalisé par la combinaison des prescriptions du guide de conception des VIPP [18] associé à la méthodologie présentée dans une œuvre de l'auteur H. THONIER [19] ouvrage en conformité avec le BPEL 91 [15]. Le principe de câblage est tel que l'effort de précontrainte longitudinale se repartie en deux familles de câbles à savoir :

- Une première famille de câbles mise en tension sur les poutres seules après leur bétonnage. L'action de cette précontrainte est plus efficace car elle s'applique sur une section réduite (poutre uniquement).
- Une deuxième famille de câbles mise en tension après que le béton du hourdis ait atteint une certaine résistance. La précontrainte de seconde famille est quant à elle dimensionnée pour reprendre les actions supplémentaires telles que celles de la superstructure.

Le type de câbles recommandé dans le cadre de la réalisation des VIPP sont généralement les câbles de type T13 ou T15 de qualité standard ou super [18]. Le dimensionnement de la précontrainte se fait en classe II qui est une classe qui concerne le béton tendu de contrainte de traction limitée inférieure à la résistance à la traction du béton. Dans ce volet, le tablier dont la structure porteuse principale se constitue des poutres précontraintes sera modélisé dans le logiciel RSA où nous pourrions récupérer les moments et efforts tranchants dans les poutres pour un dimensionnement manuel de la précontrainte principalement en suivant le [19].

– Allure des câbles de précontrainte

Pour optimiser l'effet de la précontrainte sur le plan de la résistance en flexion ainsi que celui de la résistance en compression, Le tracé adopté est sous la forme parabolique. C'est un tracé symétrique par rapport au milieu de la poutre et chaque câble est disposé suivant un tronçon parabolique déterminé par l'équation :

$$y = ax^2 + bx + c$$

, l'origine du repère correspondant au point de l'ancrage.

• Pertes de précontrainte

La tension en service observée au sein d'une armature de précontrainte diffère de la tension appliquée à l'étape initiale de sa mise en œuvre (à la mise en tension). En effet, on observe une

baisse de tension au sein du câble qui est liée à plusieurs phénomènes se produisant instantanément et d'autres phénomènes observables au cours du temps. Il est donc important de pré-estimer ces pertes afin de déduire la valeur de la tension initiale à appliquer au moment de la mise en tension. Le calcul des pertes de précontrainte est défini par le BPEL 91 [15].

❖ Les pertes instantanées

Les pertes instantanées de précontrainte sont les pertes de tension qui se produisent en tension des câbles. Elles peuvent être de trois sources différentes à savoir :

- Les pertes par frottement

Ces pertes sont liées au frottement du câble sur la gaine au cours de la mise en tension au niveau des zones de contact entre ces éléments soit dans les zones dites courbes et les points où le tracé présente des irrégularités.

- Les pertes dues au recul d'ancrage

Au cours du transfert de l'effort de précontrainte du vérin vers l'ancrage, il se produit un raccourcissement du câble. Ce raccourcissement est dû au glissement des torons dans les clavettes. Son impact survient à l'ancrage et régresse jusqu'à s'annuler à une distance notée λ .

- Les pertes dues au raccourcissement élastique du béton

Sous l'action des armatures de précontrainte et des autres charges permanentes, le béton s'expose à des déformations instantanées entraînant une perte de tension dans chacune des armatures des précontraintes.

❖ Les pertes différées

Ce sont les pertes qui surviennent progressivement au cours du temps. Elles ont trois différentes origines à savoir : le retrait du béton ; le fluage et la relaxation des câbles

- Les pertes dues au retrait du béton

Le retrait est le phénomène de raccourcissement du béton dû à l'évaporation des eaux excédentaires et aux réactions au sein du béton au cours des premiers mois suivant le coulage

du béton. Les câbles étant liés au béton ils subissent également des déformations provoquant des pertes de tension.

- Les pertes par relaxation des aciers

Les pertes par relaxation de l'acier désignent le relâchement de l'acier qui produit la régression de la tension initialement appliquée.

- Les pertes dues au fluage du béton

Le fluage du béton désigne la déformation qui survient au niveau du béton dès l'application d'un chargement permanent.

❖ Estimation des pertes totales de précontrainte

Les câbles de première famille étant dimensionnées pour reprendre 2/3 de la précontrainte totale et 1/3 pour les câbles de deuxième famille [18], nous calculerons les pertes de précontrainte totales de la façon suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \frac{1}{3}(\Delta\sigma_{\text{ins } 1} + \Delta\sigma_{\text{diff } 1}) + \frac{2}{3}(\Delta\sigma_{\text{ins } 2} + \Delta\sigma_{\text{diff } 2})$$

• Vérification à l'ELU

Toute section de poutre en béton précontraint doit être vérifiée en ELU. L'équilibre est défini lorsque la résultante de compression du béton comprimé est égale à la résultante de traction de l'acier. Il faudra vérifier l'inégalité suivante :

$$A_p \times \sigma_3 \geq F_b$$

Avec :

A_p : la section des aciers de précontrainte (mm²)

σ_3 : contrainte dans l'acier (MPa)

F_b : la résultante de compression du béton (MN)

c. Le dimensionnement des éléments en béton armé

En dehors des poutres, le tablier est constitué des éléments suivants : hourdis et entretoises d'about qui sont réalisés en béton armé. Tout en gardant les dispositions et recommandation du guide SETRA [18], les éléments en béton armé sont dimensionnés à l'aide de guides complémentaires tel que le BAEL 91 [14] qui définit les règles et formules de calcul des éléments en béton armé.

– Hourdis

L'hourdis est la dalle support de la couche de roulement de la chaussée et assure ainsi la répartition des charges d'exploitation vers les poutres. L'hourdis est une dalle armée sollicitée dans deux directions à savoir le sens longitudinal et le sens transversal. L'étude de l'hourdis consiste à déterminer le ferraillage nécessaire pour la résistance de la structure sur la base des efforts internes observés. Les moments fléchissant suivant ces deux directions (M_{xx} et M_{yy}) nous serviront pour le calcul des sections d'armatures longitudinales et transversales nécessaires. Les moments fléchissant sont obtenus par modélisation RSA et les sections d'acier sont calculées manuellement puis confirmées par le logiciel Expert-BA. Dans un contexte de fissurations jugées préjudiciables, les calculs seront effectués à l'ELU puis vérifiés à l'ELS.

– Entretoises d'about

L'entretoise d'about fait office de poutraison transversale. Le rôle des entretoises d'about est indispensable pour le vérinage du tablier spécialement lors du remplacement des appareils d'appui. Le cas de chargement correspondant au vérinage est donc le chargement prépondérant pour le dimensionnement des entretoises. Pour l'étude des entretoises, les efforts sont récupérés dans le logiciel RSA puis le ferraillage est dimensionné dans le logiciel expert BA qui applique à la poutre les règles de dimensionnement du BAEL 91 [14].

d. Le dimensionnement des équipements du tablier

✚ Le dimensionnement des appareils d'appui

Pour le dimensionnement des appareils d'appui, la référence principale est le guide SETRA de dimensionnement des appareils d'appui en élastomère fretté [20]. Notons que les appareils

d'appui sont des dispositifs reposant sur des bossages dont la fonction principale est de transmettre les charges du tablier vers les appuis. La surface de l'appareil d'appui est déterminée en vérifiant que la contrainte dans l'appareil d'appui soit inférieure à la limite de compression de l'appareil d'appui.

$$\frac{N_{max}}{a \times b} \leq \sigma_m$$

Avec :

$\sigma_m = 15$ MPa, la contrainte limite de compression de l'appareil d'appui.

a : la dimension parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage (mm)

b : la dimension perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage (mm)

N_{max} : l'effort normal agissant sur l'appareil d'appui (N)

Par ailleurs, Les appareils d'appui étant soumis aux sollicitations verticales et horizontales ainsi qu'à la déformation horizontale ou angulaire, les règles de dimensionnement [20] imposent des vérifications du dimensionnement basées sur les conditions suivantes :

- La distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à 7 ;
- L'épaisseur des différentes frettes doit être suffisante pour résister à la traction ;
- La stabilité de l'appareil d'appui doit être vérifiée vis-à-vis du flambement, du glissement et de la rotation ;

 Le dimensionnement des joints de chaussée

Afin de permettre au tablier de se mouvoir en toute sécurité, il convient de ménager un jeu à ses extrémités par le biais des joints de chaussée. Ainsi, le paramètre déterminant pour le choix et le dimensionnement du joint de chaussée est la valeur du déplacement induit dénommé : souffle du joint. Le souffle total du joint prend donc en compte les éléments suivants :

- Le souffle issu du retrait,
- Le souffle issu du fluage,
- Le souffle issu des variations de température

- La valeur de la rotation causée par les charges d'exploitation.

Récapitulatif des actions à considérer :

T_k : effet de la valeur de la température avec

$Q_{k-fq-trot}$: effet des charges de trafic (rotation) avec leur valeur fréquente y compris les charges de trottoir cumulables

Q_{lk} : effet des forces de freinage

G : déformation linéaire due au retrait et au fluage

Les actions considérées admettent des combinaisons conformément aux prescriptions du guide [21]. Les combinaisons d'actions considérées sont :

A l'ELS :

$$S = G + Q_k + Q_{lk} + 0.6 T_k$$

A l'ELU :

$$S = 1.35G + 1.35Q_k + 1.35Q_{lk} + 1.5 \times 0.6 T_k$$

2.2.3.3 Dimensionnement des appuis intermédiaires du pont

D'une manière générale les appuis intermédiaires (piles) sont constitués de deux parties [22] :

- ✚ La superstructure sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appui. Elle est constituée soit d'une série de colonnes ou par un voile surmonté d'un chevêtre.

- ✚ La fondation, constituée soit par une semelle simple par des pieux posés sur une semelle de liaison.

Pour le dimensionnement des appuis, nous avons recours à 02 ouvrages principaux : le PP 73 [22] et l'ouvrage « projet et construction » [23]. Notons que les caractéristiques des appuis dépendent des caractéristiques de l'ouvrage et des propriétés du terrain naturel. Les différents appuis du pont seront modélisés dans le logiciel RSA conformément à leur état de chargement. A partir des efforts observés dans les structures, on pourra visionner et analyser éventuellement les cartographies de ferrailage proposées soit par les logiciels RSA ou expert BA.

Les charges appliquées aux appuis sont :

- ✚ Les charges verticales, constituées par le poids propre de l'appui, le poids de l'entretoise et le poids du chevêtre et les réactions ponctuelles du tablier (charges permanentes et actions variables)
- ✚ Les charges horizontales constituées par l'effort de freinage et l'action du vent.

2.2.3.4 Dimensionnement des appuis extrêmes du pont

Les appuis extrêmes du pont (culées) admettent diverses conceptions présentées dans le PP 73 [22] qui sera le guide majeur de notre démarche. La tête de culée se compose comme suit : (voir figure)

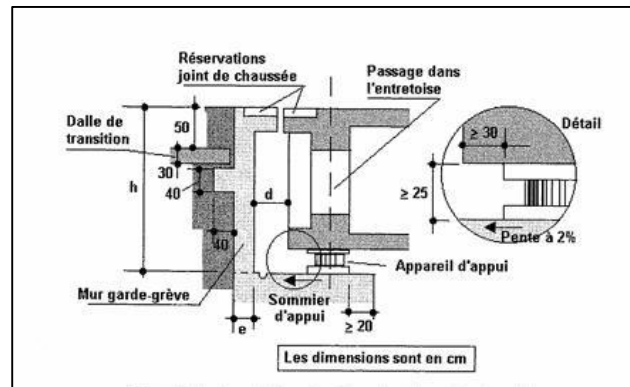


Figure 7 : Composition d'une tête de culée [23]

Le dimensionnement de la culée prévoit le dimensionnement des éléments suivants :

✚ La dalle de transition : c'est une dalle conçue pour limiter les tassements aux abords de l'ouvrage. La méthodologie de dimensionnement de la dalle de transition appliquée est inspirée de la combinaison des prescriptions du [24] et du [22].

✚ Le mur garde-grève : ses caractéristiques mécaniques et géométriques établies relativement aux caractéristiques du tablier sont préétablies par le PP 73 [22] en fonction de la hauteur du tablier.

✚ Les murs en retours : leur rôle est de protéger le sommier d'appui contre les chutes de matériaux ...

✚ Le sommier d'appui : pour le dimensionnement du sommier d'appui, nous aurons recours à une modélisation de la structure complète de la culée dans le logiciel RSA. Cette modélisation nous permettra de réaliser un dimensionnement du sommier d'appui en tenant

compte des charges appliquées sur le sommier et des réactions apportées par ses ouvrages annexes.

2.2.4 Méthodologie de l'étude d'impact environnemental et sociale

L'EIES désigne l'analyse préalable réalisée avant la mise en œuvre d'un projet afin d'identifier les impacts positifs et négatifs du projet sur son environnement immédiat dans le but de prévoir des mesures pour pallier aux désavantages sociaux et écologiques du projet. En Côte d'Ivoire, la politique environnementale est placée sous l'égide du Ministère de l'Environnement et du Développement Durable (MINEDD)[25]. Il existe donc un cadre institutionnel légal visant à régulariser les impacts sociaux et environnementaux des projets. Notre projet ne sera pas en marge de cette politique d'où la réalisation dans les prochains chapitres d'un aperçu d'impact environnemental et social pour présenter les impacts positifs et négatifs du projet mais aussi et surtout pour proposer des mesures d'atténuation vis-à-vis des effets négatifs du projet.

2.2.5 Méthodologie de l'estimation financière

L'estimation financière est la partie du projet où les tâches sont énumérées et les ressources nécessaires sont quantifiées puis évaluées financièrement à partir du bordereau de prix unitaire que l'entreprise met à notre disposition. Le coût total estimatif du projet est alors établi pour une meilleure appréciation du budget à prévoir.

CONCLUSION PARTIELLE

Dans ce chapitre, nous avons présenté globalement les méthodes appliquées pour atteindre les objectifs spécifiques de l'étude en prenant le soin de citer les œuvres de référence méthodologiques exploitées au cours de l'étude.

CHAPITRE 3 : RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

Les résultats et valeurs déterminantes obtenues lors des différents volets de l'étude seront présentés dans ce chapitre. Cependant les détails des études et lignes de calculs intermédiaires se trouvent dans les pages annexes.

3.1 Étude hydraulique

3.1.1 Détermination de la côte PHE projet

3.1.1.1 Côte naturelle du cours d'eau

Le profil en travers du cours d'eau au droit de l'ouvrage projeté indique une hauteur d'eau normale de 36.43 mètres pour une brèche de deux cent mètres (200 m) et la morphologie du lit du cours d'eau se présente comme suit :

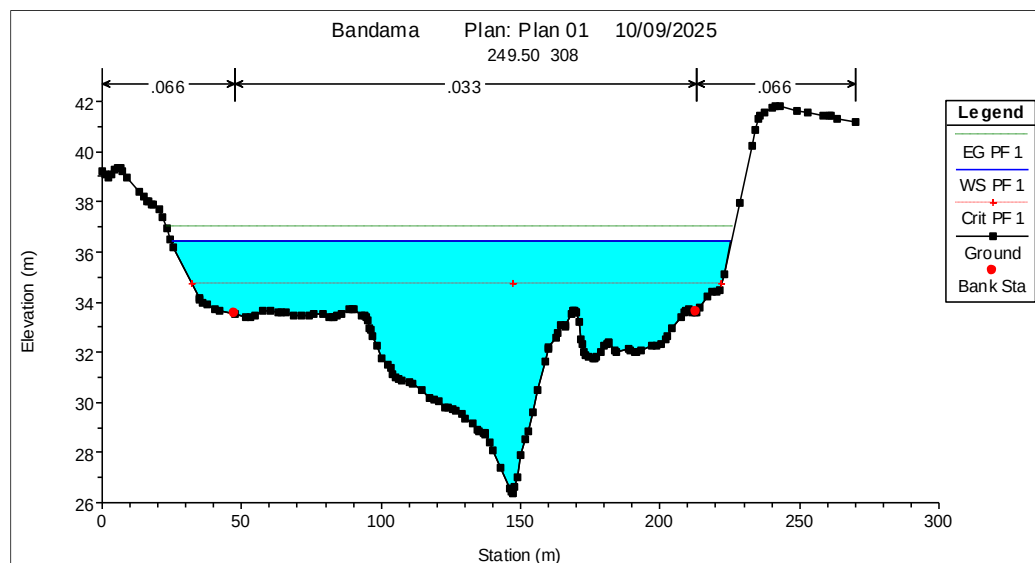


Figure 8 : Coupe transversale du cours d'eau au droit de l'ouvrage projeté

La côte naturelle du cours d'eau au droit du franchissement projeté est donc $Z_N = 36.43 \text{ m}$

3.1.1.2 Surélévation à prendre en compte

La surélévation obtenue après calcul est : $\Delta Z = 1.61 \text{ m}$

Les hypothèses de calcul sont disponibles dans [l'annexe 1](#).

3.1.1.3 Le tirant d'air à observer

Compte tenu du fait que le projet soit en zone de savane, le tirant d'air sera $h = 2.00$ m

3.1.1.4 Côte PHE projet

Ainsi, La côte PHE projet est telle que :

$$Z_{PHE} = 36.43 + 1.61 + 2.00$$

$$Z_{PHE} = 40.04 \text{ m}$$

3.1.2 Évaluation de l'érosion autour des appuis

Les valeurs de l'affouillement selon chaque catégorie sont :

- Profondeur d'affouillement normale :

$$H_N \approx 4 \text{ m}$$

- Profondeur d'affouillement dû à la réduction de la section : cette dimension n'est pas prise en compte dans nos calculs car la réduction de section entraînée par l'ouvrage est négligeable.
- Profondeur d'affouillement locale :

$$H_L = 1.4 \text{ m}$$

3.1.3 Protection contre les affouillements

Le diamètre des enrochements obtenu en appliquant la formule de IZBACH[11] vaut :

$$\Delta = 0.87 \text{ m}$$

Les détails relatifs aux formules explicites et aux applications numériques sont consignées à [l'annexe 1](#).

3.2 Conception de l'ouvrage

3.2.1 Recueil et analyse des données

Les données à partir desquelles se fait le choix de la typologie d'ouvrages sont telles que :

- Données naturelles : nous avons analysé les données topographiques et bathymétriques de la zone qui donnent une profondeur maximale du fleuve d'environ 10.04 mètres au droit de l'ouvrage projeté. Le type de végétation de cette zone renvoie à la savane arborée et le climat quant à lui est un climat tropical humide avec absence de séismes, de neige et une faible incidence du vent.
- Les données fonctionnelles : l'ouvrage projeté s'étend sur une longueur totale de deux cent (200) mètres pour une chaussée aménagée en 2 X 2 voies séparées par un TPC et bordées de deux trottoirs pour une largeur totale du tablier de Vingt-deux mètres (22 m).

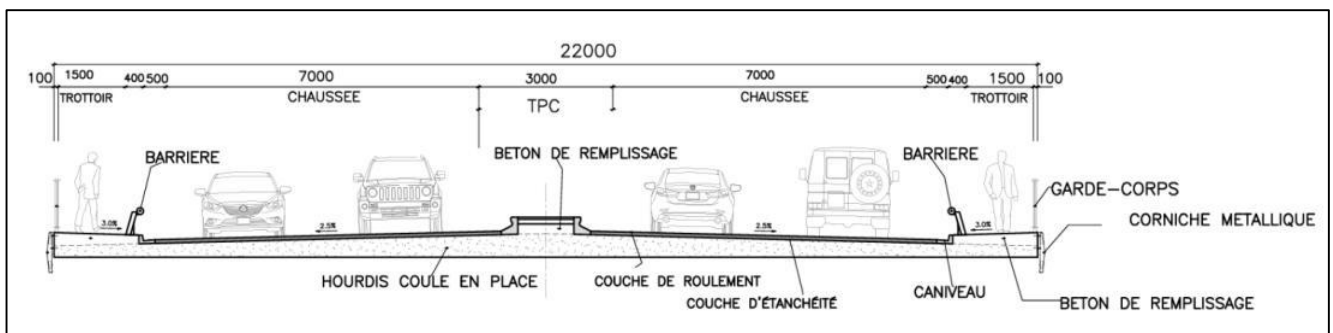


Figure 9: Données fonctionnelles de l'ouvrage

3.2.2 Propositions de variantes

Sur la base des données de conception, nous avons pris le soin de sélectionner trois options pertinentes que nous allons décrire globalement.

- ❖ Variante 1 : Passage Supérieur et Inférieur en Béton Armé (PSIBA) :

Pour franchir la brèche de deux cent mètres (200 m), nous proposons comme variante N°1 un à poutres en béton armé constitué de cinq travées indépendantes de quarante mètres chacune.

La technique de réalisation en béton armé présente un avantage majeur au vu de la disponibilité des matériaux et de la maîtrise locale de la technique.

❖ Variante 2 : le viaduc à poutres précontraintes (VIPP)

Le VIPP est un pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension. Il est adapté au franchissement des grandes portées et permet d'éviter l'utilisation des cintres grâce à la préfabrication des poutres. Nous aurons pour cette conception, 05 travées isostatiques de quarante mètres (40 m) de portée chacune.

❖ Variante 3 : pont en arc moderne ou bow-string

Il se présente sous la forme d'un arc en acier placé au-dessus d'un tablier en béton armé ou en acier via des suspentes. Le tablier à travée unique de deux cent mètres et l'arc ayant pour flèche la valeur $L/50$ soit environ quarante mètres (40 m) à la clé. C'est une structure où les éléments arc + tablier + suspentes forment un système fermé au sein duquel s'équilibrent les efforts, le tablier assurant la fonction de tirant.

3.2.3 Analyse comparative multicritère

Comparons de manière analytique, les différentes propositions sur la base de critères techniques, structurels et économiques pour retenir le choix de conception le plus optimal. Les détails de cette analyse multicritère sont consignés dans [l'annexe 2](#).

Tableau 3 : Résumé de l'analyse multicritère

Type de pont	Note /5
Passage Supérieur et Inférieur en Béton Armé (PSIBA)	3.7
Viaduc à travées Indépendantes en Poutres Précontraintes (VIPP)	4.35
Le Pont en arc moderne bow-string	3.4

3.2.4 Choix et justification de la variante optimale

Nous retiendrons pour la suite, la variante N. 2, le VIPP car elle représente l'option la plus optimale. En plus d'être une solution favorable en termes de coût d'investissement et de délai

d'exécution, c'est une conception qui satisfait au critère esthétique qui est un critère prépondérant pour notre étude.

3.3 Étude du tablier de l'ouvrage

3.3.1 Prédimensionnement du tablier

L'élancement du tablier variant de 1/17 à 1/20 selon le guide de conception[18], nous retenons une valeur courante d'élancement du tablier de 1/17.

La hauteur du tablier est :

$$H_{(\text{tablier})} = \frac{1}{17} \times 40 = 2.35 \text{ m}, \text{ soit une hauteur totale du tablier de } \mathbf{2.35 \text{ mètres.}}$$

❖ Hourdis

L'épaisseur du hourdis est généralement constante et varie de 0.16 à 0.20 mètres. Ici, le hourdis mis en place sera de 0.20 m soit 20 cm au-dessus des poutres.

❖ Poutres

➤ Hauteur des poutres

La hauteur des poutres, dans le cas du hourdis général est la différence entre la hauteur totale du tablier (H_T) et la hauteur du hourdis (H_h).

$$H_p = H_T - H_h = 2.35 - 0.20 = 2.15 \text{ m}$$

➤ Épaisseur de l'âme

L'épaisseur de l'âme des poutres est comprise entre [30 ; 35] cm, et nous tiendrons compte d'une épaisseur de l'âme de 30 centimètres.

➤ Table de compression

La largeur de la table devra être supérieur à 60% de la hauteur de la poutre avec $h_t \geq 10 \text{ cm}$ [18]. Ainsi, considérons les dimensions suivantes : $h_t = 15 \text{ cm}$ et la largeur $b_t = 2.00 \text{ mètres}$.

➤ Le talon de la poutre

La hauteur de la section verticale varie en général entre 0.10 et 0.20 mètres. Ici la hauteur verticale est de 0.15 mètres et la hauteur totale du talon de 0.45 mètres.

➤ Le nombre de poutres

Le nombre total de poutres est estimée à neuf (09) poutres pour une valeur d'entraxe de 2.5 mètres.

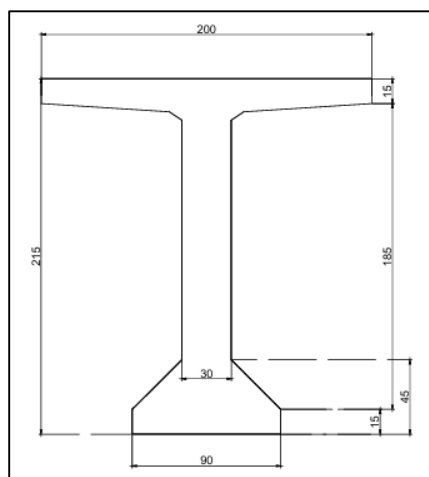


Figure 10 : schéma de la coupe transversale de la poutre

❖ Les entretoises

L'épaisseur des entretoises est comprise entre 25 et 30 cm et leur hauteur avoisine celle des poutres avec un écart permettant de faciliter l'accès aux appareils d'appui. La section retenue pour les entretoises d'about est $(0.3 \times 1.70) \text{ m}^2$.

❖ La superstructure du tablier

- Trottoirs : les deux trottoirs de deux mètres de largeur chacun sont en béton armé pour une épaisseur de vingt-cinq centimètres (25 cm) au-dessus du hourdis.
- Barrières et gardes corps : nous avons des barrières de type BN4 entre la chaussée et les trottoirs et des gardes corps aux bords extérieures des trottoirs.
- Le Terre-plein central (TPC) de trois mètres (3 m) réalisé en béton.
- Etanchéité et revêtement : il est prévu dans l'aménagement de la chaussée une couche d'étanchéité de trois centimètres (3 cm) d'épaisseur et un revêtement de sept centimètres (7 cm).

- Corniches de type métallique de part et d'autre du tablier.

3.3.2 Évaluation des efforts dans le tablier

3.3.2.1 Définition et évaluation des charges

- Les actions hors trafic comprenant les charges permanentes

Tableau 4: Bilan des charges permanentes

Types d'éléments		Charges (kN)
Éléments porteur	Poutres	9720
	Hourdis	4400
Éléments non-porteurs	Entretoises	280.5
	Trottoirs	400
	TPC	750
	Corniches	80
	Garde-corps	80
	Barrières	1040
	Etanchéité	460.8
	Enrobé	1075.2
TOTAL (en kN)		18286.5

Les détails de détermination des charges sont présentés dans [l'annexe 03](#).

e. Les actions dues au Traffic

Il s'agit notamment des surcharges variables représentées par des systèmes de charges prédéfinis (système A, systèmes B, charges militaires et convois exceptionnels). Les valeurs des charges sont explicitées en annexe.

Tableau 5 : Poids du chargement par système de charge

Système	Poids total du chargement (kN)
Système A(l)	3873.7
Système Bc	2035.2
Convoi Mc 120	2336.6
Convoi D	2800

3.3.2.2 Détermination des efforts

La détermination des efforts à savoir les efforts tranchants et les moments fléchissant, est réalisée à l'aide du logiciel RSA. La combinaison la plus défavorable correspond au cas de chargement des convois exceptionnels D.

Tableau 6 : Efforts maximum dans le tablier

		Effort tranchant (t)	Moment fléchissant (t.m)
Sous charges permanentes	ELS	92.28	928.71
	ELU	124.58	1253.76
Sous la combinaison la plus défavorables	ELS	152.9	1388.42
	ELU	206.44	1874.37

3.3.3 Étude des poutres précontraintes

Déterminons la tension à l'origine des câbles

La tension à l'origine est la tension imposée aux armatures devant un ancrage actif et le dispositif d'épanouissement associé. Elle est plafonnée à être comprise entre $0.8 f_{pk}$ et $0.9 f_{p0.1k}$.

Avec : $f_{pk}=1860 \text{ MPa}$ Et : $f_{p0.1k}=1660 \text{ MPa}$

$$\sigma_{po} = \min \begin{cases} 0.8 \times 1860 = 1488 \text{ MPa} \\ 0.9 \times 1660 = 1494 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{po} = 1488 \text{ MPa}$$

3.3.3.1 Déterminons le nombre de câbles de précontrainte

Le calcul du nombre de câbles de précontrainte se fait dans la section médiane avec prise en compte du hourdis. A l'issu des calculs, (qui sont explicités dans [l'annexe 4](#)), on obtient sept (07) câbles de type 12T13 dont cinq (05) câbles de première famille et deux (02) de seconde famille.

La disposition des câbles en section médiane et à l'about sont illustrés sur les figures ci-après.

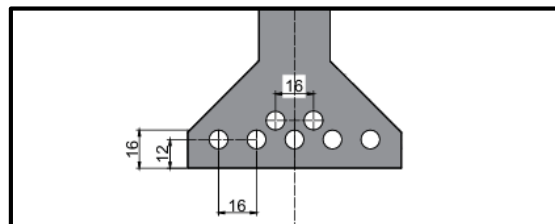


Figure 11: Disposition des câbles en section médiane

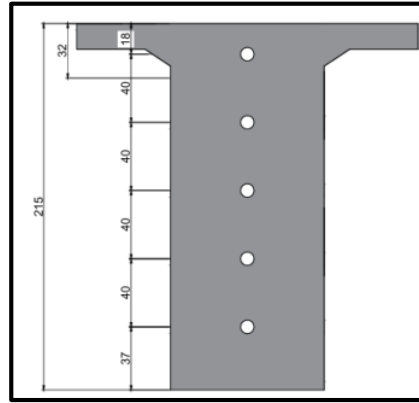


Figure 12: Disposition des câbles à l'about

3.3.3.2 Allure des câbles

Câble 1 :

$$\text{À } x = 0 \text{ m : } y = c = 0.37 \text{ m}$$

$$\text{À } x = 20 \text{ m : } y = a \times 20^2 + b \times 20 + 0.37 = 0.12 \text{ m (1)}$$

$$\text{À } x = 20 \text{ m : } y' = 2 \times a \times 20 + b = 0 \text{ (2)}$$

$$(2) \Leftrightarrow b = -2 \times a \times x = -2 \times a \times 20$$

$$\text{Et (2) dans (1) nous donne : } y = a \times 20^2 + (-2a \times 20) \times 20 + 0.37 = 0.12$$

$$\begin{cases} a = (-y(0) + c)/x^2 = (-0.12 + 0.37)/20^2 = 0.001125 \\ b = -2 \times 0.001125 \times 20 = -0.045 \end{cases}$$

D'où les paramètres $a = 0.001125$; $b = -0.045$; $c = 0.37$

Et l'équation de la parabole 1 est : $y = 0.001125 \times x^2 - 0.045 \times x + 0.37$

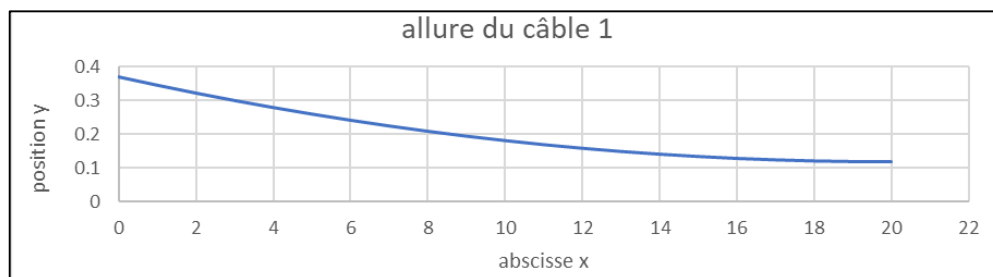


Figure 13: Allure du câble N.1

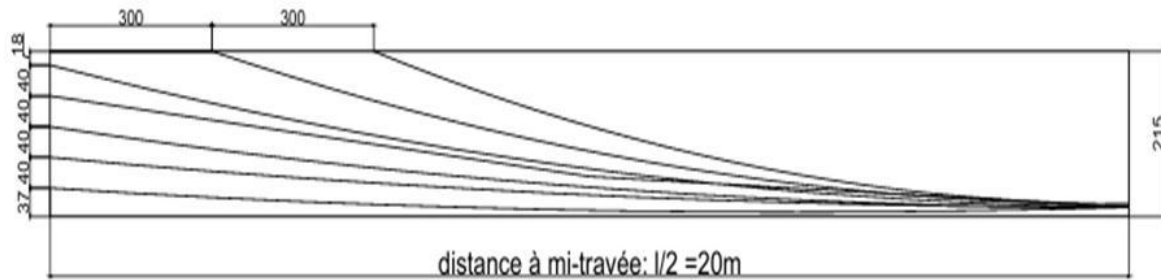


Figure 14 : Disposition de l'ensemble des câbles à l'ancrage

Les allures des six autres câbles sont consignées dans [l'annexe 4](#).

3.3.3.3 Les pertes de précontrainte

❖ Le bilan des pertes instantanées de précontraintes est donné dans le tableau suivant :

Tableau 7 : Bilan des pertes instantanées de précontrainte

	Pertes par frottement (MPa)	Pertes par recul d'ancrage (MPa)	Pertes dues au raccourcissement du béton (MPa)	Pertes instantanées totales (MPa)
1 ^{ère} famille de câbles	71.74	0	63.67	135.41
2 ^{ème} famille de câbles	91.19	0	14.25	105.45

$\frac{135.41}{1488} = 0.09$, soit le total des pertes instantanées estimé à 9 % de la tension à l'origine des câbles de première famille.

$\frac{105.45}{1488} = 0.07$, soit le total des pertes instantanées estimé à 7 % de la tension à l'origine des câbles de deuxième famille.

❖ Le bilan des pertes différées de précontrainte est tel que :

$\frac{188.64}{1488} = 0.127$, soit le total des pertes instantanées estimé à 12.7 % de la tension à l'origine des câbles de première famille.

$\frac{105.45}{1488} = 0.134$, soit le total des pertes instantanées estimé à 13.4 % de la tension à l'origine des câbles de deuxième famille.

Tableau 8 : Bilan des pertes différées de précontrainte

	Pertes dues au retrait (MPa)	Pertes dues à la relaxation des câbles (MPa)	Pertes dues au fluage (MPa)	Pertes différées totales (MPa)
1 ^{ère} famille de câbles	57	66.11	75.96	188.06
2 ^{ème} famille de câbles	57	65.52	87.66	199.26

❖ Estimation des pertes totales de précontrainte :

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \frac{1}{3}(102.04 + 199.26) + \frac{2}{3}(98.29 + 188.06)$$

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = 291.32 \text{ MPa}$$

$$\frac{291.32}{1488} = 0.196 \text{ Soit } 19.6 \approx 20\% \text{ de la tension à l'origine } \Delta\sigma_{p0}$$

3.3.3.4 Vérification à l'ELU

La résultante de compression du béton est :

$$F_b = 9.58 \text{ MN}$$

La résultante de traction dans l'acier est :

$$P_3 = 10.39 \text{ MN}$$

$P_3 = 10.39 \text{ MN} > F_b = 9.58 \text{ MN}$; ce qui signifie que les aciers de traction ne sont pas nécessaires.

✚ Détermination de la section d'acier transversale minimale

En supposant qu'il n'y a reprise de bétonnage, prenons $\beta_u = 45^\circ$

La section d'acier minimale d'armatures transversale vaut :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} = \frac{0.4 \times \gamma_s \times b_n}{f_e} = \frac{0.4 \times 1.15 \times 0.82}{500} \times 10^4 = 7.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La section d'acier nécessaire pour les cadres verticaux est donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau_u \times \gamma_s \times b_n}{f_e} \times \tan(\beta_u) = \frac{0.94 \times 1.15 \times 0.82}{500} \times 10^4 = 17.7 \text{ cm}^2/m$$

- Sur appui : $S_t = \frac{2 \times 1.13}{17.7} = 0.13 \text{ m}$
- En travée : $S_t = \frac{2 \times 1.13}{7.5} = 0.3 \text{ m}$

On retrouve à [l'annexe 4](#) tous les calculs intermédiaires relatifs aux poutres précontraintes.

3.3.4 Étude de l'hourdis

Les valeurs maximales des efforts sur le tablier issu de la modélisation RSA sont reportées dans le tableau ci-après :

Tableau 9 : Récapitulatif des moments dans l'hourdis

Combinaisons		Moment suivant xx (t.m)		Moment suivant yy (t.m)	
		Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
ELU	1.35G+1.6 Bc	-5.08	7.70	-2.53	6.7
	1.3G + 1.35 Mc120	-6.22	7.95	-7.37	7.64
	1.35G + 1.35 D240	-6.36	4.70	-8.75	6.16
ELS	1.35G+1.6 Bc	-3.78	5.74	-1.91	5.04
	1.3G + 1.35 Mc120	-4.61	5.89	-5.51	5.72
	1.35G + 1.35 D240	-4.71	3.49	-6.55	4.56

Le calcul des sections d'acier est réalisé en considérant la section d'une poutre en béton armé (1x 0.2) m². Le ferrailage se repartit en deux nappes, suivant les deux sens de portée et on aboutit aux sections d'acier suivantes :

Tableau 10 : Sections d'acier dans l'hourdis

	Sens transversal (xx)		Sens longitudinal (yy)	
	Nappe supérieure	Nappe inférieure	Nappe supérieure	Nappe inférieure
Section théorique (cm ² /ml)	14.9	18.9	16.1	11.3
Choix	6 HA 20	6 HA 20	6 HA 20	6 HA 20
Section réelle (cm ² /ml)	18.85	18.85	18.85	18.85

Les détails du dimensionnement de l'hourdis sont regroupés au sein de [l'annexe 5](#) et les plans de ferrailage font office de pièces graphiques ajoutées en fin de document.

3.3.5 Étude des entretoises d'about

L'entretoise est dimensionnée à [l'annexe 6](#). Elle est assimilée à une poutre de section (1.70 x 0.3) m soumise à l'action du vérinage. Les efforts dans la poutre, mieux illustrés dans [l'annexe 6](#) se résument dans le tableau ci-après :

Tableau 11 : Valeur des efforts dans l'entretoise

	Efforts tranchants (t)		Moment fléchissant (t.m)	
	Max	Min	Max	Min
ELU	134.75	-134.74	45.96	-169.09
ELS	99.82	-99.81	34.04	125.25

En se basant sur les différentes valeurs des efforts dans la structure, on obtient les sections d'acier suivantes :

Tableau 12 : Section d'acier dans l'entretoise

	Nappe supérieure	Nappe inférieure
Section théorique (cm ² /ml)	33.4	8.5
Choix	8 HA 25	6 HA 14
Section réelle (cm ² /ml)	39.27	9.24

3.3.6 Études des appareils d'appui

Le dimensionnement des appareils d'appui en élastomère fretté est présenté dans [l'annexe 7](#). Ce dimensionnement nous permet d'aboutir aux dimensions suivantes :

Tableau 13 : Dimensions de l'appareil d'appui

	nombre	Epaisseur (mm)
Feuillets intermédiaires	4	12
Feuillets extérieurs	2	6
Frettes	5	3
Hauteur totale (mm)		75

Les dimensions en plan sont telles que : a = 300 mm et b = 500 mm

Les bossages sur lesquels reposent ces appuis ont pour section : 500 x 700 mm pour une hauteur de 20 cm en bossage inférieur et 15 cm en bossage supérieur.

3.3.7 Étude des joints de chaussée

Dans le dimensionnement des joints de chaussée, les combinaisons appliquées aux différentes valeurs de souffle prises en compte ont donné les valeurs suivantes :

A l'ELS :

$$S=66.4 \text{ mm}$$

A l'ELU :

$$S=91.08 \text{ mm}$$

Ainsi, le dimensionnement du joint de chaussée explicité à [l'annexe 8](#) nous permet d'aboutir à une valeur de souffle $S = 66.4 \text{ mm}$ comprise entre 50 et 100 mm. Le joint à mettre en œuvre sera donc de type cantilever pour un souffle nominal supérieur à 91.08 mm.

3.4 Étude des appuis intermédiaires du pont

Les appuis intermédiaires ou piles du pont composés par des voiles surmontés par des chevêtres sont dimensionnés de manière détaillée à [l'annexe 9](#). Cependant nous résumons les résultats obtenus dans ce paragraphe.

3.4.1 Chevêtre

3.4.1.1 Prédimensionnement

C'est un rectangle parallélépipédique avec $h_c \geq 0.6 \text{ m}$. La largeur du chevêtre est fixée par rapport à l'aménagement prévu en tête vis-à-vis de la disposition des différents bossages d'appui.

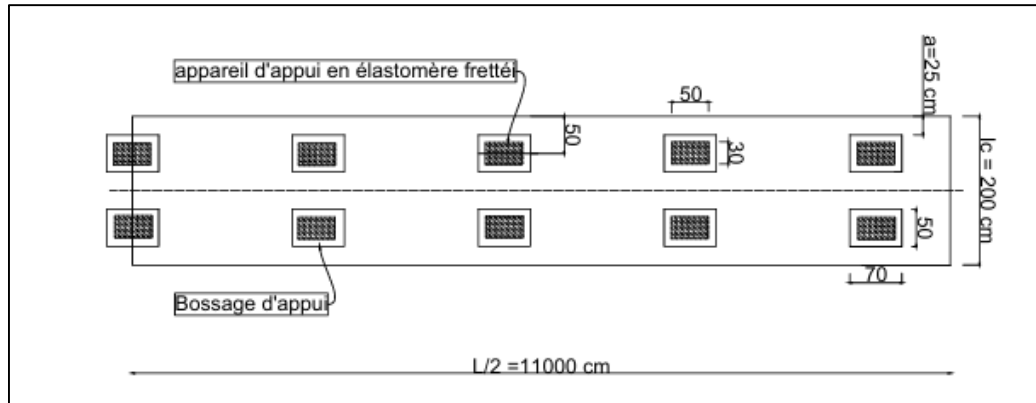


Figure 15 : Aménagement du chevêtre (mi-portée longitudinale)

La section retenue est de (2.00 x 1.00) m pour une longueur totale de 22 mètres.

3.4.1.2 Chargement et efforts dans le chevêtre

En tête de chevêtre, reposent les bossages d'appui. Les charges appliquées sont donc les réactions issues des poutres réparties de manière surfacique sur les bossages d'appui. Les charges appliquées sur le chevêtre se présentent comme suit :

Tableau 14 : Chargement du chevêtre

		Effort normal (ponctuel) en kN	Surfaces des bossages	Charge répartie (kN/m²)
Travée de rive	ELU	2068.10	0.5 x 0.7 m²	5908.85
	ELS	1531.93		4376.91
Travée intermédiaire	ELU	1914.54		5470.11
	ELS	1418.18		4051.94

Les efforts internes observés au sein du chevêtre sont tels que :

Tableau 15 : Moments sur le chevêtre

		Moment suivant yy (kN.m)		Moment suivant xx (kN.m)	
		Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
ELU		289.19	-259.24	650.44	-90.30
ELS		214.22	-193.95	481.80	-66.88

3.4.1.3 Dimensionnement du chevêtre

Sur la base de la cartographie du ferraillage proposée par le logiciel RSA (voir [annexe 9](#)), nous avons retenu les sections suivantes :

Tableau 16 : sections d'acier sur le chevêtre

	Sens transversal (xx)		Sens longitudinal (yy)	
	Nappe supérieure	Nappe inférieure	Nappe supérieure	Nappe inférieure
Section théorique (cm ² /ml)	16.03	15.94	19.44	19.89
Choix	6 HA 20	6 HA 20	7 HA 20	7 HA 20
Section réelle (cm ² /ml)	18.85	18.85	21.99	21.99

Les plans de ferraillage figurent sur les pages graphiques ajoutées en fin de document.

3.4.2 Fût

3.4.2.1 Prédimensionnement

La conception adoptée présente le fût sous la forme d'un voile. La hauteur du voile est conditionnée par la hauteur libre sous le tablier. Ayant des hauteurs libres variant de 10 à 15 mètres sous le tablier et une longueur totale du voile égale à vingt-deux mètres (22 m), l'épaisseur retenue est égale 1 mètre.

3.4.2.2 Valeur de chargement et efforts

Le voile est modélisé dans RSA directement en dessous du chevêtre avec un encastrement à l'extrémité inférieure représentant les éventuelles fondations du voile. Il est soumis à l'effort de compression normale et aux charges horizontales et les valeurs de l'effort normal dans le voile se résument ainsi :

Tableau 17 : Efforts de compression dans le voile

	Direction verticale (kN/m)		Direction horizontale (kN/m)	
	Min	Max	Min	Max
ELU	-2547	-220	-539.45	108.23
ELS	-1635.71	-871.48	-347.07	76.24

Les moments des forces horizontales agissant sur le voile sont :

Tableau 18 : Moment des forces horizontales appliquées au voile

	Efforts de freinage	Action du vent
ELU	$M_{ser} = 2700 \text{ KN.m}$	$M_{ser} = 705 \text{ KN.m}$
ELS	$M_u = 3600 \text{ KN.m}$	$M_u = 1128 \text{ KN.m}$

3.4.2.3 Dimensionnement

La section d'armatures verticales (aciers principaux) est $A_s = 20 \text{ cm}^2/\text{ml}$ répartie en deux nappes de ferrailage et on admet le récapitulatif de ferrailage suivant :

Tableau 19 : Sections d'aciers dans le voile

		Section théoriques	Choix
Aciers principaux	Nappe intérieure	10 cm ² /ml	4 HA 20 (12.57 cm ² /ml) st 20 cm
	Nappe extérieure	10 cm ² /ml	4 HA 20 (12.57 cm ² /ml) st 20 cm
Aciers de répartitions	Cadres HA 10 St 20 cm		

3.5 Étude des appuis extrêmes

Les appuis extrêmes ou culées de l'ouvrage sont constitués essentiellement d'une semelle fondée sur deux files de pieux. Les points essentiels du dimensionnement figurent dans ce paragraphe tandis que les détails sont en [annexe 10](#) et les plans de ferrailage dans les pages graphiques en fin de document.

3.5.1 Prédimensionnement

✚ La dalle de transition

La dalle de transition a une épaisseur de 30 cm pour une longueur de 3 mètres et une largeur de 22 mètres.

✚ Le mur de garde grève

L'épaisseur du mur de garde grève est de 30 cm pour une hauteur totale de 2.78 mètres et 22 mètres de largeur.

✚ Le mur en retour

La hauteur du mur de garde grève de 3.13 mètres pour une épaisseur de 30 cm et une largeur totale de 22 mètres.

✚ Le sommier d'appui

Il est constitué d'une semelle fondée sur des pieux. La largeur de la semelle est $B = 2.5 \text{ m}$ et la hauteur $h_s = 0.7 \text{ m}$ s'étendant sur la largeur totale du tablier soit 22 mètres.

3.5.2 Dimensionnement

✚ La dalle de transition

Les sollicitations dans la dalle de transition sont telles que : $M_{ser}=3.63 \text{ t.m/ml}$ et $M_u=5.75 \text{ t.m/ml}$. Les sections d'aciers sont telles que :

Tableau 20 : Sections d'acier sans la dalle de transition

	Sens transversal (xx)		Sens longitudinal (yy)	
	Nappe supérieure	Nappe inférieure	Nappe supérieure	Nappe inférieure
Choix	4 HA8	5HA 10	5HA 10	5HA 12
Section réelle(cm^2/ml)	2.01	5.65	3.93	5.65

✚ Le mur de garde grève

Pour le dimensionnement du mur garde grève, le plan de ferrailage est directement proposé par le PP 73[22].

✚ Le mur en retour

En parcourant le PP.73, on retrouve un plan de ferrailage-type prédéfini pour le mur en retour qui sera adopté.[22]

✚ Le sommier d'appui

Le sommier d'appui constitué par une semelle reposant sur des pieux est modélisé dans RSA en tenant compte des sollicitations apportées par les ouvrages annexes et des charges transmises par les bossages d'appuis.

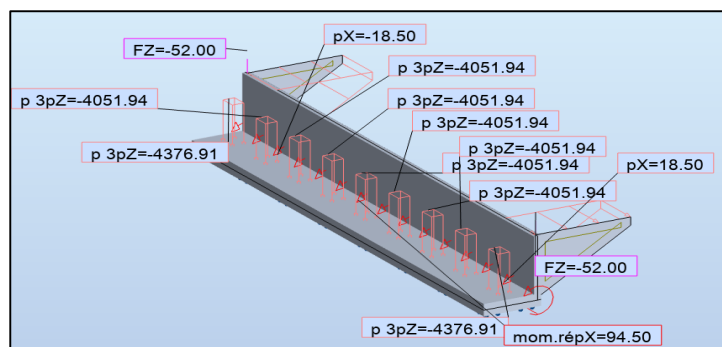


Figure 16 : Modélisation de la semelle et de ses ouvrages annexes

Les sollicitations dans la semelle se résument ainsi :

Tableau 21 : Moments sur la semelle

	Moment suivant xx (kN.m)		Moment suivant yy (kN.m)	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
ELU	289.19	-259.24	650.44	-90.30
ELS	177.61	-372.76	338.12	-300.36

À l'issu de l'analyse de la cartographie de ferrailage proposée par le logiciel RSA, le ferrailage adopté est en double nappe suivant les deux sens de portée de la semelle et on amène les dispositions d'acier contenues dans le tableau ci-après :

Tableau 22 : Sections d'acier dans la semelle-culée

	Sens transversal (xx)		Sens longitudinal (yy)	
	Nappe supérieure	Nappe inférieure	Nappe supérieure	Nappe inférieure
Section théorique (cm ² /ml)	11.34	23.95	20.79	19.09
Choix	6 HA 16	6 HA 25	7 HA 20	7 HA 20
Section réelle (cm ² /ml)	12.06	29.45	21.99	21.99

3.6 Notice d'impact environnemental et social

La construction d'un pont est un projet d'infrastructure susceptible de générer divers impacts environnementaux et sociaux. Ces impacts peuvent être positifs ou négatifs en fonction de l'ampleur et de la nature des modifications apportées au milieu récepteur. Cette section analyse les effets environnementaux et sociaux liés à la réalisation de notre projet depuis la phase de construction jusqu'à la phase d'exploitation de l'ouvrage de l'ouvrage. Par ailleurs, à l'issu de cette analyse, des mesures alternatives ayant pour but de réduire voire compenser voire les impacts négatifs du projet sont proposées.

3.6.1 Présentation du Cadre juridique, politique et institutionnel

Dans le but de veiller à la protection et à la gestion durable de l'environnement, La République de Côte d'Ivoire s'est dotée d'un ensemble de textes législatifs et réglementaires ainsi que de structures institutionnelles institutions chargées de veiller à leur mise en œuvre et de leur

contrôle. Ces dispositions constituent le cadre de référence applicable à la réalisation du présent projet.

3.6.1.1 Cadre juridique et politique

Le cadre juridique et politique en matière d'environnement et de développement durable repose principalement sur :

- La politique environnementale nationale ;
- Les objectifs de développement durable ODD ;
- Le cadre réglementaire relatif à la protection de l'environnement et à la gestion des projets d'infrastructure.

3.6.1.2 Cadre institutionnel

Plusieurs institutions nationales et internationales interviennent dans la gestion environnementale et sociale des projets d'infrastructure, notamment :

- Le ministère MINEDD ;
- Le ministère MINEF ;
- Le ministère de la construction, du logement et de l'urbanisme ;
- Le ministère de l'assainissement et de la salubrité ;
- Le ministère de l'emploi et de la protection sociale ;
- Les conventions et accords internationaux ratifiés par la Côte d'Ivoire.

3.6.2 Identification et évaluation des impacts

L'identification et l'évaluation des impacts environnementaux et sociaux de notre projet ont été réalisés selon une approche fondée par confrontation des activités dues au projet aux enjeux du milieu récepteur. Les impacts ainsi recensés et qualifiés pour notre projet sont tels que :

3.6.2.1 Impacts positifs

- Amélioration du paysage urbain par la construction d'un ouvrage d'art ;
- Amélioration de la qualité de vie des populations par la facilitation de l'accès aux infrastructures (Sanitaires et administratives) ;
- Amélioration de la croissance économique grâce à la voie de communication qui permettra d'accroître les échanges commerciaux ;

- Amélioration des conditions de mobilité des populations ;
- La création de marchés et d'emplois pour les entreprises et les populations locales du secteur de la construction.

3.6.2.2 Impacts négatifs

- Modification du relief par les différentes opérations de terrassements (décapages des terres, déboisement...)
- Risque élevé d'accidents sur le chantier
- Pollution de l'eau par le rejet des déchets industriels lors de la phase de construction
- Pollution de l'air due aux gaz émis lors de la circulation des véhicules
- Destruction éventuelle de certaines plantations au voisinage de l'ouvrage
- Le risque de propagation de maladies et infections en raison du rapprochement des populations
- Les risques d'accidents de la circulation

3.6.3 Proposition de mesures d'atténuation

Afin de limiter les impacts négatifs identifiés, les mesures d'atténuation suivantes sont recommandées :

- La mise en œuvre d'une campagne de reboisement et de restauration des sites post-travaux ;
- Le renforcement des mesures de sécurité sur le chantier, notamment par le port obligatoire des EPI et la restriction de l'accès aux personnes étrangères au chantier.
- La gestion rigoureuse des déchets et leur évacuation appropriée afin de prévenir toute pollution du cours d'eau
- Dédommager les paysans et agriculteurs
- L'indemnisation des populations affectées notamment les agriculteurs et les exploitations agricole
- Organiser des campagnes de sensibilisation contre les risques sanitaires, en particulier f propagation des maladies telles que les IST et le VIH-SIDA

3.7 Estimation financière

Le coût total estimatif du projet s'élève à trois milliards six cent trente millions neuf cent quatre-vingt-trois mille trois cent (3 630 983 310) FCFA.

Un résumé de l'estimation financière globale (voir [annexe 11](#)) du projet se présente comme suit :

N° ordre	Prix total FCFA
1 - TRAVAUX PREPARATOIRE	312 000 000
2 - TABLIER	1 412 052 500
3 - PILES	956 200 000
4 - CULEES	39 518 000
5 - EQUIPEMENTS ET DIVERS	718 910 000
6 - CIRCULATION	7 000 000
7 - MESURES ENVIRONNEMENTALES ET SOCIALES	23 000 000
8 - CONTRÔLE ET SUIVI DES TRAVAUX	75 000 000
TOTAL HORS TAXE	3 543 680 500
TVA (18%)	637 862 490
MONTANT TOTAL TTC	4 181 542 990

CONCLUSION

Le but de nos travaux était de fournir des études techniques détaillées dans le cadre de la construction du nouveau pont de Tiassalé, au sud de la Côte d'Ivoire. Pour y parvenir, nous avons réalisé une étude hydraulique de l'ouvrage, une étude de conception, le dimensionnement de l'ouvrage, l'étude d'impact environnemental et social et enfin l'estimation financière du projet.

L'ouvrage en conception définitive est un pont de deux cent mètres de long portant une chaussée de type 2 X 2 voies. Parmi les trois différentes options de conception à savoir le PSIBA, le VIPP et le bow-string, la variante de conception retenue est le VIPP. C'est un pont à poutres en béton précontraint sectionné en cinq travées indépendantes de 40 mètres chacune.

Le tablier est constitué d'une dalle en béton armé de 20 centimètres d'épaisseur reposant sur un total de neuf poutres en double-té de 2.15 de hauteur en béton précontraint. A l'about de la travée est disposée l'entretoise d'about de section (30 x 170) cm. les appareils d'appuis prévus pour le tablier sont en élastomère freiné d'épaisseur totale 75 mm. Les joints prévus aux extrémités seront de type Cantilever.

Au niveau de l'infrastructure du pont, notons que les appuis intermédiaires sont constitués par un voile unique surmonté d'un chevet et les culées quant à elles sont constituées d'une semelle fondée sur deux files de pieux.

Au terme de cette étude, il est important de souligner que vu l'absence de certaines données géotechniques essentielles, nous nous sommes contentés d'émettre des hypothèses lors de certains calculs notamment pour le choix du type de fondation de l'ouvrage. Nous recommandons donc des essais géotechniques supplémentaires pour permettre une étude technique encore plus complète et fiable.

BIBLIOGRAPHIE

- [3] R. CENTUNION, « 1 Rapport Provisoire Phase A », juin 2025.
- [4] A. Bernard-Gély et J.-A. Calgaro, « Conception des ponts », 1997, [En ligne]. Disponible sur: techniques de l'ingénieur
- [11] « Van TUU "Hydraulique Routière" BCEOM[1] ».
- [12] Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, SETRA, « Guide du projeteur d'ouvrage d'art, ponts courants ».
- [13] A. Bernard-Gély, J.-A. Calgaro, et J.-L. Michotey, *Conception des ponts*. in Cours de l'Ecole nationale des ponts et chaussées. Paris: Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées, 2006.
- [14] J.-P. Mougin, *Béton armé : BAEL 91 modifié 99 et DTU associés*, 2e éd. in Béton. Paris: Eyrolles, 1995.
- [15] *BPEL 91: règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites*. Paris: Centre scientifique et technique du bâtiment, 1992.
- [16] fascicule 61, titre II, « Programmes de charges et épreuves des ponts-routes ». 9 décembre 1980.
- [17] fascicule 61 titre V, « Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art. » 22 juin 1977.
- [18] « GuideSETRA_conception_des_VIPP ».
- [19] Henry THONIER, « Le béton précontraint aux états-limites ». Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées.
- [20] Guide Technique, SETRA, « Appareils d'appui en élastomère fretté - Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires ».
- [21] « joints_de_chaussee_ponts_routes_guide_methodologique_conception_execution_et_maintenance_2016_cle049626 ».
- [22] SETRA, « Piles et Palées (PP.73), Appui des tabliers ».
- [23] « Jean-Armand CALGARO, "Projet et construction des ponts", Presses de l'école nationale des ponts et chaussées ».
- [24] direction des routes, « Dalles de transition des ponts routes, techniques et réalisation ». SETRA, octobre 1984.
- [25] Ministère de l'environnement et du développement durable, « Politique Nationale de l'environnement et du développement durable ». 2018.
- [26] S. Amar, « Étude paramétrique sur la conception d'un pont bowstring ».
- [27] R. Chaussin, « Béton précontraint », 1990.
- [28] JM. Lamcobe, E. Lozinguez, « méthodes courantes d'évaluation-Annexe A.1-évolution de charges des ponts-routes ».

WEBOGRAPHIE

- [1] « Site is undergoing maintenance », INFRATP - Solution d'ingénierie en infrastructures. Consulté le: 8 janvier 2026. [En ligne]. Disponible sur: <https://infratp.com>
- [2] « OpenStreetMap », OpenStreetMap. Consulté le: 9 janvier 2026. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.openstreetmap.org/>
- [5] « Les ponts - Généralités ». Consulté le: 8 janvier 2026. [En ligne]. Disponible sur: <http://forum-btp.blogspot.com/2016/11/les-ponts-generalites.html>

-
- [6] « HEC-RAS ». Consulté le: 8 janvier 2026. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>
- [7] « AutoCAD », *Wikipédia*. 26 décembre 2025. Consulté le: 8 janvier 2026. [En ligne]. Disponible sur: <https://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=AutoCAD&oldid=231798376>
- [8] « Robot Structural Analysis Professional | Téléchargement et prix ». Consulté le: 8 janvier 2026. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.autodesk.com/fr/products/robot-structural-analysis/overview>
- [9] « Logiciel Autodesk Expert 2010 Gratuit », Cours Génie Civil | BTP - Livres - PFE - Formations - Exercices. Consulté le: 8 janvier 2026. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.geniecivilstore.com/2018/01/autodesk-expert-2010.html>
- [10] E. Progiscad, « Logiciel ADFER : ferrailage sur AutoCAD », Progiscad. Consulté le: 8 janvier 2026. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.progiscad.com/logiciels/adfer/>

ANNEXES

ANNEXE 1 : Etude hydraulique

I. Détermination de la PHE projet

Tableau A 1 : Données caractéristiques du lit du cours d'eau *Source : HEC-RAS 6.6*

Plan: Plan 01 bandama bandama RS: 249.50 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	36.98	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.55	Wt. n-Val.	0.066	0.033	0.066
W.S. Elev (m)	36.43	Reach Len. (m)	18.40	18.40	18.40
Crit W.S. (m)	34.70	Flow Area (m2)	45.61	775.25	23.41
E.G. Slope (m/m)	0.001581	Area (m2)	45.61	775.25	23.41
Q Total (m3/s)	2650.00	Flow (m3/s)	43.54	2585.63	20.84
Top Width (m)	200.61	Top Width (m)	22.59	165.50	12.51
Vel Total (m/s)	3.14	Avg. Vel. (m/s)	0.95	3.34	0.89
Max Chl Dpth (m)	10.04	Hydr. Depth (m)	2.02	4.68	1.87
Conv. Total (m3/s)	66646.6	Conv. (m3/s)	1094.9	65027.6	524.1
Length Wtd. (m)	18.40	Wetted Per. (m)	22.88	168.34	13.04
Min Ch El (m)	26.39	Shear (N/m2)	30.92	71.40	27.84
Alpha	1.10	Stream Power (N/m s)	29.51	238.14	24.78
Frctn Loss (m)	0.03	Cum Volume (1000 m3)	5.51	177.20	2.77
C & E Loss (m)	0.03	Cum SA (1000 m2)	4.09	41.85	2.19

✓ Côte naturelle du cours d'eau

Pour la déterminer la PHE projet, l'étape initiale consiste à déterminer la hauteur de l'écoulement au droit de l'ouvrage projeté. Pour ce faire, nous avons exploité les levées topographiques et bathymétriques de la zone à notre disposition par traitement numérique à l'aide du logiciel HEC-RAS. Dans le logiciel HEC-RAS, la valeur du débit de l'écoulement, le régime d'écoulement (torrentiel ou fluvial) et la caractérisation du fond du lit donné par le coefficient de Strickler servent de données d'entrée pour l'étude. Après manipulation numérique, nous aboutissons à la coupe transversale décrivant la morphologie du lit du cours d'eau. À partir de cette coupe, nous obtenons la côte naturelle du cours d'eau, la morphologie du lit mineur et des lits majeurs de rive gauche et droite qui seront utiles à la détermination de la surélévation du niveau d'eau. La côte naturelle du cours d'eau au droit du franchissement projeté est donc $Z_N = 36.43 \text{ m}$

✓ Surélévation du niveau de l'eau

La surélévation ΔZ du niveau de l'eau due à la présence de l'ouvrage correspond à l'augmentation du niveau de l'eau qu'entraîne la construction du pont notamment à travers la réduction des sections d'écoulement au droit de l'ouvrage. En effet, selon la morphologie des

pires présentes dans l'eau et la largeur réduite de l'écoulement, la hauteur d'eau connaît une augmentation à considérer dans notre étude. Le calcul de ΔZ repose entièrement sur les lignes de calcul de l'ouvrage « HYDRAULIQUE ROUTIERE, *bceom 1972* »[11]

Ainsi la surélévation ΔZ est donnée par la formule suivante :

$$\Delta Z = \frac{Q^2}{2gC^2S_0^2} - \alpha \frac{V_{AM}^2}{2g} + \Delta h_f \quad (\Delta Z \text{ en m})$$

Ce terme englobe trois notions à savoir :

✚ La perte de charge liée aux caractéristiques hydrauliques du pont : $\frac{Q^2}{2gC^2S_0^2}$

Avec :

Q : le débit en m³/s

g : l'accélération de la pesanteur en m.s⁻²

C : le coefficient de débit (sans dimensions)

S₀ : la surface amont du lit du cours d'eau en m²

✚ La pression dynamique amont $\alpha \frac{V_{AM}^2}{2g}$

Avec :

α : le coefficient lié à distribution des vitesses à l'amont de l'ouvrage (sans dimension)

V_{AM} : la vitesse de l'eau à l'amont de l'ouvrage en m/s

✚ La perte de charge due aux frottements $\Delta h_f = L_{AM} \left(\frac{Q}{T_{AM}} \right)^2 + b \left(\frac{Q}{T_0} \right)^2$

Avec :

b : la largeur moyenne des culées en m

L_{AM} , (en m) qui représente la distance entre une section amont suffisamment éloignée des perturbations causées par l'ouvrage. On prend généralement la valeur du débouché linéaire du pont.

Tam le coefficient de transfert amont

T0 le coefficient de transfert au pont

On a : $T = K \times R_h \times S_m$

Avec :

K le coefficient de MANNING

R_h : le rayon hydraulique

S_m : la surface mouillée (m)

APPLICATION NUMERIQUE :

▪ **Hypothèses de calcul :**

Débit : $Q = 2650 \text{ m}^3/\text{s}$

Côte du cours d'eau à l'état naturel : $Z=36.43\text{m}$

Largeur de la brèche : $B0 = 200 \text{ m}$

Largeur des remblais d'accès $b= 16\text{m}$

Les caractéristiques du lit sont données par :

	Lit majeur rive droite	Lit mineur	Lit majeur rive gauche
Surface mouillée (m²)	23.41	775.25	45.61
Périmètre mouillé (m)	13.04	168.34	22.88
Rayon hydraulique (m)	1.80	4.61	1.99
Largeur au miroir (m)	12.51	165.5	22.59
Coefficient de MANNING	15	30	15
Pente	0.005	0.005	0.005

On admet les coefficients de transfert amonts suivants :

	Td	Tm	Tg
$T_{AM} = T_d + T_m + T_g$	519	64377	1084
	65980		

▪ **Hypothèses relatives à l'ouvrage :**

- Angle de biais $\theta = 0^\circ$
- Débouché linéaire biais : $B_0 = 200\text{m}$
- Nombre de travées : 5
- Longueur des travées : 40m
- Nombre de piles $n = 9$
- Diamètre des pieux $p = 1\text{m}$

Les remblais d'accès en rive droite et gauche coupent totalement les majeurs en rive droite et gauche d'où on admettra les caractéristiques suivantes :

Lit mineur		Lit majeur rive gauche		Lit majeur rive droite	
$S_{m0} \text{ (m}^2\text{)}$	775.25	S_{g0}	0	S_{d0}	0
$P_{m0} \text{ (m)}$	168.34	P_{g0}	0	P_{d0}	0
$R_{m0} \text{ (m)}$	4.61	R_{g0}	0	R_{d0}	0
km	34	kg	0	Kd	0

1. Calcul de la perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques de l'ouvrage

Coefficient de transfert T_0 au pont			
$T_{g0} \text{ (m}^3\text{/s)}$	$T_{d0} \text{ (m}^3\text{/s)}$	$T_{m0} \text{ (m}^3\text{/s)}$	$T_0 \text{ (m}^3\text{/s)}$
0	0	72961	72961

La contraction $m = 1 - \frac{T_0}{T_{AM}} = -0.106 < 0$ donc $m = 0$

Coefficient de débit C

Le coefficient de débit C est donné par $C = C_c \times C_e \times C_\theta \times C_p \times C_f \times C_y \times C_x \times C_s$

Coefficient de contraction C_c

Il est déterminé par lecture d'abaque en fonction des valeurs de m et $b/B_0 = 0.080 \rightarrow C_c = 1$

Coefficient du au biais C_θ

Il est obtenu par la lecture d'abaque en fonction des valeurs de m et l'angle de biais θ mais ici, $\theta = 0^\circ$ et $m = 0$ donc C_θ ne sera pas pris en compte.

Coefficient dû à la présence des piles C_p

Déterminé par une lecture d'abaque en fonction du nombre de piles dans l'eau

$$\frac{np}{B_0} = 0.05 ; m=0 \text{ et } b/b_0 = 0.08 \rightarrow \boxed{Cp = 0.9}$$

Coefficient dû à l'influence du nombre de Froude Cf

Il est obtenu par la lecture d'abaque en fonction du nombre de FROUDE : $F = \frac{Q}{S_{av}\sqrt{g \times Y_{av}}}$

La section d'écoulement à l'aval du pont est :

$$S_{av} = S_d + S_m + S_g = 844.27 \text{ m}^2$$

La profondeur moyenne est telle que : $Y_{av} = \frac{S_{av}}{B_{av}} = 4.21 \text{ m}$

D'où $F = 0.49$ ($g=9.8 \text{ kN/m}^2$) $\rightarrow \boxed{Cf = 1}$

Coefficient dû à la profondeur relative d'eau au droit du pont Cy

Profondeur rive droite : $Y_a = 2.82 \text{ m}$

Profondeur rive gauche : $Y_b = 2.9 \text{ m}$

Lecture d'abaque pour la valeur $m=0$ et $\frac{Y_a+Y_b}{2B_0} = 0.0143 \rightarrow \boxed{Cy = 1}$

Coefficient dû à l'excentrement Cx

L'ouvrage couvre la totalité des rives gauches et droite ; on a donc $\rightarrow \boxed{Cx = 1}$

Coefficient dû à la submersion éventuelle Cs

Dans le cas présenté, nous évitons la mise en charge du pont, donc le coefficient Cs n'intervient pas.

Coefficient d'entrée Ce

Au cas où l'ouvrage présente des murs en aile formant un angle avec l'axe d'un pont, ce qui n'est pas le cas pour notre ouvrage.

D'où $\boxed{C = 1 \times 0.9 \times 1 \times 1 \times 1 = 0.9}$

La perte de charge liée aux caractéristiques hydrauliques est donc :

$$\frac{Q^2}{2gC^2S_0^2} = \frac{2650^2}{2 \times 9.81 \times 0.9^2 \times (0 + 775.25 + 0)} = 0.74 \text{ m}$$

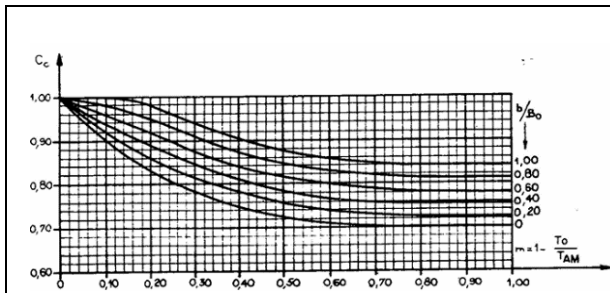


Figure A 1 : Abaque du coefficient de contraction [10]

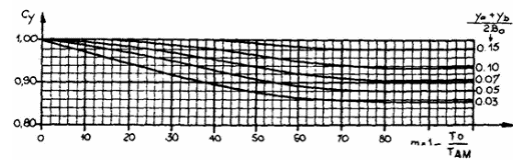


Figure A 2 : Abaque du coefficient de profondeur relative [10]

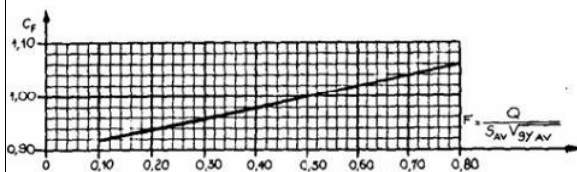


Figure A 3 : Abaque du coefficient dû au nombre de Froude [10]



Figure A 4 : Abaque du coefficient de présence des piles [10]

2. Détermination de la pression dynamique

$$\alpha = \frac{S_{AM}^2}{T_{AM}^3} \times \Sigma \frac{T_{IAM}}{S_{IAM}} = 1.10 \text{ m}$$

$$V_{AM} = \frac{Q}{S_{AM}} = \frac{2650}{844.27} = 3.14 \text{ m/s}$$

La pression dynamique est : $\alpha \frac{V_{AM}^2}{2g} = 1.10 \times \frac{3.14^2}{2 \times 9.8} = 0.55 \text{ m}$

3. La perte de charge due au frottement

$$h_f = \Delta L_{AM} \left(\frac{Q}{T_{AM}} \right)^2 + b \left(\frac{Q}{T_0} \right)^2 = 200 \left(\frac{2650}{65980} \right)^2 + b \left(\frac{2650}{72961} \right)^2 = 0.32 \text{ m}$$

D'où $\Delta Z = 0.74 + 0.55 + 0.32$

$$\boxed{\Delta Z = 1.61 \text{ m}}$$

II. Évaluation de l'érosion autour des appuis

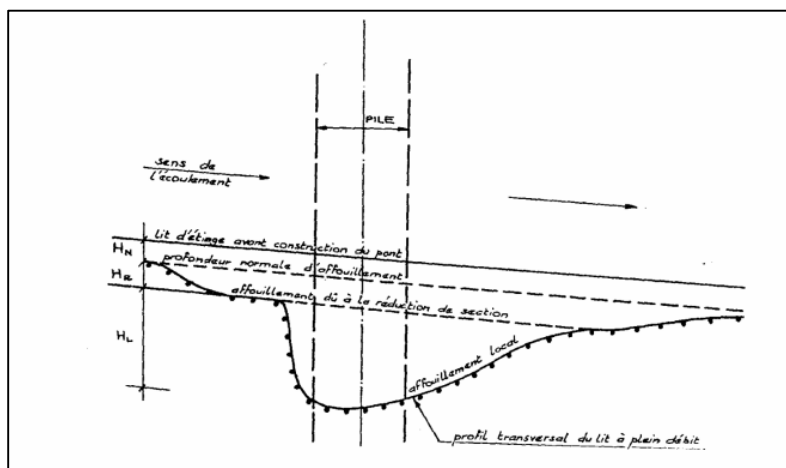


Figure A 5 : Les trois types d'affouillement au droit d'un ouvrage [11]

La présence des piles et des culées de l'ouvrage entraîne un léger rétrécissement de la largeur du cours d'eau. La diminution de largeur entraîne une augmentation relative de la vitesse d'écoulement d'où l'apparition des mouvements de sillages et de vortex. Les sédiments du lit pourront être transportés par ces phénomènes et ainsi mettre à nu les fondations de l'ouvrage. L'affouillement ainsi produit, met en danger l'équilibre et donc la sécurité de l'ouvrage par la déstabilisation des fondations. Désireux de prévenir les risques liés à l'affouillement, exploitons la méthode dite « enveloppe » qui fournit des valeurs plus ou moins excédentaires mais cependant sécuritaires.

On distingue trois types d'affouillements qui sont :

1. L'affouillement normale résultant de la modification du débit.

Elle est donnée par la relation suivante : $H_N = D_0 - A_1/B_m$

Avec :

D_0 : la hauteur après affouillement

$$D_0 = 0.48Q_0^{0.36} \text{ en m}$$

Q_0 : le débit en m^3/s

A_1 : la section mouillée de l'écoulement

B_m : la largeur au miroir du cours d'eau.

$$H_N = 0.48 \times (2650^{0.36}) - \frac{844.27}{200.61} = 3.988$$

$$H_N \approx 4 \text{ m}$$

2. L'affouillement due à la réduction de la section du cours d'eau :

si l'ouverture du pont est faible devant la largeur du lit, le creusement du lit peut être considérable [11]. Ce qui n'est pas le cas pour notre étude. Cet affouillement sera donc négligé.

3. L'affouillement local causé par la présence des appuis du pont :

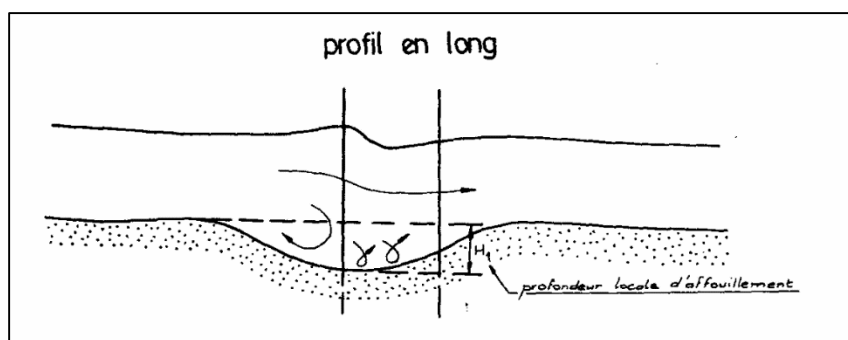


Figure A 6 : Schéma de l'affouillement local aux alentours des piles [10]

Elle est donnée par : $H_L = 1.4 P$

Avec :

P : La largeur de pile sur un plan perpendiculaire à l'écoulement (en mètres)

$$H_L = 1.4 \times 1$$

$$H_L = 1.4 \text{ m}$$

III. Protection des piles contre les affouillements

La méthode de protection contre les affouillements la plus couramment utilisée est la protection par des tapis d'enrochements. La détermination du diamètre des enrochements se fait à l'aide de la formule d'IZBASH suivante :

$$V = 0.6 \sqrt{2g \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \times \Delta}$$

Avec :

V : la vitesse de l'écoulement à la crue en m.s^{-2}

g : l'accélération de la pesanteur en kN/m^2

ρ_s : la masse volumique de l'enrochement en kg/m^3

$$\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$$

ρ : la masse volumique de l'eau en kg/m^3

Δ : le diamètre de l'enrochement en m

Le diamètre de l'enrochement est donné par :

$$\Delta = \frac{V^2}{0.6^2} \times \frac{\rho}{2g(\rho_s - \rho)}$$

$$\Delta = \frac{3.14^2}{0.6^2} \times \frac{1000}{2 \times 9.8(2600 - 1000)}$$

$$\Delta = 0.87 \text{ m}$$

ANNEXE 2 : Conception de l'ouvrage

I. Prédimensionnement des différentes variantes

Les variantes que nous proposons seront sommairement pré-dimensionnées pour mieux évaluer leurs différentes caractéristiques.

○ Prédimensionnement de la variante 1 : le PSIBA

Longueur des travées isostatique : < 25-30 m

Balancement = $\frac{\text{longueur de travée principale}}{\text{longueur de travée adjacente}} = 1.0$ pour les poutres à travées isostatiques

Conception : 25-25-25-25-25-25-25 = 8 travées de 25 m pour une portée totale de 200 m.

Poutres

La hauteur des poutres constituant le tablier est déterminée comme suit :

$$(1/17) \times L < h_p < (1/15) \times L \rightarrow \frac{1}{17} \times 25 < h_p < \frac{1}{15} \times 25$$

Soit $h_p \in [1.47 \text{ m} ; 1.67 \text{ m}]$ Nous retenons une hauteur $h_p = 1.6 \text{ m}$.

Nous envisageons des poutres « en I » sans épaissement aux abouts. La largeur de l'âme est déterminée comme suit : $(\frac{H}{5}) = 0.34 \text{ m} \leq b \leq (\frac{H}{2}) = 0.85 \text{ m}$ d'où b retenue = 0.45 m, épaisseur observée sur toute la longueur de la poutre. La hauteur du talon h' devra être assez grande pour loger les nappes d'acier longitudinaux. Prenons $h' = 20 \text{ cm}$ et une largeur $L_t = 50 \text{ cm}$.

Le nombre de poutres est pris en fonction du tableau issu des guides CALGARO présenté comme suit :

Largeur du tablier	< 6m	6 à 9m	9 à 11m	11 à 14m	>14m
Nombre de poutres N	2	3	4	5	6

Pour notre largeur utile de 22 mètres, le nombre de poutres correspondant est donc 6. L'entraxe des poutres est donc $entx = \frac{l-b}{n} = \frac{22-0.45}{6} = 3.59 \text{ m}$; nous majorons le nombre de poutre à 7 pour des valeurs d'entraxe limitées à 3m. $entx = \frac{22-0.45}{7} = 3.1 \text{ m}$

Hourdis

L'épaisseur du hourdis dépend de l'entraxe des poutres

a	2	2.5	3	3.5
eh	16	18	20	22

L'entraxe des poutres étant de 3m nous déduisons l'épaisseur des hourdis de 20cm

○ Prédimensionnement de la variante 2 : le VIPP

Portée variant de 30 à 50 m selon le guide de conception. Pour des travées isostatiques de portées égales, nous proposons la conception suivante :

$40+40+40+40-40 = 5$ travées de 40 m pour une portée totale de 200m.

L'élancement du tablier variant de 1/17 à 1/20 selon le guide de conception, nous retenons une valeur courante d'élancement du tablier de 1/17. L'épaisseur du tablier est déterminée à partir de l'élancement suivant la relation suivante :

$$\text{épaisseur}_{(\text{tablier})} = \text{élancement} \times \text{longueur de travée}$$

$$\text{épaisseur}_{(\text{tablier})} = \frac{1}{17} \times 40 = 2.35 \text{ m} \text{ Soit une hauteur totale du tablier retenue de 2.35 m}$$

Hourdis

L'épaisseur du hourdis varie de 0.16 à 0.20m. Ici, le hourdis mis en place sera de 0.20m soit 20 cm au-dessus des poutres.

Poutres

La hauteur des poutres : $H_p = H_T - H_h = 2.35 - 0.20$; Soit $H_p = 2.15$ m.

L'épaisseur de l'âme est comprise entre [30 ; 35]cm, et nous tiendrons compte d'une épaisseur de l'âme de 30 cm.

$$N_p = E \left(\frac{22.00 - 2.00}{3.00} + 1 \right) = E (7.67) \text{ avec 2.00m entraxe fictive des poutres}$$

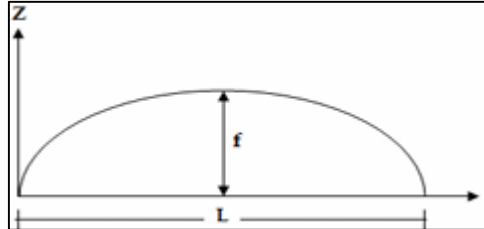
Soit au total huit (08) poutres par travées majorées à neuf (09) pour une mise en œuvre simplifiée.

La valeur de l'entraxe corrigé est donc :

$$b_{0(\text{corrigée})} = \left(\frac{L_T - b_T}{n_p - 1} \right) = \frac{22.00 - 2.00}{8 - 1} = 2.5 \text{ m}$$

○ Prédimensionnement de la variante 3 : le bow-string

Nous optons pour un tablier à travée unique de 200 mètres de longueur. L'arc est caractérisé par son ouverture et sa flèche[26] qui est comprise entre $1/6(L)$ et $1/5(L)$ on a $f \in [33.33 \text{ m}; 40 \text{ m}]$



L'ouverture est $L = 200 \text{ m}$; la flèche f est égale à $1/5$ de la portée soit 40 m .

Les coupes et plans des variantes sont consignées dans les annexes graphiques.

II. Analyse Multicritère et choix de la variante de conception

A l'issue de la proposition d'une série de variantes de conception, le choix de l'option définitive est effectué suite à la comparaison des avantages et inconvénients portés par chaque variante relativement à des critères choisis. Cette comparaison dite analyse multicritère prend en compte des critères relatifs aux coûts de construction, aux techniques de mise en œuvre mais aussi de facteurs esthétiques et de durée de vie des ouvrages.

Nous avons donc sélectionné cinq critères auxquels nous avons affecté des coefficients de pondérations en fonction de leur degré de prise en compte pour le choix qui se résume dans le tableau ci-dessous.

Tableau A 2 : Tableau d'analyse multicritère des variantes

Type de pont Critères	Coefficient de Pondération	Passage Supérieur et Inférieur en Béton Armé (PSIBA)	Pont à poutre précontraintes (VIPP)	Pont en arc moderne (ou bow-string : arc en acier)
Longueur en travée courante	0.5	Portée de 80 à 300m	50-120m en moyenne	80-300m de portée
Note / 5		3	4	5
Complexité technique	1	Moyennement complexe, nécessite des cintres.	Moyennement élevée, technique de l'encorbellement équilibré	Élevée, nécessite la maîtrise métallique et la technique de levage
Note / 5		3	4	2
Disponibilités locales	0.75	Béton armé courant en Côte d'Ivoire	Béton disponible localement Maîtrise locale de la précontrainte	Acier souvent importé
Note / 5		4	4	3
Coût d'investissement	0.75	Coût plus élevé en raison des travaux provisoires dans le fleuve.	Coût modéré, supérieur au béton armé classique	Coût très élevé en raison de l'importation de l'acier
Note / 5		4	5	3
Durabilité et entretien	1	Bonne durabilité, Béton armé à faible nécessité d'entretien	Béton précontraint durable, nécessite peu d'entretien	Bonne durabilité Acier sensible, nécessite beaucoup d'entretien
Note / 5		5	5	3
Critère esthétique	1	Elégant et ordinaire	Moderne, coffrage soigné(préfabrication)	Esthétique innovante, visuel agréable
Note / 5		3	4	5
Total / 5		3.7	4.35	3.4

ANNEXE 3 : Dimensionnement du tablier

I. Caractéristiques du pont

➤ **La largeur roulable (L_R)** : elle désigne la largeur comprise entre deux bordures ou deux dispositifs de retenues consécutifs. Ainsi :

$L_R = 2 \times 8\text{m} = 16\text{m}$, notre chaussée étant constituée deux chaussées séparées par un TPC.

➤ **La classe du pont** est une caractéristique établie en fonction de la largeur roulable du pont et on distingue 03 classes suivant les valeurs suivantes : référence

Première classe : $L_R \geq 7.00\text{ m}$

Deuxième classe : $5.5 \leq L_R < 7.00\text{ m}$

Troisième classe : $L_R < 5.5\text{ m}$

D'où nous avons un pont de **première classe** car $L_R = 14\text{ m} \geq 7.00\text{ m}$

➤ **La largeur chargeable (L_c)** est la largeur obtenue en retirant une bande de 0.5 m le long de chaque dispositif de retenue ou barrière.

Alors pour notre cas, nous avons : $L_c = 2 \times [8 - (2 \times 0.5)] = 14\text{ m}$

➤ **Le nombre de voies (n)** supportées par la chaussée est égale au nombre entier issu du quotient de la largeur chargeable L_c par 3 soit : $n = \text{Ent} \left(\frac{L_c}{3} \right)$

Nombre de voies : $n = \text{Ent} \left(\frac{L_c}{3} \right) = \text{Ent} \left(\frac{14}{3} \right) = 4.67$ soit **04 voies**

➤ **La largeur des voies L_v** est alors obtenue en faisant le quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies n : $L_v = \frac{L_c}{n}$

$$L_v = \frac{14}{4} = 3.5\text{ m}$$

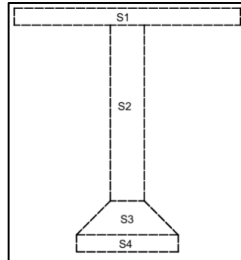
II. Evaluation des charges

Les actions peuvent être regroupées en deux catégories principales à savoir :

Les actions hors trafic

- Le poids propre des éléments porteurs

Poutres



Le poids propre de la poutre sera déterminé suivant : $P = (S1 + S2 + S3 + S4) \gamma_b$;

Avec: $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$ et S en m^2

On a: $S1 = 0.15 \times 2.00$

$S2 = 0.35 \times 1.55$

$S3 = (0.9 + 0.35) \times 0.30 / 2$

$S4 = 0.15 \times 0.9$

D'où $P = [0.15 \times 2.00 + (0.35 \times 1.55) + (0.9 + 0.35) \times 0.30 / 2 + 0.15 \times 0.9] \times 25 \times 40$

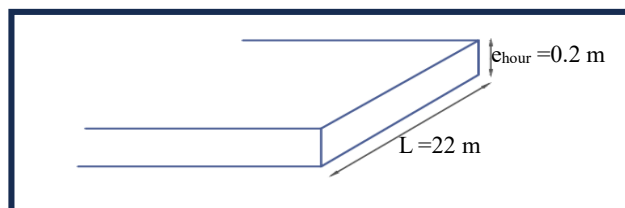
P = 1080 kN pour chaque poutre.

Cependant, nous avons au total 09 poutres par travées et donc

$P_{\text{pout}} = 9 \times 1080 = 9720 \text{ kN}$

Hourdis

Le hourdis se présente sous forme de dalle rectangulaire comme présenté ci-dessous :



$P_{\text{hourd}} = e_{\text{hour}} \times L \times \gamma_b$

$P_{\text{hourd}} = 0.20 \times 22 \times 25$

$P_{\text{hourd}} = 110 \text{ kN /ml}$

$P_{\text{hourd}} = 4400 \text{ kN}$

Ainsi le poids total des éléments porteurs est :

$$C_{\text{port}} = 9720 + 4400 = 14120 \text{ kN}$$

- **Le poids propre des éléments non-porteurs**

Entretoises

L'épaisseur des entretoises étant de 30 cm et la hauteur de 1.70 m sur une longueur totale de 22 mètres nous aurons :

$$P_{\text{ent}} = 0.30\text{m} \times 1.70\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$P_{\text{ent}} = 12.75 \text{ kN/ml} \times 22$$

$$P_{\text{ent}} = 208.5 \text{ kN}$$

Trottoirs

Nous avons deux trottoirs de part et d'autre du tablier de 2.00 m de large et 25 cm de hauteur suivant la longueur de la travée (40 m)

$$P_{\text{trot}} = L_t \times e_{\text{tr}} \times \gamma_b$$

$$P_{\text{trot}} = 0.20 \times 2 \times 25$$

$$P_{\text{trot}} = 400 \text{ kN}$$

TPC

Les chaussées sont séparées par un Terre-plein-central (TPC) de 3.00 mètres de large sur une hauteur de 25 cm fait d'un béton de remplissage de poids volumique $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$, nous avons :

$$P_{\text{TPC}} = 25 \times 3 \times 40 \times 0.25 = 750 \text{ kN/ml}$$

$$P_{\text{TPC}} = 750 \text{ kN}$$

Corniches métalliques

Le long des bordures du tablier soit $P_{\text{cor}} = 2 \times 1 \text{ kN/ml} = 2 \text{ kN/ml}$ soit $P_{\text{cor}} = 80 \text{ kN}$

Garde-corps

$$P_{\text{Gcor}} = 1 \text{ kN/ml} \times 2$$

$$P_{Gcor} = 2 \text{ kN/ml} \times 40$$

$$P_{Gcor} = 80 \text{ kN}$$

Barrières BN4

Elles sont disposées de part et d'autre de chaque chaussée et on a :

$$P_{BN4} = 6.5 \text{ kN/ml} \times 4 \times 40$$

$$P_{BN4} = 1040 \text{ kN}$$

Couche d'étanchéité

La couche d'étanchéité est mise en place sur l'ensemble de la largeur roulable pour une épaisseur de 3cm. Son poids volumique est $\gamma_e = 24 \text{ kN/m}^3$

Le poids de la couche d'étanchéité est déterminé par :

$$P_{\text{étanchéité}} = e_p \times L_r \times l \times \gamma_e = 0.03 \times 16 \times 40 \times 24$$

$$P_{\text{étanchéité}} = 460.80 \text{ kN}$$

La couche de revêtement

La couche de revêtement ou enrobé est une couche de matériau étalée sur l'ensemble de la largeur roulable suivant une épaisseur de 7 cm. Son poids volumique est $\gamma_e = 24 \text{ kN/m}^3$

Le poids de l'enrobé est donné par :

$$P_{\text{enrobé}} = e_p \times L_r \times \gamma_e = 0.07 \times 16 \times 24$$

$$P_{\text{enrobé}} = 26.88 \text{ kN /ml} \times 40 \text{ m}$$

$$P_{\text{enrobé}} = 1075.2 \text{ kN}$$

$$\text{Total charges permanentes : } 14120 + 4036.5 = \underline{\underline{18286.5 \text{ kN}}}$$

Les actions dues au trafic

• Système A

Pour des ponts de portées < 200 m, la chaussée est soumise à une charge uniformément répartie qui correspond au résultat de l'opération suivante : $A = a_1 \times a_2 \times A(L)$.

- Détermination de la charge surfacique A

$$A = 230 + \frac{36\,000}{l + 12} = 2.3 + \frac{36\,0}{40 + 12} = 9.22 \text{ kN/m}^2$$

- Détermination du coefficient a_1

En fonction du nombre de voies et de la classe de l'ouvrage, la valeur de $A(l)$ peut être pondérée par le coefficient a_1 tiré du tableau ci-après :

Tableau A 3 : coefficients de pondération du système A

Nombre de voies		1	2	3	4	>5
Classe du pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

$$a_1 = 0.75$$

- Détermination du coefficient a_2

a_2 Dépend de la largeur des voies de la chaussée. C'est le quotient suivant : $a_2 = \frac{V_0}{V}$;

V étant la largeur d'une voie et V_0 correspondant à :

- 3.5 m pour les ponts de première classe
- 3.0 m pour les ponts de deuxième classe
- 2.75 m pour les ponts de troisième classe

Dans notre cas : $V = 3.5 \text{ m}$ et $V_0 = 3.5 \text{ m}$

$$\text{D'où } a_2 = \frac{3.5}{3.5} = 1$$

Ainsi la valeur de $A(l)$ en kN est : $A(l) = a_1 \times a_2 \times S_v$; avec S_v la surface de la chaussée.

Pour une largeur chargeable de 14 mètres sur 40 mètres de longueur, nous avons :

$$A(l) = 9.22 \times 0.75 \times 1 \times 14 \times 40$$

$$A(l) = 3873.69 \text{ kN soit } 387.37 \text{ t}$$

Le coefficient de majoration dynamique

Les sollicitations du système B et du système militaire sont toutes pondérées par un coefficient dit : coefficient de majoration dynamique, déterminé comme suit :

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

Avec :

L : la longueur de la travée du pont en mètre

G : la charge totale permanente

S : la charge maximale du système

• **Système B**

Le système de charges B contient suivant les standards internationaux trois sous-systèmes différents à savoir :

- ✓ Le système Bc standard composé de camions types ;
- ✓ Le système Bt composé de deux essieux dits essieux-tandems ;
- ✓ Le système Br composé d'une roue isolée ;
- ✓ Et à ces trois systèmes s'ajoute le système Bc Niger, considéré uniquement dans les pays de l'espace UEMOA.

Ces systèmes s'appliquent à tous les types de ponts en dehors des systèmes Bt qui ne s'applique qu'aux ponts de première et seconde classe.

– **Système Bc standard**

Le camion type du système Bc est un camion de poids total 30 tonnes soit 300 kN reparti sur trois essieux un essieu à l'avant et deux à l'arrière. Suivant le sens longitudinal, le nombre de

camions par file est limité à deux. Transversalement, chaque file est supposée circuler dans l'axe d'une bande de 2.50 mètres.[16]

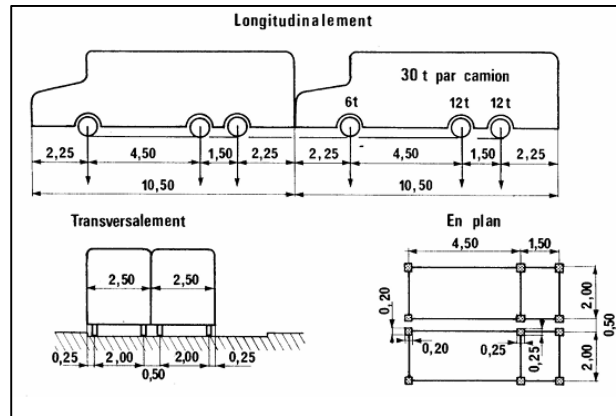
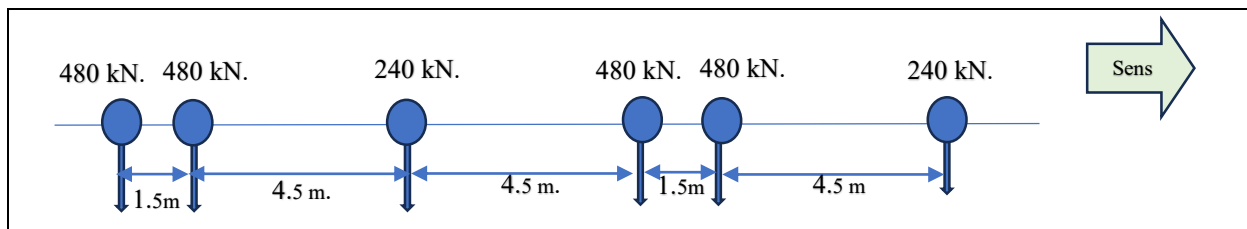


Figure A 7 : Caractéristiques du convoi Bc Standard [14]

Le convoi sur notre chaussée s'illustre comme suit :



Par ailleurs, les charges obtenues sont pondérées par un coefficient bc dépendant de la classe du pont ainsi que du nombre de files considérées.

Tableau A 4 : Coefficients de pondération de système bc

Nombre de voies		1	2	3	4	>5
Classe du pont	Première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	Deuxième	1	1			
	Troisième	1	0.8	--	--	--

Le coefficient de majoration dynamique :

$$\delta_{bc-N} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1825.65}{240}} = 1.06$$

On procède donc au calcul du chargement total de la chaussée de la manière suivante :

Nombre de voies chargées	b_c	δ_{bc}	Chargement (t)		
			EAV	$=8 \times 6 \times 0.8 \times 1.06$	40.704
4	0.8	1.06	EAR	$=16 \times 12 \times 0.8 \times 1.06$	162.816
TOTAL					203.54

EAV: ESSIEU AVANT

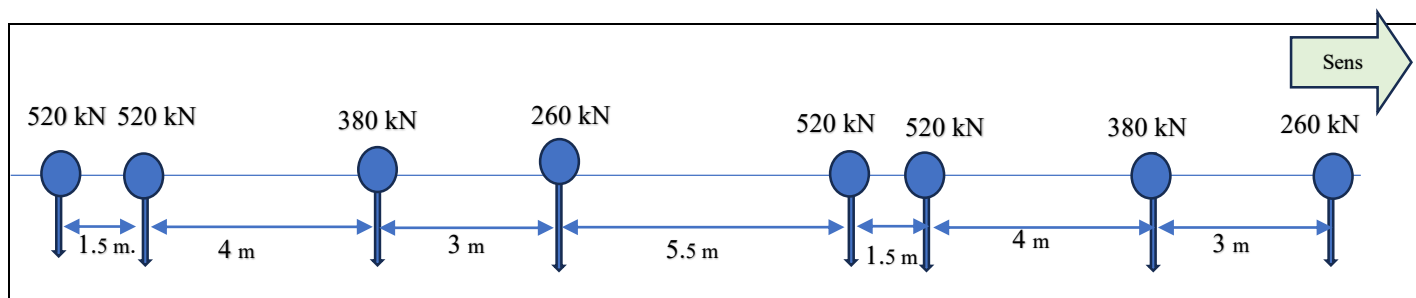
EAR: ESSIEU ARRIERE

– Système Bc Niger

C'est un système considéré uniquement par les pays inclus dans la zone UEMOA. A la différence du système Bc standard, le camion-type de ce système est un camion de masse totale 42 tonnes repartis sur 04 essieux à roue simple. Ainsi nous avons un camion de 42 tonnes répartis sur quatre essieux de la manière suivante :

- Premier essieu avant : 6.50 t
- Second essieu avant : 9.5 t
- Deux derniers essieux arrières : 13 t
- Longueur : 14 m
- Largeur : 2.5 m
- Distance essieu avant : 3 m
- Distance essieux arrière : 1.5 m

Le chargement du système Bc Niger pour notre cas de figure peut être illustré comme suit :



Il admet le même principe de calcul que le système Bc standard à la différence du nombre et de la masse des essieux.

Le coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{bc-N} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1825.65}{336}} = 1.07$$

Ainsi, on appliquera les différentes pondérations aboutissant au tableau de charges suivant :

Nombre de voies chargées	bc	δ_{bc-N}	Chargement (t)		
04	0.8	1.07	EAV 1	=8×6,5×0.8×1.07	44.512
			EAV 2	=8×9,5×0.8×1.07	65.056
			EAR	=16×13×0.8×1.07	178.048
TOTAL					287.62

– Système Bt

Le système Bt est un système de charges formé par deux (02) essieux-tandem. L'essieu-tandem désigne l'ensemble formé par deux (02) essieux à roue simple munis de pneumatique pour une masse de 16t soit 160 kN chacun. Ce système de charges ne concerne que les ponts de classe 1 et 2. Les longueurs relatives à la disposition des essieux sont représentées dans la figure ci-après :

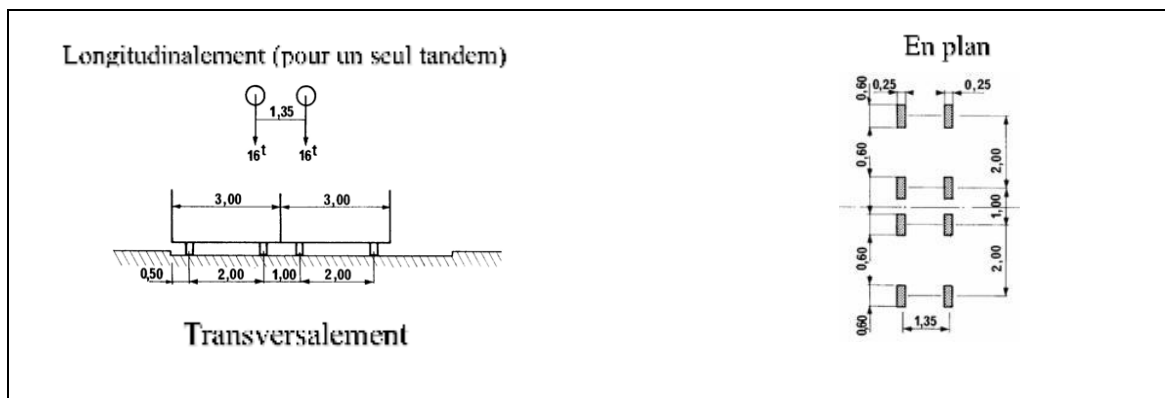


Figure A 8 : Caractéristiques du système Bt [14]

Pour les ponts de deux (02) voies ou plus, la norme ne permet de placer que deux (02) tandem au plus côte à côte (en front). Dans le sens longitudinal, le chargement répond au même principe que le système Bc soit 02 camions maximum, les bandes longitudinales pouvant être contiguës ou séparées. Le système bt possède un coefficient de pondération dépendant de la classe du pont tel que :

Tableau A 5 : Valeurs du coefficient b_t

Classe de pont	b_t
1	1
2	0.9

– Système Br

Le système B_r est formée par une roue isolée portant une charge isolée de 10 tonnes soit 100kN.

Le coefficient de majoration dynamique δ_{br} .

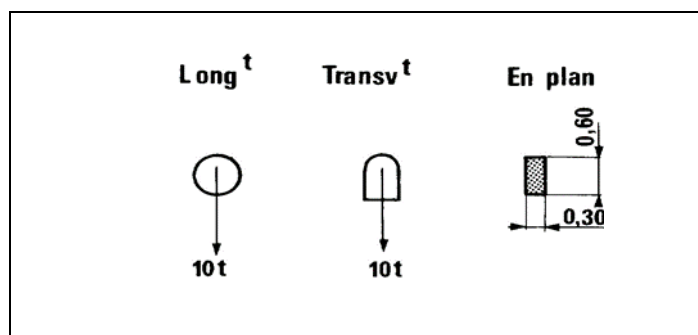


Figure A 9 : Caractéristiques du système Br [16]

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{B_r}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1825.65}{10}} = 1.04$$

$$B_r = 10 \times 1.04 = 10.45 \text{ t}$$

EFFORTS DE FREINAGE

Les efforts de freinage sont des réactions qui n'intéressent pas la stabilité du tablier mais seront plutôt considérés lors de l'évaluation de la stabilité des appuis ainsi que de la résistance des appareils d'appui. Ce sont des réactions générées exclusivement par les charges des systèmes A et B_c . Ils s'exercent à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation. Généralement, la résultante de ces efforts est supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

+ Freinage pour le système A

L'effort de freinage du système A(1) est égal à la fraction $\frac{1}{20+0.0035 S}$ du poids de cette dernière.

Ainsi on admet :

$$F_A = \frac{A(l)}{20 + 0.0035 S}$$

Avec : S la surface chargée en m² ; $S = L \times L_c = 40 \times 14 = 560 \text{ m}^2$

$$F_A = \frac{3873.69}{20 + 0.0035 \times 560} = 17.63 \text{ t}$$

✚ Freinage des systèmes B_c et B_c Niger

Dans le cas de ces systèmes, on suppose un seul camion freinant à la fois. L'effort de freinage est alors égal au poids du camion-type, soit trente (30) tonnes (300 kN) pour le système B_c et 42 t (420 kN) pour le système B_c Niger.

• SYSTEME MILITAIRE

Le système militaire contient deux principaux convois militaires : le convoi M 120 et le convoi M 80 constitués chacun de deux sous-systèmes Me et Mc :

- Le système Mc se compose de véhicules types à chenilles
- Le système Me étant composé d'un groupe de deux essieux.

On applique aux charges du système militaire le coefficient de majoration dynamique. Pour la suite de notre étude, nous allons calculer les cas critiques récurrents et susceptibles d'être plus défavorables que les systèmes A et B à savoir les convois Mc 120 et Mc 80.

– Le convoi Mc120

Il est formé par des véhicules sur char comportant deux chenilles de 55 tonnes chacune pour une charge totale de 110 tonnes. La distance entre axe de deux véhicules successifs doit être au moins égale à 36.60 mètres. Dans le sens transversal, un seul convoi est sensé circuler quel que soit la largeur de la voie.

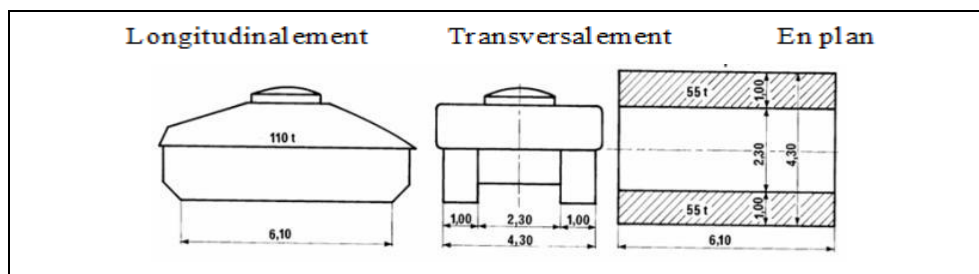


Figure A 10 : Caractéristiques du Convoi Mc120 [16]

Ainsi on admettre deux véhicules sur notre portée de 40 mètres.

$$\delta_{mc120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1825.65}{220}} = 1.06$$

$$M_{c120} = 2 \times 110 \times \delta_{mc120}$$

$$M_{c120} = 233.66 \text{ t}$$

– Le convoi Mc 80

Il est composé de deux chenilles de 36 tonnes chacune pour une masse totale du véhicule de 72 tonnes. La distance entre axe de deux véhicules successifs doit être au moins égale à 35.40 m. Dans le sens transversal, un seul convoi est sensé circuler quelle que soit la largeur de la voie.

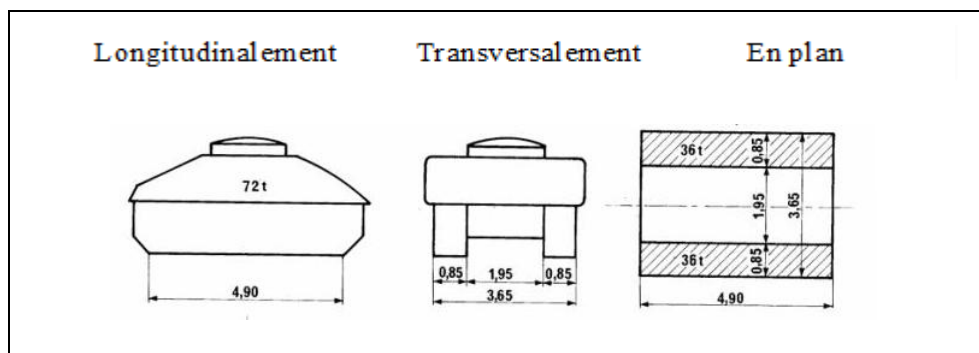


Figure A 11 : Caractéristiques du convoi Mc80 [14]

Nous supposons alors 2 véhicules (sens aller / sens retour) par travée et on a :

$$\delta_{mc80} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1825.65}{144}} = 1.06$$

$$M_{c80} = 2 \times 72 \times \delta_{mc80} = 144 \times 1.06$$

$$M_{c80} = 152.64 \text{ t}$$

• CONVOI EXCEPTIONNELS

Les chaussées susceptibles d'admettre la circulation de convois lourds exceptionnels doivent être dimensionnés en conséquence.

– Convoi type D :

$$S_D = 280 \text{ t soit } 2800 \text{ kN}$$

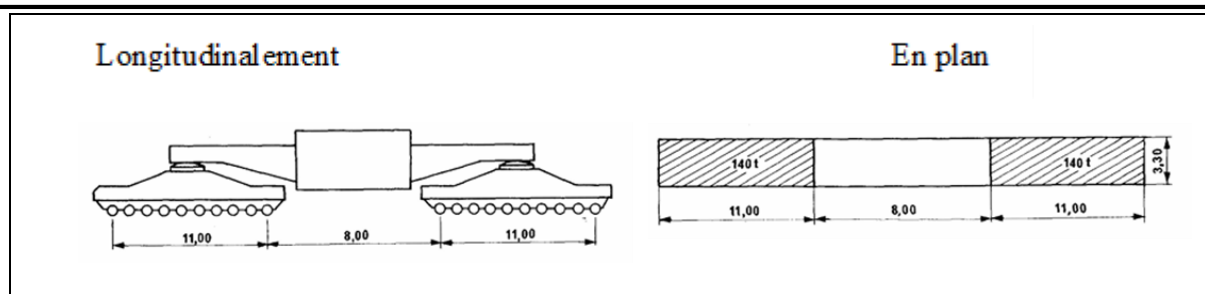


Figure A 12 : Caractéristiques du convoi exceptionnel de type D[16]

– Convoi type E

$$S_E = 800 \text{ t soit } 8000 \text{ kN}$$

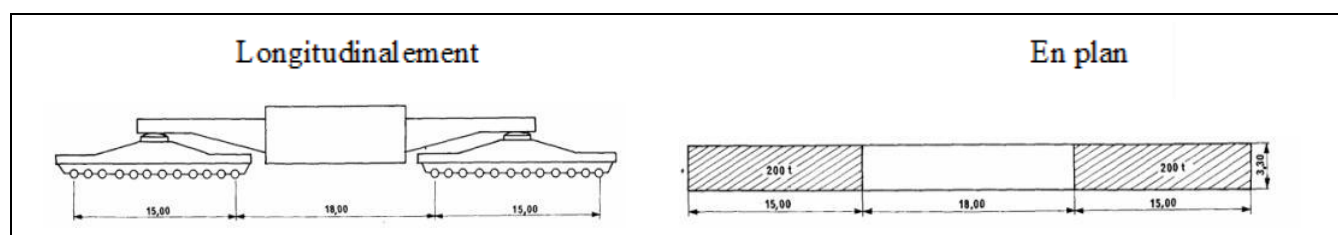


Figure A 13 : Caractéristiques du convoi exceptionnel de type E [14]

✚ Modélisation de la structure dans le logiciel Autodesk Robot

L'enrobé est modélisé sous forme de charge surfacique uniforme et on a :

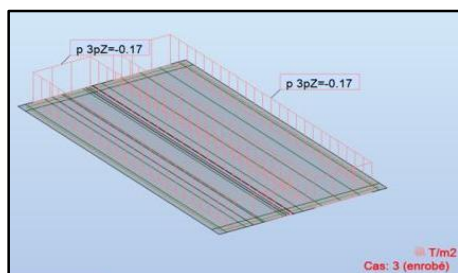


Figure A 14 : Modélisation de l'enrobé

Les garde-corps sont modélisés sous forme de charge linéaire répartie :

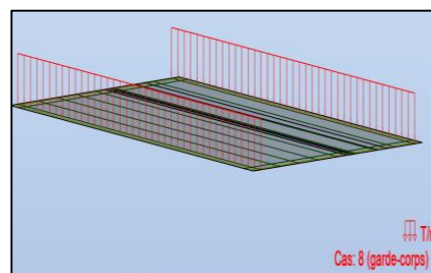


Figure A 15: Modélisation des garde-corps

Les roues des camions représentent des charges verticales ponctuelles charges. Le système Bc Niger pour une voie chargée s'illustre comme suit :

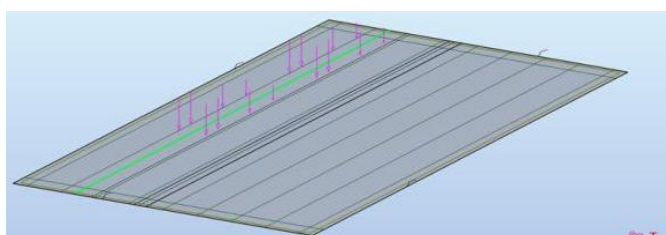
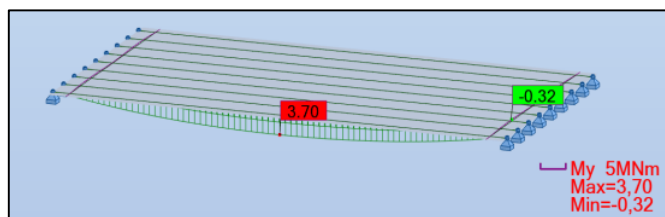


Figure A 16 : Modélisation du convoi Bc Niger (une seule voie chargée)

Efforts sur le tablier

Figure A 17 : Moment maximal à l'ELS ; cas des



charges de la superstructure

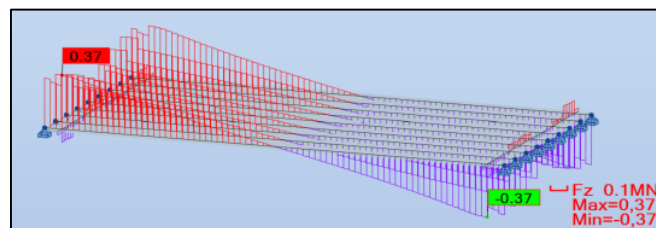


Figure A 18 : Effort tranchant maximal à l'ELS ; cas des charges de la superstructure

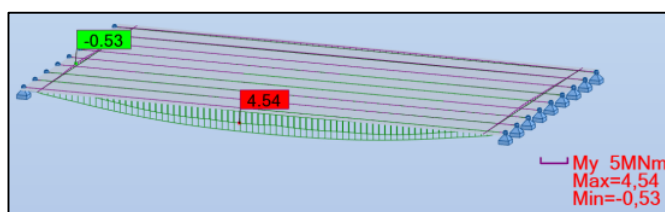


Figure A 19 : Moment maximal à l'ELS cas des charges d'exploitation

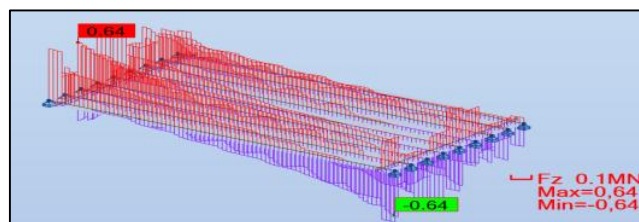


Figure A 20: Effort tranchant maximal à l'ELS cas des charges d'exploitation

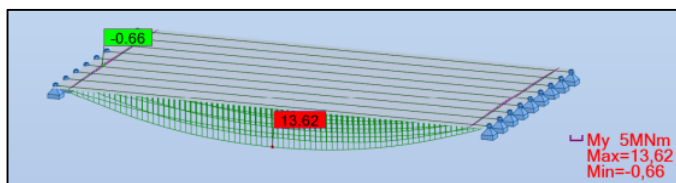


Figure A 21 : Moment maximal à l'ELS cas de la combinaison la plus défavorable

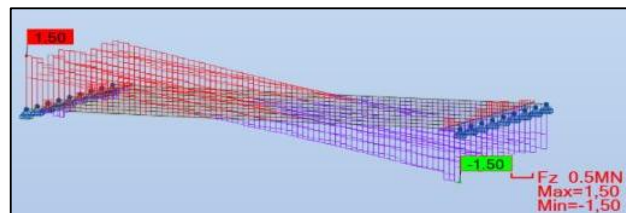


Figure A 22 : Effort tranchant maximal à l'ELS cas de la combinaison la plus défavorable

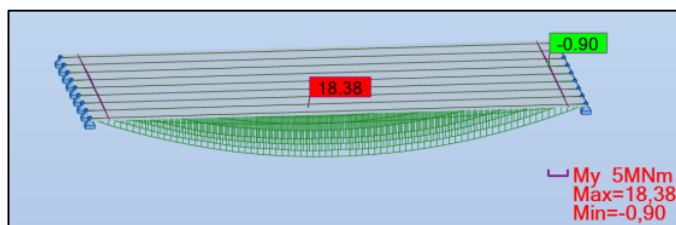


Figure A 23 : Moment maximal à l'ELU cas de la combinaison la plus défavorable

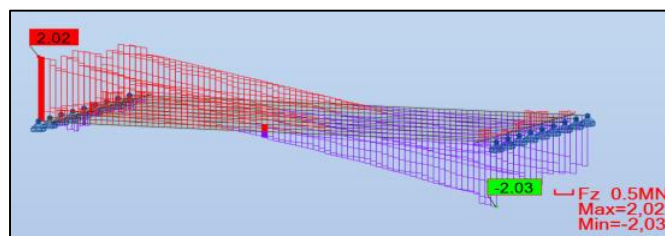


Figure A 24 : Moment maximal à l'ELU cas de la combinaison la plus défavorable

ANNEXE 4 : Etude des poutres précontraintes

Les caractéristiques par unités des différentes catégories de câbles sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau A 6 : Caractéristiques des torçons de précontrainte[27]

Nature (§ 2.3.1.3)	Classe (MPa)	Ø (mm)	A (mm ²)	F_{prg} (kN)	F_{peg} (kN)	$0,8 F_{prg}$ (kN)	$0,9 F_{peg}$ (kN)	$0,6 F_{prg}$ (kN)
T13	1 860	12,5	93	173	154	138,4	138,6	103,8
T13S	1 860	12,9	100	186	166	148,8	149,4	111,6
T15	1 770	15,2	139	246	220	196,8	198,0	147,6
T15S	1 770	15,7	150	265	236	212,0	212,4	159,0
fil Ø 7 mm	1 670	7	38,5	64,3	57	51,4	51,3	38,6

Les caractéristiques géométriques des sections étudiées sont telles que :

Tableau A 7 : Récapitulatif des caractéristiques géométriques des sections

Caractéristique \ Section	Poutre	Hourdis + poutre
Hauteur h (m)	2.15	2.35
Surface S (m)	1.08	1.48
v' (m)	1.17	1.46
v (m)	0.98	0.89
Moment d'inertie I (m ⁴)	0.74	1.07
Rendement géométrique ρ (%)	0.62	0.66

Les moments déterminés à partir du logiciel RSA qui serviront dans les calculs de précontrainte se résument ainsi :

Tableau A 8 : Moments dans les poutres à l'ELS

Sollicitation	Notation	Valeur (MN.m)
Moment dû au poids des éléments de la superstructure	M _{gs}	3.7
Moment maximal dû aux charges d'exploitation	M_q	4.54
Moment maximal des combinaisons à l'ELS.	M_{max}	13.62

✚ Calculons la précontrainte minimale

Le BPEL définit deux différentes valeurs de précontraintes : PI comme précontrainte maximale et PII comme précontrainte minimale. La précontrainte PI indique l'état de section sous-critique c'est-à-dire que le fuseau de passage des câbles est au-dessus de la zone d'enrobage (*sécurité*).

La précontrainte PII indique que la section est sur-critique, c'est-à-dire que le fuseau inférieur de passage des câbles franchit la zone d'enrobage.

– Précontrainte PI

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho \times h} + \frac{S}{h} (\bar{\sigma}_{ti} \cdot v + \bar{\sigma}_{ts} \cdot v')$$

$$\Delta M = M_{max} - M_{min} = M_q$$

$$\Delta M = 4.54 \text{ MN.m}$$

Avec :

h : la hauteur de la section totale (poutre+ hourdis) ; $h = 2.35 \text{ m}$

S : la surface totale de la poutre avec prise en compte de l'hourdis ; $S = 1.48 \text{ m}^2$

ρ : Le rendement géométrique de la section considérée ; $\rho = 0.51$

La contrainte admissible de traction du béton (fibre inférieure) :

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible de traction du béton (fibre supérieure) :

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}$$

D'où :

$$P_I = \frac{4.54}{0.51 \times 2.35} + \frac{1.48}{2.35} (-2.7 \times 0.89 - 4.05 \times 1.46)$$

$$P_I = -2.27 \text{ MN}$$

– Précontrainte PII

$$P_{II} = \frac{M_{max} + \rho \times S \times v \times \bar{\sigma}_{ti}}{\rho \times v + v' - d'}$$

Avec :

$$M_{max} = 13.62 \text{ MN.m}$$

d' : la distance entre le parement et le centre de gravité du câble

$$d' = 1.5 \varnothing_{\text{gaine}} = 1.5 \times 80 = 120 \text{ mm soit } 0.12 \text{ m}$$

$$P_{II} = \frac{13.62 + 0.65 \times 1.48 \times 0.89 \times (-2.7)}{0.65 \times 0.89 + 1.46 - 0.12}$$

$$P_{II} = 5.89 \text{ MN}$$

Déterminons la précontrainte minimale :

On a :

$$P_{II} = 5.89 \text{ MN} > P_I = -2.27 \text{ MN}$$

La précontrainte minimale est donc $P_{\min} = \max(P_I; P_{II}) = P_{II} = 5.89 \text{ MN}$; la section est donc sur-critique et on admet l'excentricité donnée par la formule suivante :

$$e_0 = -(v' - d')$$

Calcul de l'excentricité des câbles

Pour la première famille de câbles : $d'_1 = 1.5 \times \varnothing_{\text{gaine}} = 1.5 \times 80 = 120 \text{ mm soit } 0.12 \text{ m}$

$$e_{01} = - (1.17 - 0.12) = - 1.05 \text{ m}$$

Pour la seconde famille de câbles : $d'_2 = 2 \times \varnothing_{\text{gaine}} = 2 \times 80 = 160 \text{ mm soit } 0.16 \text{ m}$

$$e_{02} = - (1.46 - 0.16) = - 1.3 \text{ m}$$

I. Calcul du nombre de câbles de précontrainte

Pour la détermination du nombre de câbles de précontrainte, nous allons partir sur la base d'un calendrier d'exécution des travaux qui nous permettra de mieux définir les valeurs des contraintes dans le béton en fonction des phases de bétonnage et ainsi déterminer la précontrainte nécessaire.

Tableau A 9 : Calendrier des phases de bétonnage

	Date	A t= 1j	A t= 7jours	A t= 15 jours	A t=28 jours	A t= ∞
Poutre préfabriquée	Etape des travaux	Coulage du béton de la poutre	Mise en tension des câbles de 1 ^{ère} famille	—		
	Valeur de la précontrainte	—	$P_0 = 1.1P_i$ $P_i = 1.2P_A$	—	$P_i = 1.1P_A$	P_A
	Valeur de la résistance du béton f_{cj}	—	$f_{c7} = 23.18 \text{ MPa}$	$f_{c15} = 30.15 \text{ MPa}$	$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$	$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
Béton coulé sur place	Etape des travaux			Coulage du béton du hourdis	Mise en tension des câbles de 2 ^{ème} famille	
	Valeur de la précontrainte	—	—	—	$P_0 = 1.1P_i$ $P_i = 1.5P_B$	P_B
	Valeur de la résistance du béton f_{cj}	—	—	—	$f_{c14} = 30 \text{ MPa}$	$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

Avec :

P_0 : La valeur de la précontrainte appliquée à l'ancrage avant la mise en tension des câbles

P_i : La valeur de la précontrainte initiale après les pertes instantanées et avant les pertes différées

P_A : La valeur de la précontrainte finale appliquée dans les câbles de première famille

P_B : La valeur de la précontrainte finale appliquée dans les câbles de première famille

a- Déterminons le nombre de câbles de première famille

Pour le dimensionnement des câbles de première famille, nous analyserons deux phases défavorables à savoir :

- Lors de la mise en tension après bétonnage des poutres
- Après le bétonnage du hourdis et avant la mise en tension des câbles de seconde famille

➤ **Phase 1 : Lors de la mise en tension des câbles, à t = 7 jours**

La somme des contraintes engendrées dans le béton par les charges permanentes ainsi que les actions de la précontrainte doivent respecter les valeurs des contraintes limites du béton.

Résistance caractéristique du béton à la date $t=7$ jours

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83} \times f_{c28} \rightarrow f_{c7} = \frac{7}{4.76 + 0.83} \times 35 = 23.18 \text{ MPa}$$

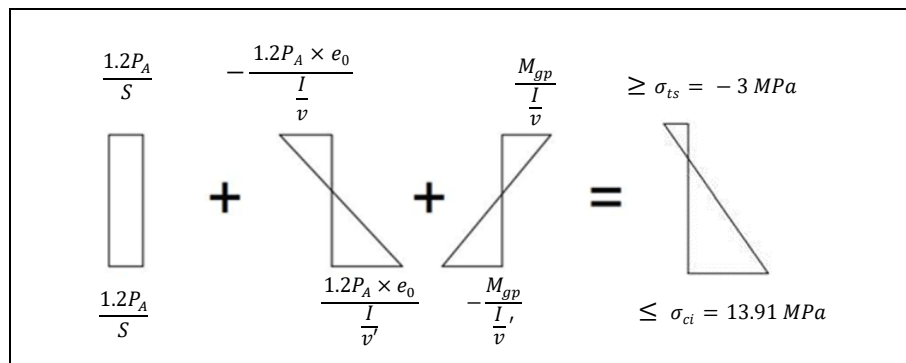
$$f_{t7} = 0.6 + 0.06 f_{c7} \rightarrow f_{t7} = 0.6 + 0.06 \times 23.18 = 1.99 \text{ MPa}$$

Contraintes admissibles du béton

Contrainte de compression admissible : $\sigma_{ci} = 0.6 f_{c7} = 13.91 \text{ MPa}$

Contrainte de traction admissible : $\sigma_{ti} = -1.5 f_{t7} = -3 \text{ MPa}$

Les pertes instantanées sont estimées à 20% de la précontrainte finale des câbles. D'où la précontrainte initiale vaut : $P_i = P_A + 0.2 P_A = 1.2 P_A$



La somme des efforts est telle que :

✚ En fibre supérieure

$$\frac{1.2P_A}{S} - \frac{1.2P_A \times e_0}{\frac{I}{v}} + \frac{M_{gp}}{\frac{I}{v}} \geq \sigma_{ts} = -3 \text{ MPa}$$

$$\frac{1.2P_A}{1.08} - \frac{1.2P_A \times 1.05}{\frac{0.74}{0.98}} + \frac{5.2}{\frac{I}{0.98}} \geq \sigma_{ts} = -3 \text{ MPa}$$

$$1.1P_A - 1.68P_A + 6.89 \geq \sigma_{ts} = -3 \text{ MPa}$$

$$P_A \leq \frac{-3 - 6.89}{1.1 - 1.68}$$

$$P_A \leq 17.7 \text{ MN}$$

✚ En fibre inférieure

$$\frac{1.2P_A}{S} + \frac{1.2P_A \times e_0}{\frac{I}{v}} - \frac{M_{gp}}{\frac{I}{v'}} \leq \sigma_{ci} = 13.91 \text{ MPa}$$

$$\frac{1.2P_A}{1.08} + \frac{1.2P_A \times 1.05}{\frac{0.74}{1.17}} - \frac{5.2}{\frac{0.74}{1.17}} \leq \sigma_{ci} = 13.91 \text{ MPa}$$

$$1.1P_A + 1.99P_A - 8.22 \leq \sigma_{ci} = 13.91 \text{ MPa}$$

$$P_A \leq \frac{13.91 + 8.22}{1.1 + 1.99}$$

$$P_A \leq 7.18 \text{ MN}$$

On retiendra pour la **phase 1** : $P_A \leq 7.18 \text{ MN}$

➤ **Phase 2 : Le deuxième cas défavorable est après le bétonnage du hourdis avant la mise en tension des câbles de deuxième famille (à $t = 15$ jours)**

Résistance caractéristique du béton à la date $t=15$ jours

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83} \times f_{c28} \rightarrow f_{c15} = \frac{15}{4.76 + 0.83} \times 35 = 30.5 \text{ MPa}$$

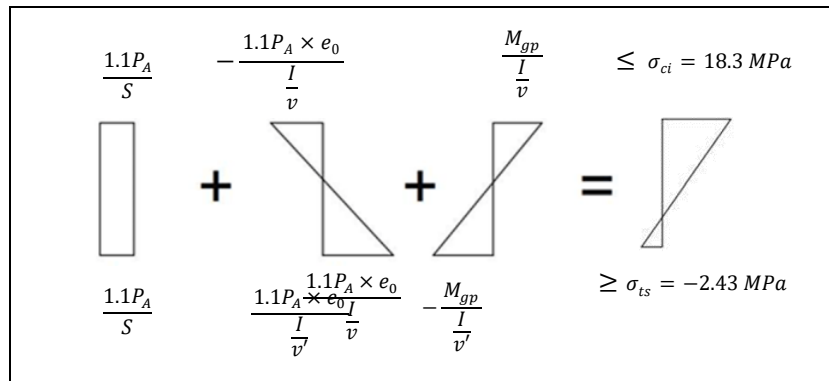
$$f_{t15} = 0.6 + 0.06f_{c15} \rightarrow f_{t15} = 2.43 \text{ MPa}$$

Contraintes admissibles du béton à la date $t=15$ jours

Contrainte de compression admissible : $\sigma_{ci} = 0.6f_{c15} = 18.3 \text{ MPa}$

Contrainte de traction admissible : $\sigma_{ti} = -f_{t15} = -2.43 \text{ MPa}$

A cette étape, le moment considéré est le moment dû au poids propre de l'ensemble poutre + hourdis on a : $M_g = M_{gp} + M_{gh} = 5.2 + 2.5 = 7.7 \text{ MPa}$



✚ En fibre supérieure

$$\frac{1.1P_A}{S} - \frac{1.1P_A \times e_0}{\frac{I}{v}} + \frac{M_g}{\frac{I}{v}} \leq \sigma_{ci} = 18.3 \text{ MPa}$$

$$\frac{1.1}{1.08} P_A - \frac{1.1P_A \times 1.05}{\frac{0.74}{0.98}} + \frac{7.7}{\frac{0.74}{0.98}} \leq \sigma_{ci} = 18.3 \text{ MPa}$$

$$1.02P_A - 1.52P_A + 10.2 \leq \sigma_{ci} = 18.3 \text{ MPa}$$

$$P_A \geq \frac{18.13 - 10.2}{1.02 - 1.52}$$

$$P_A \geq -15.86 \text{ MN}$$

✚ En fibre inférieure

$$\frac{1.1P_A}{S} + \frac{1.1P_A \times e_0}{\frac{I}{v'}} - \frac{M_g}{\frac{I}{v'}} \geq \sigma_{ts} = -2.43 \text{ MPa}$$

$$\frac{1.1}{1.08} P_A + \frac{1.1P_A \times 1.05}{\frac{0.74}{1.17}} - \frac{7.7}{\frac{0.74}{1.17}} \geq \sigma_{ts} = -2.43 \text{ MPa}$$

$$1.02P_A + 1.77P_A - 11.85 \geq \sigma_{ts} = -2.43 \text{ MPa}$$

$$P_A \geq \frac{-2.43 + 11.85}{1.02 + 1.77}$$

$$P_A \geq 3.36 \text{ MN}$$

On retiendra pour la **phase 2** : $P_A \geq 3.36$

Ainsi pour la première famille de précontrainte, on aura $3.36 \text{ MN} \leq P_A \leq 7.18 \text{ MN}$

La précontrainte à l'ancrage vaut $P_0 = 1.1 \times 1.2 \times P_A = 1.32 P_A$ soit $P_A = \frac{P_0}{1.32}$

$$3.36 \leq \frac{P_0}{1.32} \leq 7.18 \quad \Leftrightarrow \quad 3.36 \leq \frac{\sigma_{P0} \times A_P}{1.32} \leq 7.18$$

Avec : $P_0 = \sigma_{P0} \times A_P$ et $\sigma_{P0} = 1488 \text{ MPa}$

$$\frac{3.36 \times 1.32}{1488} \leq A_P \leq \frac{7.18 \times 1.32}{1488}$$

$$4009.68 \text{ mm}^2 \leq A_P \leq 6369.35 \text{ mm}^2$$

1T13 = 93mm² → 12T13 = 12 × 93 = 1116mm² et $A_P = n \times 1116$

$$3.59 \leq n \leq 5.7$$

Pour n = 05 câbles, on a $P_A = \frac{\sigma_{P0} \times n \times S}{1.32} = \frac{1488 \times 5 \times 1116}{1.32} = 6.29 \text{ MN} < 7.18 \text{ MN}$

On retient donc cinq (05) câbles de type 12T13 pour la première famille de câbles.

Déterminons les contraintes dans le béton après le coulage du hourdis et avant la mise en tension des câbles de deuxième famille

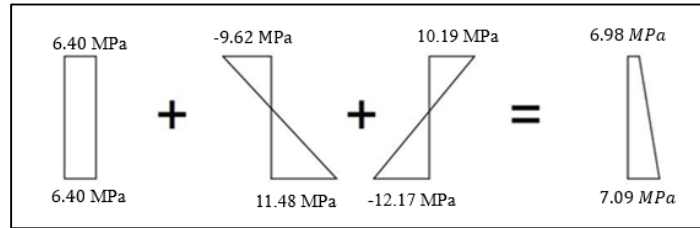
$$P_i = 1.1 \times P_A = 1.1 \times 6.29 = 6.92 \text{ MN}$$

$$\frac{1.1P_A}{S} - \frac{1.1P_A \times e_0}{\frac{I}{v}} + \frac{M_g}{\frac{I}{v}} = \frac{6.92}{1.08} - \frac{6.92 \times 1.05}{\frac{0.74}{0.98}} + \frac{7.7}{\frac{0.74}{0.98}}$$

$$6.40 - 9.62 + 10.19 = 6.98 \text{ MPa}$$

$$\frac{1.1P_A}{S} + \frac{1.1P_A \times e_0}{\frac{I}{v'}} - \frac{M_g}{\frac{I}{v'}} = \frac{6.92}{1.08} + \frac{6.92 \times 1.05}{\frac{0.74}{1.17}} - \frac{7.7}{\frac{0.74}{1.17}}$$

$$6.40 + 11.48 - 12.17 = 7.09 \text{ MPa}$$



b- Déterminons le nombre de câbles de deuxième famille

La mise en tension des câbles de 2^{ème} famille se fait après que le hourdis ait atteint une certaine résistance[18]. Par ailleurs, la vérification des contraintes se fera dans la section de la poutre avec prise en compte de l'épaisseur du hourdis.

Résistance caractéristique du béton

$$f_{C28}=35 \text{ MPa}$$

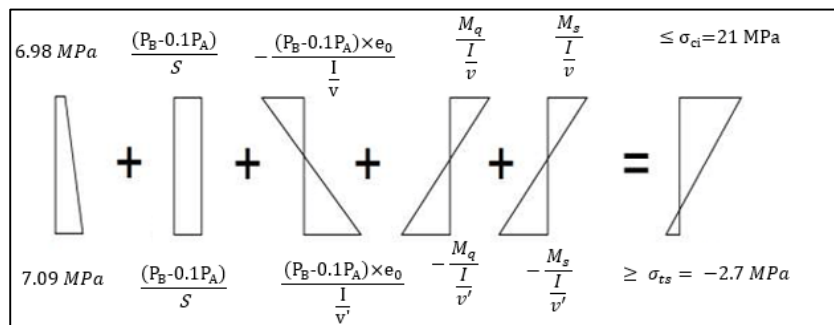
$$f_{t28}=-2.7 \text{ MPa}$$

Contraintes admissibles du béton :

$$\text{Contrainte de compression admissible : } \sigma_{ci}=0.6 f_{C28}=21\text{MPa}$$

$$\text{Contrainte de traction admissible : } \sigma_{ti}= - f_{t28}= -2.7 \text{ MPa}$$

L'ensemble des contraintes appliquées en cette phase finale ne doit pas excéder les contraintes admissibles du béton en combinaison rare. On tiendra compte du diagramme des contraintes des câbles de première famille, celui des câbles de seconde famille, le diagramme des contraintes dues à la charge de superstructure, le diagramme des contraintes dues aux charges d'exploitation et celui des pertes de précontrainte instantanées des câbles de première famille estimées à 10% de P_A .



✚ Dans la fibre supérieure) on aura :

$$6.98 + (P_B - 0.1 P_A) \times \left(\frac{1}{S} - \frac{e_0}{\frac{I}{v}} \right) + \frac{M_s + M_q}{\frac{I}{v}} \leq 21 \text{ MPa}$$

$$6.98 + (P_B - 0.63) \times \left(\frac{1}{1.48} - \frac{1.05}{\frac{1.07}{0.89}} \right) + \frac{M_s + M_q}{\frac{1.07}{0.89}} \leq 21 \text{ MPa}$$

$$6.98 + (P_B - 0.63) \times -0.19 + 6.85 \leq 21 \text{ MPa}$$

$$6.98 + 0.12 + (-0.19 P_B) + 6.85 \leq 21 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$P_B \geq -35.62 \text{ MN}$$

✚ Dans la fibre inférieure on aura :

$$7.09 + (-10\% P_A + P_B) \times \left(\frac{1}{S} - \frac{e_0}{\frac{I}{v'}} \right) - \frac{M_s + M_q}{\frac{I}{v'}} \geq -2.7 \text{ MPa}$$

$$7.09 + (-0.63 + P_B) \times \left(\frac{1}{1.48} + \frac{1.05}{\frac{1.07}{1.46}} \right) - \frac{M_s + M_q}{\frac{1.07}{1.46}} \geq -2.7 \text{ MPa}$$

$$7.09 + (-0.63 + P_B) \times 2.1 - 11.24 \geq -2.7 \text{ MPa}$$

$$7.09 - 1.33 + (2.1 P_B) - 11.24 \geq -2.7 \text{ MPa} \quad [2]$$

$$P_B \geq 1.32 \text{ MN}$$

On retiendra : $P_B \geq 1.32 \text{ MN}$

La précontrainte initiale serait donc $P_0 = 1.5 \times 1.1 P_B \geq 2.18 \text{ MN}$

$$A = \frac{P_0}{\sigma_{P0}} \geq \frac{2.18}{1488} = 0.001463 \text{ m}^2 \text{ soit } 1463.41 \text{ mm}^2$$

Pour 1 câble 12T13, $S = 1116 \text{ mm}^2$

D'où $n = \frac{1463.41}{1116} = 1.31$ soit 02 câbles de type 12T13 pour la seconde famille

$$P_B = A \times \sigma_{P0} = 2 \times 1116 \times 1488 = 3.32 \text{ MN}$$

▪ Vérifions les diagrammes en contraintes finale

✚ Dans la fibre supérieure on a :

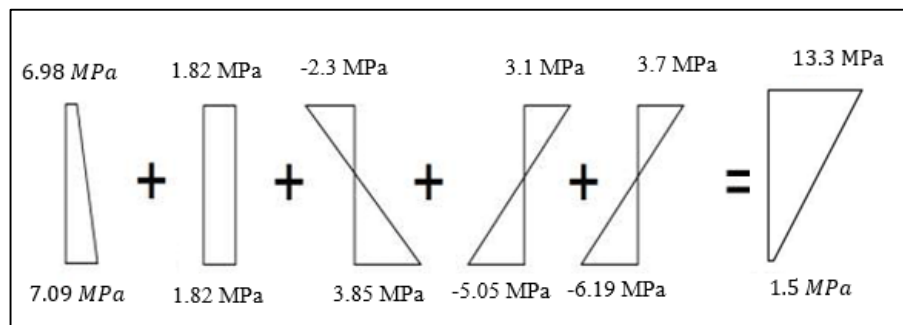
$$6.98 + (-10\% P_A + P_B) \times \left(\frac{1}{S} + \frac{e_0}{\frac{I}{v}} \right) + \frac{M_s + M_q}{\frac{I}{v}} \leq 21 \text{ MPa}$$

On a : [1] $\rightarrow 6.98 + 0.12 - 0.19 \times 3.32 + 6.85 = 13.3 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$

✚ Dans la fibre inférieure, vérifions que :

$$7.09 + (-10\% P_A + P_B) \times \left(\frac{1}{S} - \frac{e_0}{\frac{I}{v'}} \right) - \frac{M_s + M_q}{\frac{I}{v'}} \geq -2.7 \text{ MPa}$$

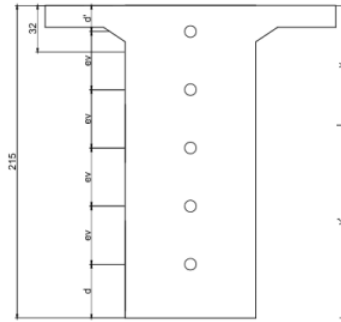
On a : [2] $\rightarrow 7.09 - 1.33 + (2.1 \times 3.32) - 11.24 = 1.5 \geq -2.7 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$



Conclusion : nous retiendrons sept (07) câbles de type 12T13 dont cinq (05) de première famille et deux (02) de deuxième famille.

II. Disposition des câbles

❖ Position à l'about des câbles de première famille



La somme des moments de chaque câble est l'about par rapport à la fibre inférieure est équivalente au moment de la charge concentrée au centre d'inertie et on a :

$$P_1 \times d + P_2 \times (d + e_v) + P_3 \times (2e_v + d) + P_4(3e_v + d) + P_5(4e_v + d) = 5 \times P_m \times v'$$

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = P_5 = P_m \text{ Ainsi : } P_m(5d + 10e_v) = 5 \times v' \times P_m$$

$$d = \frac{5v' - 10e_v}{5} = \frac{5 \times 1.17 - 10 \times 0.4}{5} = 0.37 \text{ m}$$

$d' = h - (d + 4 \times 0.4) = 2.15 - 0.37 - 4 \times 0.4$ $d' = 0.18 \text{ m}$; la disposition des câbles à l'about est illustrée au paragraphe III.3.7.1

Les câbles de 2^{ème} famille sont quant à eux tous relevés en travée à $y = 2.15 \text{ m}$

❖ Equation des câbles

Pour optimiser l'effet de la précontrainte sur le plan de la résistance en flexion ainsi que celui de la résistance en compression, le tracé adopté est sous la forme parabolique. C'est un tracé symétrique par rapport au milieu de la poutre et chaque câble est disposé suivant un premier tronçon rectiligne puis suivant un tronçon parabolique régi par l'équation suivante :

$$y = ax^2 + bx + c, \text{ l'origine du repère correspondant au point de l'ancrage.}$$

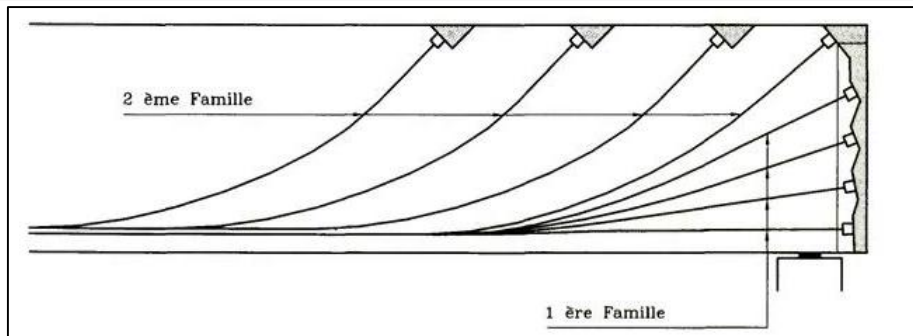
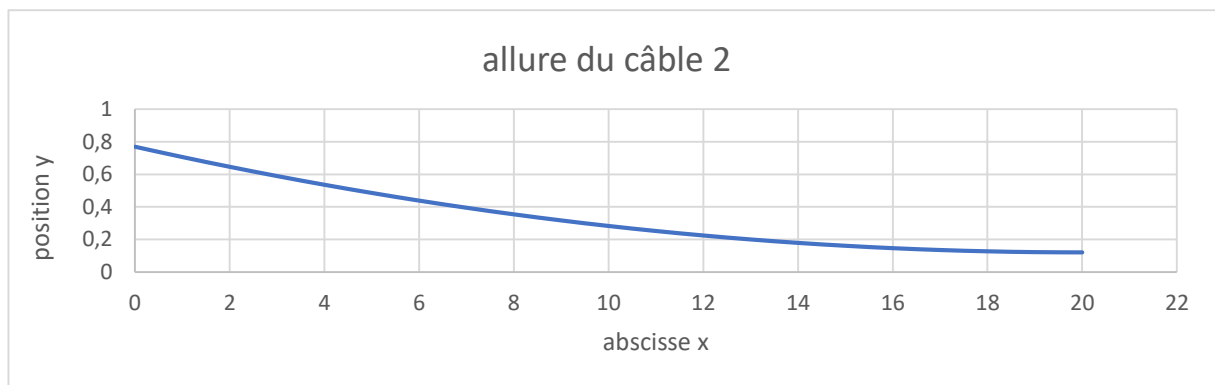


Figure A 25 : Principe de câblage des poutres [18]

Les câbles de première famille sont tous ancrés à l'about tandis que les câbles de seconde famille sont relevés en travée en gardant le même espacement constant entre les points de sortie.

Câble 2

L'équation du câble 2 est : $y = 0.001625 \times x^2 - 0.065 \times x + 0.77$



Câble 3

$$y = 0.002625 \times x^2 - 0.105 \times x + 1.17$$

Câble 4

$$y = 0.0035 \times x^2 - 0.14 \times x + 1.57$$

Câble 5

$$y = 0.0045 \times x^2 - 0.18 \times x + 1.97$$

Câble 6

$$y = 0.004975 \times x^2 - 0.199 \times x + 2.15$$

Câble 7

$$y = 0.0045 \times x^2 - 0.18 \times x + 1.97$$

❖ Déterminons l'angle d'inclinaison de chaque câble :

L'angle d'inclinaison α est tel que $\tan \alpha = \tan\left(\frac{dy}{dx}\right)$, ainsi nous adoptons la formule suivante pour obtenir une pente globale : $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{y_{origine} - y_{extrémité}}{x_{origine} - x_{extrémité}}\right)$

Pour les câbles de première famille on a :

$$\alpha_1 = \tan^{-1}\left(\frac{y_{origine} - y_{extrémité}}{x_{origine} - x_{extrémité}}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.12 - 0.37}{20 - 0}\right) = 0.72^\circ$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1}\left(\frac{0.12 - 0.77}{20 - 0}\right) = 1.86^\circ$$

$$\alpha_4 = \tan^{-1}\left(\frac{0.12 - 1.57}{20 - 0}\right) = 4.15^\circ$$

$$\alpha_3 = \tan^{-1}\left(\frac{0.12 - 1.17}{20 - 0}\right) = 3.0^\circ$$

$$\alpha_5 = \tan^{-1}\left(\frac{0.12 - 0.97}{20 - 0}\right) = 5.28^\circ$$

Pour les câbles de deuxième famille (6 et 7) relevés en travée on a :

$$\alpha_6 = \tan^{-1}\left(\frac{0.12 - 0.77}{17 - 0}\right) = 6.68^\circ$$

$$\alpha_7 = \tan^{-1}\left(\frac{0.12 - 0.77}{14 - 0}\right) = 8.1^\circ$$

III. Calcul des pertes de précontrainte

Les pertes de tension dans le cas de la précontrainte par post tension sont définies dans l'article 3 du BPEL 91. [15]

a- Les pertes instantanées de précontrainte

➤ Les pertes par frottement

Selon les prescriptions techniques du BPEL 91, la perte de tension par frottement est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} \times e^{-(f\alpha + \Phi x)}$$

Avec :

x : la distance entre la section considérée et la sortie des organes de mise en tension. (en m)

σ_{p0} : La contrainte limite exercée lors de la mise en tension telle que $\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$

f : le coefficient de frottement en courbe égal à 0.18 rd^{-1}

α : la déviation angulaire totale du câble sur la distance x (en rd)

Φ : le coefficient de perte de tension par unité de longueur $\Phi = 0.002 \text{ m}^{-1}$

On admet la variation :

$$\Delta\sigma_p(x) = \sigma_{p0}(x) - \sigma_{pf}(x)$$

La fonction exponentielle pouvant être remplacée par $e^{-x} = 1 - x$ d'où :

$$\Delta\sigma_p(x) = \sigma_{p0}(1 - e^{-(f\alpha + \Phi x)})$$

Les valeurs des pertes de précontrainte par frottement sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau A 10 : pertes de précontrainte par frottement

X(m)	$\alpha(rd)$	$(f\alpha + \phi x)$	$\Delta\sigma_p(x)$	Valeur moyenne de $\Delta\sigma_p(x)$
Câbles de première famille pour x = 20m				
Câble 1	0.012	0.042	61.53	71.74
Câble 2	0.032	0.046	66.67	
Câble 3	0.052	0.049	71.76	
Câble 4	0.072	0.053	76.86	
Câble 5	0.092	0.057	81.86	
Câble 6	0.1169	0.0610	88.12	91.19
Câble 7	0.1414	0.0654	94.27	

➤ Pertes dues au recul d'ancrage

Au cours du transfert de l'effort de précontrainte du vérin vers l'ancrage, il se produit un raccourcissement du câble. Ce raccourcissement est dû au glissement des torons dans les clavettes. Son impact survient à l'ancrage et régresse jusqu'à s'annuler à une distance notée λ . On admet la distance suivante :

$$\begin{cases} \sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{-kx}, & \text{avant le recul d'ancrage} \\ \sigma_p'(x) = \sigma_{p0} e^{-k(2d-x)}, & \text{après recul d'ancrage} \end{cases}$$

La déformation dans le câble est telle que $\varepsilon_p(x) = \frac{\sigma_p(x)}{E_p}$ et la variation de déformation : $\Delta\varepsilon_p(x) = \frac{\sigma_p(x) - \sigma_p'(x)}{E_p}$. L'intensité de l'ancrage g est égale à la somme des déformations telle que $g = \int_0^d \Delta\varepsilon_p(x)$, ainsi par développement de l'intégrale et par linéarisation on a :

$$d = \frac{1}{k} \ln \left[1 - \sqrt{\frac{E_p g k}{\sigma_{p0}}} \right]$$

Avec :

σ_{p0} : la contrainte initiale en MPa

$$k = f(\alpha) + \Phi$$

E_p : le module d'élasticité des aciers qui vaut : 190000 MPa (selon le BPEL 91)

g : l'intensité du recul d'ancrage prise égale à 5 mm

$$\begin{cases} \text{si } x = \frac{1}{2} < d : \sigma_g = \sigma_p(x) - \sigma'_p(x) \\ \text{si } x = \frac{1}{2} \geq d : \text{les pertes sont nulles} \end{cases}$$

Tableau A 11 : Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage

Câble (N°)	$\alpha(\text{rd})$	$k (\text{m}^{-1})$	$1 - \sqrt{\frac{E_p g k}{\sigma_{p0}}}$	d	Pertes(σ_g)
<i>Câbles de première famille avec $x = 20\text{m}$</i>					
1	0.012	0.00222	0.96	18.96	0
2	0.032	0.00258	0.96	17.61	0
3	0.052	0.00294	0.95	16.53	0
4	0.072	0.00330	0.95	15.62	0
5	0.092	0.00366	0.95	14.87	0
<i>Câbles de deuxième famille</i>					
Câble 6 avec $x = 17\text{m}$	0.1169	0.00410	0.94	14.06	0
Câble 7 avec $x = 14\text{m}$	0.1501	0.00470	0.94	13.38	0

Les distances à mi- portées sont toutes supérieures à la valeur de x donc les pertes par recul d'ancrage sont nulles pour tous les câbles.

➤ Pertes dues au raccourcissement élastique instantané du béton

Sous l'action des armatures de précontrainte et des autres actions permanentes, le béton s'expose à des déformations instantanées entraînant une perte de tension affectant chacune des armatures et égale pour une section donnée à :

$$\Delta\sigma_{racc(x)} = \frac{(n-1)E_p}{2n \times E_{ij}} \times \sigma_{b(y)}$$

n : nombre de câbles de précontrainte

E_p : le module d'élasticité des armatures qui vaut 190 000 MPa

E_{ij} : le module de déformation instantanée du béton au jour « j » tel que :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$\sigma_{b(y)} = \left(\frac{P}{B_n} + \frac{Mg + P e_0}{I_n} \right) y$, La contrainte moyenne du béton au niveau du câble lors de la mise en tension.

y : l'ordonnée du câble à partir du centre de gravité $y = v' - d'$

$$P = n \times A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{recul} - \Delta\sigma_{frot}(x))$$

e_0 : Excentricité du câble de précontrainte

✚ Pour les câbles de première famille

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c7}}$ à 7 jours (date de la mise en tension des câbles de première famille) ; on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{23.18} = 31363.93 \text{ MPa.}$$

$$y = 1.17 - 0.12 = 1.05 \text{ m}$$

$$Mg = M_{gp} = 5.2 \text{ MN}$$

$$B_n : \text{la section nette} = 1.08 \text{ m}^2$$

$$I_n : \text{l'inertie de la section nette} = 0.74 \text{ m}^4$$

$$P = 5 \times 93 \times 12 \times (1488 - 0 - 71.74) = 7.9 \text{ MN}$$

$$\sigma_{b(y)} = \left(\frac{7.9}{1.08} \right) + \left(\frac{5.2 + 7.9 \times 1.05}{0.74} \right) 1.05 = 2.92 \text{ MPa}$$

On applique le coefficient $\frac{1}{2}$ pour la variation de contrainte due à la mise en tension des câbles de même famille et aux charges permanentes mobilisées simultanément et le coefficient 1 pour les variations de contrainte générées par les actions permanentes appliquées postérieurement à la mise en tension. Et on a :

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{E_p}{E_{ij}} \left[\frac{1}{2} \sigma_{b(y)} + \sigma_{b(y)} \right] = \frac{190000}{31363.93} \left[\frac{1}{2} \times 10.84 + 10.84 \right]$$

$$\Delta\sigma_{racc} = 26.55 \text{ MPa}$$

✚ Pour les câbles de deuxième famille

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ à 7 jours (date de la mise en tension des câbles de première famille) ; on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.73 \text{ MPa.}$$

$$y = 1.46 - 0.16 = 1.30 \text{ m}$$

M_g : le moment dû à l'ensemble des charges permanentes $M_g = 9.08 \text{ MN}$

$$P = 2 \times 93 \times 12 \times (1488 - 91.19) = 3.11 \text{ MN}$$

$$\sigma'_{b(y)} = \left(\frac{3.11}{1.48} \right) + \left(\frac{9.08 + 3.11 \times 1.3}{1.07} \right) 1.3 = 8.21 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma'_{\text{racc}(x)} = \frac{(2-1)190000}{2 \times 2 \times 35981.73} \times 8.21 = 10.84 \text{ MPa}$$

b- Les pertes différées de précontrainte

➤ Les pertes dues au retrait du béton

Le retrait est le phénomène de raccourcissement du béton dû à l'évaporation des eaux excédentaires et aux réactions au sein du béton au cours des premiers mois suivant le coulage du béton. Les câbles étant liés au béton ils subissent également des déformations provoquant des pertes de tension et on a :

$$\Delta\sigma_{rt} = E_p \times \varepsilon_r$$

Avec :

$$\varepsilon_r = 3.10^{-4} \text{ En climat tempéré sec [15] selon le BPEL 91}$$

$$\Delta\sigma_{rt} = 190000 \times 0.0003 \leftrightarrow \Delta\sigma_{rt} = 57 \text{ Mpa}$$

➤ Les pertes par relaxation des aciers

Les pertes par relaxation de l'acier désignent le relâchement de l'acier qui produit la régression de la tension initialement appliquée.

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{pk}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

$\rho_{1000} : = 2.5\%$ pour les aciers à basse relaxation

$\sigma_{pi}(x)$: la contrainte initiale de l'armature après les pertes instantanées soit $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pins}$

f_{pk} : la contrainte limite de rupture égale à 1860

$\mu_0 = 0.43$ pour les aciers à très basse relaxation

+ Câbles de première famille

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pins} = 1488 - 98.29$$

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \times 0.025 \times \left(\frac{1488-98.29}{1860} - 0.43 \right) \times (1488-98.29)$$

$$\Delta\sigma'_{rel} = 66.11 \text{ MPa}$$

+ Câbles de deuxième famille

$$\sigma'_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pins} = 1488 - 102.04$$

$$\Delta\sigma'_{rel} = \frac{6}{100} \times 0.025 \times \left(\frac{1488-102.04}{1860} - 0.43 \right) \times (1488-102.04)$$

$$\Delta\sigma'_{rel} = 65.52 \text{ MPa}$$

➤ Les pertes dues au fluage du béton

Le fluage du béton désigne la déformation qui survient au niveau du béton dès l'application d'un chargement permanent.

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_m + \sigma_M)$$

Avec :

σ_m : La contrainte maximale dans le béton après les pertes instantanées

$$\sigma_m = \frac{P_m}{S} + \frac{P_m \times e_0^2}{I} \times \frac{M_g \times e_0}{I}$$

$$P_m = A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi})$$

σ_M : La contrainte maximale dans le béton après les pertes instantanées et différées

$$\sigma_M = \frac{P_m}{S} + \frac{P_m \times e_0^2}{I} \times \frac{M_g \times e_0}{I}$$

$$P_M = A_p((\sigma_{P0} - \Delta\sigma_{Pi} - \Delta\sigma_{rt} - \Delta\sigma_{rel}))$$

✚ Pour les câbles de première famille

$$P_m = 5 \times 93 \times 12 \times (1488 - 98.29) = 7.75 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{7.75}{1.48} - \frac{7.75 \times 1.05^2}{1.08} - \frac{9.08 \times (-1.05)}{1.08} = 6.15 \text{ MPa}$$

$$P_M = 5 \times 93 \times 12 \times (1488 - 98.29 - 57 - 66.11) = 7.07 \text{ MN}$$

$$\sigma_M = \frac{7.07}{1.48} - \frac{7.07 \times 1.05^2}{1.08} - \frac{9.08 \times (-1.05)}{1.08} = 6.39 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl1} = \frac{190000}{31363.9314} (6.15 + 6.39) = 75.96 \text{ MPa}$$

✚ Pour les câbles de deuxième famille

$$P_m = 2 \times 93 \times 12 \times (1488 - 102.04) = 3.09 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{3.09}{1.48} - \frac{3.09 \times 1.3^2}{1.08} - \frac{9.08 \times (-1.3)}{1.08} = 8.18 \text{ MPa}$$

$$P_M = 5 \times 93 \times 12 \times (1488 - 102.04 - 57 - 65.52) = 2.82 \text{ MN}$$

$$\sigma_M = \frac{2.82}{1.48} - \frac{2.82 \times 1.3^2}{1.08} - \frac{9.08 \times (-1.3)}{1.08} = 8.42 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl2} = \frac{190000}{35981.7294} (8.18 + 8.42) = 87.66 \text{ MPa}$$

➤ Pertes totales différées

Les pertes totales différées sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \sigma_{rel}$$

✚ Première famille de câbles :

$$\Delta\sigma_{diff} = 57 + 75.96 + \frac{5}{6} \times 66.11$$

$$\Delta\sigma_{dif1} = 188.06 \text{ MPa}$$

Deuxième famille de câbles :

$$\Delta\sigma_{diff} = 57 + 87.66 + \frac{5}{6} \times 65.51$$

$$\Delta\sigma_{dif2} = 199.26 \text{ MPa}$$

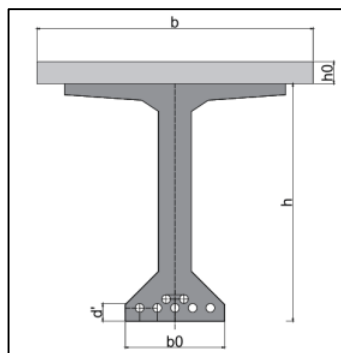
Les câbles de première famille étant dimensionnées pour reprendre 2/3 de la précontrainte totale et 1/3 pour les câbles de deuxième famille, nous calculerons les pertes de précontrainte totales de la façon suivante :

$$\Delta\sigma_{tot} = \frac{1}{3} (\Delta\sigma_{ins 1} + \Delta\sigma_{diff 1}) + \frac{2}{3} (\Delta\sigma_{ins 2} + \Delta\sigma_{diff 2})$$

$$\Delta\sigma_{tot} = \frac{1}{3} (102.04 + 199.26) + \frac{2}{3} (98.29 + 188.06)$$

$$\Delta\sigma_{tot} = 291.32 \text{ MPa}$$

IV. Vérification à la flexion en ELU



– Moment max à l'ELU ou moment ultime :

$$M_u = 18.38 \text{ MN.m}$$

– Moment résistant de la table de compression M_{tc}

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa} \quad ; \theta = 1$$

$$F_{tc} = (b - b_0) \times h_0 \times \sigma_{bu} = (2.50 - 0.3) \times 0.20 \times 19.83 = 8.73 \text{ MN}$$

Bras de levier Z :

$$Z = h - \left(d' + \frac{h_0}{2} \right) = 2.15 - \left(0.16 + \frac{0.2}{2} \right) = 1.83 \text{ m}$$

$$M_{tc} = F_{tc} \times Z = 8.73 \times 1.83 = 16.49 \text{ MN}$$

Comme $M_{tc} = 16.49 \text{ MN} < M_u = 18.38 \text{ MN.m}$ alors la fibre neutre est dans la nervure ; la nervure reprend un moment.

– **Déterminons le moment repris par la nervure**

$$M_n = M_u - M_{tc} = 18.38 - 16.49 = 1.89 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_n}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bu}} = \frac{1.89}{0.3 \times (1.99)^2 \times 19.83} = 0.08$$

$$\xi = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.1$$

$$\text{Avec } d = h - d' = 2.15 - 0.16 = 1.99 \text{ m}$$

$$\Delta\varepsilon_3 = 3.5 \times \frac{1-\xi}{\xi} = 3.5 \times \frac{1-0.1}{0.1} = 31.5 \text{ ‰} > 10 \text{ ‰} \text{ donc } \Delta\varepsilon_3 = 10 \text{ ‰}$$

– **Allongement ε_1**

$$\sigma_1 = \frac{P_A + P_B}{A_T} = \frac{6.29 + 3.32}{7 \times 93 \times 12 \times 10^{-6}} = 1230.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 1230.16 < \frac{0.9f_{prg}}{\gamma_p} = \frac{0.9 \times 1860}{1.15} = 1455.65 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_p} = \frac{1230.16}{190000} = 0.00552 = 5.52 \text{ ‰}$$

– **Allongement ε_2**

La contrainte du béton au niveau du câble sous précontrainte plus charges permanentes est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{M_g \times P e_0^2}{I} \times y$$

Avec :

M_g Le moment dû aux charges permanentes à l'ELU

y : Ordonnée du câble moyen à partir du parement inférieur (à mi-travée)

$$P = P_A + P_B = 9.61 \text{ MN}$$

$$\sigma_b = \frac{9.61}{1.08} + \frac{12.30 \times 9.61 \times 1.05^2}{0.74} \times 0.12 = 9.17 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_2 = 5 \times \sigma_b = 45.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_2 = 1230.16 + 45.87 = 1276.03 \text{ MPa} < \frac{0.9 f_{prg}}{\gamma_p} = \frac{0.9 \times 1860}{1.15} = 1455.65 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E_p} = \frac{1276.03}{19000} = 0.0067 \text{ soit } 6.7\text{‰}$$

– **Déterminons contrainte σ_3 pour $\varepsilon_3 = \varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3 = 6.7 + 10 = 16.7 \text{ ‰}$**

$$\varepsilon_3 = \frac{\sigma_3}{E_p} + 100 \left(\frac{\gamma_p \times \sigma_3}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5 = 0.0067$$

Par calcul itératif, on a ; $\sigma_3 = 1330 \text{ Mpa}$

$$P_3 = A_T \times \sigma_3 = 7 \times 1116 \times 1330 \times 10^{-6} = 10.39 \text{ MN}$$

– **Résultante de compression du béton**

$$F_n = 0.8 \times \xi \times b \times d \times \sigma_{bu} = 0.8 \times 0.1 \times 0.3 \times 1.99 \times 19.83 = 0.95 \text{ MN}$$

$$F_b = F_{tc} + F_n = 8.63 + 0.95 = 9.58 \text{ MN}$$

$P_3 = 10.39 \text{ MN} > F_b = 9.58 \text{ MN}$; ce qui signifie que la section d'acier de précontrainte est suffisante sans apport d'acier passifs.

V. Effort tranchant à l'ELS

– Relevage des câbles

Le relevage des câbles de première famille tend à diminuer l'effort tranchant. L'angle de relevage du câble moyen est représenté par le câble N.4 avec $\alpha_4 = 4.15^\circ$

– Vérification du cisaillement

Vérifions la résistance des sections vis-à-vis du cisaillement à l'issue de l'application des différentes charges à la poutre.

Effort tranchant en section réduite :

$$V'_{red} = V_{perm} - 1.1 P_A \sin(\alpha) = 0.9 - 1.1 \times 6.29 \sin(4.15^\circ)$$

$$V'_{red} = 0.4 \text{ MN}$$

$$b_n = b_0 - \phi_{gaine} = 0.9 - 0.08 = 0.82 \text{ mm}$$

Z : le bras de levier qui vaut 0.8h pour les sections en double T [27]

$$Z = 0.8 \times 2.15 = 1.72 \text{ m}$$

Cisaillement en section réduite :

$$\tau_1 = \frac{V'_{red}}{b_n \times z} = \frac{0.4}{0.82 \times 1.72} = 0.28 \text{ MPa}$$

Effort tranchant en section complète

$$V_{max} = V_s + 1.2 V_q - P_B \sin(\alpha) = (0.37 + 1.2 \times 0.64) - 3.32 \times \sin(4.15^\circ)$$

$$V_{max} = 0.9 \text{ MN}$$

V_s : effort tranchant maximal dû à la superstructure

V_q : effort tranchant maximal dû aux charges d'exploitation (convoi exceptionnel)

Cisaillement en section complète :

$$\tau_2 = \frac{V_{max}}{b_n \times z} = \frac{0.9}{0.82 \times 1.72} = 0.64 \text{ MPa}$$

Cisaillement total :

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 = 0.28 + 0.64 = 0.92 \text{ MPa}$$

Cisaillement admissible $\bar{\tau}$:

La contrainte au centre de gravité $\sigma_x = 6.98 + 1.82 - 2.3 + 3.1 = 9.6 \text{ MPa}$ (Combinaison quasi-permanente)

Or : $\sigma_x = 9.6 \text{ MPa} < 0.4f_{c28} = 14 \text{ MPa}$

Donc : $\bar{\tau}^2 = 0.4 \times f_{t28} \times \left[f_{t28} + \frac{2}{3} \sigma_x \right]$

$$\bar{\tau}^2 = 0.4 \times 2.7 \times \left[2.7 + \frac{2}{3} \times 9.61 \right] = 9.83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}^2 = 3.14^2 \rightarrow \bar{\tau} = 1.77 \text{ MPa}$$

$|\tau| < \bar{\tau}$ Vérifiée.

– À l'ELU :

$$V_{\text{red,u}} = V_{\text{maxELU}} - P_u \sin(\alpha) = 2.02 - 9.61 \times \sin(4.15^\circ)$$

Avec $P_u = P = P_A + P_B = 6.82 + 3.32 = 9.61 \text{ MN}$

$$V_{\text{red,u}} = 1.32 \text{ MN}$$

La contrainte tangentielle est : $\tau_u = \frac{V_{\text{ed,ru}}}{b_n \times Z}$

$$\tau_u = \frac{1.32}{0.82 \times 1.72} = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.94 < \frac{f_{c28}}{6} = 5.83 \text{ MPa}$$

– Armatures transversales

En supposant qu'il y a reprise de bétonnage, prenons $\beta_u = 45^\circ$. La section d'acier nécessaire pour les cadres verticaux est telle que :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau_u \times \gamma_s \times b_n \times}{f_e} \times \tan(\beta_u) = \frac{0.94 \times 1.15 \times 0.82}{500} \times 10^4 = 17.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La section d'acier minimale vaut :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} = \frac{0.4 \times \gamma_s \times b_n}{f_e} = \frac{0.4 \times 1.15 \times 0.82}{500} \times 10^4 = 7.5 \text{ cm}^2/m$$

En prenant un cadre HA 12 l'écartement vaut :

- Sur appui : $S_t = \frac{2 \times 1.13}{17.7} = 0.13m$
- En travée : $S_t = \frac{2 \times 1.13}{7.5} = 0.3 m$

Armatures de peau dans l'âme :

3 cm² par mètre de périmètre (voir plans de ferrailages en annexes graphiques)

ANNEXE 5 : Etude de l'hourdis

L'hourdis est la dalle armée posée au-dessus des poutres leur servant de couverture. L'étude de l'hourdis consiste à déterminer le ferrailage nécessaire pour la résistance de la structure sur la base des efforts internes observés. Les moments maximums en travée et sur appui dans la direction longitudinale de l'hourdis sont illustrées sur les schémas qui suivent.

Les

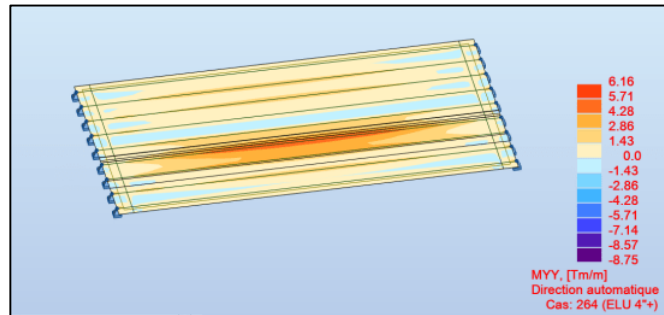


Figure A 26 : Moment maximal sur appui et en travée suivant la direction yy (ELU)

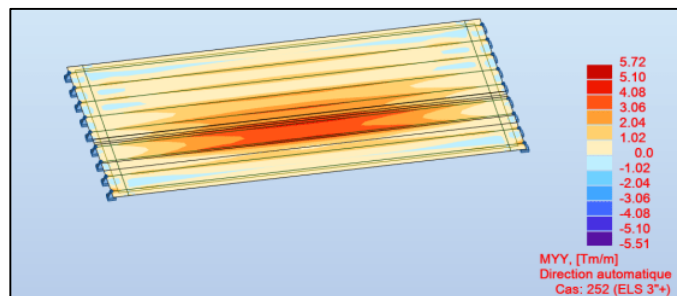


Figure A 27 : Moment maximal sur appui et en travée suivant la direction yy (ELS)

valeurs complémentaires des efforts maximums sont consignées dans **le tableau 9**.

- Ferrailage de l'hourdis

Le calcul du ferrailage du hourdis se fait dans une poutre de section (1 x 0.2) m² en flexion simple à l'ELU avec vérification à l'ELS.

- **Suivant la direction xx**

1.) Dans la nappe inférieure

Le coefficient de frottement de remplissage μ est donné par :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec :

M_u : le moment maximal à l'ELU

f_{bu} : la contrainte de compression du béton donnée par : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83 \text{ MPa}$

$$d = h - c = 0.2 - 0.05 = 0.15 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{0.0795}{1 \times 0.15^2 \times 19.83} = 0.178 < \mu_{\text{ultime}} = 0.186 \text{ pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.247$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s = \frac{0.8 \times 0.247 \times 0.15 \times 1 \times 19.83}{500 / 1.15} = 13.5 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Choix 7HA 16 = 14.02 cm²/ml

Vérification à l'ELS

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s = \frac{n \times M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

Sachant que : $by^2 + 30A_s y - 30d \cdot A_s = 0$ (1) et $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s \cdot y(d - y)^2$ (2)

On a (1) $\rightarrow y^2 + [30 \times 14.02 \times 10^{-4}]y - 30 \times 0.15 \times 14.02 \times 10^{-4} = 0$

D'où $y = 0.06 \text{ m}$

Et (2) $\rightarrow I = \frac{1 \times (0.06)^3}{3} + 15 \times 14.02 \times 10^{-4} (0.15 - 0.06)^2 = 0.00024 \text{ m}^4$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0.0589 \times 0.06}{0.00024} = 14.83 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \text{ vérifiée} \\ \sigma_s = \frac{15 \times 0.0589 \times (0.15 - 0.06)}{0.00024} = 328.11 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \text{ NON vérifiée.} \end{array} \right.$$

Choisissons une section supérieure,

Choix 6 HA 20 = 18.85 cm²/ ml

On a (1) $\rightarrow y^2 + [30 \times 18.85 \times 10^{-4}]y - 30 \times 0.15 \times 18.85 \times 10^{-4} = 0$

D'où $y = 0.07 \text{ m}$

Et (2) $\rightarrow I = \frac{1 \times (0.07)^3}{3} + 15 \times 18.85 \times 10^{-4} (0.15 - 0.07)^2 = 0.0003 \text{ m}^4$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0.0589 \times 0.06}{0.0003} = 13.96 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa} \text{ vérifiée.} \\ \sigma_s = \frac{15 \times 0.0589 \times (0.15 - 0.06)}{0.0009} = 239.36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \text{ vérifiée.} \end{array} \right.$$

2.) Dans la nappe supérieure

$$\mu = \frac{0.0636}{1 \times 0.15^2 \times 19.83} = 0.143 < \mu_{\text{ultime}} = 0.187 \text{ pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.143}) = 0.193$$

$$A_s = \frac{0.8 \times 0.193 \times 0.15 \times 1 \times 19.83}{500 / 1.15} = 10.6 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Choix 8HA 14 = 12.31 cm²/ ml

Vérification à l'ELS

$$\text{On a (1)} \rightarrow y^2 + [30 \times 10.6 \times 10^{-4}]y - 30 \times 0.15 \times 10.6 \times 10^{-4} = 0$$

$$\text{D'où } y = 0.055 \text{ m}$$

$$\text{Et (2)} \rightarrow I = \frac{1 \times (0.055)^3}{3} + 15 \times 12.31 \times 10^{-4} (0.15 - 0.055)^2 = 0.00023 \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0.0471 \times 0.055}{0.00024} = 11.66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \text{ Vérifiée} \\ \sigma_s = \frac{15 \times 0.0471 \times (0.15 - 0.055)}{0.00024} = 241.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \text{ Vérifiée} \end{array} \right.$$

Choisissons une section supérieure

$$\text{Choix 5 HA 20} = 15.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On (1)} \rightarrow y^2 + [30 \times 15.71 \times 10^{-4}]y - 30 \times 0.15 \times 15.71 \times 10^{-4} = 0$$

$$\text{D'où } y = 0.06 \text{ m}$$

$$\text{Et (2)} \rightarrow I = \frac{1 \times (0.07)^3}{3} + 15 \times 16.08 \times 10^{-4} (0.15 - 0.07)^2 = 0.0003 \text{ m}^4$$

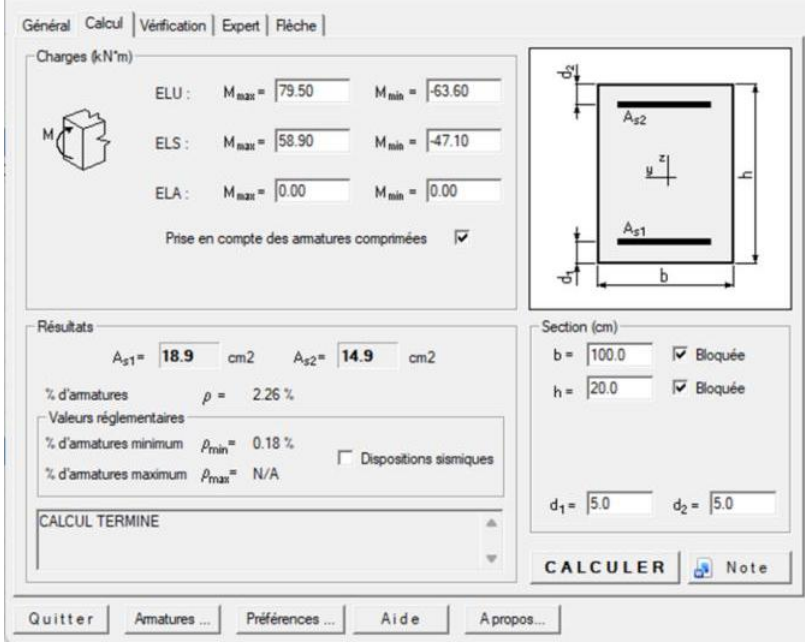
$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0.0471 \times 0.06}{0.0003} = 10.75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \text{ vérifiée.} \\ \sigma_s = \frac{15 \times 0.0471 \times (0.15 - 0.07)}{0.0003} = 241.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \text{ vérifiée.} \end{array} \right.$$

Logiciel expert



Le logiciel Expert est un logiciel de dimensionnement des éléments en béton armé. Il suit les règles du BAEL 91.

Comparons les résultats obtenus par dimensionnement manuel aux sections d'acier théoriques données par le logiciel.



$A_s = 18.9 \text{ cm}^2$
 $6 \text{ HA } 20 = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $A_s = 14.9 \text{ cm}^2$
 $5 \text{ HA } 20 = 15.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 On constate que les sections théoriques obtenues à partir du logiciel Expert correspondent aux sections d'acier réelles du dimensionnement manuel.

• Suivant la direction yy

1.) Dans la nappe inférieure

$$\mu = \frac{0.0616}{1 \times 0.15^2 \times 19.83} = 0.138 < \mu_{\text{ultime}} = 0.186 \text{ pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.186$$

$$A_s = \frac{0.8 \times 0.186 \times 0.15 \times 1 \times 19.83}{500 / 1.15} = 12.08 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Choix 6 HA16 = 12.08 cm²/ ml

$$(1) \rightarrow y^2 + [30 \times 12.08 \times 10^{-4}]y - 30 \times 0.15 \times 12.08 \times 10^{-4} = 0$$

D'où $y = 0.06 \text{ m}$

$$\text{Et (2)} \rightarrow I = \frac{1 \times (0.07)^3}{3} + 15 \times 18.85 \times 10^{-4} (0.15 - 0.07)^2 = 0.00022 \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0.0764 \times 0.06}{0.00022} = 15.69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \text{ vérifiée.} \\ \sigma_s = \frac{15 \times 0.0764 \times (0.15 - 0.06)}{0.00022} = 352.97 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \text{ NON vérifiée.} \end{array} \right.$$

Second choix : $6HA\ 20 = 18.85\text{ cm}^2$

$$(1) \rightarrow y^2 + [30 \times 18.85 \times 10^{-4}]y - 30 \times 0.15 \times 18.85 \times 10^{-4} = 0 \rightarrow y = 0.07\text{ m}$$

$$(2) \rightarrow I = \frac{1 \times (0.07)^3}{3} + 15 \times 18.85 \times 10^{-4} (0.15 - 0.078) = 0.0003\text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0.0764 \times 0.08}{0.0004} = 13.56\text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 21\text{ MPa} \text{ vérifiée.} \\ \sigma_s = \frac{15 \times 0.0764 \times (0.15 - 0.08)}{0.0004} = 232.44\text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 250\text{ MPa} \text{ vérifiée.} \end{array} \right.$$

2.) Dans la nappe supérieure

$$\mu = \frac{0.0875}{1 \times 0.15^2 \times 19.83} = 0.196 \rightarrow \mu_{\text{ultime}} = 0.187 < \mu < \mu_i = 0.37 \text{ (pivot B)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.275$$

$$A_s = \frac{0.8 \times 0.275 \times 0.15 \times 1 \times 19.83}{500 / 1.15} = 15.08 \times 10^{-4}\text{ m}^2$$

Choix 5 HA20 = $15.71\text{ cm}^2/\text{ml}$

$$(1) \rightarrow y^2 + [30 \times 15.71 \times 10^{-4}]y - 30 \times 0.15 \times 15.71 \times 10^{-4} = 0$$

D'où $y = 0.06\text{ m}$

$$\text{Et } (2) \rightarrow I = \frac{1 \times (0.06)^3}{3} + 15 \times 15.71 \times 10^{-4} (0.15 - 0.06) = 0.00026\text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0.0551 \times 0.06}{0.00026} = 12.58\text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 21\text{ MPa} \text{ vérifiée.} \\ \sigma_s = \frac{15 \times 0.0551 \times (0.15 - 0.06)}{0.00026} = 282.96\text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 250\text{ MPa} \text{ NON vérifiée.} \end{array} \right.$$

Second choix : $6HA\ 20 = 18.85\text{ cm}^2$

$$(1) \rightarrow y^2 + [30 \times 18.85 \times 10^{-4}]y - 30 \times 0.15 \times 18.85 \times 10^{-4} = 0$$

D'où $y = 0.07\text{ m}$

$$\text{Et } (2) \rightarrow I = \frac{1 \times (0.07)^3}{3} + 15 \times 15.71 \times 10^{-4} (0.15 - 0.07) = 0.0003\text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0.0551 \times 0.07}{0.0003} = 13.06\text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 24\text{ MPa} \text{ vérifiée.} \\ \sigma_s = \frac{15 \times 0.0551 \times (0.15 - 0.07)}{0.0003} = 223.91\text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 241\text{ MPa} \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

ANNEXE 6 : Etude des entretoises d'about

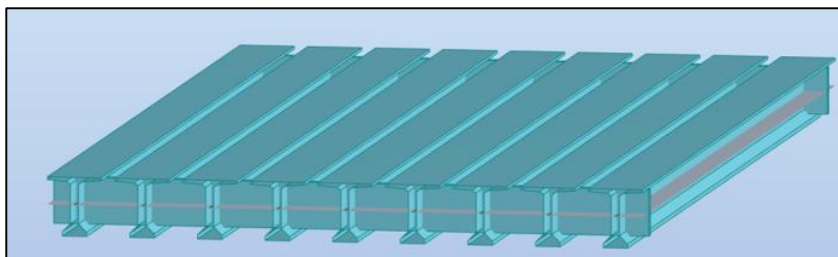


Figure A 28 : Modélisation des entretoises d'about (logiciel RSA)

Dans ce cas de chargement, l'entretoise repose sur les vérins disposés entre deux poutres et les efforts dans la poutre sont illustrés ci-dessous

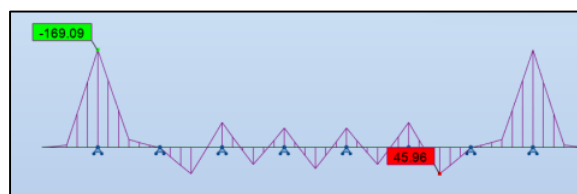


Figure A 29 : Diagramme des moments (ELU) dans l'entretoise d'about

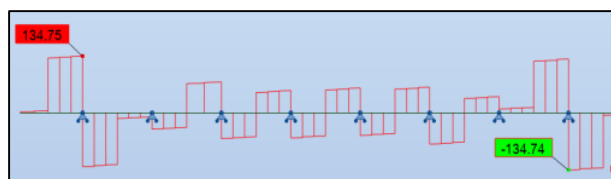


Figure A 30 : Diagramme de l'effort tranchant (ELU) dans l'entretoise d'about

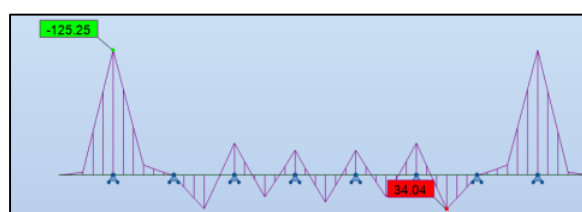


Figure A 31 : Diagramme du moment fléchissant (ELS) dans l'entretoise d'about

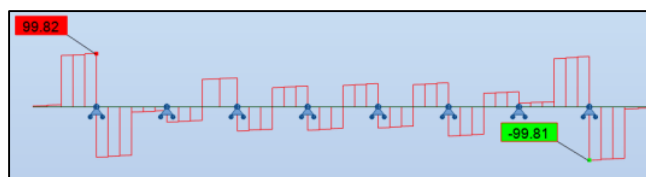


Figure A 32 : Diagramme de l'effort tranchant (ELS) dans l'entretoise d'about

➤ Détermination des sections d'acier

L'entretoise est assimilée à une poutre de section (30 x 170) cm . Aidés par le logiciel Expert BA, le dimensionnement de l'entretoise se résume comme suit :

▪ **Hypothèses :**

- Calcul réalisé selon le BAEL 91 mod. 99
- Béton : $f_{c28} = 35$ MPa
- Acier : $f_e = 500.0$ MPa
- Fissuration jugée préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des effets sismiques

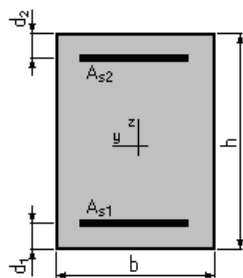
▪ **Caractéristiques géométriques :**

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 170 \text{ cm}$$

$$d_1 = 3 \text{ cm}$$

$$d_2 = 3 \text{ cm}$$



▪ **Sollicitations :**

	$M_{\max}$ (kN.m)	$M_{\min}$ (kN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	459.60	1690.9
Etat Limite de Service	340.40	-1252.50

▪ **Sections d'aciers :**

Sections théoriques :

- Armatures tendues : $A_{s1} = 8.5 \text{ cm}^2$
- Armatures comprimées : $A_{s2} = 33.4 \text{ cm}^2$

Section minimum : $A_{s \min} = 5.2 \text{ cm}^2$

Les sections trouvées sont supérieures à la section minimale.

Choix :

Nappe supérieure : 8HA 25 ($39.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

Nappe inférieure : 3HA 20 ($9.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

▪ **Vérification à l'ELU**

$M_{\max} = 459.60 \text{ kN.m}$ $M_{\min} = -1690.9 \text{ kN.m}$

Coefficient de sécurité : 1.00 (Pivot : A)

Position de l'axe neutre : $y = 25 \text{ cm}$

Bras de levier : $Z = 157 \text{ cm}$

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 1.76 \text{ ‰} < \varepsilon_{b,\lim} = 3.5 \text{ ‰}$

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰} > \varepsilon_s = 2.5 \text{ ‰}$ (comportement ductile de l'acier)

Contraintes dans l'acier :

- Acier tendu : $\sigma_s = 434.8 \text{ MPa} < 500 \text{ MPa}$
- Acier comprimé : $\sigma'_s = 309.6 \text{ MPa} < 500 \text{ MPa}$

▪ **Vérification à l'ELS**

$M_{\max} = 340.40 \text{ kN.m}$ $M_{\min} = -1252.50 \text{ kN.m}$

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 56.8 \text{ cm}$

Bras de levier : $Z = 148.1 \text{ cm}$

Contrainte du béton : $\sigma_b = 8.6 \text{ MPa} < 0,6 f_{cj} = 21 \text{ MPa}$

Contrainte de l'acier :

- Acier tendue : $\sigma_s = 250 \text{ MPa} = \sigma_{lim} = 250.0 \text{ MPa}$
- Acier comprimé : $\sigma'_s = 122 \text{ MPa} < \sigma_{lim} = 250.0 \text{ MPa}$

▪ Calcul des aciers d'effort tranchant

Condition : $\tau_u \leq \tau_{ul}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1347.591 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.9 \times 1.70} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0.15 \times 35}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3.5; 4 \text{ MPa}) = 3.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \tau_{ul}$ Vérifiée

Section d'armatures minimale :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{1700}{35}; \frac{300}{10}; 25\right) = \min(48.6; 30; 25)$$

$$\text{Et } \phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm}$$

Nous adopterons des HA 10 comme aciers transversaux.

Calcul de l'écartement :

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b} = \frac{0.79 \times 10^{-4} \times 500}{0.4 \times 0.3} = 0.33 \text{ m}$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 0.4 \text{ m}) = \min(1.37; 0.4 \text{ m}) = 0.4 \text{ m}$$

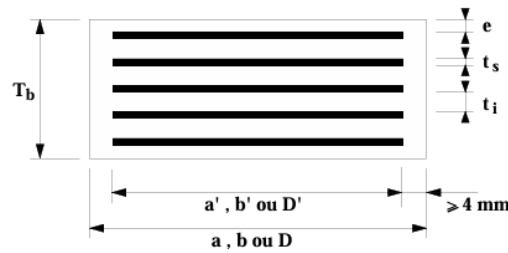
Nous prendrons $S_t = 15 \text{ cm}$

Armatures de peau

$$3 \text{ cm}^2 / \text{périmètre} : 3 \text{ cm}^2 \times (0.3 + 1.70) = 12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 8\text{HA } 14 = 12.31 \text{ cm}^2$$

ANNEXE 7 : Étude des appareils d'appui



[12] Figure A 33 : Définition géométrique des appareils d'appui

I. Dimensionnement de l'appareil d'appui

▪ L'aire des appareils d'appuis

La surface de l'appareil d'appui est telle que :

$$\frac{N_{max}}{a \times b} \leq \sigma_m$$

Avec :

$\sigma_m = 15$ MPa, la contrainte limite de compression de l'appareil d'appui.

a : la dimension parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage

b : la dimension perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage

N_{max} : l'effort normal maximal agissant sur l'appareil d'appui

D'où il vient : $\frac{N_{max}}{a \times b} \leq \sigma_m \leftrightarrow \frac{210.89 \times 10^4}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$

$$a \times b \geq 140\,593 \text{ mm}^2$$

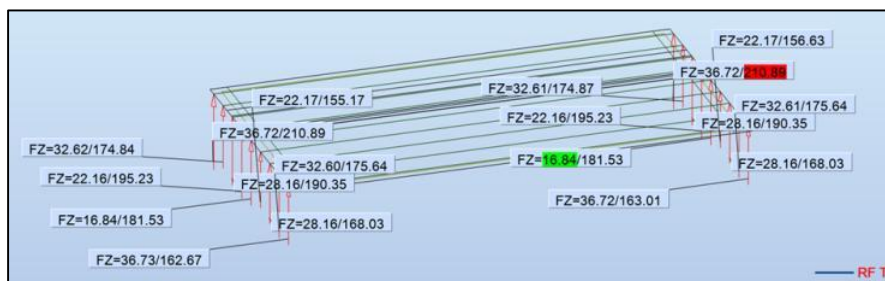


Figure A 34 : Effort normal à l'ELU dans les poutres

▪ Epaisseur nominale d'élastomère T_e

On a : $T_e = \sum t_i + 2e$

La condition à vérifier est : $T_e \geq \frac{\Delta h}{0.5}$

Avec : Δh : La somme des déplacements lents dus au fluage, au retrait et à la température.

– Déplacement dû au retrait et au fluage

$$\Delta h_{\text{ret}} = \varepsilon_r \times \frac{L}{2} = 7 \times 10^{-4} \times \frac{40}{2} = 1.4 \times 10^{-2} \text{ m}$$

Avec : $\varepsilon_t = 7 \times 10^{-4}$; Raccourcissement unitaire pour les ponts en béton précontraint[22].

– Déplacement dû à la variation de température

$$\Delta h_{\text{temp}} = \varepsilon_T \times \frac{L}{2} = 4 \times 10^{-4} \times \frac{40}{2} = 8 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Avec : $\varepsilon_T = 4 \times 10^{-4}$; Pour les actions de longue durée

D'où $\Delta h = 22 \times 10^{-3} \text{ m}$

$$T_e \geq \frac{22 \times 10^{-3}}{0.5} \rightarrow T_e \geq 44 \text{ mm}$$

On peut donc opter pour quatre (04) feuillets intermédiaires de 12 mm et 02 feuillets extérieures (d'enrobages) de 6mm soit $T_e = 60 \text{ mm}$

▪ L'épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui

$$T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2e$$

Avec :

n : nombre de feuillets soit 4

t_s L'épaisseur des frettes = 3mm

e : l'enrobage

$$T_b = 4(12 + 3) + 3 + 2 \times 6 = 75 \text{ mm}$$

▪ Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui

Ce dimensionnement en plan doit vérifier la condition de non-flambement et l'épaisseur minimale.

La condition de non-flambement est telle que : $\frac{a}{10} \leq T_e \leq \frac{a}{5}$

$$\frac{1}{10} \leq \frac{T_e}{a} \leq \frac{1}{5} \rightarrow 5T_e \leq a \leq 10T_e \quad \leftrightarrow \quad 300\text{mm} \leq a \leq 600\text{mm}$$

On pourra retenir : $a = 300 \text{ mm}$ et $b = 500 \text{ mm}$

a' et b' étant les dimensions en plan des frettes on a :

$$a' = a - 2 \times \text{enr} = 300 - 2 \times 5 = 290 \text{ mm}$$

$$b' = b - 2 \times \text{enr} = 500 - 2 \times 5 = 490 \text{ mm}$$

II. Détermination des efforts horizontaux

▪ Actions dynamiques

✓ Efforts de freinage

Explicités au chapitre III.3.5, ces efforts concernent les systèmes Bc et A

Système A :

Nous avons 18 appareils d'appuis par travée.

L'effort repris par chaque appui est donc :

$$\frac{F_A}{18} = \frac{17.63 \text{ t}}{18} = 0.97 \text{ t}$$

Système Bc Niger :

$$\frac{F_{BcN}}{18} = \frac{42 \text{ t}}{18} = 2.33 \text{ t}$$

✓ Surcharges dues au vent

Le vent fait partie des actions horizontales à prendre en compte lors du dimensionnement des appuis. Le fascicule 61 titre II [16] résume l'action du vent à une pression normale appliquée aux surfaces telle que : $V = 2 \text{ kN/m}^2$

La surface latérale du tablier $S_v = 40 \times 2.35 = 94 \text{ m}^2$

$$h_v = 94 \times 2 = 188 \text{ kN soit } 18.8 \text{ t}$$

La charge par appareil d'appui est $\frac{h_v}{18} = 1.04 \text{ t}$

✓ Les effets sismiques

Les effets sismiques seront négligés dans notre zone d'étude.

▪ Actions statiques

Ce sont les efforts dus aux déformations. L'évaluation des efforts dus aux déformations est établie par la formule suivante :

$$H_\varepsilon = \frac{G \times a \times b \times \Delta_x}{T_e}$$

Avec :

- $G = 0.8 \text{ MPa}$ le module de déformation transversale des appareils d'appui en élastomère fretté
- Δ_x : la déformation due à l'action considérée
- a, b , et T_e les dimensions de l'appareil d'appui

✓ Efforts liés au retrait et au fluage :

$$\Delta_r = \Delta h_{\text{ret}} = 1.4 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$\text{D'où } H_{\varepsilon R} = \frac{0.8 \times 0.3 \times 0.5 \times 1.4 \times 10^{-2}}{0.6} = 2.8 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

✓ Efforts liés à la variation de la température

- A court terme : $\Delta h_{\text{temp}} = 6 \times 10^{-3} \text{ m}$

$$H_{\varepsilon T} = \frac{0.8 \times 0.3 \times 0.5 \times 6 \times 10^{-3}}{0.6} = 1.2 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

– A long terme : $\Delta h_{\text{temp}} = 8 \times 10^{-3} m$

$$H_{\varepsilon T} = \frac{0.8 \times 0.3 \times 0.5 \times 4 \times 10^{-3}}{0.6} = 1.6 \times 10^{-3} MN$$

III. Vérification de l'appareil de d'appui

▪ Limite de distorsion de l'appareil d'appui

La somme des distorsions est telle que : $\varepsilon_N + \varepsilon_H + \varepsilon_{rot} < 7$

ε_N : la distorsion sous l'effet de l'effort normal

$$\varepsilon_N = \frac{1.5 N_{\max}}{G \times A_r \times S}$$

Avec :

$N_{\max}$: la réaction d'appui normale maximale

$G=0.9$: le module conventionnel d'élasticité des appareils d'appui en élastomère fretté

A_r : la surface en plan excluant l'enrobage latéral nominal ainsi que la surface des trous si elle en comporte. Aussi, cette surface tient compte des déformations provoquées par efforts horizontaux (V_x) et les efforts verticaux (V_y) mais nous négligeons les déformations verticales et considérons la valeur maximale des déformations horizontales.

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

$$A' = a' \times b' = 0.29 \times 0.49 = 0.1421 m^2$$

$$V_x = V_1 + V_2 \begin{cases} V_1 : \text{déplacement maximal dû à la température et au retrait} \\ V_2 : \text{déplacement horizontal maximal dû au freinage} \end{cases}$$

$$V_1 = (1.4 + 0.8) \times 10^{-2} = 0.022 m$$

$$V_2 = \frac{H_x \times T_e}{2Gab} = \frac{2.33 \times 0.06}{8 \times 0.9 \times 0.3 \times 0.5} = 5.2 \times 10^{-3} m$$

H_x : l'effort maximal de freinage

$$V_x = 0.022 + 0.0052 = 0.027 m$$

$$D'où : A_r = 0.1421(1 - \frac{0.027}{0.29})$$

$$A_r = 0.128 \text{ m}^2$$

S : Coefficient de forme relatif au feuillet le plus épais (feuillet intermédiaire) et on a :

$$S = \frac{a' \times b'}{2t(a' + b')} = \frac{0.29 \times 0.49}{2 \times 12 \times 10^{-3} \times (0.29 + 0.49)} = 7.5908$$

$$\rightarrow \varepsilon_N = \frac{1.5 \times 2.1}{0.9 \times 0.128 \times 7.5908} = 3.62$$

ε_H : la distorsion sous l'effet de l'effort horizontal

$$\varepsilon_H = \frac{V_x}{T_e} = \frac{0.01269}{0.06} = 0.45$$

ε_{rot} : la distorsion sous l'effet d'une rotation horizontale

$$\varepsilon_{rot} = \frac{a'^2 \times \alpha_a + b'^2 \times \alpha_b}{2 \times (nt_i^3 + n't_e^3)}$$

Avec : $\alpha_a = 0.03 \text{ rd}$

$\alpha_b = 0 \text{ rd}$ (voir tableau ci-dessous)

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0.0	0.0	0.0	0.03	0.00	0.0
Noeud	1	1	1	1	18	1
Cas	1	1	1	ELU 4*/2	ELU 2*/41	1
MIN	0.0	0.0	0.0	-0.03	-0.00	0.0
Noeud	1	1	1	2	1	1
Cas	1	1	1	ELU 4*/2	ELU 3*/5	1

Tableau A 12 : Valeurs de l'angle de rotation

$$\varepsilon_{rot} = \frac{(0.29^2 \times 0.03) \times 0.012}{2(4 \times 0.012^3 + 2 \times 0.006^3)} = 2.06$$

Conclusion : $\varepsilon_H + \varepsilon_N + \varepsilon_{rot} = 0.45 + 3.62 + 2.06 = 6.13 < 7$ (vérifiée)

▪ Stabilité au flambement

Il s'agit de vérifier que $\sigma_m = \frac{N_{max}}{A_r} \leq \sigma_{lim} = \frac{2a' \times G \times S}{3T_e}$

$$\sigma_m = \frac{2.1}{0.128} = 16.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{2 \times 0.29 \times 0.9 \times 7.5908}{3 \times 0.06} = 22.01 \text{ MPa}$$

Conclusion : $\sigma_m = 16.41 \text{ MPa} < \sigma_{\text{lim}} = 22.01 \text{ MPa}$ (vérifiée)

▪ Limite en rotation

La limite en rotation est une condition vérifiée à l'ELU. Le cas de chargement maximal est en général celui qui donne une rotation maximale. Il faudra vérifier que :

$$\Sigma V_z \geq \frac{a' \alpha_a + b' \alpha_b}{K_r}$$

Avec : ΣV_z représente la somme des déformations verticales (le tassement) dû à l'effort vertical F_z .

$$\Sigma V_z = \Sigma \frac{F_z t_i}{A'} \left(\frac{1}{5GS^2} + \frac{1}{E_b} \right)$$

$$E_b = 2000 \text{ MPa}$$

« S » désigne le coefficient de forme des feuillets. Pour les feuillets externes (demi-feuillet) le coefficient de forme est égal à $\frac{2}{1.4}$ multiplié par le coefficient de forme des feuillets intermédiaires. D'où :

$$\begin{cases} S_{\text{int}} = 7.5908 \text{ m} \\ S_{\text{ext}} = \frac{2}{1.4} \times 7.5908 \text{ m} = 10.8440 \text{ m} \end{cases}$$

K_r : le coefficient de rotation égal à 3

$$\Sigma V_z = \left[\frac{2.1 \times 4 \times 0.012}{0.29 \times 0.49} \left(\frac{1}{5 \times 0.9 \times 7.5908^2} + \frac{1}{2000} \right) \right] + \left[\frac{2.1 \times 2 \times 0.006}{0.29 \times 0.49} \left(\frac{1}{5 \times 0.9 \times 10.844^2} + \frac{1}{2000} \right) \right] = 3.5 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\frac{a' \alpha_a + b' \alpha_b}{K_r} = \frac{0.29 \times 0.03}{3} = 2.9 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Sigma V_z = 3.5 \times 10^{-3} \text{ m} > 2.9 \times 10^{-3} \text{ m} \quad (\text{Vérifiée})$$

• Condition de non-glissement

La vérification de la condition de non-glissement est traduite par :

$$F_{xy} \leq \mu_e F_z \quad \text{et} \quad \frac{F_{z,\text{min}}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa}$$

$$F_{xy} = \frac{V_X \times G \times a' \times b'}{T_e}$$

$$F_{xy} = \frac{0.02719 \times 0.9 \times 0.29 \times 0.49}{0.06} = 0.0580 \text{ MN}$$

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5K_f}{\sigma_m}$$

K_f : 0.6 pour le béton

$\sigma_m = 16.41 \text{ MPa}$ (voir stabilité au flambement)

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 \times 0.6}{16.41}$$

$$\mu_e = 0.1548 \quad \text{D'où} \quad \mu_e F_Z = 0.1548 \times 2.1 = 0.33$$

$$F_{xy} = 0.0580 < 0.33 \text{ Vérifiée}$$

$F_{z,min}$: réaction minimale sous charges permanentes $F_{z,min} = 6.54 \text{ MN}$ voir résultats robot

$$\frac{F_{z,min}}{A_r} = \frac{0.654}{0.128} = 5.11 \text{ MPa} > 3 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

La condition de non-glissement est alors vérifiée

▪ La limite de traction dans les frettes

La traction dans les frettes est telle que : $t_s \geq \frac{2.6F_z \times t_i}{A_r \times f_y}$

$$t_s \geq \frac{2.6 \times 2.1 \times 0.012}{0.128 \times 235} = 0.002 \text{ m}$$

Nous avons au préalable choisi des frettes de 3mm d'épaisseur donc la limite de traction dans les frettes est respectée.

IV. Étude des bossages d'appuis

❖ Prédimensionnement

$$A = a + 200 = 300 + 200 = 500 \text{ mm}$$

$$B = b + 200 = 700 \text{ mm}$$

$$S = A \times B = 0.5 \times 0.7 = 0.35 \text{ m}^2$$

$$P = 2(A+B) = 2(0.5+0.7) = 2.4 \text{ m}^2$$

$$h \geq 2S/P \text{ soit } h \geq 2 \times 0.35 / 2.4 = 0.29 \text{ m}$$

On choisira $h = 0.35 \text{ m}$ avec 20 cm pour le bossage inférieur et 15 cm pour le bossage supérieur.

❖ Ferrailage du dé d'appui

Le dé d'appui est le support des appareils d'appui qui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier ce qui peut entraîner à long terme des fissures d'où la nécessité de disposer des armatures de chaînage et d'éclatement.

- Armatures de chaînage

Les armatures de chaînage sont dimensionnées pour reprendre 25% de l'effort maximal.

La section d'acier est : $A_{sc} = \frac{0.25N_{max}}{\bar{\sigma}_s}$

Avec : $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 500 = 333.33 \text{ MPa}$

$$A_{sc} = \frac{0.25 \times 2.1}{333.33} = 0.001675 \text{ m}^2 = \mathbf{16.75 \text{ cm}^2}$$

- Armatures de profondeur

Les armatures de profondeur servent à limiter l'expansion des fissures. La section calculée convient à reprendre un effort de $0.125N_{max}$

$$A_{sp} = \frac{0.125N_{max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$A_{sc} = \frac{0.125 \times 2.1}{333.33} = 0.000788 \text{ m}^2 = \mathbf{7.88 \text{ cm}^2}$$

- Armatures de diffusion

On distingue :

- Le ferrailage de surface qui concerne les frettes supérieures et est dimensionné pour reprendre 4% de l'effort N_{max}

$$A_{sp} = \frac{0.04N_{max}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.04 \times 2.1}{333.33} = 0.000252 \text{ m}^2 = \mathbf{2.52 \text{ cm}^2}$$

- Le ferrailage d'intérieur ou d'éclatement est logé à la profondeur Z telle que $h/3 < Z < h$ a pour but de reprendre 0.1 de N_{max}

$$A_{sp} = \frac{0.01N_{max}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.01 \times 2.1}{333.33} = 0.000063 \text{ m}^2 = \mathbf{6.3 \text{ cm}^2}$$

ANNEXE 8 : Dimensionnement des joints de chaussée

Le joint de chaussée est un dispositif nécessaire sur un ouvrage de franchissement (pont, viaduc, ou passerelle) en tout point où il est susceptible de se produire un mouvement entre deux éléments de la structure[21].

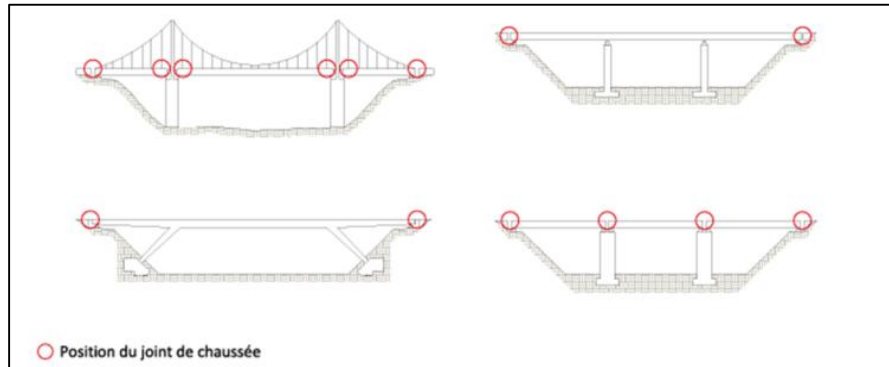


Figure A 35 : Cas d'emplacement des joints de chaussée [21]

Le souffle total du joint prend donc en compte les éléments suivants :

- Le souffle issu du retrait et du fluage,
- Le souffle issu de l'action de freinage,
- Le souffle issu des variations de température,
- Le souffle issu de la rotation causée par les charges d'exploitation.

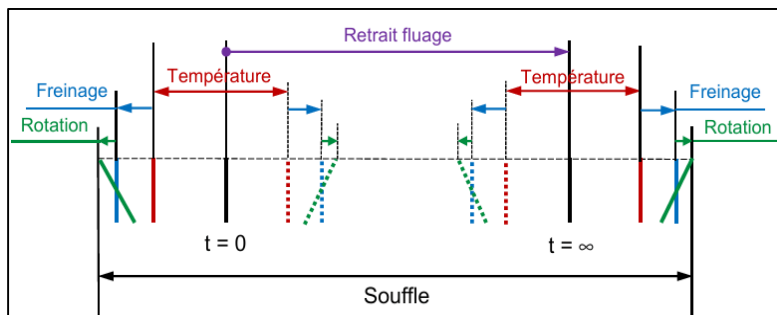


Figure A 36 : Principales composantes du souffle du joint [19]

• Souffle issu des variations de température

$$\text{A long terme : } \Delta L_T = L_c \times \varepsilon_t = 40 \times 4 \times 10^{-4} = 1.6 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$\text{A court terme : } \Delta L_T = L_c \times \varepsilon_t = 40 \times 3 \times 10^{-4} = 1.2 \times 10^{-2} \text{ m}$$

- **Souffle issu du retrait et au fluage**

$$\Delta L_{rt} = L_c \times \varepsilon_t = \frac{40}{2} \times 7 \times 10^{-4} = 1.4 \times 10^{-2} m$$

- **Souffle issu de l'action de freinage**

$$V = 5.2 \times 10^{-3} m \text{ (Voir [annexe 7](#))}$$

- **Souffle dû aux rotations**

Le souffle lié à la rotation d'about est donné par la formule suivante : $\Delta L_{rotation} = \frac{4f}{L} H_T$

Avec :

La flèche maximale admissible est $f = \frac{L}{250} = \frac{40}{250} = 0.16 m$ soit 160 mm

H_T : La hauteur du tablier

$$\Delta L_{rotation} = \frac{4 \times 160}{40} \times 2.35 = 37.6 \times 10^{-3} m$$

- **Combinaisons des actions**

La capacité de mouvement des joints de chaussée à retenir est le souffle déterminé avec les combinaisons à l'ELS en s'assurant que le vide entre maçonnerie permette de reprendre le mouvement à l'ELU[21].

Récapitulatif des actions :

T_k : effet de la valeur de la température avec sa valeur caractéristique

$Q_{k-fq-trot}$: effet des charges de trafic (rotation)

Q_{lk} : effet des forces de freinage

G : déformation linéaire due au retrait et au fluage

À l'ELS :

$$S = G + Q_k + Q_{lk} + 0.6 T_k = 14 + 37.6 + 5.2 + 0.6 \times 16$$

$$S = 66.4 \text{ mm}$$

APELU :

$$S = 1.35G + 1.35Q_k + 1.35Q_{lk} + 1.5 \times 0.6 T_k = 1.35 \times 14 + 1.35 \times 37.6 + 1.35 \times 5.2 + 1.5 \times 0.6 \times 16$$

$$S = 91.08 \text{ mm}$$

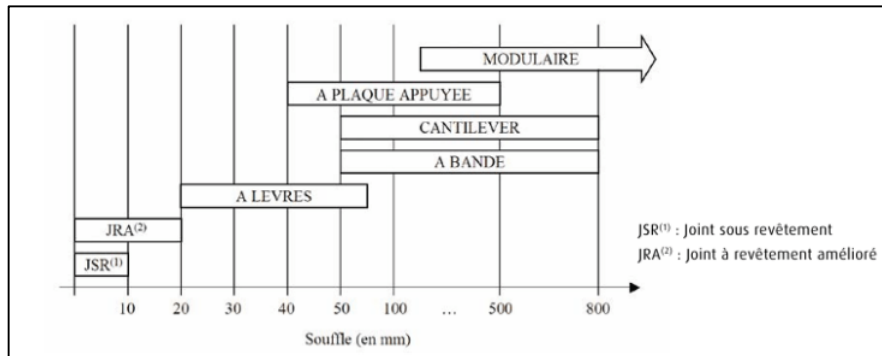


Figure A 37 : Domaine d'emploi des différentes familles de joint [19]

Choix du joint de chaussée adapté :

La famille de joint adapté à notre étude est donc le joint de type CANTILEVER.



Figure A 38: joint cantilever classique

ANNEXE 9 : Étude des appuis intermédiaires

I. Dimensionnement du chevêtre

- *Modélisation*

Le dimensionnement du chevêtre est réalisé à travers la modélisation de la structure dans le logiciel RSA. Cette modélisation nous permettra d'évaluer les efforts internes dans le chevêtre afin d'en déduire le ferrailage nécessaire pour la solidité et la résistance de la conception

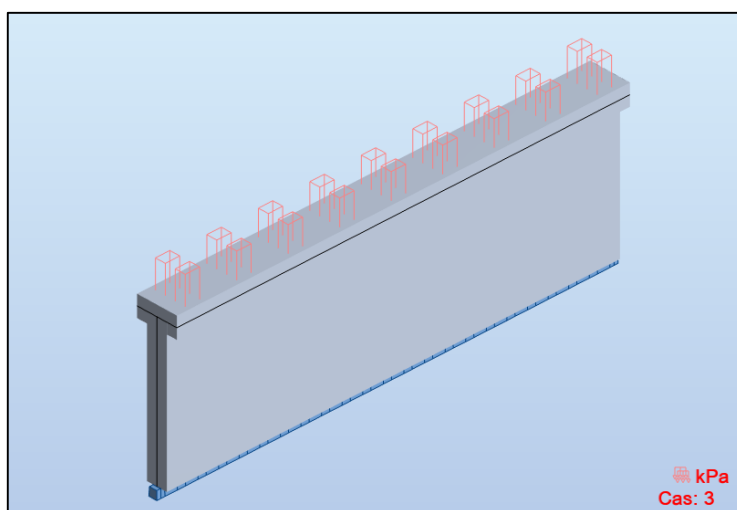


Figure A 39: Modélisation de la structure chevêtre + voile

- *Sollicitations dans le chevêtre*

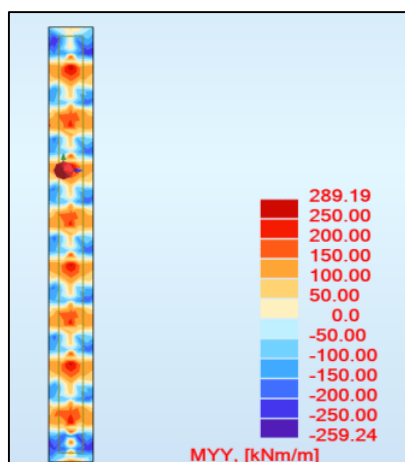


Figure A 40 : Moments sur le chevêtre dans le sens longitudinal (ELU)

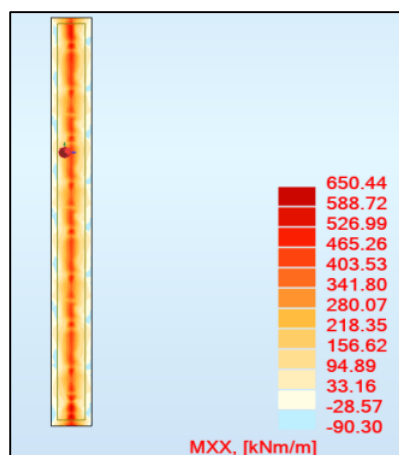


Figure A 41 : Moment sur le chevêtre dans le sens transversal (ELU)

Les valeurs à l'ELS sont disponibles au paragraphe 3.4.1.2 du chapitre II

- *Dimensionnement*

A l'issu, de la modélisation, la densité de ferrailage est donnée par le logiciel et les résultats sont résumés ci-dessous :

❖ Suivant le sens transversal, on admet le ferrailage suivant :

✚ Nappe supérieure :

X+	Nom de la zone	Zone de base	ϕ	E	Densification de la zone		Ferrailage [cm ² /m]		
				[cm]		+n	At	Ar	As
1	1/1+	---	20	15.0			16.03	20.94	+4.91

✚ Nappe inférieure :

X-	Nom de la zone	Zone de base	ϕ	E	Densification de la zone		Ferrailage [cm ² /m]		
				[cm]		+n	At	Ar	As
3	1/1-	---	20	15.0			15.94	20.94	+5.00

❖ Suivant le sens longitudinal, on admet le ferrailage suivant :

✚ Nappe supérieure :

Y-	Nom de la zone	Zone de base	ϕ	E	Densification de la zone		Ferrailage [cm ² /m]		
				[cm]		+n	At	Ar	As
4	1/2-	---	20	15.0			19.44	20.94	+1.50

✚ Nappe inférieure :

Y+	Nom de la zone	Zone de base	ϕ	E	Densification de la zone		Ferrailage [cm ² /m]		
				[cm]		+n	At	Ar	As
2	1/2+	---	20	15.0			19.89	20.94	+1.05

II. Etude des fûts

Il s'agit d'éléments verticaux en béton armé qui supportent des charges verticales du tablier et le poids propre du chevêtre et des charges horizontales comme l'effort de freinage et l'action du vent.

✚ Déterminons le moment dû à l'effort de freinage

En supposant le freinage d'un seul camion, l'intensité maximale de la force de freinage est :

$$F_{fr} = 30 \text{ t (Camion Bc)}$$

Le moment issu de la force de freinage est donc :

$$\text{A l'ELS : } M_{ser} = 1.2 f_{fr} h_v = 1.2 \times \frac{30}{2} \times 15 = 270 \text{ t.m} = 2700 \text{ kN.m}$$

$$\text{A l'ELU : } M_u = 1.6 f_{fr} h_v = 1.2 \times \frac{30}{2} \times 15 = 360 \text{ t.m} = 3600 \text{ kN.m}$$

✚ Déterminons le moment dû à l'action du vent

On suppose que :

- Le vent souffle dans la direction normale à l'axe longitudinal du voile
- Les pressions sur les surfaces sont statiques
- L'intensité du vent est telle que $F_v = 2 \text{ kN/m}^2$ [16]
- A l'action du vent, le pont ne supporte aucune charge de chaussée et de trottoir

$$\text{A l'ELS : } M_{ser} = f_v \frac{h_v}{2} = \frac{2(2.35 \times 40)}{2} \times \frac{15}{2} = 705 \text{ kN.m}$$

$$\text{A l'ELU : } M_u = 1.6 f_v \frac{h_v}{2} = 1.6 \times 7.5 = 1128 \text{ kN.m}$$

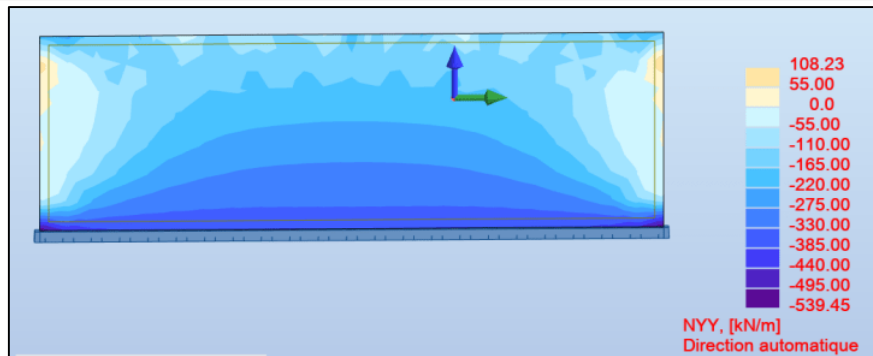


Figure A 42 : Effort normal sur le voile dans le sens horizontal cas de l'ELU

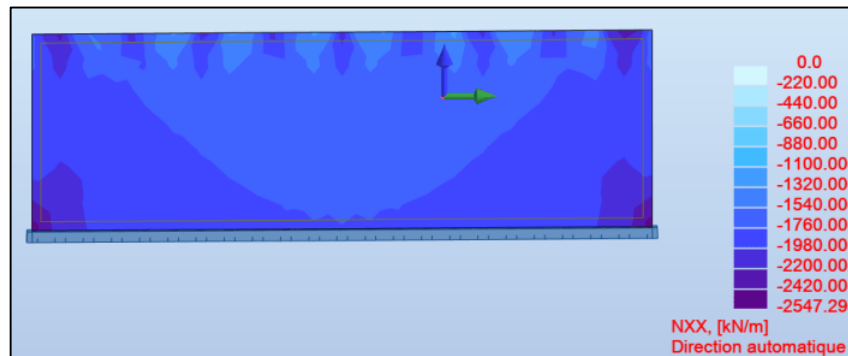


Figure A 43 : Effort normal sur le voile dans le sens vertical cas de l'ELU

- *Ferraillage du voile*

Nous avons choisi d'établir le ferraillage du voile par mètre linéaire de section conformément aux dispositions constructives suivantes :

- ✓ La section totale d'armatures verticales est égale à 0.2% de la section totale de béton ;
- ✓ La distance maximale entre deux armatures sur une même face est au plus de 40cm
- ✓ Les armatures horizontales sont disposées en cours successifs formant une ceinture sur le pourtour des armatures verticales. La section totale d'armatures horizontales est au moins égale à 0.05% de la section verticale de béton

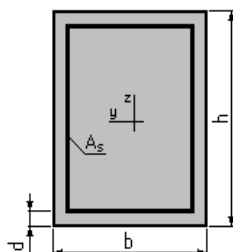
Le voile subit l'effort de flexion composée en raison de l'effort de compression normale exercée par le chevêtre et l'action des forces horizontales. Nous procédons à la détermination de la section d'acier à travers une analyse par mètre linéaire de section en ramenant les efforts obtenus précédemment au mètre linéaire de voile.

▪ *Caractéristiques géométriques :*

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$d = 5 \text{ cm}$$



▪ *Efforts appliqués :*

	N (kN)	M(kN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	100.33	214.90
Etat Limite de Service	73.35	154.77

▪ *Sections d'aciers :*

Sections théoriques :

- Armatures tendues : $A_{s1} = 10 \text{ cm}^2$
- Armatures comprimées : $A_{s2} = 10 \text{ cm}^2$

Section minimum : $A_{s \text{ min}} = 20 \text{ cm}^2$

La section trouvée est supérieure à la section minimale.

Choix :

Nappe supérieure : 4 HA20 (12.57 cm²/ml)

Nappe inférieure : 4 HA20 (12.57 cm²/ml)

▪ *Vérification à l'ELU*

$$N = -100.33 \text{ kN} \quad M = 214.90 \text{ kN.m}$$

Coefficient de sécurité : 2.44 (Pivot : A)

Position de l'axe neutre : $y = 4.4 \text{ cm}$

Bras de levier : $Z = 93.3 \text{ cm}$

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.48 \text{ ‰} < \varepsilon_{b,lim} = 3.5 \text{ ‰}$

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰} > \varepsilon_s = 2.5 \text{ ‰}$ (comportement ductile de l'acier)

Contraintes dans l'acier :

$$- \text{ Acier tendu : } \sigma_s = 434.8 \text{ MPa} < 500 \text{ MPa}$$

▪ Vérification à l'ELS

$$N = -74.35 \text{ kN} \quad M = 154.77 \text{ kN.m}$$

Coefficient de sécurité : 1.83

Position de l'axe neutre : $y = 17.9 \text{ cm}$

Bras de levier : $Z = 89 \text{ cm}$

Contrainte du béton : $\sigma_b = 0.9 \text{ MPa} < 0.6 f_{cj} = 21 \text{ MPa}$

Contrainte de l'acier :

$$- \text{ Acier tendue : } \sigma_s = 250 \text{ MPa} = \sigma_{lim} = 250.0 \text{ MPa}$$

$$- \text{ Acier comprimé : } \sigma'_s = 12.8 \text{ MPa} < \sigma_{lim} = 250.0 \text{ MPa}$$

Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67$$

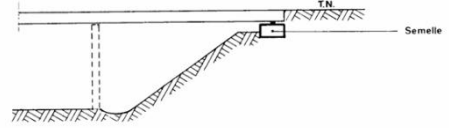
Choix des cadres de répartition : HA 10

Espacement : $S_t \leq \min(40 \text{ cm} ; 1.5\phi_l) = \min(40 ; 30)$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

ANNEXE 10 : Étude des culées

Les caractéristiques de l'ouvrage sont telles que les culées rencontrent directement le terrain naturel, avec la nécessité d'un déblai. Le type d'appui sélectionné conformément aux options exploitées dans le PP.73, est une semelle fondée en tête de talus (voir figure)



De façon générale, la culée est constituée de plusieurs parties

I. La dalle de transition

La liaison entre le tablier et la dalle de transition est assurée par un dispositif appelé corbeau d'appui. Ses dimensions sont préétablies par le pp 73[22] et il se présente comme suit : (voir figure)

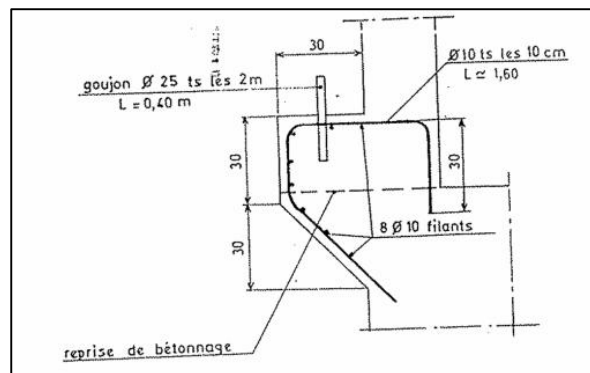


Figure A 44 : Schéma du corbeau d'appui de la dalle de transition [22]

✚ Prédimensionnement de la dalle

La dalle de transition a une épaisseur fixe de 30 cm et sa longueur est dimensionnée par la formule suivante : $L = \text{Inf} \left(\frac{6m}{\text{Sup}(3m; 0.6H)} \right)$, H étant la hauteur du remblai.

En supposant un remblai de hauteur $H = 2$ m on a :

$$L = \text{Inf} \left(\frac{6m}{\text{Sup}(3m; 0.6 \times 2)} \right) = 3 \text{ m, elle est continue toute la largeur du tablier d'où } l = 22 \text{ m.}$$

✚ Dimensionnement

Le dimensionnement de la transition se fera à l'aide du manuel de dimensionnement des dalles de transition [24]. La dalle de transition fonctionne comme une travée appuyée d'un côté sur la culée et de l'autre sur le terrain. La surcharge prise en compte est l'essieu tandem Bt défini dans le [16].

▪ Charges permanentes :

- Poids propre de la dalle : $P_p = 0.3 \times 1 \times 2.5 = 0.75 \text{ t/ml}$
- Poids propre du revêtement : $P_{rev} = 0.07 \times 1 \times 2.4 = 0.168 \text{ t/ml}$
- Poids du remblai $P_{rem} = 2 \times 1 \times 2 = 4 \text{ t/ml}$
- Total des charges permanentes : $G = 4.918 \text{ t/ml}$

Le moment dû aux charges permanentes est :

$$M_G = \frac{Gl^2}{8} = \frac{4.918 \times 3^2}{8} = 5.53 \text{ t.m}$$

Reparti sur la largeur de la dalle de transition, $M_G = 0.251 \text{ t.m/ml}$

▪ Charges d'exploitation :

Pour la détermination de la résultante de la charge d'exploitation, nous appliquons le théorème de Barré[28] qui s'énonce comme suit : « Dans une travée indépendante de portée L, le moment fléchissant sous un convoi est maximum au droit d'un essieu qui se trouve placé symétriquement par rapport à l'axe médian avec la résultante générale du convoi »

$$M_{max} = d Q$$

Avec : $d = \frac{L}{2} - \frac{a}{4} = \frac{3}{2} - \frac{1.35}{4} = 1.163 \text{ m}$

$$Q = 4 \times 16 \text{ t}$$

$$M_{max} = 64 \left(\frac{3}{2} - \frac{1.35}{4} \right) = 74.4 \text{ t.m}$$

$$M_q = \frac{74.4}{22} = 3.38 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } M_{ser} = M_G + 1.2 M_q = 3.63 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{A l'ELU : } M_u = 1.35 M_G + 1.6 M_q = 5.75 \text{ t.m/ml}$$

Déterminons des sections d'acier dans le sens de portée de la dalle.

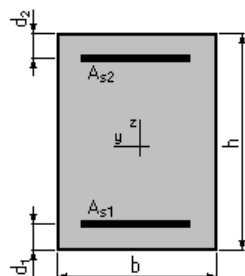
▪ Caractéristiques géométriques

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$d_1 = 3 \text{ cm}$$

$$d_2 = 3 \text{ cm}$$



▪ Sollicitations

	$M_{\max}$ (kN.m)	$M_{\min}$ (kN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	57,50	57,50
Etat Limite de Service	43,07	43,07

▪ Sections d'aciers :

Sections théoriques :

- Armatures tendues : $A_{s1} = 5 \text{ cm}^2$
- Armatures comprimées : $A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$

Section minimum : $A_s \text{ min} = 3,3 \text{ cm}^2$

▪ Vérification à l'ELU

$$M_{\max} = 459.60 \text{ kN.m} \quad M_{\min} = -1690.9 \text{ kN.m}$$

Coefficient de sécurité : 1.00 (Pivot : A)

Position de l'axe neutre : $y = 1.4 \text{ cm}$

Bras de levier : $Z = 26.5 \text{ cm}$

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0,53 \text{ ‰} < \varepsilon_{b,lim} = 3.5 \text{ ‰}$

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰} > \varepsilon_s = 2.5 \text{ ‰}$ (comportement ductile de l'acier)

Contraintes dans l'acier :

Acier tendu : $\sigma_s = 434.8 \text{ MPa} < 500 \text{ MPa}$

Acier comprimé : $\sigma'_s = 309.6 \text{ MPa} < 500 \text{ MPa}$

▪ Vérification à l'ELS

$M_{max} = 340.40 \text{ kN.m}$ $M_{min} = -1252.50 \text{ kN.m}$

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 5.7 \text{ cm}$

Bras de levier : $Z = 25.1 \text{ cm}$

Contrainte du béton : $\sigma_b = 6.1 \text{ MPa} < 0,6 f_{cj} = 21 \text{ MPa}$

Contrainte de l'acier :

- Acier tendue : $\sigma_s = 250 \text{ MPa} = \sigma_{lim} = 250.0 \text{ MPa}$
- Acier comprimé : $\sigma'_s = 343 \text{ MPa} < \sigma_{lim} = 250.0 \text{ MPa}$

Les sections trouvées sont supérieures à la section minimale nécessaire selon les règles du BAEL 91, mais insuffisantes vis-à-vis des règles du manuel de dimensionnement des dalles transitions[24] qui préconise un ferrailage minimal en 02 nappes avec des diamètres en nappe supérieures de 10 mm et en nappe inférieure 12 mm.

Choix :

Nappe supérieure : 5HA 10 (3.93 cm²/ml)

Nappe inférieure : 5HA 12 (5.65 cm²/ml)

▪ Armatures transversales

Le ferrailage transversal se fera également en deux nappes.

$$A_{st} \approx 0.3 A_{sp}$$

Nappe supérieure : 4HA 8 (2.01 cm²/ml)

Nappe inférieure : 5HA 10 (5.65 cm²/ml)

II. Le mur garde grève

Il permet de retenir les terres derrière le tablier. Il règne sur toute la largeur de l'ouvrage et son épaisseur est fonction de la hauteur du tablier. Le mur garde-grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales telles les poussées des terres.

Prédimensionnement

La hauteur du mur garde grève dépend de la hauteur totale du tablier jusqu'aux appareils d'appui :

$$H_{G-g} = H_T + H_{ap} + H_{bos} = 2.35 + 0.075 + 0.35 = 2.78 \text{ m}$$

L'épaisseur conseillée par le PP 73 pour une hauteur de mur comprise entre 2 et 3 mètres est de 30 cm.

Dimensionnement

Les actions principales à prendre en compte sont les forces horizontales telles que la poussée des terres, la force de freinage d'un essieu lourd du camion Bc la poussée d'une charge locale située en arrière du mur. Une expression approchée simple du moment total produit à l'encastrement est la suivante :

$$M_{total} = 2.5 (h + 1) = 2.5(2.78 + 1) = 9.45 \text{ t.m/m}$$

Pour le principe de ferrailage du mur garde-grève, nous nous référons au PP.73[22].

III. Le mur en retour

Prédimensionnement

Pour une longueur choisie de 4 m. On a :

$$e = \frac{l+2}{20} = \frac{4+2}{20} = 0.30\text{m} > e_{min} = 0.20\text{m}$$

$$h_r = h_s + h_{Gg} = 0.7 + 2.78 = 3.48 \text{ m}$$

Dimensionnement

Le mur en retour est sollicité en flexion composé et admet les charges suivantes :

Forces verticales :

Le poids propre du mur et des superstructures (garde-corps éventuels) ainsi qu'une charge verticale conventionnelle de 4 tonnes à l'extrémité qui permet de négliger les frottements verticaux sur le mur. On définit alors les sollicitations suivantes :

$$\text{Effort tranchant : } T = 0.3l + 4 = 0.3 \times 4 + 4 = 5.2 \text{ t}$$

$$\text{Moment d'axe horizontal : } M_V = 0.3 \frac{l^2}{2} + 4(l - 1) = 0.3 \times \frac{4^2}{2} + 4(4 - 1) = 14.4 \text{ t/m}^2$$

Notons que le poids propre n'est pas pris en compte dans ces expressions car la modélisation RSA tiendra compte directement du poids propre du mur.

Forces horizontales :

Elles sont constituées d'une force concentrée de 2 tonnes et d'une poussée horizontale du remblai répartie sur toute la surface du mur d'intensité uniforme égale à :

$$F_p = \frac{h}{3} + 0.5 = 1.53 \text{ t}$$

$$\text{La force de 2 t qu'on répartira sur la surface du mur } f = \frac{2}{6.16 \text{ m}^2} = 0.32 \text{ t}$$

$$\text{Le total des charges horizontales appliquées au mur est : } F_v = 1.53 + 0.32 = 1.85 \text{ t/m}^2$$

IV. Sommier d'appui

Dans le cas du déblai, la solution la plus classique consiste à fonder le sommier d'appui sur des pieux en béton armé disposés en deux files parallèles[23]. Le sommier d'appui est constituée d'une semelle-culée dont le prédimensionnement est fonction du prédimensionnement des pieux forés dans le sol.

Prédimensionnement des pieux

En supposant des pieux de longueur maximale $L = 9 \text{ m}$, on a $\phi \geq \frac{1}{30}L = 0.3 \text{ m}$

Nous adoptons un diamètre $\phi = 0.5 \text{ m}$; $l = 3\phi = 1.5 \text{ m}$, l'entraxe minimale des pieux

✚ Prédimensionnement de la semelle

La largeur B : $B = 5\phi = 2.5 \text{ m}$

La hauteur : $h_s = 1.4\phi = 0.7 \text{ m} > h_{s,min} = 0.60 \text{ m}$ d'où $h_s = 0.7 \text{ m}$

✚ Dimensionnement de la semelle

Le sommier d'appui est modélisé dans le logiciel RSA ainsi que ses ouvrages annexes (mur en retour, mur de garde-grève) avec leurs sollicitations pour une meilleure prise en compte des charges apportées par ces éléments lors du dimensionnement de la semelle. En tête du sommier, reposent les différents bossages d'appuis sur lesquels sont repartis de manière surfacique les efforts issus du tablier pareillement à la modélisation du chevêtre (cas de l'appui intermédiaire).

Les appuis de la semelle sont constitués par les pieux sur lesquels elle repose :

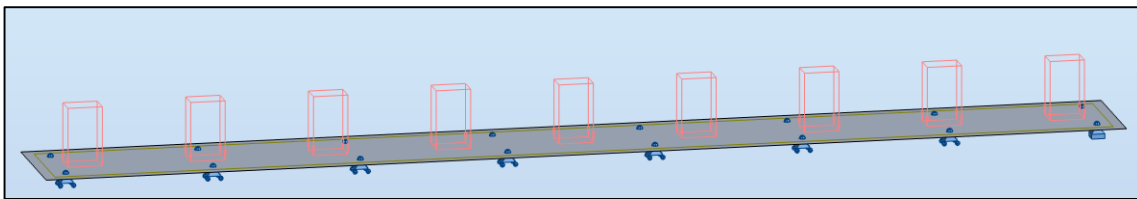


Figure A 45 : Appuis de la semelle constitué par les pieux

Au total les actions agissant sur la semelle sont :

Tableau A 13 : valeur des charges appliquées à la semelle

	Sollicitation	Valeur
Mur garde grève	Moment repart à l'encastrement	94.50 kN.m/ml
Mur retour	Forces verticales	52 kN
	Forces horizontales	18.5 kN
Bossages d'appui	Appui de rive	4376.91 kN/m ²
	Appui intermédiaire	4051.94 kN/m ²

La cartographie des efforts sur la semelle s'illustre sur les figures ci-après.

✚ Sens transversal de la semelle :

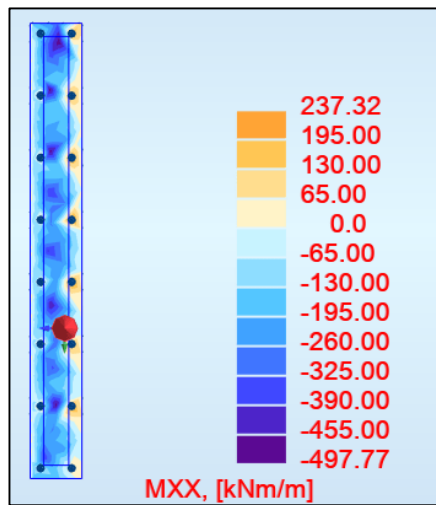


Figure A 46 : Cartographie des valeurs du moment à l'ELU sur la semelle xx

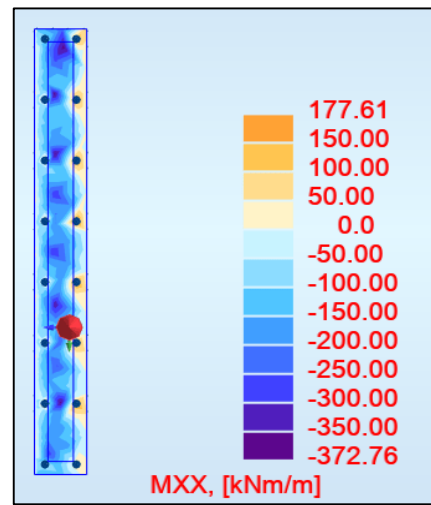


Figure A 47 : Cartographie des valeurs du moment à l'ELU sur la semelle xx

✚ Sens longitudinal de la semelle :

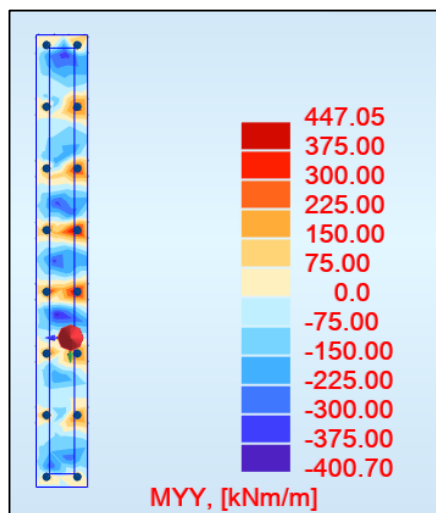


Figure A 48 : Cartographie des valeurs du moment à l'ELU sur la semelle xx

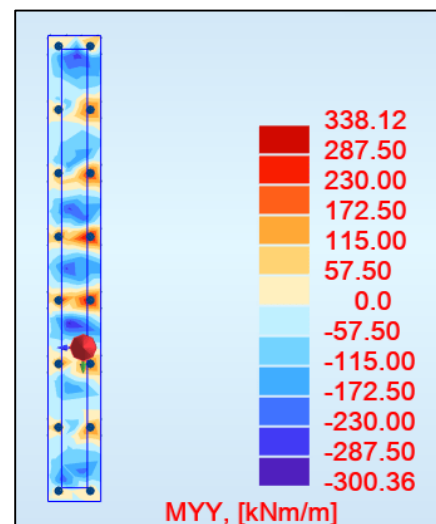


Figure A 49 : Cartographie des valeurs du moment à l'ELU sur la semelle xx

La cartographie des sections d'acier est présentée sur les images ci-après.

✚ Dans le sens transversal de la semelle :

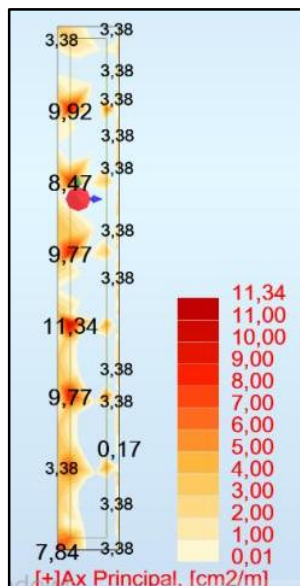


Figure A 50 : Cartographie des sections d'acier dans transversal (nappe supérieure)

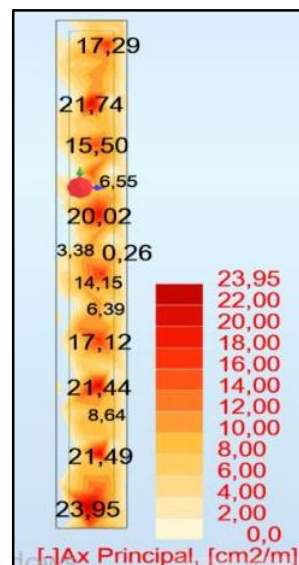


Figure A 51 : Cartographie des sections d'acier dans le sens transversal (nappe inférieure)

✚ Dans le sens longitudinal de la semelle :

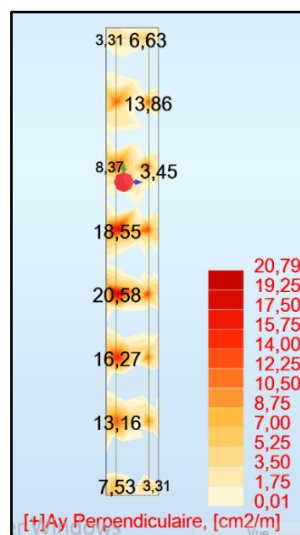


Figure A 52 : Cartographie des sections d'acier sens longitudinal (nappe supérieure)

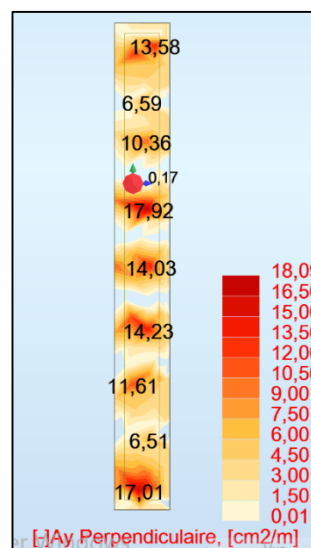


Figure A 53 : Cartographie des sections d'acier sens longitudinal (nappe supérieure)

ANNEXE 11 : Estimation financière du projet

N° ordre	Désignation	Unités	Qtés	Prix unitaire	Prix total
1 - TRAVAUX PREPARATOIRE					
1.1	Installations générales du chantier	ff	1	35 000 000	35 000 000
1.2	Etudes géotechniques	ff	1	60 000 000	60 000 000
1.3	Etudes d'exécution et des méthodes	ff	1	200 000 000	200 000 000
1.4	Amené et repli de tout le matériel	ff	1	10 000 000	10 000 000
1.5	Implantation de l'ouvrage et fouilles	U	1	7 000 000	7 000 000
TOTAL SERIE 1					312 000 000
2 - TABLIER					
2	Poutres préfabriquées				
2.1.1	Béton	m3	2 097	200 000	419 400 000
2.1.2	Coffrage	m²	7 845	20 000	156 897 000
2.1.3	Câbles de précontrainte	Kg	13 103	15 000	196 545 000
2.2	Hourdis				
2.2.1	Béton	m3	880	200 000	176 000 000
2.2.2	Coffrage	m²	4 524	25 000	113 100 000
2.2.3	Acier HA	Kg	105 600	2 000	211 200 000
2.3	Entretoises				
2.3.1	Béton	m3	112	200 000	22 440 000
2.3.2	Coffrage	m²	824	25 000	20 605 000
2.3.3	Acier HA	Kg	13 464	2 000	26 928 000
2.4	Trottoir				
2.4.1	Béton	m3	150	200 000	30 000 000
2.4.2	Coffrage	m²	118	25 000	2 937 500
2.4.3	Acier HA	Kg	18 000	2 000	36 000 000
TOTAL SERIE 2					1 412 052 500
3 - PILES					

3.1	chevêtre				
3.1.1	Béton	m3	720	200 000	144 000 000
3.1.2	Coffrage	m²	1 224	25 000	30 600 000
3.1.3	Acier HA	Kg	86 400	2 000	172 800 000
3.2	voile				
3.2.1	Béton	m3	2 310	120 000	277 200 000
3.2.2	Coffrage	m²	4 984	25 000	124 600 000
3.2.3	Acier HA	Kg	277 200	2 000	554 400 000

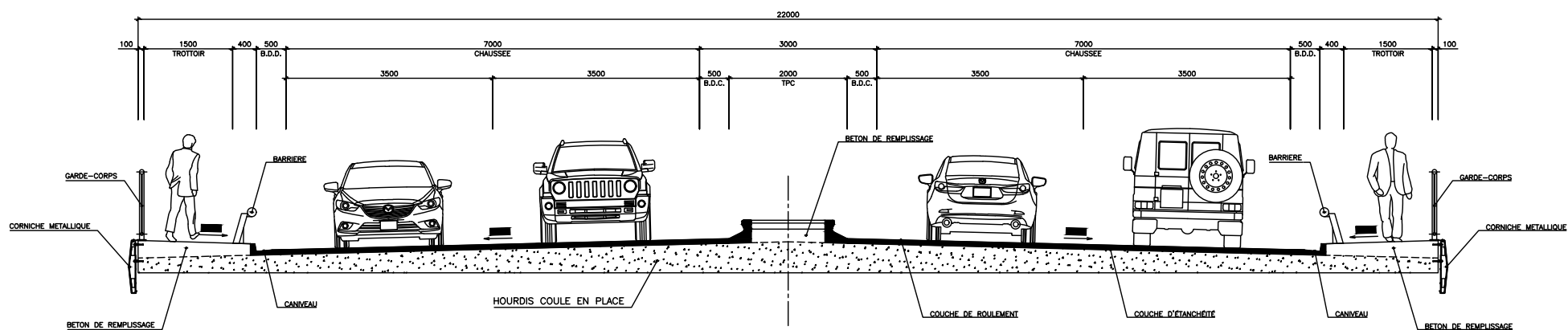
TOTAL SERIE 3

956 200 000

4 - CULEES					
4.1	semelle				
4.1.1	Béton	m3	77	200 000	15 400 000
4.1.2	Coffrage	m²	69	25 000	1 715 000
4.1.3	Acier HA	Kg	9 240	2 000	18 480 000
4.2	ouvrages annexes				
4.2.1	Béton	m3	93	200 000	18 600 000
4.2.2	Coffrage	m²	69	25 000	1 715 000
4.2.3	Acier HA	kg	8 232	2 000	16 464 000
4.3	remblai de transition				
4.3.1	terres de remblai	m3	132	7 500	990 000
4.3.2	couche de fondation en graveleux latéritique traité au ciment	m3	33	9 000	297 000
4.3.3	couche de roulement en béton bitumineux	m²	66	22 000	1 452 000
TOTAL SERIE 4					39 518 000

5 - EQUIPEMENTS ET DIVERS					
5.1	barrières BN4	ml	400	100 000	40 000 000
5.2	Garde-corps	ml	408	70 000	28 560 000
5.3	Joint de chaussée	ml	198	300 000	59 400 000
5.4	Etanchéité	m²	4 400	20 000	88 000 000
5.5	revêtement sur hourdis	m²	22 000	22 000	484 000 000

5.6	Appareils d'appuis	U	90	150 000	13 500 000
5.7	Bossage	U	90	45 000	4 050 000
5.8	Enrochement	m3	14	100 000	1 400 000
TOTAL SERIE 5					718 910 000
6 - CIRCULATION					
6	Maintien de la circulation	ff	1	7 000 000	7 000 000
TOTAL- SERIE 6					7 000 000
7 - MESURES ENVIRONNEMENTALES ET SOCIALES					
7.1	Mesures sociales	ff	1	5 000 000	5 000 000
7.2	Mesures d'atténuation lors des travaux	ff	1	5 000 000	5 000 000
7.3	Plantation d'arbres	ff	1	3 000 000	3 000 000
7.4	Remise en état des sites après les travaux	ff	1	10 000 000	10 000 000
TOTAL - SERIE 7					23 000 000
8 - CONTRÔLE ET SUIVIE DES TRAVAUX					
8.1	Contrôle et suivi des travaux	ff	1.0	50 000 000.0	50 000 000
8.2	Frais généraux	ff	1.0	25 000 000.0	25 000 000
TOTAL - SERIE 8					75 000 000
	TOTAL HORS TAXE				3 543 680 500
	TVA (18%)				637 862 490
	MONTANT TOTAL TTC				4 181 542 990



COUPE TRANSVERSALE FONCTIONNELLE DE L'OUVRAGE PROJETE



réalisé par : YAO
Nanan Grâce Emmanuella

DONNEES FONCTIONNELLES DE
L'OUVRAGE

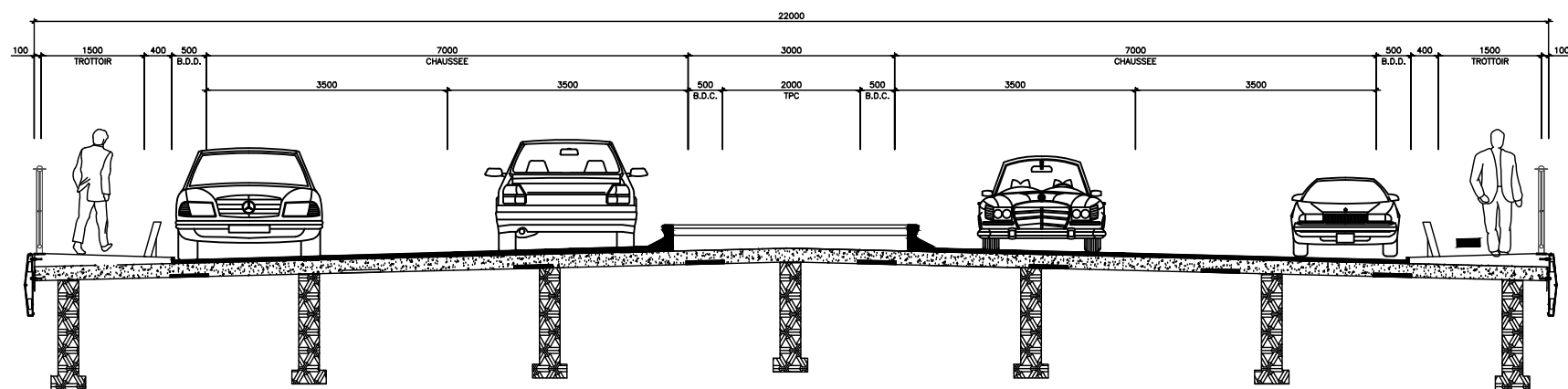
vérifié par : M. Kane Seydou

validé par : M. Lawane Abdou

ech:
 $\frac{1}{100}$

A4 :
290 x 210

11/2025



réalisé par : YAO
Nanan Grâce Emmanuella

vérifié par : M. Kane Seydou

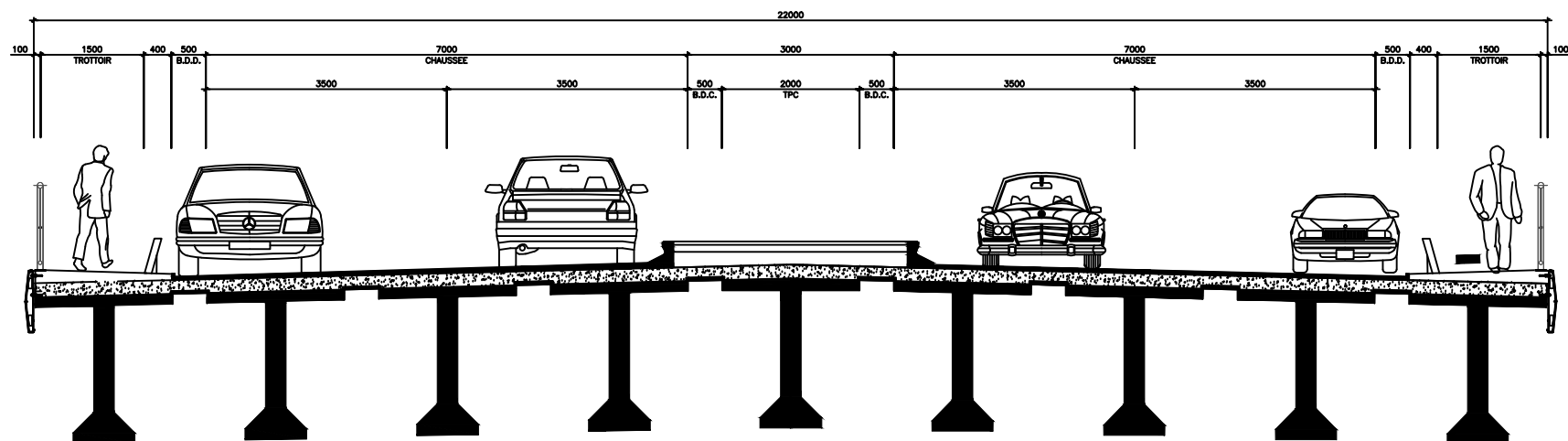
ech:
 $\frac{1}{100}$

COUPE TRANSVERSALE DE LA
VARIANTE 1 ; PSIBA

validé par : M. Lawane Abdou

A4 :
290 x 210

11/2025



réalisé par : YAO
Nanan Grâce Emmanuella

COUPE TRANSVERSALE DE LA
VARIANTE 2 ; VIPP

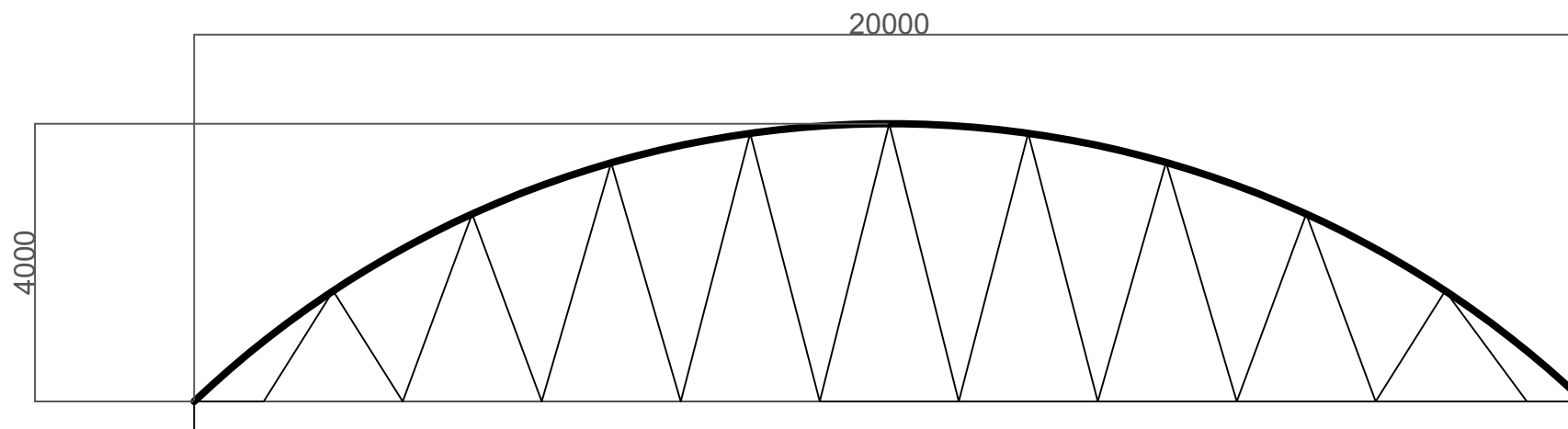
vérifié par : M. Kane Seydou

validé par : M. Lawane Abdou

ech:
 $\frac{1}{100}$

A4 :
290 x 210

11/2025



réalisé par : YAO
Nanan Grâce Emmanuella

COUPE LONGITUDINALE DE LA
VARIANTE 3 ; Bow-string

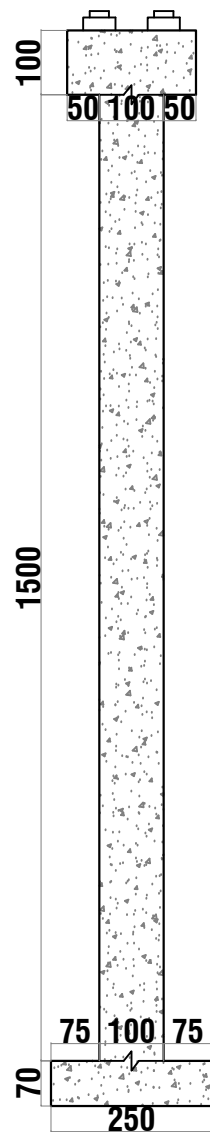
vérifié par : M. Kane Seydou

validé par : M. Lawane Abdou

ech:
 $\frac{1}{1000}$

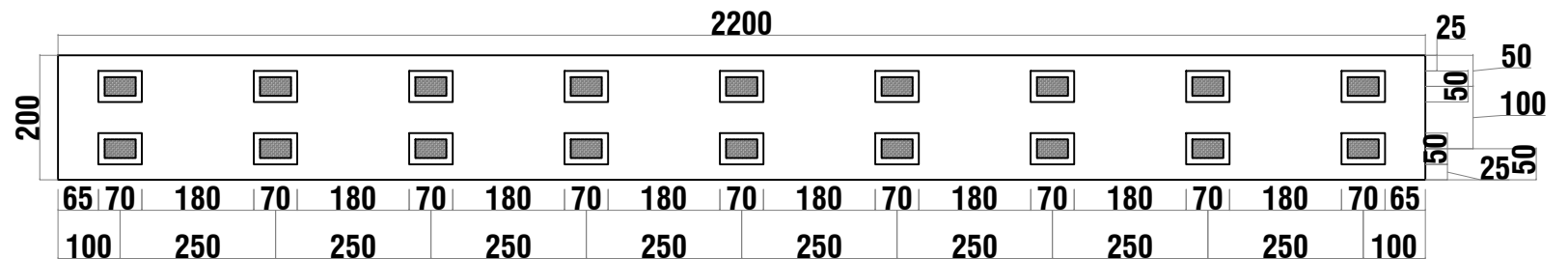
A4 :
290 x 210

11/2025



Coupe B-B

Vue en plan du chevêtre



réalisé par : YAO
Nanan Grâce Emmanuella

COUPE TRANSVERSALE SUR LE
VOILE

vérifié par : M. Kane Seydou

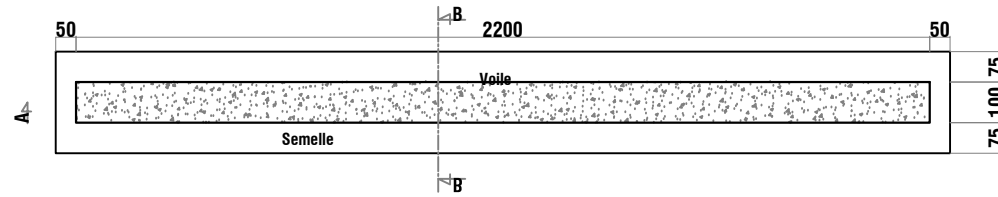
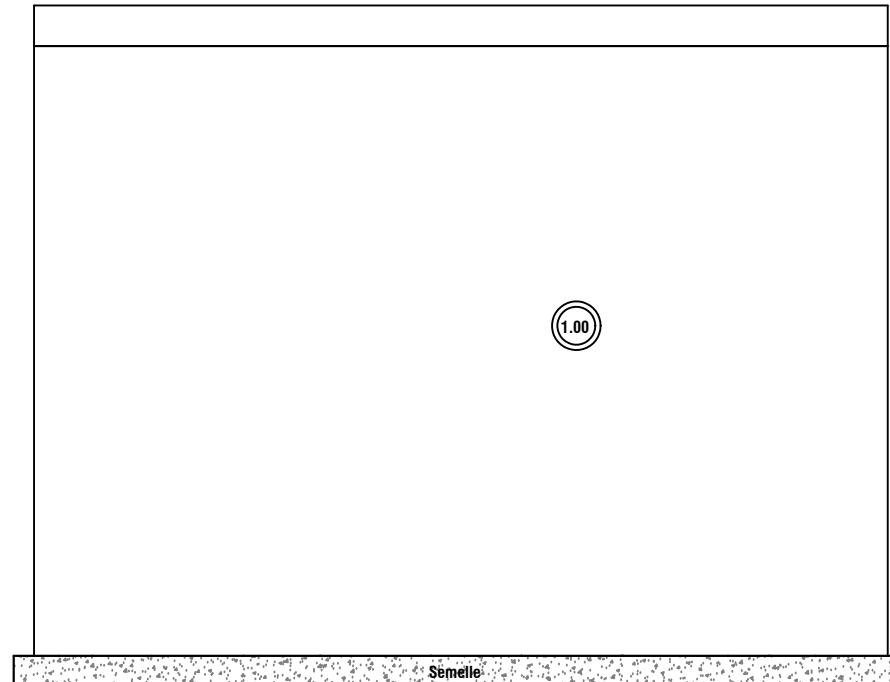
validé par : M. Lawane Abdou

ech:
 $\frac{1}{100}$

A4 :
290 x 210

11/2025

Vue en plan semelle



Coupe A-A



réalisé par : YAO
Nanan Grâce Emmanuella

vérifié par : M. Kane Seydou

ech:
 $\frac{1}{100}$

COUPE LONGITUDINALE DU VOILE

validé par : M. Lawane Abdou

A4 :
290 x 210

11/2025

Technical drawing of a bridge cross-section. The drawing shows a concrete slab (Semelle) supported by multiple piles (PIEU). The total width of the slab is 2200. The height of the slab is 278. The drawing includes labels for 'Appuis' (supports) and 'Semelle' (slab). The drawing is a technical drawing of a bridge cross-section.



COUPE LONGITUDINALE DE LA SEMELLE

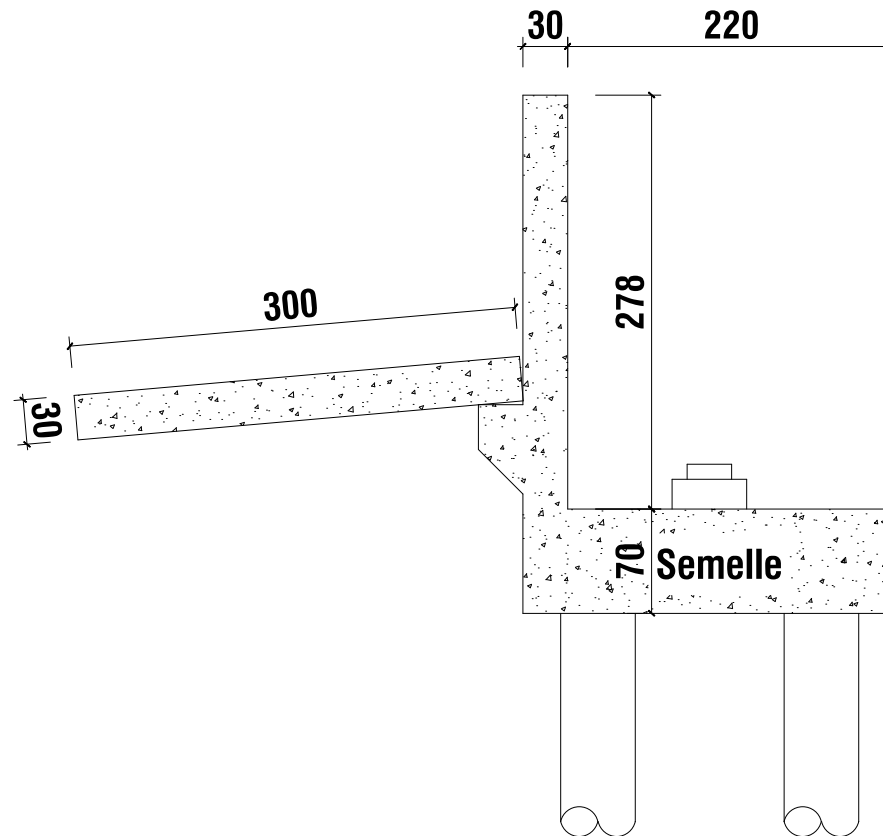
validé par : M. Lawane Abdou

$$\frac{1}{100}$$

A4 :
290 x 210

11/2025

Coupe B-B (sur culée)



réalisé par : YAO
Nanan Grâce Emmaluella

vérifié par : M. Kane
Seydou

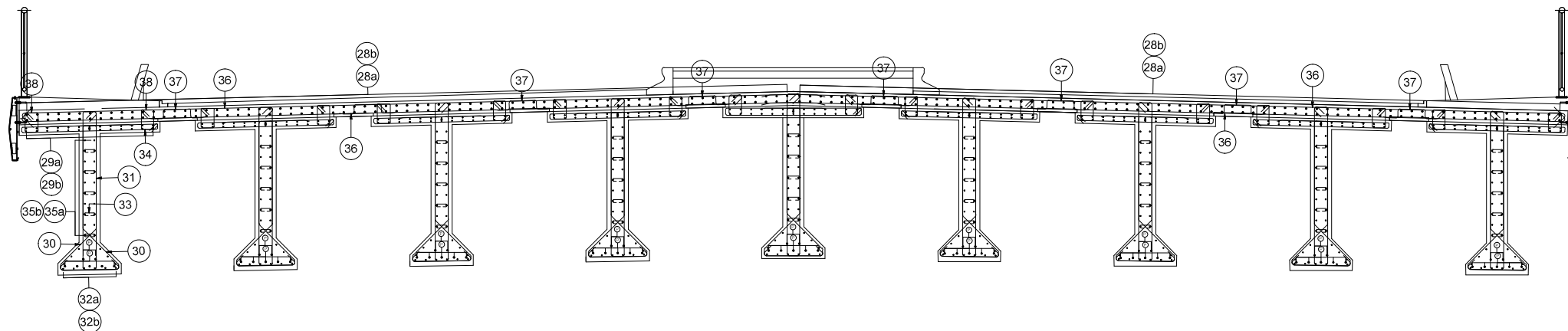
ech:
 $\frac{1}{1000}$

PLAN DE FERRAILLAGE

validé par : M. Lawane
Abdou

A4 :
290 x 210

11/2025



réalisé par : YAO
Nanan Grâce Emmaluella

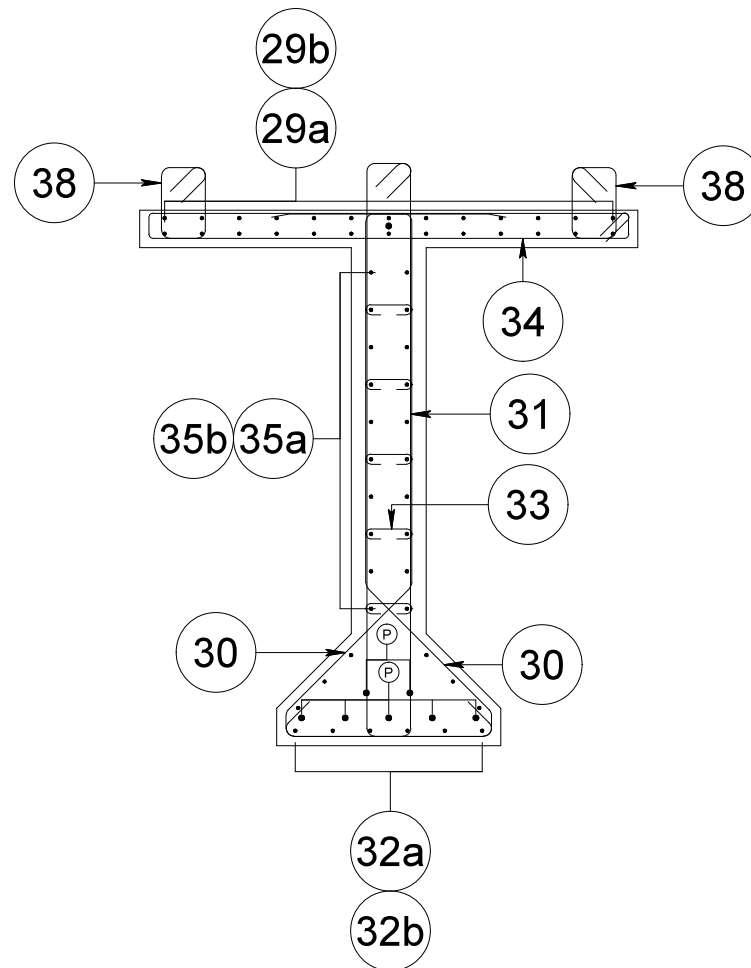
vérifié par : M. Kane
Seydou

ech:
 $\frac{1}{1000}$

PLAN DE FERRAILLAGE

validé par : M. Lawane
Abdou

A4 :
290 x 210
11/2025



DETAIL TABLIER



réalisé par : YAO
Nanan Grâce Emmaluella

PLAN DE FERRAILLAGE

vérifié par : M. Kane
Seydou

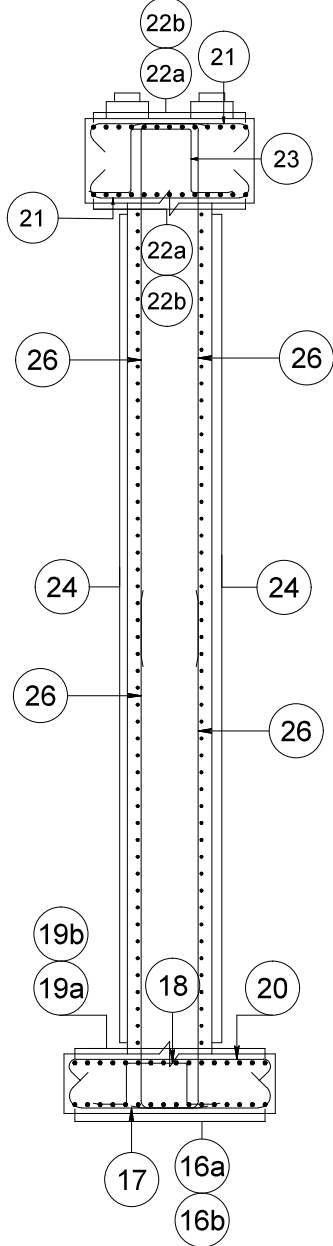
validé par : M. Lawane
Abdou

ech:
 $\frac{1}{1000}$

A4 :
290 x 210

11/2025

**Coupe B-B (sur
chevêtre-voile-semelle)**



INFRATP
Ingénieur Conseil

réalisé par : YAO
Nanan Grâce Emmaluella

PLAN DE FERRAILLAGE

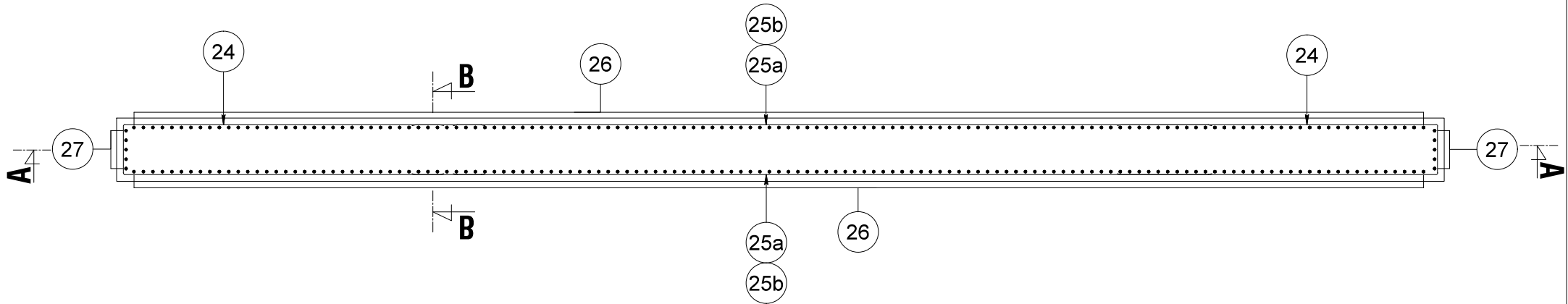
vérifié par : M. Kane
Seydou

validé par : M. Lawane
Abdou

ech:
1
1000

A4 :
290 x 210
11/2025

Vue en plan du voile



réalisé par : YAO
Nanan Grâce Emmaluella

PLAN DE FERRAILLAGE

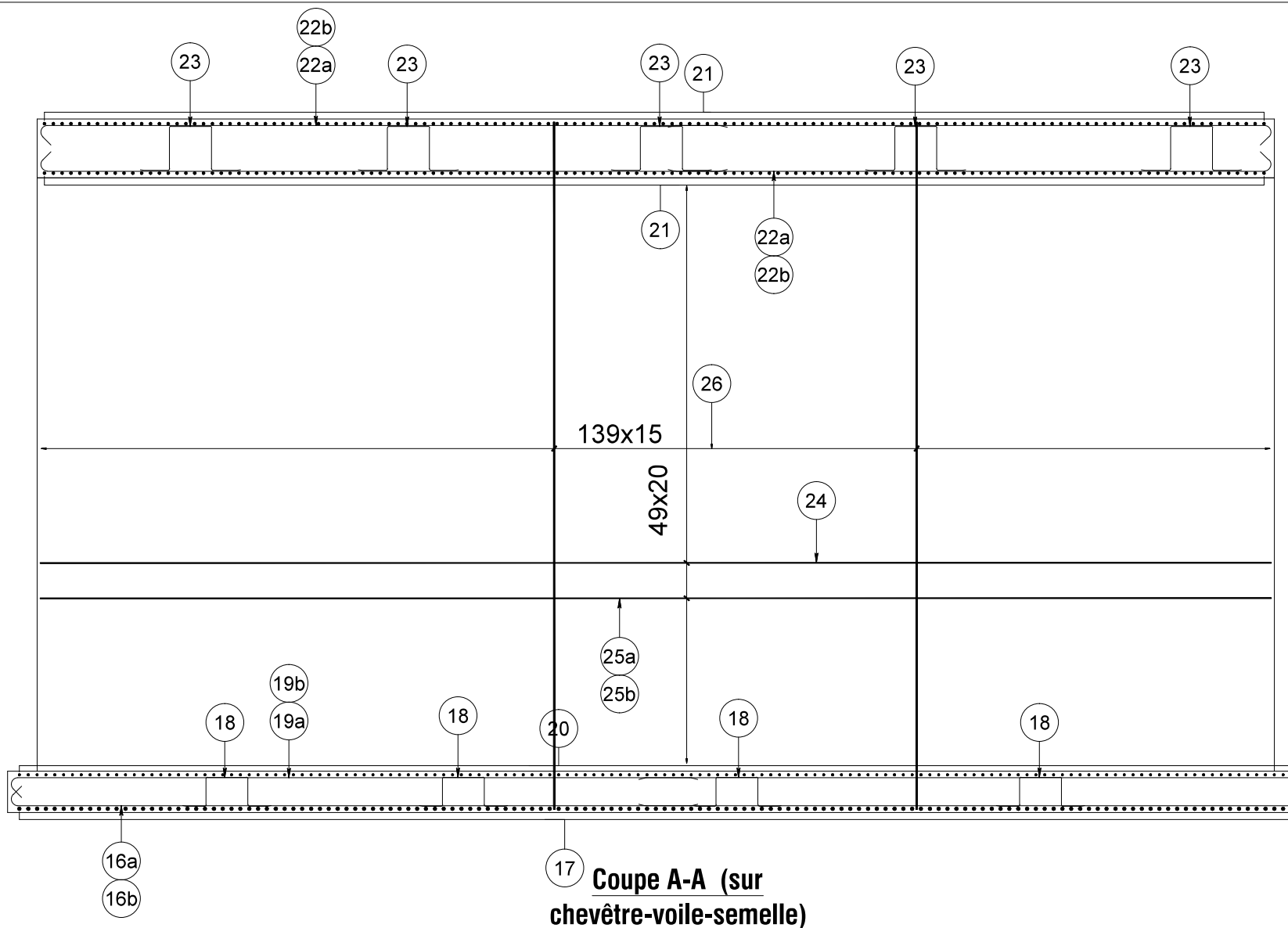
vérifié par : M. Kane
Seydou

validé par : M. Lawane
Abdou

ech:
 $\frac{1}{1000}$

A4 :
290 x 210

11/2025



réalisé par : YAO
Nanan Grâce Emmaluella

PLAN DE FERRAILLAGE

vérifié par : M. Kane
Seydou

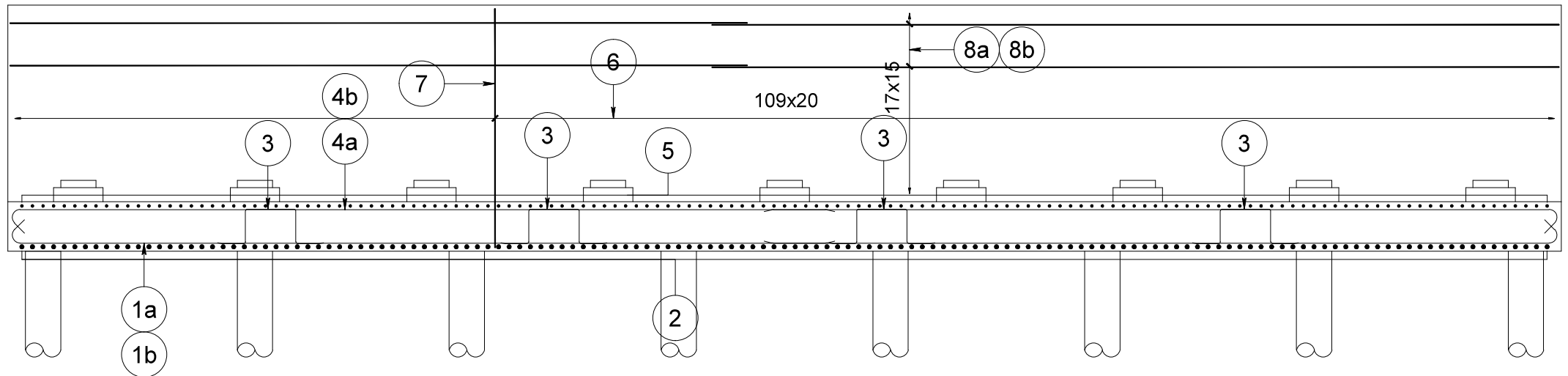
validé par : M. Lawane
Abdou

ech:
 $\frac{1}{1000}$

A4 :
290 x 210

11/2025

Coupe A-A (sur culée)



réalisé par : YAO
Nanan Grâce Emmaluella

PLAN DE FERRAILLAGE

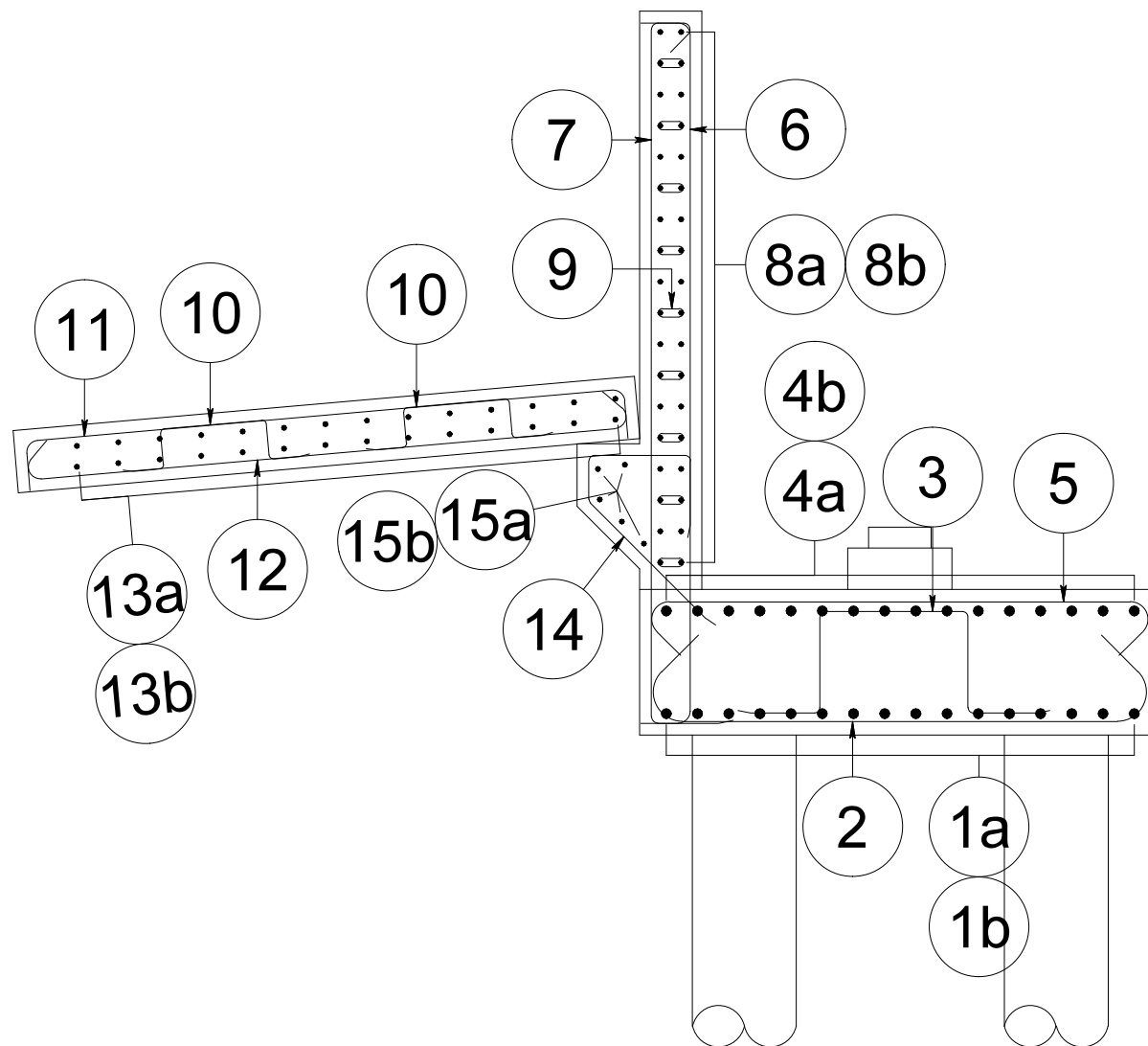
vérifié par : M. Kane
Seydou

validé par : M. Lawane
Abdou

ech:
 $\frac{1}{1000}$

A4 :
290 x 210

11/2025



réalisé par : YAO
Nanan Grâce Emmaluella

vérifié par : M. Kane
Seydou

ech:
 $\frac{1}{1000}$

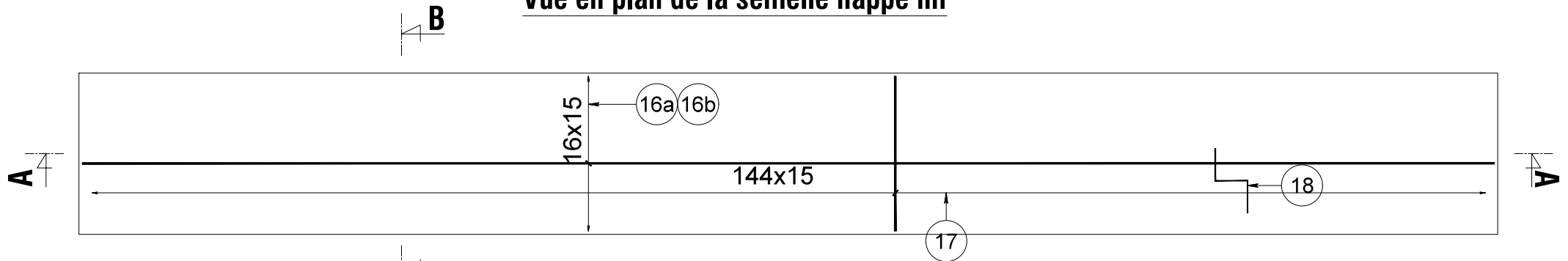
PLAN DE FERRAILLAGE

validé par : M. Lawane
Abdou

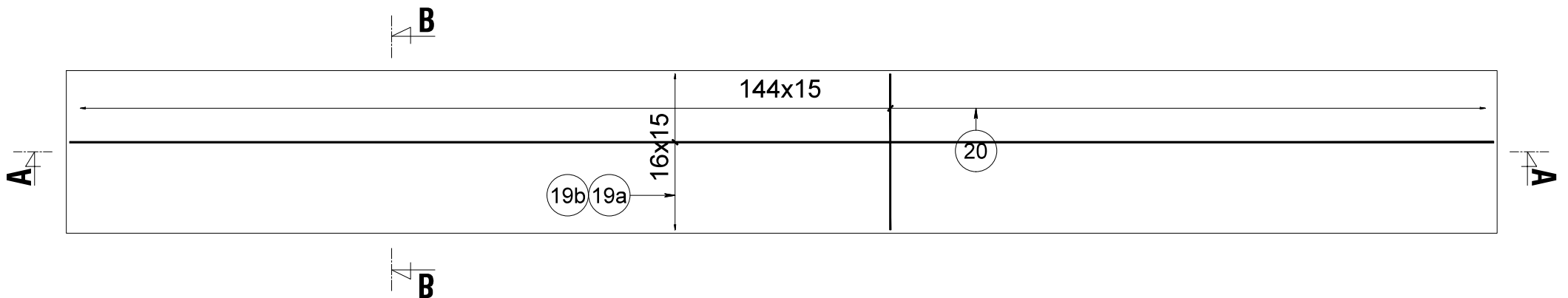
A4 :
290 x 210

11/2025

Vue en plan de la semelle nappe inf



Vue en plan de la semelle nappe sup



réalisé par : YAO
Nanan Grâce Emmaluella

PLAN DE FERRAILLAGE

vérifié par : M. Kane
Seydou

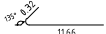
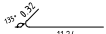
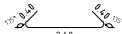
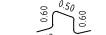
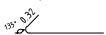
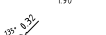
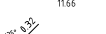
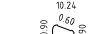
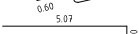
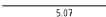
validé par : M. Lawane
Abdou

ech:
 $\frac{1}{1000}$

A4 :
290 x 210

11/2025

Nomenclature des aciers (partielle)												
N°	Ø	Nombre			Esp	Long. Unitaire	Façonnage		Long. Totale	Indice		
		Par Eit.	d'Éts.	Total								
1a	HA20	17	1	17	0.15	12.00		20.0	204.00			
1b	HA20	17	1	17	0.15	11.58		20.0	196.86			
2	HA25	145	1	145	0.15	3.25		25.0	471.25			
3	HA10	220	1	220		2.66		4.0	585.20			
4a	HA20	17	1	17	0.15	12.00		20.0	204.00			
4b	HA20	17	1	17	0.15	11.58		20.0	196.86			
5	HA16	145	1	145	0.15	2.93		15.0	424.85			
6	HA12	110	1	110	0.20	3.79		10.0	416.90			
7	HA12	110	1	110	0.20	4.08		5.0	448.80			
8a	HA10	18	2	36	0.15	12.00			432.00			
8b	HA10	18	2	36	0.15	10.44			375.84			
9	HA8	666	1	666	0.30	0.29		3.0	193.14			
10	HA8	264	1	264	4/m2	1.37		3.0	361.68			
11	HA12	147	1	147	0.15	3.31		10.0	486.57			
12	HA12	147	1	147	0.15	3.28		10.0	482.16			
13a	HA10	40	2	80	0.15	12.00		10.0	960.00			
13b	HA10	40	2	80	0.15	10.78		10.0	862.40			
14	HA10	147	1	147	0.15	1.93		4.0	283.71			
15a	HA10	5	1	5	0.15	12.00			60.00			
15b	HA10	5	1	5	0.15	10.40			52.00			
* : Longueur moyenne				Diamètre moyen : 13.4								
RECAPITULATIF DES ACIERS												
Ø	HA6	HA8	HA10	HA12	HA14	HA16	HA20	HA25	HA32	HA40	HA-	Dmoy (mm)
MASSE (kg/ml)	.222	.395	.617	.888	1.208	1.578	2.466	3.854	6.313	9.864	-	13.41
LONG. (m)	-	554.8	3611.2	1834.4	-	424.9	801.7	471.3	-	-	-	TOTAL (kg)
MASSE (kg)	-	219.2	2228.1	1629.0	-	670.4	1977.0	1816.2	-	-	-	8539.9
Diamètre moyen : 13.4 mm								Masse posée : 8540 kg				

Nomenclature des aciers (partielle)												
N°	Ø	Nombre			Esp	Long. Unitaire	Façonnage		Long. Totale	Indice		
		Par Eit.	d'éits.	Total								
16a	HA20	17	1	17	0.15	12.00		20.0	204.00			
16b	HA20	17	1	17	0.15	11.58		20.0	196.86			
17	HA25	145	1	145	0.15	3.25		25.0	471.25			
18	HA10	220	1	220		2.66		4.0	585.20			
19a	HA20	17	1	17	0.15	12.00		20.0	204.00			
19b	HA20	17	1	17	0.15	11.58		20.0	196.86			
20	HA16	145	1	145	0.15	2.93		15.0	424.85			
21	HA20	278	1	278	0.15	2.58		20.0	717.24			
22a	HA20	2	1	2	0.15	12.00		20.0	24.00			
22b	HA20	2	1	2	0.15	10.58		20.0	21.16			
23	HA10	168	1	168	4/m2	3.56		4.0	598.08			
24	HA10	50	1	50	0.20	10.90		4.0	545.00			
25a	HA10	50	1	50	0.20	12.00			600.00			
25b	HA10	50	1	50	0.20	1.15			57.50			
26	HA20	280	1	280	0.15	7.17		15.0	2007.60			
27	HA20	5	1	5	0.15	7.17		15.0	35.85			
* : Longueur moyenne				Diamètre moyen : 17.4 mm								
RECAPITULATIF DES ACIERS												
Ø	HA6	HA8	HA10	HA12	HA14	HA16	HA20	HA25	HA32	HA40	HA-	Dmoy (mm)
MASSE (kg/ml)	.222	.395	.617	.888	1.208	1.578	2.466	3.854	6.313	9.864	-	17.40
LONG. (m)	-	-	2385.8	-	-	424.9	3607.6	471.3	-	-	-	TOTAL (kg)
MASSE (kg)	-	-	1472.0	-	-	670.4	8896.3	1816.2	-	-	-	12854.9
Diamètre moyen : 17.4 mm									Masse posée : 12855 kg			

Nomenclature des aciers (partielle)													
N°	Ø	Nombre			Esp	Long. Unitaire	Façonnage	Mandrin (cm)	Long. Totale	Indice			
		Par Eit.	d'éits.	Total									
28a	HA20	73	4	292	0.15	12.00		20.0	3504.00				
28b	HA20	73	4	292	0.15	11.62		20.0	3393.04				
29a	HA12	13	18	234		12.00			2808.00				
29b	HA12	13	18	234		10.54			2466.36				
30	HA12	110	18	1980	0.20	3.92		5.0	7761.60				
31	HA12	110	1	110	0.20	5.15		5.0	566.50				
32a	HA12	6	1	6	0.15	12.00		10.0	72.00				
32b	HA12	6	1	6	0.15	10.92		10.0	65.52				
33	HA8	550	1	550	0.20	0.32		3.0	176.00				
34	HA12	110	9	990	0.20	4.28		2.0	4237.20				
35a	HA12	10	18	180	0.15	12.00		10.0	2160.00				
35b	HA12	10	18	180	0.15	10.92		10.0	1965.60				
36	HA20	147	4	588	0.15	11.65		5.0	6850.20				
37	HA10	4	1	4	4/m2	1.44		4.0	5.76				
38	HA12	110	18	1980	0.20	1.19		2.0	2356.20				
* : Longueur moyenne				Diamètre moyen : 15.3									
RECAPITULATIF DES ACIERS													
Ø	HA6	HA8	HA10	HA12	HA14	HA16	HA20	HA25	HA32	HA40	HA-	Dmoy (mm)	
MASSE (kg/ml)	.222	.395	.617	.888	1.208	1.578	2.466	3.854	6.313	9.864	-	15.34	
LONG. (m)	-	176.0	5.8	24459.0	-	-	13747.2	-	-	-	-	TOTAL (kg)	
MASSE (kg)	-	69.5	3.6	21719.6	-	-	33900.7	-	-	-	-	55693.3	
Diamètre moyen : 15.3 mm										Masse posée : 55693 kg			



réalisé par : YAO
Nanan Grâce Emmaluella

PLAN DE FERRAILLAGE

vérifié par : M. Kane Seydou

validé par : M. Lawane Abdou

ech:
 $\frac{1}{1000}$

A4 :
290 x 210

11/2025