Études d'exécution de l'ouvrage d'art de Tortiya (Pont à poutres de 130 m) dans le cadre des travaux d'aménagement et de bitumage de la route Niakara – Tortiya (Côte d'Ivoire)

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

SPECIALITE Génie Civil – Bâtiment et Travaux Publics

Présenté et soutenu publiquement le [22 janvier 2026] par

William TSAKEM MAGUEM (n° 20220067)

Directeur de mémoire : Pr Adamah MESSAN, Enseignant-Chercheur, Institut 2iE

Encadrant : Dr Decroly DJOUBISSIÉ, Enseignant-Chercheur, Institut 2iE

Maître de stage : M. Seydou KANE, Ingénieur Génie Civil – Chef du Service Bâtiment et Ouvrage d'Art, INFRATP Ingénieur Conseil.

Structure d'accueil du stage : INFRATP Ingénieur Conseil

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Dr (MC) Lawani Adjadi MOUNIROU

Membres : Dr Hassane SEINI MOUSSA

M. Moussa CHAIBOU

Promotion 2025- 2026

Dédicace

Je dédie ce mémoire à mes parents pour leur soutien inconditionnel, à mes amis et proches pour leur présence et leurs encouragements, ainsi qu'à mes encadrants pour la qualité de leur accompagnement. À l'ensemble de ces personnes, j'exprime ma profonde gratitude.

Remerciements

Au terme de ce stage de fin d'études, réalisé dans le cadre de l'obtention du diplôme d'Ingénieur, nous souhaitons exprimer notre profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail. Leurs conseils, leur disponibilité et leur accompagnement ont été précieux tout au long de notre stage pratique. Nous adressons nos sincères remerciements aux personnes suivantes pour leur soutien et les efforts qu'elles ont bien voulu nous accorder :

- Monsieur le Directeur Général de l'Institut 2iE ainsi que ses collaborateurs, l'administration et les professeurs pour leurs sacrifices constants pour notre formation, notre éducation et la transmission de leurs savoirs ;
- Monsieur Seydou COULIBALY, Directeur Général d'INFRATP Ingénieur Conseils, pour nous avoir offert l'opportunité d'effectuer ce stage au sein de son bureau d'études et pour ses encouragements ;
- Pr Adamah MESSAN, Enseignant-Chercheur, Institut 2iE, pour la qualité de son suivis et ses conseils durant tout notre formation.
- Docteur Decroly DJOUBISSIE DENOUWE, enseignant-chercheur à 2iE, pour son encadrement, sa disponibilité et son soutien durant tout notre stage ;
- Monsieur Seydou KANE, Ingénieur Génie Civil – Chef du Service B.O.A, INFRATP-IC, mon maître de stage qui a su me transmettre des valeurs professionnelles et enrichir mes connaissances en ingénierie grâce à son encadrement. Vous êtes un excellent mentor ;
- L'ensemble du personnel d'INFRATP pour l'esprit de collaboration et de convivialité qui règne au sein de l'entreprise ;
- Mes parents, Augustin MAGUEM et Marie GUETSE pour leur soutien, leurs prières et l'amour inestimable qu'ils m'ont toujours témoigné ;
- La famille SAWADOGO en Côte d'Ivoire pour leur accueil chaleureux et tous les moments de partage. Je vous le dis avec sincérité : Vous êtes ma seconde famille ;
- Mes collaborateurs professionnels : M. KINI, Ing. Spécialisé O.A, M. Chiek S., Ing., M. Ousséni O., Ing., M. Yakousa Ing., et M. NAN, Ing., pour leur précieux soutien ;
- Je réitère mes remerciements à toute ma famille pour le soutien et l'accompagnement pendant toutes ces années ;
- Tous mes camarades de promotion pour cet esprit d'équipe et de famille que nous avons pu former.

Sommaire

Dédicace _____ i

Remerciements _____ ii

Sommaire _____ iii

Table des matières _____ iv

Abréviations et sigles _____ vii

Liste des figures _____ ix

Liste des tableaux _____ xi

Résumé _____ xiii

Abstract _____ xiv

Introduction générale _____ 1

Chapitre I. Présentation de la structure d'accueil et du projet _____ 2

Chapitre II. Matériels et méthodes _____ 9

Chapitre III. Résultats et discussions _____ 13

Chapitre IV. Notice d'impact environnemental et social et estimation du coût du projet _ 47

Conclusion générale et perspectives _____ 52

Bibliographie _____ 54

Annexes _____ 56

Table des matières

Dédicace i

Remerciements ii

Sommaire iii

Table des matières iv

Abréviations et sigles vii

Liste des figures ix

Liste des tableaux xi

Résumé xiii

Abstract xiv

Introduction générale 1

Chapitre I. Présentation de la structure d'accueil et du projet 2

Introduction 2

I.1. Présentation de la structure d'accueil 2

I.1.1. Historique 2

I.1.2. Missions d'INFRATP Ingénieur Conseil 2

I.1.3. Domaines d'interventions et Organigramme de INFRATP IC 2

I.2. Présentation de la zone d'étude 4

I.2.1. Situation géographique du projet 5

I.2.2. Végétation, relief et climat 6

I.3. Présentation de l'étude 6

I.3.1. Contexte et justification du projet 7

I.3.2. Objectif général de l'étude 8

I.3.3. Objectifs spécifiques de l'étude 8

Conclusion 8

Chapitre II. Matériels et méthodes 9

Introduction 9

II.1.1. Supports numériques et physiques de notre étude 9

II.1.2. Outils de traitement des données de notre étude 9

II.2. Méthodologie d'étude 10

II.2.1. Méthode de conception du pont 10

II.2.2. Méthode d'étude technique du pont 11

II.2.3. Aperçu d'impact environnemental et social 12

Conclusion 12

Chapitre III. Résultats et discussions 13

Introduction 13

III.1. Conception du pont à poutres de Tortiya 13

III.1.1. Prédimensionnement des éléments de la superstructure 14

III.1.2. Prédimensionnement des éléments de l'infrastructure 14

III.2. Équipements du pont 16

III.2.1. Appareils d'appuis 16

III.2.2. Dispositif d'évacuation d'eaux 16

III.2.3. Dispositifs de retenue 17

III.2.4. Joints de chaussée 17

III.2.5. Revêtement et étanchéité 17

III.2.6. Les Trottoirs 17

III.2.7. Corniches 17

III.3. Étude technique d'exécution de l'ouvrage d'art 18

III.3.1. Présentation de l'ouvrage 18

III.3.2. Hypothèses de calculs et caractéristiques des matériaux 19

III.3.3. Détermination des actions 23

III.3.4. Étude du tablier 24

III.3.5. Les appareils d'appuis 32
III.3.6. Bossages 33
III.4. Étude technique de l'infrastructure 34
III.4.1. Dimensionnement du Chevêtre 34
III.4.2. Dimensionnement des Colonnes 37
III.4.3. Dimensionnement des Semelles de liaison 39
III.4.4. Dimensionnement de la Culée Remblayée 41
Conclusion 46
Chapitre IV. Notice d'impact environnemental et social et estimation du coût du projet 47
IV.1. Composantes de l'environnement concerné 47
IV.2. Analyse des impacts du projet 47
IV.2.1. Sources potentielles d'impacts 47
IV.2.2. Impacts positifs 48
IV.2.3. Impacts négatifs 48
IV.3. Mesures d'atténuation, de valorisation et de compensations 48
IV.3.1. Protections des eaux de surface contre la pollution 48
IV.3.2. Lutte contre l'affouillement et protection de la flore et du milieu biologique 49
IV.3.3. Sécurité des travailleurs et des usagers 49
IV.3.4. Prévention des tensions sociales et préservation du cadre de vie 49
IV.3.5. Prévention des IST/SIDA et autres maladies 49
IV.4. Plan de gestion environnemental et social 50
IV.5. Estimation du cout du projet 51
Conclusion 51
Conclusion générale et perspectives 52
Bibliographie 54
Annexes 56

Abréviations et sigles

2iE	:	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
A_{st}	:	Section d'acier théorique
A_p	:	Section d'armature de peau
BA	:	Béton Armé
BAEL	:	Béton Armé aux États Limites
CE	:	Cote Extrados
CI	:	Cote intrados
ELS	:	État Limite de Service
ELU	:	État Limite Ultime
EPI	:	Équipements de Protection Individuelle
ETS MSSZ	:	Établissement Multi Services Sero Zie
f_{c28}	:	Valeur caractéristique de résistance à la compression du béton à 28 jours
FP	:	Fissuration préjudiciable
G	:	Poids propre
$\boldsymbol{\gamma}$	:	Poids volumique des matériaux
HA	:	Haute Adhérence
HR	:	Humidité Relative
IGN	:	Institut Géographique National
INFRATP-IC	:	Infrastructure et Travaux Publics Ingénieur-Conseil
NF	:	Norme Française
OA	:	Ouvrage d'Art
P. P73	:	Document pilote du SETRA Piles et palées
PGES	:	Plan de Gestion Environnemental et Social
PHE	:	Plus Hautes Eaux
ρ_w	:	Masse volumique de l'eau
RL	:	Rond Lisse
RSA	:	Robot Structural Analysis
S	:	Surface
SETRA	:	Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes
SIG	:	Système d'Information Géographique

σ_s	:	Contrainte de l'acier tendue
S_t	:	Espacement
ε_b	:	Déformation du béton
ε_s	:	Déformation de l'acier
τ_u	:	Contrainte tangente maximale
$\tau_{u,lim}$	:	Contrainte tangente limite
TTC	:	Toutes Taxes Comprises
TVA	:	Taxe sur la Valeur Ajoutée
Z	:	Bras de levier

Liste des figures

Figure I-1 : Organigramme INFRATP Ingénieur conseil 4

Figure I-2 : Carte de la situation géographique du Projet 5

Figure I-3 : image satellitaire de la zone d'étude 6

Figure I-4 : vue de la rivière Bou à franchir 7

Figure III-1 : coupe transversale de la superstructure 14

Figure III-2 : Détail culée Remblayée (coupe longitudinale) 15

Figure III-3 : Détail culée Remblayée (vue de dessus) 15

Figure III-4 : détail semelle de liaison sur pile (coupe longitudinale) et vue 3D 16

Figure III-5 : rendus 3D réalistes et la reconstitution de l'environnement existant 18

Figure III-6 : rendus 3D détaillé du pont 18

Figure III-7 : illustration de la Géométrie d'une poutre modélisée sous le logiciel RSA 25

Figure III-8 : illustration du tablier modélisée sous le logiciel RSA 25

Figure III-9 : Diagramme des moments à ELU sur les poutres 26

Figure III-10 : Diagramme des moments à ELU sur les entretoises 26

Figure III-11 : Cartographie des moments à l'ELU selon XX (sens transversal) sur hourdis . 27

Figure III-12 : ferraillage en Coupe Transversale de la poutre 28

Figure III-13 : modèle BIM Reinforcement de la poutre 28

Figure III-14 : ferraillage en Coupe Transversale du hourdis 29

Figure III-15 : modèle BIM Reinforcement du Hourdis 29

Figure III-16 : modèle BIM Reinforcement du tablier 30

Figure III-17 : disposition des vérins, schéma mécanique et Moment (ELU) sur entretoises . 30

Figure III-18 : ferraillage en Coupe longitudinale de l'entretoise 31

Figure III-19 : modèle BIM Reinforcement de l'entretoise 31

Figure III-20 : plan de ferraillage des prédalles 32

Figure III-21 : définition géométrique d'un appareil d'appui de type B de la norme[4] 32

Figure III-22 : géométrie d'un des appareils d'appuis de type B 33

Figure III-23 : Modélisation de la rupture du bossage par traction transversale 33

Figure III-24 : model du chevêtre sur logiciel RSA et chargement 35

Figure III-25 : diagramme des sollicitations sur le chevêtre 36

Figure III-26 : ferraillage en Coupe transversale du chevêtre 37

Figure III-27 : modèle BIM Reinforcement du chevêtre 37

Figure III-28 : Diagramme des efforts sur colonnes à l'ELS et à l'ELU 38

Figure III-29 : Efforts tranchants à ELU dans la semelle au droit des pieux 39

Figure III-30 : ferraillage de l'ensemble chevêtre – pile - semelles de liaison 41

Figure III-31 : modèle BIM Reinforcement de l'ensemble chevêtre – pile - semelles de liaison 41

Figure III-32 : modèle de la Culée sur logiciel RSA et chargement 42

Figure III-33 : ferraillage Sommier - Mur garde-grève - corbeau d'appui - dalle de transition 44

Figure III-34 : modèle BIM Reinforcement de la culée Remblayée 44

Figure III-35 : Modèle et chargements du murs en retour avec cartographie des moments à ELU dans le sens Y 45

Figure III-36 : ferraillage des murs en retour 45

Liste des tableaux

Tableau III-1 : récapitulatif du prédimensionnement de la superstructure 14

Tableau III-2 : récapitulatif du prédimensionnement de l'infrastructure 15

Tableau III-3 : Caractéristiques du béton en fonction de la partie de l'ouvrage 19

Tableau III-4 : Type de fissuration 21

Tableau III-5 : Poids propre par unité de mesure 21

Tableau III-6 : coefficients de pondération 22

Tableau III-7 : Récapitulatif des charges permanentes sur le tablier 23

Tableau III-8 : récapitulatif du calcul des charges d'exploitation 24

Tableau III-9: synthèse des sollicitations du Tablier 26

Tableau III-10 : Synthèse des choix d'armatures des poutres 27

Tableau III-11 : Synthèse des choix d'armatures sur Hourdis 29

Tableau III-12 : Synthèse des choix d'armatures sur les Entretoises 31

Tableau III-13 : Synthèse des choix d'armatures sur les Prédalles 31

Tableau III-14 : Sollicitations affectées au chevêtre en fonction des cas d'états limite 34

Tableau III-15 : Synthèse des choix d'armatures sur le chevêtre (dimensionnement localisé) 35

Tableau III-16 : Synthèse des choix d'armatures sur le chevêtre (dimensionnement Globalisé) 36

Tableau III-17 : Sollicitations affectées aux colonnes en fonction des cas d'états limite 38

Tableau III-18 : Synthèse des choix d'armatures des colonnes 39

Tableau III-19 : Synthèse des choix d'armatures des semelles de liaisons 39

Tableau III-20 : sollicitations affectant les composants de la culée Remblayée et influençant le sommier 42

Tableau III-21 : Synthèse des choix d'armatures sur le Sommier 43

Tableau III-22 : Synthèse des armatures retenus du Mur garde-grève et du corbeau d'appui . 43

Tableau III-23 : Synthèse des choix d'armatures retenus pour la dalle de transition 43

Tableau III-24 : Synthèse des choix d'armatures retenus pour les murs en retour 45

Tableau IV-1 : plan de gestion environnemental et social 50

Tableau IV-2 : Devis estimatif du projet (limité aux semelles de transition) 51

Résumé

Le présent mémoire porte sur les études d'exécution du pont à poutres de 130 m de Tortiya, situé dans le Département de Katiola (région du Hambol). L'ouvrage s'inscrit dans le programme national de développement routier, dont l'un des enjeux majeurs est le désenclavement de la zone de Niakara-Tortiya, région au fort potentiel agricole et minier mais encore faiblement équipée en infrastructures. Pour garantir la qualité et la conformité technique de l'ouvrage, le Bureau d'étude INFRATP Ingénieur Conseil a été mandaté pour assurer le contrôle et le suivi du projet. L'étude s'appuie sur les données hydrologiques et hydrauliques produites par Ets.MSSZ, entreprise chargée de l'exécution des travaux. Elle constitue également une référence comparative permettant d'analyser et de confronter les solutions techniques qui seront proposées par l'entreprise. L'étude de l'infrastructure se limitera au niveau des semelles de liaison car les études géotechniques n'ont pas encore été réalisées. L'ouvrage retenu est un pont à poutres préfabriquées en béton armé, de type tablier isostatique, choisi pour sa facilité de mise en œuvre et son adaptation aux contraintes locales. La conception et le dimensionnement ont été réalisés selon les référentiels BAEL 91 modifié 99 et guide SETRA. La modélisation structurelle a été effectuée sur le logiciel RSA, afin d'obtenir les sollicitations (ELU et ELS) du tablier (hourdis, poutres et entretoises), des appuis (piles et culées) et des fondations. Les plans de coffrages, de ferraillage et le modèle BIM reinforcement du pont ont ensuite été produits. En parallèle, une analyse environnementale et sociale a permis d'identifier les principaux impacts liés aux travaux et les bénéfices attendus. Un PGES a été élaboré, précisant les mesures d'atténuation, les responsabilités et les périodes d'application. Enfin, l'estimation financière du projet s'élève à 1 472 896 934 FCFA TTC.

Mots-clés :

1 - Isostatique ;

2 - Conception ;

3 - Dimensionnement ;

4 - Ouvrage d'art ;

5 - Pont à poutres.

Abstract

This thesis focuses on the construction studies for the 130-meter Tortiya Girder bridge located in the Department of Katiola (Hambol region). The structure is part of the national road development program, one of the major challenges of which is to open up the Niakara-Tortiya area, a region with strong agricultural and mining potential but still poorly equipped in terms of infrastructure. To guarantee the quality and technical compliance of the structure, the engineering firm INFRATP Ingénieur Conseil was commissioned to supervise and monitor the project. The study is based on hydrological and hydraulic data produced by Ets MSSZ, the company responsible for carrying out the work. It also serves as a comparative reference for analyzing and comparing the technical solutions that will be proposed by the company. The infrastructure study will be limited to the connection footings, as geotechnical studies have not yet been carried out. The structure selected is an isostatic reinforced concrete prefabricated girder bridge, chosen for its ease of implementation and its suitability for local constraints. The design and dimensioning were carried out in accordance with the BAEL 91 modified 99 and SETRA technical mamual standards. Structural modeling was performed using RSA software to obtain the stresses (ELU and ELS) of the deck (slabs, beams, and spacers), supports (piers and abutments), and foundations. The formwork and reinforcement plans and the BIM reinforcement model for the bridge were then produced. At the same time, an environmental and social analysis identified the main impacts of the work and the expected benefits. An ESMP was drawn up, specifying mitigation measures, responsibilities, and periods of application. Finally, the financial estimate for the project amounts to 1,472,896,934 CFA francs including tax.

Keywords :

1 - Isostatic;

2 - Design;

3 - Dimensioning;

4 - Civil engineering structure;

5 - Girder bridge

Introduction générale

Le développement des infrastructures routières demeure un levier essentiel pour renforcer la mobilité et soutenir la croissance économique en Côte d'Ivoire. Dans cette dynamique, le gouvernement a engagé un vaste programme visant à améliorer la connectivité des zones à fort potentiel, Tortiya est reconnue pour ses activités agricoles et minières (une des premières zones de production du diamant) ; mais encore pénalisée par un réseau routier insuffisamment structuré.

La future route Niakara - Tortiya constitue un axe stratégique pour le désenclavement de la zone et l'essor des échanges. Toutefois, la traversée de la rivière Bou représente un obstacle majeur nécessitant la construction d'un ouvrage d'art adapté. Le projet prévoit ainsi la réalisation d'un pont d'environ 130 m de longueur, implanté à l'entrée de la ville de Tortiya, au sein du Département de Katiola.

Pour garantir la qualité et la conformité technique de l'ouvrage, le Bureau d'étude INFRATP Ingénieur Conseil a été retenu pour assurer la mission de contrôle et de suivi du projet.

Le présent mémoire, intitulé « Études d'exécution de l'ouvrage d'art de Tortiya (Pont à poutres de 130 m) dans le cadre des travaux d'aménagement et de bitumage de la route Niakara – Tortiya (Côte d'Ivoire) » porte exclusivement sur l'étude d'exécution du pont. Il constitue également une base comparative vis-à-vis des propositions techniques qui seront fournies par l'entreprise Ets.MSSZ chargée de l'exécution des travaux. L'étude de l'infrastructure se limitera au niveau des semelles de liaison car les études géotechniques n'ont pas encore été réalisées.

Depuis l'intégration des données d'entrée hydrologiques et hydrauliques jusqu'à la conception, l'étude technique, et l'évaluation environnementale et financière, ce document s'organise autour de quatre chapitres :

- Le premier présente la structure d'accueil et le projet ;
- Le deuxième décrit les matériels mobilisés et la méthodologie adoptée ;
- Le troisième expose les résultats techniques issus de la conception et du dimensionnement ;
- Le quatrième analyse les impacts environnementaux et sociaux, puis établit l'estimation globale du coût des travaux.

Chapitre I. Présentation de la structure d'accueil et du projet

Introduction

Ce chapitre pose le cadre institutionnel et opérationnel de l'immersion professionnelle. Il débute par une présentation détaillée de la structure d'accueil, de son organisation et de son secteur d'activité. Ensuite, nous exposerons les contours du projet, en présentant la situation géographique du projet, ses enjeux et les objectifs fixés. Cette mise en contexte est indispensable pour comprendre l'environnement et la portée de cette étude d'exécution.

I.1.Présentation de la structure d'accueil

I.1.1. Historique

INFRATP Ingénieur Conseil, créée en 2014, est un Bureau d'études composé d'une élite d'ingénieurs et de techniciens expérimentés qui ont l'expertise.

La structure est immatriculée au registre du commerce et du crédit mobilier d'Abidjan sous le n^{o} CI-ABJ-2014-B-15313, dont le siège social se situe à Abidjan, Cocody Riviera Faya, Cité ATCI, 08 BP3772 Abidjan 08, République de Côte d'Ivoire.

Elle est représentée par son Directeur Général, M. COULIBALY Seydou.

I.1.2. Missions d'INFRATP Ingénieur Conseil

La structure a pour mission :

- L'étude et la conception ;
- La supervision et le contrôle des travaux ;
- L'assistance à la maitrise d'ouvrage ;
- La formation.

I.1.3. Domaines d'interventions et Organigramme de INFRATP IC

INFRATP Ingénieur Conseil intervient dans plusieurs domaines que sont :

- Infrastructures Hydrauliques (IH)
  - Approvisionnement en Eau Potable (AEP)
  - Drainage des eaux pluviales o Gestion des eaux usées (domestiques, industrielles …)

- Infrastructures Routières (IR)
    - Aménagement des routes urbaines et interurbaines
    - Études géotechniques
    - Études topographiques
    - Études bathymétriques o Étude de trafic
    - Voiries et Réseaux Divers (VRD)
- Environnement et Energie (2E)
    - Études d'impact Environnemental et Social (EIES) Plans d'actions de Réinstallation (PAR)
    - Qualité Hygiène Sécurité Environnement (QHSE)
    - Gestion des déchets
    - Études électriques des installations (HT/BT)
- Bâtiments et Ouvrages d'Art (BOA)
    - Études architecturales des bâtiments o Etudes structurales des bâtiments
    - Études des ouvrages d'art
    - Étude des ouvrages hydrauliques

L'organigramme de la structure est présenté à la Figure I-1.

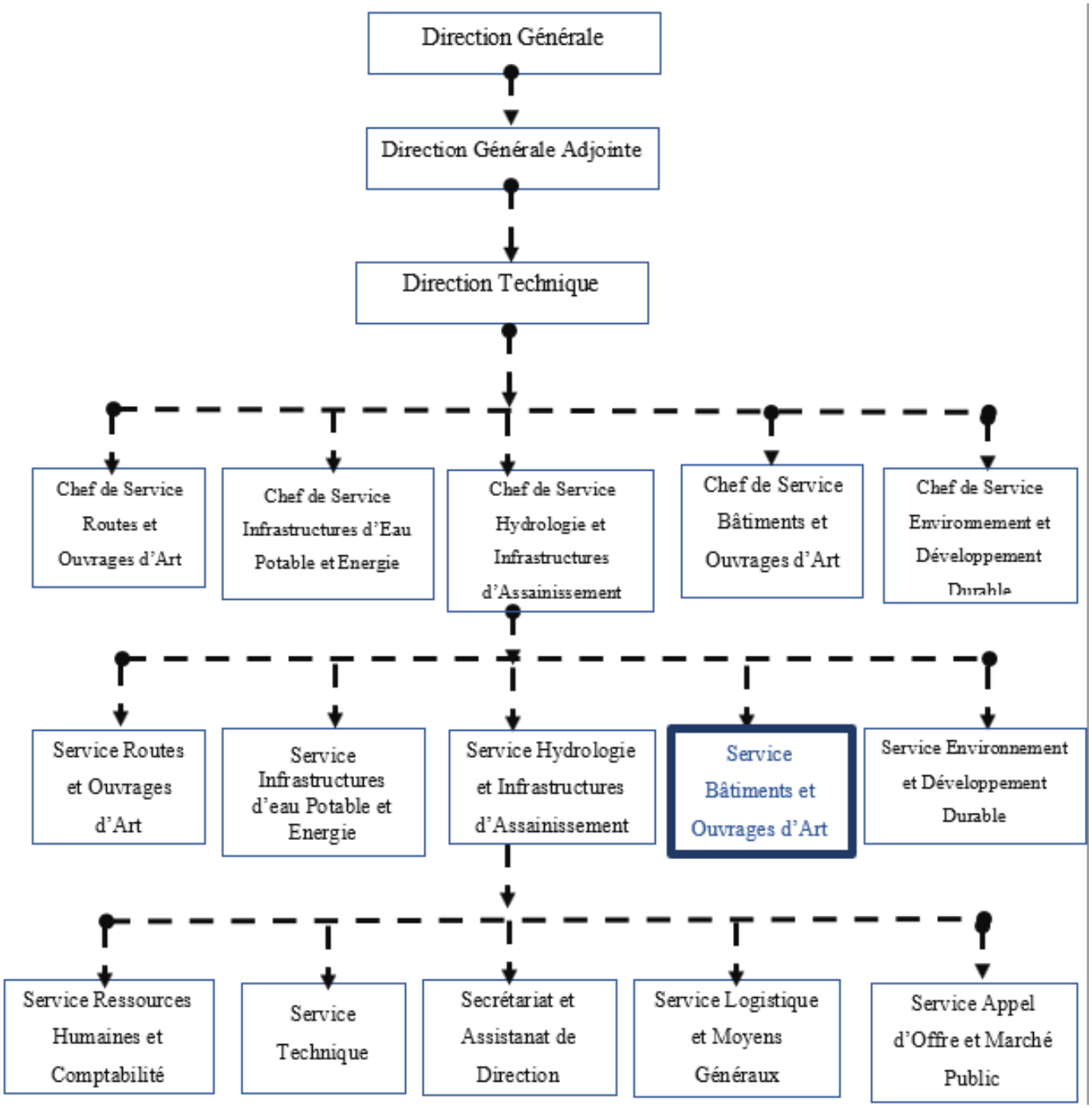


Figure I-1 : Organigramme INFRATP Ingénieur conseil

I.2. Présentation de la zone d'étude

La localisation du projet et sa cartographie ont été réalisées à l'aide du logiciel QGIS. La Figure I-2 présente la position du site dans son contexte régional.

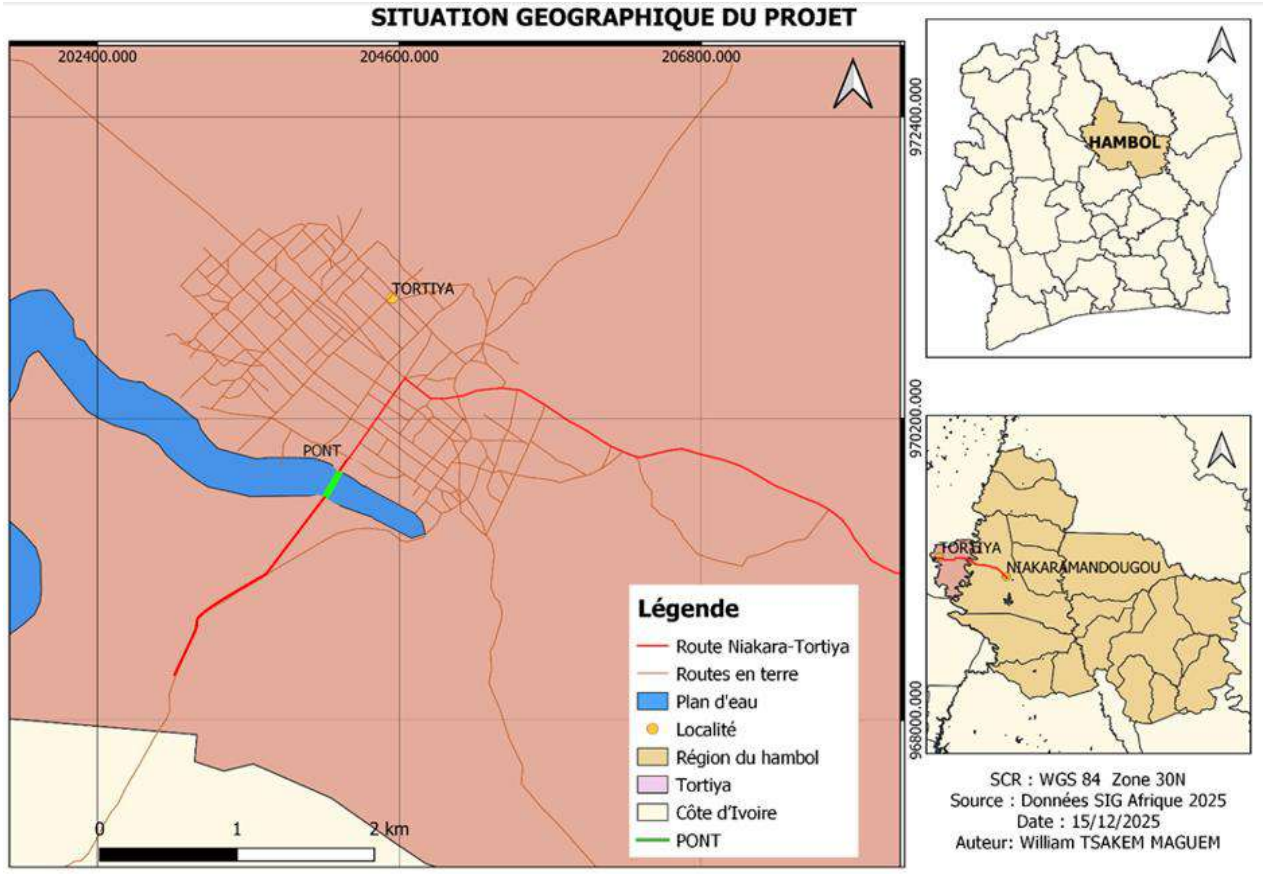


Figure I-2 : Carte de la situation géographique du Projet

I.2.1. Situation géographique du projet

Le projet de construction du pont de Tortiya s'inscrit dans la partie Nord de la Côte d'Ivoire, au sein du District de la vallée du Bandama, plus précisément dans la région du Hambol, sur le territoire du département de Katiola. L'ouvrage est implanté au PK fin de la future route Niakara-Tortiya afin de permettre le franchissement de la rivière Bou.

Les coordonnées géographiques du site sont :

- Latitude : 08° 45'Nord
- Longitude : 05° 41' Ouest
- Altitude : 333 m

La Figure I-3 présente une image satellitaire de la zone d'étude.

Figure I-3 : image satellitaire de la zone d'étude

I.2.2. Végétation, relief et climat

Le site appartient au domaine de la savane soudano-guinéenne, caractérisée par un couvert arboré et arbustif (Karité, néré). Le franchissement de la rivière Bou est marqué par une forêt-galerie plus dense. L'activité humaine est visible par de vastes anacardes.

La topographie est celle d'un plateau légèrement ondulé typique du centre-Nord ivoirien. L'altitude générale de la zone varie entre 250 et 500 m. Le site précis du pont est situé dans le creux de la vallée, avec une altitude du terrain estimée à environ 255 m.

Tortiya est régie par un climat tropical de type soudano-guinéen, caractérisé par deux saisons :

- Saison sèche : de novembre à mars, sous l'influence de l'Harmattan ;
- Saison pluvieuse : de mai à octobre, avec un maximum pluviométrique en août.

La pluviométrie annuelle est irrégulière, oscillant entre 814 mm et 1440 mm.

I.3. Présentation de l'étude

Le présent mémoire traite des études d'exécution de l'ouvrage d'art de Tortiya (Pont à poutres de 130 m) dans le cadre des travaux d'aménagement et de bitumage de la route Niakara – Tortiya (Côte d'Ivoire).

Le pont est situé dans le fuseau 30 Nord (30 N) et les coordonnées du point central du site :

Abscisse X : 204 109,96 m E

Ordonnée Y : 968 435,96 m N

I.3.1. Contexte et justification du projet

Dans le cadre du programme national de développement des infrastructures routières, le Gouvernement de la Côte d'Ivoire s'est engagé à améliorer la desserte des zones à fort potentiel économique. La localité de Tortiya, connue pour son activité agricole, reste cependant pénalisée par un manque d'infrastructures routiers, limitant l'accès aux services et aux marchés.

La route Niakara-Tortiya constitue un axe stratégique pour le désenclavement de la région du Hambol. Cependant, la traversée de la rivière Bou demeure un point critique : l'absence d'un ouvrage de franchissement interrompt la continuité du trafic comme l'illustre la Figure I-4. La construction d'un pont de 130 m s'impose donc pour sécuriser cette liaison et accompagner le développement socio-économique de la zone.

Figure I-4 : vue de la rivière Bou à franchir

L'étude d'exécution s'inscrit dans cette dynamique. Elle vise à proposer un ouvrage conforme aux normes techniques en vigueur, durable, et capable de répondre aux exigences fonctionnelles du futur aménagement de la route. Elle constitue également une base comparative vis-à-vis des solutions qui seront proposées par l'entreprise en charge des travaux.

I.3.2. Objectif général de l'étude

L'objectif général de cette étude est de réaliser les études d'exécution du pont de Tortiya permettantle franchissement sécurisé de la rivière Bou sur l'axe Niakara-Tortiya.

I.3.3. Objectifs spécifiques de l'étude

Spécifiquement il s'agira de :

- Effectuer la conception et le prédimensionnement du pont à poutres de Tortiya selon les normes en vigueur ;
- Effectuer le dimensionnement de la superstructure et de l'infrastructure de l'ouvrage d'art ;
- Élaboration des plans d'exécution, le modèle BIM et les notes de calcul justificatives ;
- Élaborer une étude d'impact environnemental et social ;
- Évaluer les quantités et les coûts prévisionnels ;

Conclusion

Au terme de ce chapitre, la structure d'accueil INFRATP Ingénieur Conseil, ainsi que le contexte général du pont de Tortiya ont été présentés. La localisation du site, ses caractéristiques physiques et environnementales, ainsi que les enjeux liés à la réalisation de l'ouvrage ont permis de situer précisément le cadre de l'étude.

Le chapitre suivant « Matériels et méthodes » décrira les approches, outils et procédures mises en œuvre pour conduire les études techniques d'exécution du pont.

Chapitre II. Matériels et méthodes

Introduction

Ce chapitre présente les ressources mobilisées ainsi que les démarches méthodologiques mises en œuvre pour la réalisation de l'étude. Dans un premier temps, il s'agit de préciser les outils utilisés, qu'il s'agisse de sources numériques ou physiques, ainsi que des logiciels adoptés pour l'analyse et le traitement des données. Dans un second temps, il est question de présenter les approches méthodologiques adoptées. Ces dernières couvrent les principes de conception et de dimensionnement du pont de Tortiya.

II.1.1.Supports numériques et physiques de notre étude

Les supports utilisés englobent l'ensemble des documents et données exploitées dans le cadre de notre travail. Ils proviennent à la fois de la documentation technique et scientifique parcourue, ainsi que des informations collectées sur le site du projet. Ces éléments ont servi de base à la réflexion et à l'analyse qui ont conduit à la réalisation de la présente étude. (Voir revue bibliographique).

II.1.2.Outils de traitement des données de notre étude

Dans le cadre de ce travail, plusieurs logiciels ont été mobilisés pour assurer le traitement, l'analyse et la présentation des données. Il s'agit notamment de :

- **AutoCAD** : utilisé pour la conception et l'élaboration des plans techniques ;
- **ARCHICAD** : destiné à la modélisation de la maquette de l'ouvrage d'art et son modèle BIM Reinforcement ;
- **Twinmotion** : employé pour la production de rendus 3D réalistes et la reconstitution de l'environnement existant ;
- **Robot Structural Analysis** : servant au calcul et au dimensionnement structurel ;
- **EXPERT B.A 2010 :** pour le calcul des sections d'aciers ;
- **Autorebar :** utilisé pour la réalisation des plans de ferraillage détaillé ;
- **CYPECAD :** utilisé pour le calcul et le dimensionnement du chevêtre ;
- **QGIS** : utilisé pour la réalisation et l'édition de cartes thématiques ;
- **Google Earth** : pour la reconnaissance du site et la visualisation satellitaire du tracé ;
- **Microsoft Office (Pack Office)** : mobilisé pour la rédaction, la mise en forme et la présentation des résultats.

II.2. Méthodologie d'étude

II.2.1. Méthode de conception du pont

La conception d'un ouvrage d'art vise à établir une structure capable de répondre aux exigences techniques, économiques et fonctionnelles du projet, tout en prenant en compte les contraintes locales.

Dans le cadre de la réalisation du pont de Tortiya sur la rivière Bou, des études hydrologiques et hydrauliques ont été menées par l'entreprise ETS MSSZ. Ces documents techniques nous ont été transmis afin de servir de base pour l'étude d'exécution avec pour objectif de présenter les résultats essentiels relatifs aux régimes de crue, aux conditions d'écoulement et aux risques d'affouillement. Ces paramètres constituent des facteurs déterminants pour la conception et la stabilité de l'ouvrage. Les principaux résultats de cette étude sont présentés en Annexe 1.

Dans le cadre de cette étude, le choix du type de pont n'a pas fait l'objet d'une analyse multicritère avec d'autres options structurelles, puisque l'option retenue par le maître d'ouvrage était déjà clairement définie. Ainsi, le projet a été orienté vers un pont à poutres préfabriquées en béton armé. Cette solution a été retenue pour plusieurs raisons :

- Sa robustesse technique et sa capacité à garantir la durabilité de l'ouvrage ;
- Son caractère économiquement compétitif par rapport à d'autres typologies ;
- La simplicité d'exécution qu'elle offre, grâce à la préfabrication des poutres sur site ;
- Surtout, la possibilité de mobiliser efficacement la main-d'œuvre locale, renforçant ainsi l'impact socio-économique du projet.

Le processus de conception s'est donc orienté vers le prédimensionnement et la définition des éléments constitutifs du tablier et des appuis, conformément aux prescriptions normatives en vigueur du [1], [2]. Les équipements essentiels au bon fonctionnement de l'ouvrage (trottoirs, dispositifs de retenue, corniches, etc.) sont également intégrés dans la démarche de conception. Les plans de coffrage sont élaborés sur logiciel AutoCAD et la maquette du projet sur ArchiCAD et Twinmotion.

Les détails de la conception du pont sont présentés en Annexe 2.

II.2.2.Méthode d'étude technique du pont

L'étude technique repose sur le dimensionnement des éléments structuraux de l'ouvrage, en veillant à leur conformité aux normes en vigueur et aux hypothèses de calcul définies. Cette démarche s'appuie sur l'identification des différentes charges applicables (permanentes et d'exploitation), leur combinaison selon les états limites (ELU/ELS), et la détermination des sollicitations afin de calculer les sections d'armatures nécessaires.

Pour le pont de Tortiya, le dimensionnement porte sur la superstructure (poutres préfabriquées, hourdis, entretoises, prédalles), les appuis (piles et culées) ainsi que les fondations. Les calculs sont menés à partir des hypothèses générales fixées au préalable et selon les prescriptions normatives du :

- *Fascicule 61 – Titre II* : Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art (1994) ;
- *Fascicule 62 – Titre I* : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisé 99) ;
- P.P. 73 Piles et Palées : Guide du SETRA – Octobre 1985 ;
- Dossier pilote du SETRA (Jean Armand CALGORO : projet et construction des ponts) ;
- *Eurocode 2 – EN 1992-2* : Calcul des structures en béton – Ouvrages d'art (2005).

Les charges permanentes sont évaluées à partir des poids volumiques des matériaux, tandis que les surcharges d'exploitation proviennent du Fascicule 61 :

- ✓ Les systèmes de charges routières A et B ;
- ✓ Les charges particulières (militaires et exceptionnelles) ;
- ✓ Les charges dues aux circulations sur trottoirs ;
- ✓ Les efforts horizontaux liés aux freinages.[2]

La modélisation, la descente de charges et la détermination des sollicitations principales du tablier sont réalisées avec le logiciel Robot Structural Analysis, tandis que la vérification des sections d'armatures est effectuée manuellement pour les poutres, le hourdis et les entretoises, sur la base des règles BAEL. Cette approche est également appliquée aux éléments de l'infrastructure, en veillant à ce que les sections d'armatures retenues tiennent compte des sections minimales prescrites par le Guide SETRA. Les plans de ferraillage sont produits via le logiciel AutoRebar et le modèle BIM Reinforcement sur ArchicCAD.

Les détails de calcul sont présentés dans les documents suivants : l'Annexe 3 (détermination des charges permanentes), l'

Annexe 4 (détermination des charges d'exploitation), l'Annexe 5 (modélisation de la structure), l'Annexe 6 (dimensionnement des poutres), l'Annexe 7 (dimensionnement du hourdis), l'Annexe 8 (dimensionnement des entretoises), l'Annexe 9 (dimensionnement du chevêtre), Annexe 10 (dimensionnement des colonnes), l'Annexe 11 (dimensionnement des semelles de liaison), l'Annexe 12 (dimensionnement de la culée) et l'Annexe 13(dimensionnement des prédalles*).*

II.2.3.Aperçu d'impact environnemental et social

Dans le cadre du pont de Tortiya, l'approche méthodologique adoptée pour l'étude d'impact environnementale et sociale vise à identifier les interactions entre le projet et son environnement, à évaluer leur importance, puis à proposer des mesures adaptées de prévention, de réduction ou de compensation.

L'analyse porte sur les composantes du milieu physique (sol, eau, air), du milieu biologique (faune, flore) ainsi que du milieu humain (population riveraine, activités socio-économiques).

Les impacts potentiels, tant positifs que négatifs, sont examinés puis des mesures d'atténuation, de gestion environnementale, de sécurité et de suivi sont proposées. Ces mesures sont intégrées dans un plan de gestion environnemental et sociale (PGES) précisant les actions à mettre en œuvre, les responsables et les indicateurs de suivi.

Conclusion

Ce chapitre a présenté les différents matériels utilisés ainsi que la méthodologie adoptée pour l'étude, en détaillant les démarches suivies pour chaque étape, les normes, les hypothèses et principes retenus.

Le chapitre suivant intitulé : « Résultats et Discussion » présentera l'ensemble des résultats obtenus et leur interprétation dans le cadre de l'étude.

Chapitre III. Résultats et discussions

Introduction

Dans ce chapitre, sont exposés les résultats relatifs à la conception et à l'étude technique de l'ouvrage. Cette présentation vise à donner une base solide pour l'interprétation et la discussion des performances du pont.

III.1. Conception du pont à poutres de Tortiya

L'ouvrage étudié est un pont à poutres préfabriquées en béton armé, destiné au franchissement de la rivière Bou à Tortiya. Sa longueur totale est de 130,80 m, obtenue par une succession de sept travées indépendantes de 18,40 m – 18,80 m – 18,80 m – 18,80 m – 18,80 m – 18,80 m – 18,40 m. Cette typologie, adaptée au contexte local, constitue une solution techniquement robuste, économiquement compétitive et facile à exécuter grâce à la préfabrication sur site. Sur le plan fonctionnel, le profil en travers du tablier est défini en tenant compte de la piste existante, dans la mesure où la route Niakara–Tortiya n'est pas encore aménagée.

Le profil en travers fonctionnel de l'ouvrage présente une largeur totale de **12,00 m**, répartie comme suit :

- **Chaussée circulable : 8,00 m**, dimensionnée pour le passage des convois de Charges routières et exceptionnelles ;
- **Deux trottoirs : 1,50 m chacun**, destinés à la circulation piétonne ;
- **Deux bordures (0,5 m de large chacune) : type GBA**, pour le guidage et la retenue des véhicules ;
- **Deux garde-corps : type S7**, assurant la sécurité des usagers.

La chaussée sera dotée d'un dévers de 2,5 % afin de gérer l'évacuation des eaux pluviales vers les collecteurs (gargouilles disposées tous les 10 m). Quant aux trottoirs, ils présenteront une pente transversale de 2 %, inclinée vers l'intérieur de la chaussée. Cette configuration garantit : la **sécurité** des usagers, le **confort de circulation**, la **durabilité** de l'ouvrage, conformément aux prescriptions normatives.[2], [3]

Les paragraphes suivants présentent la synthèse des résultats obtenus. Les détails de la conception sont présentés en Annexe 2.

III.1.1. Prédimensionnement des éléments de la superstructure

La superstructure, constituée du hourdis, des poutres et des entretoises, a fait l'objet d'un prédimensionnement. Le récapitulatif de ces résultats est présenté de manière synthétique dans le Tableau III-1. La Figure III-1 montre la configuration transversale de la superstructure. Les plans détaillés de chaque élément sont fournis en Annexe 15.

Tableau III-1 : récapitulatif du prédimensionnement de la superstructure

Éléments	Caractéristiques (m)		
Poutres	Nombre	N_p	5
	Hauteur	H_p	1,10
	Epaisseur du talon	b_{ta}	0,40
	Hauteur du talon	h_t	0,20
	Epaisseur de l'âme	b_p	0,30
	Hauteur du gousset	h_g	0,10
	Entraxe	B_0	2,25
Entretoises	Base	b_e	0,30
	Hauteur	H_e	0,90
Hourdis	Epaisseur	e_h	0,25
Prédalles	Epaisseur	e_p	0,07

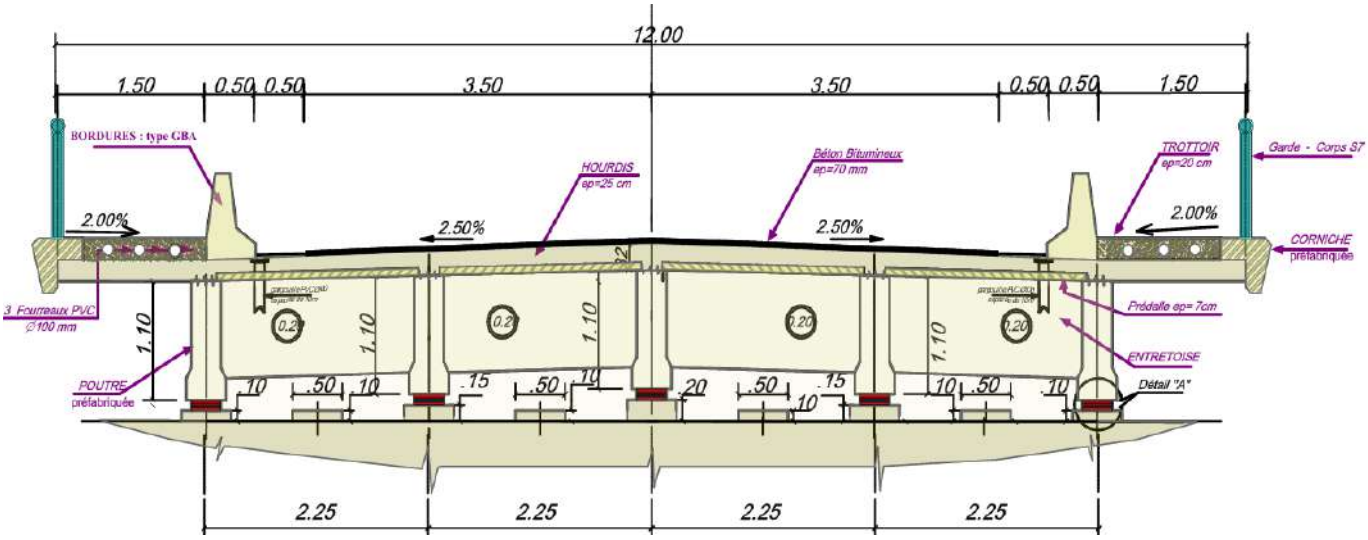


Figure III-1 : coupe transversale de la superstructure

III.1.2. Prédimensionnement des éléments de l'infrastructure

Les éléments de l'infrastructure, à savoir les piles, les culées Remblayées et les fondations, ont fait l'objet d'une analyse dans le cadre du prédimensionnement. Les résultats sont synthétisés dans le Tableau III-2. Les Figure III-2 et Figure III-3 présentent les plans détaillés de la culée Remblayée.

Tableau III-2 : récapitulatif du prédimensionnement de l'infrastructure

Éléments		Caractéristiques (m)			
		Hauteur	**Épaisseur**	**Diamètre**	**Longueur**
	Appareils d'appuis	0,10	-	-	
	Bossage	0,10	-	0,50 (largeur)	0,50
Piles	Colonne	10,51	-	1,00	-
	Chevêtre	1,20	1,50	-	11,00
Culée remblayée	Sommier	1,20	1,40	-	-
	Mur garde grève	1,60	0,30	-	-
	Mur en retour	2,80	0,25	-	2,00
	Corbeau d'appuis	-	0,30	-	-
	Muret-caches	-	0,25	-	-
	Dalle de transition	-	0,30	-	5,00
Fondation	Pieux	-	-	1,00	-
	Semelle sous culée	1,20	-	5,00 (largeur)	11,00
	Semelle sous colonnes	1,20	-	5,00 (largeur)	11,00

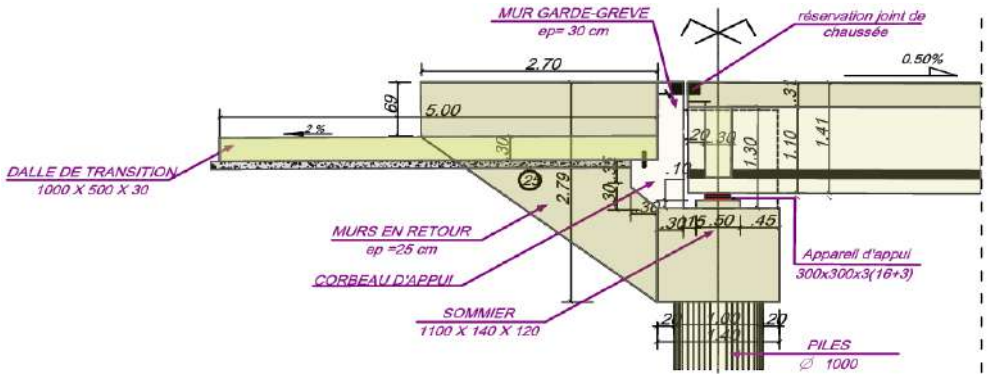


Figure III-2 : Détail culée Remblayée (coupe longitudinale)

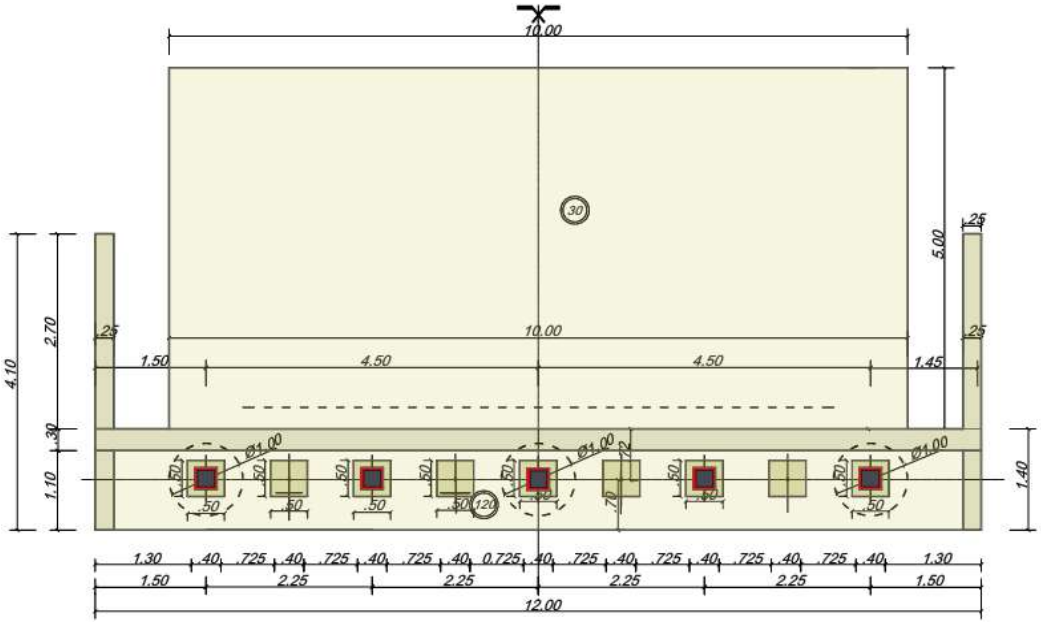


Figure III-3 : Détail culée Remblayée (vue de dessus)

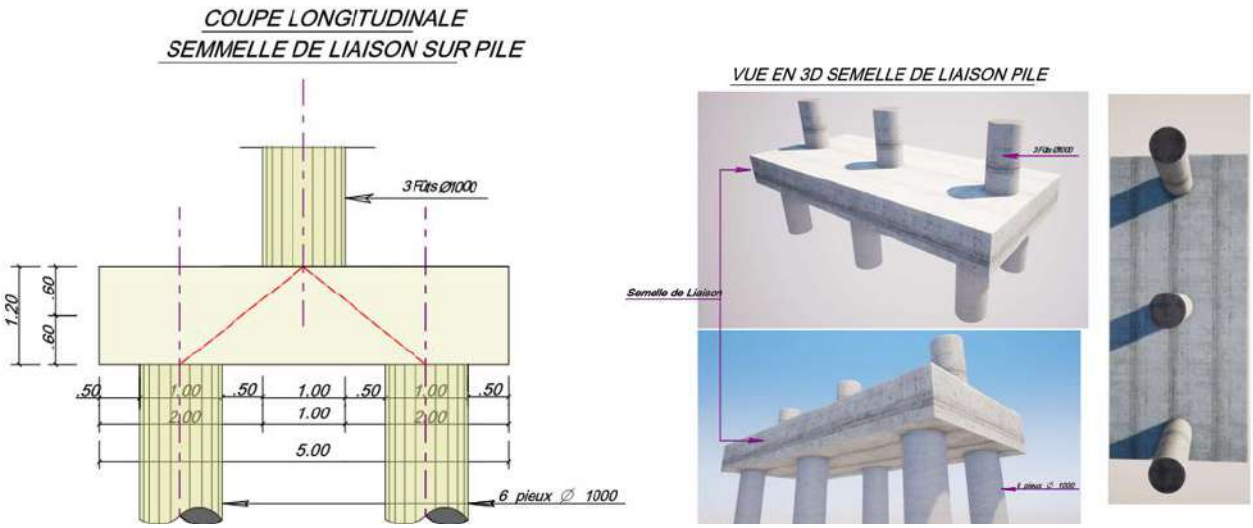


Figure III-4 : détail semelle de liaison sur pile (coupe longitudinale) et vue 3D

III.2. Équipements du pont

Les équipements d'un pont regroupent l'ensemble des dispositifs nécessaires à son bon usage et à sa durabilité. Ils se classent en trois catégories principales :

- Ceux contribuant à la **pérennité de l'ouvrage**, notamment l'étanchéité, les corniches, les perrés et les systèmes d'évacuation des eaux ;
- Ceux œuvrant à la **sécurité des usagers**, comprenant les dispositifs de retenue et les bordures de trottoir ;
- Ceux liés au **fonctionnement de la structure**, tels que les appareils d'appuis et les joints de chaussée.

Pour les équipements ci-dessous, des plans sont disposés en annexe 15 afin de présenter tous les détails liés à chaque élément.

III.2.1. Appareils d'appuis

Les appareils d'appuis sont des éléments de structure assurant la liaison élastique (interface flexible) entre le tablier et les appuis dans toutes les directions. Leur rôle est de transmettre les efforts entre un élément et son support en autorisant certains degrés de liberté.[4] Pour le pont de Tortiya, des Appareils d'appuis en élastomère fretté (Frettes en acier inox) ont été retenus. Les détails relatifs aux raisons, compositions et dispositions sont présentés en Annexe 2.

III.2.2. Dispositif d'évacuation d'eaux

Le dispositif d'évacuation a pour rôle d'assurer l'écoulement des eaux de pluie sur le tablier et de protéger la structure contre les dégradations liées à l'humidité. Pour ce projet, nous disposons

des gargouilles circulaires de 100 mm de diamètre. Celles-ci sont disposées régulièrement tous les 10 mètres, de part et d'autre du pont près des bordures de type GBA.

III.2.3. Dispositifs de retenue

Les dispositifs de retenue garantissent la sécurité des usagers conformément aux prescriptions en vigueur. Pour le présent projet, des garde-corps de type S7, disposés aux extrémités des trottoirs, assurent la protection des piétons.[5] De part et d'autre de la chaussée, des bordures en béton armé de type GBA sont mises en place comme glissières de sécurité pour les véhicules, conformément à la norme [3].

III.2.4. Joints de chaussée

Ils permettent d'absorber les dilatations et les mouvements du tablier tout en protégeant la superstructure contre les fissurations et l'usure. Pour ce projet, des joints de chaussée type WOSD 50 (souffles de l'ordre de 50 mm) conformes aux recommandations seront installés afin d'assurer durabilité et sécurité [6],[7].

III.2.5. Revêtement et étanchéité

L'étanchéité protège la superstructure contre les infiltrations et la corrosion. Le revêtement assure le confort des usagers et adhère au système d'étanchéité. Dans ce projet, l'étanchéité sera en asphalte de 3 cm et le revêtement en béton bitumineux de 7 cm d'épaisseur.

III.2.6. Les Trottoirs

Le rôle des trottoirs est de garantir la sécurité des piétons en les isolant. D'après les recommandations du Guide SETRA en général, une simple surélévation de 16 à 20 cm par rapport au niveau de la circulation automobile est suffisante. Pour le pont de Tortiya nous disposons à l'intérieur, trois fourreaux PVC ∅ 100 mm, un béton de remplissage C250 et une épaisseur allant de 30 cm à 25 cm pour tenir compte de la pente de 2% favorisant l'évacuation des eaux.

III.2.7. Corniches

Les corniches, par leurs formes traitées, contribuent à l'esthétique de l'ouvrage. Elles sont placées sur les bords latéraux du pont et réalisées en béton armé préfabriqué de 2,5 m de long pour chaque élément.

La Figure III-5 et la Figure III-6 présentent les rendus 3D réalistes et la reconstitution de l'environnement existant.

Figure III-5 : rendus 3D réalistes et la reconstitution de l'environnement existant

Figure III-6 : rendus 3D détaillé du pont

III.3. Étude technique d'exécution de l'ouvrage d'art

III.3.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est un pont isostatique à poutres préfabriquées en béton armé, destiné au franchissement de la rivière Bou à Tortiya. Sa longueur totale de 130,80 m est répartie en sept travées indépendantes, offrant une solution technique robuste et économiquement compétitive grâce à la préfabrication.

Le profil en travers fonctionnel, d'une largeur totale de 12 m, comprend une chaussée de 8 m pour les convois exceptionnels de 3e catégorie, deux trottoirs de 1,50 m chacun, des garde-corps type S7 pour la sécurité des piétons, et des bordures type GBA pour la retenue des véhicules.

III.3.2. Hypothèses de calculs et caractéristiques des matériaux

III.3.2.1. Caractéristiques du béton

➢ *Caractéristiques du béton en fonction de la partie de l'ouvrage*

Le pont de Tortiya est considéré Grands ouvrages de Niveau 4 :

- Durée de vie de l'ouvrage allant de 100 à 120 ans ;
- Humide Relative (HR>80%) ;
- Peau (perméabilité à l'eau) < 12 et Kgaz (perméabilité à l'aire) < 100 ;

Le Tableau III-3 présente les caractéristiques du béton en fonction de la partie de l'ouvrage.

Tableau III-3 : Caractéristiques du béton en fonction de la partie de l'ouvrage

Parties d'ouvrages	Classe d'exposition			Classe de résistance du béton à 28 jours	Teneur minimale en liant équivalent	Nature du ciment	Eff /Leq	Dénominat-ion courante	Enrobage des armatures (cm)
Béton de propreté					250 kg	CPA		B16	
Fondations profondes	Carbonatation provoquant la corrosion du béton	Humide, rarement sec (HR>80%)	XC2	C30/37	385 kg	CPA	0,55	B30	7 cm
Piles, culée Remblayée, perrés, bétonnés, dalles de transition, trottoirs, corniches			XC2	C30/37	385 kg	CPA	0,55	B30	5 cm
Tabliers (poutres, entretoises et hourdis)		Périodes d'humidité alternant avec des périodes sèches	XC4	C35/45	400 kg	CPA	0,45	B35	3 cm
Longrines des équipements			XC4	C30/37	385 kg	CPA	0,55	B30	3 cm

a. Résistance à la compression

Le béton utilisé pour les éléments de l'infrastructure (piles et fondations profondes) aura une résistance caractéristique à la compression de 30 MPa à 28 jours, tandis que le béton de propreté sera de 16 MPa.

Pour j < 28 jours, nous utilisons la formule $f_{cj} = \frac{j}{4{,}76+0{,}83j} f_{c28}$ [8] pour déterminer la résistance caractéristique à la compression du béton à un âge donné (j).

b. Résistance à la traction

La valeur de la résistance à la traction est obtenue à partir de la relation suivante :

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj}$ [8]*; Et pour j* = 28 jours, on aura $f_{t28} = 2{,}40\ MPa$

c. Module de déformation longitudinale instantanée

Pour des contraintes normales appliquées pendant moins de 24 heures, le module de déformation longitudinale à j jours est considéré comme :

$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{\frac{1}{3}}$ [8] ; A j = 28 jours, $E_{ij} = 34180\ Mpa$

d. Le module de déformation longitudinale différé dans le béton à j jours :

$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{\frac{1}{3}}$ [8]; A j = 28 jours, $E_{vj} = 11497\ MPa$

e. Coefficient de poisson

Le coefficient de Poisson retenu pour l'évaluation des déformations est μ = 0,20

f. Déformation due au retrait

On retient pour le retrait une valeur de déformation admissible égale à 2.10^{-4} mm/m

III.3.2.2. Caractéristiques de l'acier

a. Caractéristiques mécaniques :

- ❖ Aciers rond lisse : FeE215 => Fe=215 Mpa ;
- ❖ Aciers Hautes adhérences (HA) : FeE500 => fe=500 Mpa ;
- ❖ Module de déformation longitudinale : $E_s = 2.10^6$ MPa.

b. Caractéristiques d'adhérence :

- ✓ Coefficient de fissuration η : pour les HA, il sera de η = 1,6 ;
- ✓ Coefficient de scellement Ψs : 1,50 pour les HA et 1,00 pour les RL.

c. Type de fissuration :

Le Tableau III-4 présente les contraintes admissibles dans l'acier en fonction du Type de fissuration.

Tableau III-4 : Type de fissuration

Type de fissuration	Contrainte admissible dans l'acier	Valeur (MPa)
Peu préjudiciable (ELU)	$\sigma_{st} \leq fe$	500
Préjudiciable (ELS)	$\xi = \min\left\{\frac{2}{3}fe; \max(0{,}5fe; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$	250
Très préjudiciable (ELS)	$0{,}8\xi$	200

III.3.2.3. Charges de calculs

a. Charges permanentes

Il s'agit du poids propre de chaque composant de l'ouvrage, présenté dans le Tableau III-5.

Tableau III-5 : Poids propre par unité de mesure

Eléments	Poids volumique (kN/m^3)	Poids linéaire (kN/ml)	Coefficient Majorateur K_{max} [9]	Coefficient Minorateur K_{min} [9]
Béton armé (poutres, entretoise, appuis et tablier)	25	-	1,0	1,0
Chape d'étanchéité de 0,3 cm en asphalte	21	-	1,4	0,80
Couche de roulement en béton bitumineux de 0,7 cm	23,5	-	1,4	0,80
Bordures GBA	-	6,00	1,0	1,0
Corniche préfabriquée	25	-	1,03	0,97
Garde-Corps de type S7	-	0,43	-	-
Béton pour trottoirs	25	-	1,0	1,0

b. Charges d'exploitations

Les charges d'exploitation prises en compte pour le dimensionnement de la structure correspondent aux surcharges prescrites par le Fascicule 61 –Titre II. Il s'agit notamment des :

- Charges routières normales du système A ;
- Charges routières normales du système B ;

- ❖ Charges militaires ;
- ❖ Charges exceptionnelles ;
- ❖ Efforts de freinage ;
- ❖ Charges appliquées sur remblais.

c. Combinaison des charges

Les coefficients de pondération conformément aux recommandations de[9] ,[3] sont regroupés dans le Tableau III-6.

Tableau III-6 : coefficients de pondération

	État limite ultime (ELU)			État limite de service (ELS)	
Type de charge	Coefficient pour BAEL	Pondération		Coefficient pour BAEL	Pondération
Charges permanentes (G)	1,35	1,35		1,00	1,00
Surcharges normales (A(L), Bc, Bt, Br)	1,50	1,60		1,00	1,20
Surcharges (Mc80, Mc 120, Me80, Me120, D, E)	1,35	1,35		1,00	1,00
Charges sur trottoirs	1,50	1,60		1,00	1,00
Charges sur remblais	1,50	1,60		1,00	1,20

Les différentes sollicitations seront combinées en utilisant les expressions suivantes :

$$ELU: 1{,}35G + Max\left\{1{,}60Max\begin{pmatrix}A(L)\\Bc\\Bt\\Br\end{pmatrix}; 1{,}35Max\begin{pmatrix}Mc80\\Mc120\\Me80\\Me120\\D\\E\end{pmatrix}\right\} + 1{,}60Trottoir$$

$$ELS: G + Max\left\{1{,}20Max\begin{pmatrix}A(L)\\Bc\\Bt\\Br\end{pmatrix}; Max\begin{pmatrix}Mc80\\Mc120\\Me80\\Me120\\D\\E\end{pmatrix}\right\} + Trottoir$$

Tableau III-7 : Récapitulatif des charges permanentes sur le tablier

Récapitulatif des charges permanentes		
Eléments	**Nombre**	**G(kN) majoré par K_{max}**
Poutres préfabriquées	5	**822,5**
Entretoises	2	**105,50**
Hourdis	/	**1062,5**
Prédalles	/	**268**
Trottoir	2	**235**
Béton bitumineux	/	**346,44**
Étanchéité	/	**199,04**
Corniches préfabriquées	2	**145,24**
Garde-corps de type S7	2	**16,2**
Bordures GBA	2	**225,6**
Poids propre du tablier sans les équipements (kN)		
2258,50		
Poids propre du tablier avec les équipements (kN)		
3426,02		

III.3.3. Détermination des actions

III.3.3.1. Charges permanentes

L'analyse détaillée des charges permanentes figure en Annexe 3 et le récapitulatif de ces valeurs est présenté dans le tableau III-7. Il convient de noter que les charges permanentes d'une travée du tablier sont évaluées tout en tenant compte des charges permanentes supplémentaires. Par conséquent, le poids propre d'une travée du tablier sans les équipements s'élève à 15 796,25 kN, tandis que le poids propre du tablier avec équipements atteint 23 962,01 kN.

III.3.3.2. Charges d'exploitation

L'analyse détaillée des charges d'exploitation figure en annexe 4. Leur synthèse est regroupée dans le Tableau III-8. Les charges d'exploitation les plus contraignantes pour le pont sont les charges exceptionnelles D et E avec des valeurs maximales respectives de 140 t et 200 t.

Tableau III-8 : récapitulatif du calcul des charges d'exploitation

Classe du pont	Charges d'exploitation		Charge maximale	Unités	Coefficient de majoration dynamique
Pont de classe 1	Surcharge A(L)	A(L)	1,40	t/m²	---
	Système de charges B	Bc	132,00	t	1,14
		Bc-Niger	170,50	t	1,15
		Br	10,00	t	1,09
		Bt	64,00	t	1,11
		Mc120	110,00	t	1,13
	Charges exceptionnelles	D	**140,00**	t	---
		E	**200,00**	t	---
	Efforts de freinage		30,00	t	---
	Charges sur remblais		1,00	t/m²	---
	Charges sur trottoirs	Local	0,45	t/m²	---
		Général	0,15	t/m²	---

III.3.4. Étude du tablier

Le dimensionnement précis des éléments d'un pont repose sur la connaissance des sollicitations agissant sur le tablier.

III.3.4.1. Évaluation des sollicitations sur RSA

La modélisation structurale a été réalisée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2024, utilisé pour l'analyse et le calcul des structures de génie civil. Il a permis de représenter la géométrie de l'ouvrage, d'appliquer les différentes charges et de déterminer les sollicitations internes nécessaires au dimensionnement des éléments du pont de Tortiya.

La modélisation a été réalisé sur la travée la plus défavorable, d'une longueur de 18,80 m. Les sollicitations obtenues après chargement et calcul du tablier serviront de base au dimensionnement de l'ensemble des travées. Les détails concernant la modélisation, le chargement et le calcul des sollicitations sur logiciel RSA sont présentés en Annexe 5. La Figure III-7 présente la géométrie de la poutre ainsi que ses caractéristiques appliquées sur le logiciel RSA, tandis que la Figure III-8 présente l'ensemble des composants du Tablier d'une travée modélisés (hourdis, entretoises et poutres).

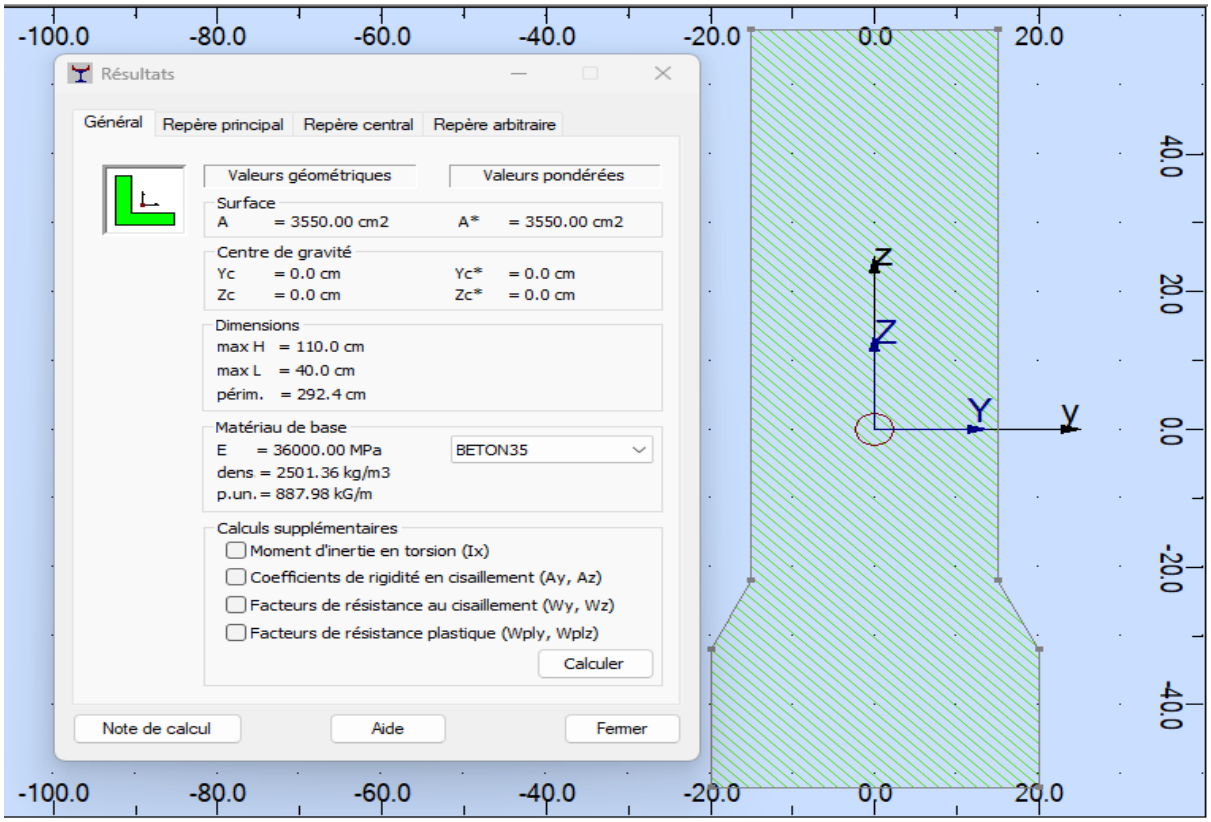


Figure III-7 : illustration de la Géométrie d'une poutre modélisée sous le logiciel RSA

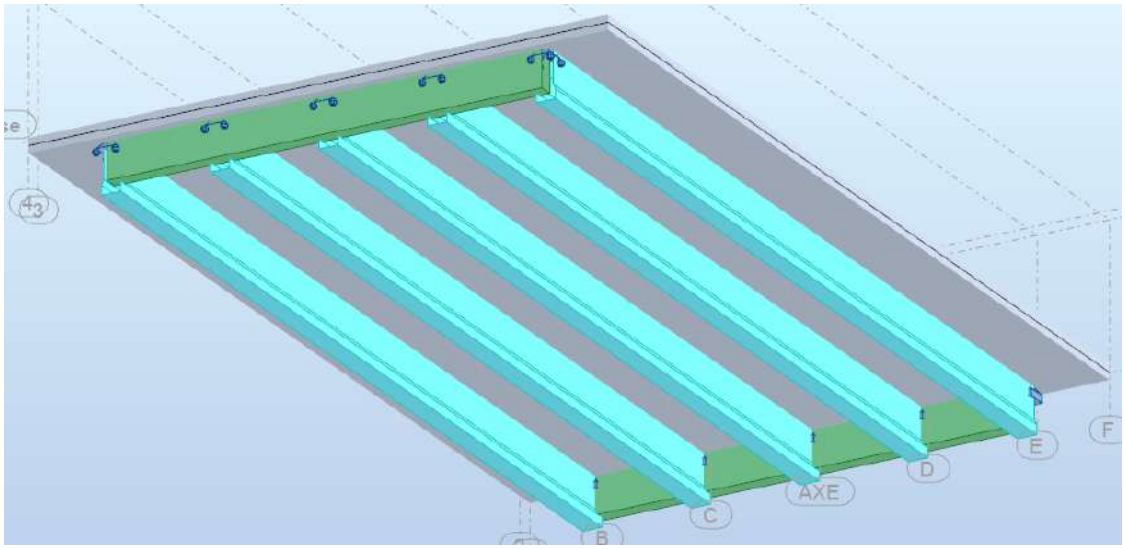


Figure III-8 : illustration du tablier modélisée sous le logiciel RSA

Le Tableau III-9 présente la synthèse des sollicitations obtenues sur le tablier après modélisation, application des charges, mise en place des cas de combinaison et calcul pour chaque État limite.

- Les Poutres sont soumises à un moment max à ELU de 4418,23 kN.m (Figure III-9).
- Les entretoises sont soumises à un moment max à ELU de 132,32 kN.m (Figure III-10).
- L'hourdis est soumis à un moment max à ELU de 137,90 kN.m et un moment min de -142,36 kN.m suivant XX (Sens transversal) (Figure III-11).

Tableau III-9: synthèse des sollicitations du Tablier

POUTRES			
État limite		Moment [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	Max	4418,23	1043,83
	Min	-63,66	-1042,80
ELS	Max	3094,79	739,94
	Min	-45,30	-739,16
ENTRETOISES			
État limite		Moment [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	Max	-132,22	277,99
	Min	93,01	-273,58
ELS	Max	-94,31	184,94
	Min	56,47	-181,24

HOURDIS				
État limite	**Moment suivant XX [kN.m/m] (Sens transversal)**		**Moment suivant YY [kN.m/m] (Sens longitudinal)**	
	Appuis	**Travée**	**Appuis**	**Travée**
ELU	137,90	-142,36	-325,19	80,27
ELS	98,51	-95,73	-226,03	53,19

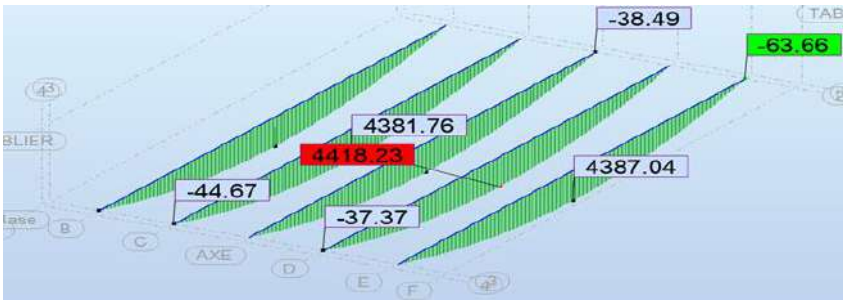


Figure III-9 : Diagramme des moments à ELU sur les poutres

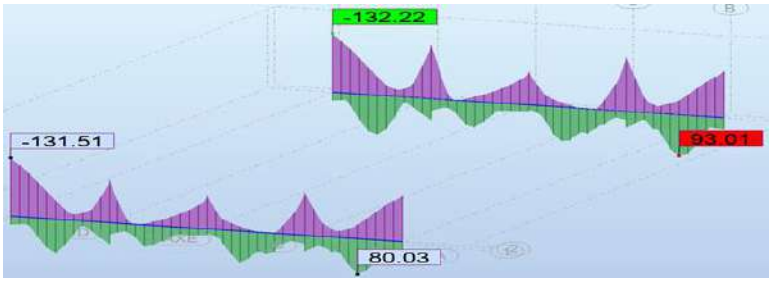


Figure III-10 : Diagramme des moments à ELU sur les entretoises

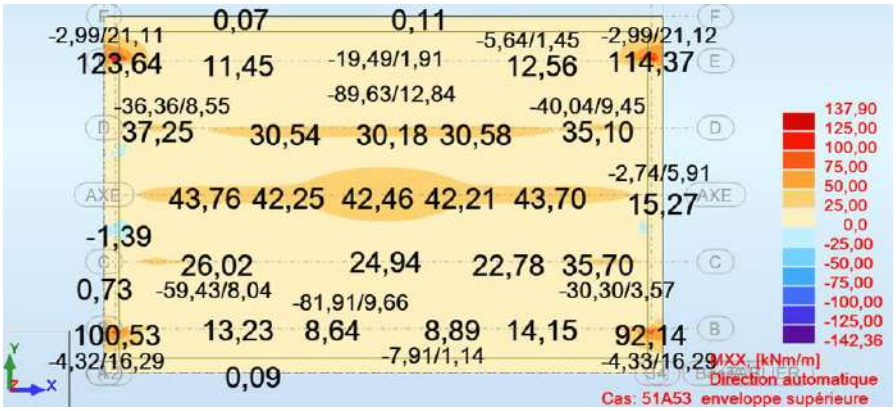


Figure III-11 : Cartographie des moments à l'ELU selon XX (sens transversal) sur hourdis

Les détails des diagrammes des moments fléchissant, des efforts tranchants et des cartographies des panneaux sont présentés en Annexe 5.

III.3.4.2. Calcul des sections d'acier dans le tablier

Afin de garantir la sécurité et la stabilité du tablier du pont, il est nécessaire de déterminer les sections d'acier des différents éléments constitutifs. Cette partie présente les résultats obtenus pour les poutres, hourdis, entretoises et prédalles en se basant sur les sollicitations de la travée la plus défavorable.

a. Poutres

Le dimensionnement des poutres a pour objectif d'évaluer et calculer les sections d'armatures nécessaires pour assurer la résistance et la stabilité du pont face aux différentes sollicitations.

Le Tableau III-10 synthétise les choix d'armatures adoptés. Il y est présenté les quatre lits d'armatures disposés afin de reprendre le moment fléchissant maximal illustré à la Figure III-9. Les armatures de peau, les armatures transversales et les aciers de couture sont calculer et disposés conformément au BAEL 91 révisé 99.

Tableau III-10 : Synthèse des choix d'armatures des poutres

Poutres	Nappe inferieure	$\begin{cases} 1er\ lit : 5HA32 = 40{,}21\ cm^2 \\ 2ème\ lit : 5HA32 = 40{,}21\ cm^2 \\ 3ème\ lit : 3HA32 = 24{,}13\ cm^2 \\ 4ème\ lit : 2HA25 = 9{,}82\ cm^2 \end{cases}$
	Armatures de peau	3HA14/ parement (esp 20 cm) $soit$ 9,24 cm²
	Nappe Supérieure (dans la table)	3 HA25 soit 14,42 cm²
	Armatures transversales	1 cadre et 1 étrier HA14 esp 15 cm (6,16 cm^2)
	Nappe d'acier de couture	1HA12 esp 15 cm (1,13 cm^2)

La Figure III-12 présente le ferraillage en Coupe Transversale de la poutre et la Figure III-13 illustre son modèle BIM Reinforcement.

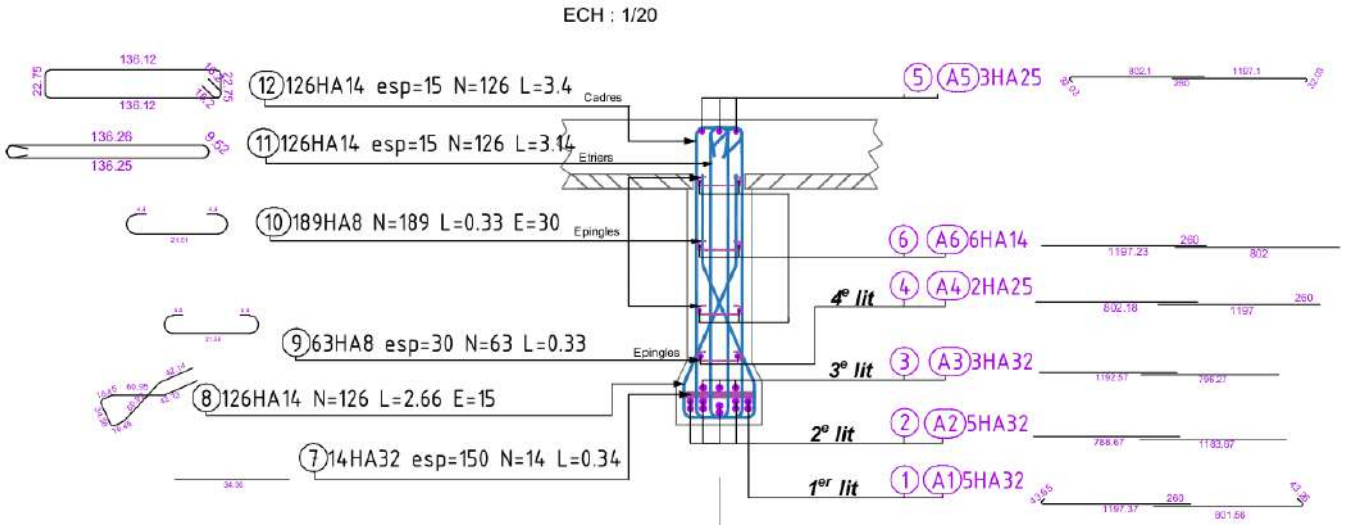


Figure III-12 : ferraillage en Coupe Transversale de la poutre

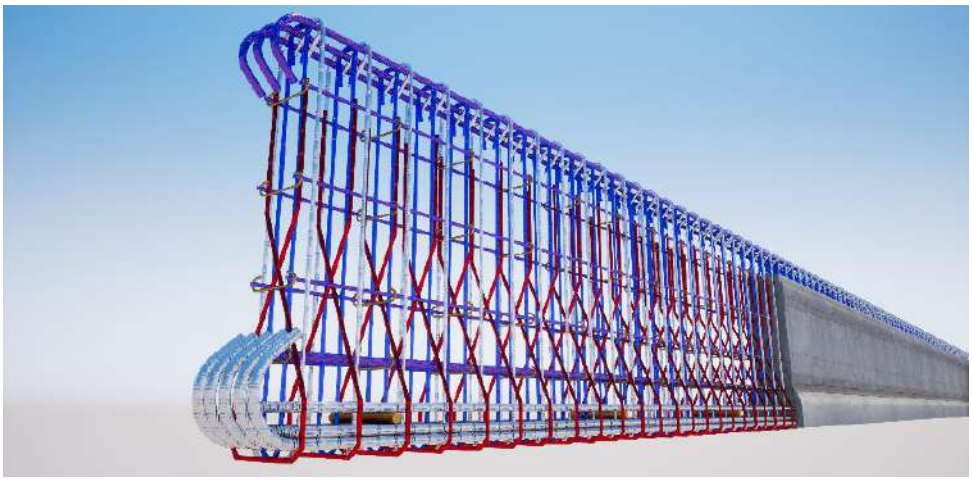


Figure III-13 : modèle BIM Reinforcement de la poutre

Les détails du dimensionnement des poutres figurent en Annexe 6.

b. Hourdis

Le dimensionnement des armatures du hourdis est effectué en s'appuyant sur les principes de la méthode des États Limites, conformément aux exigences réglementaires. Cette approche vise à garantir que l'ouvrage satisfait simultanément la sécurité à la rupture (ELU) et les critères d'aptitude au service (ELS), pour éviter la fissuration. La vérification du hourdis au poinçonnement a été faite pour s'assure de sa résistance aux efforts concentrés.

Afin de déterminer la section d'acier capable de couvrir l'enveloppe des sollicitations critiques (M_u et M_{ser}), nous utilisons le logiciel Expert B.A. 2010. Le Tableau III-11 présente les choix

d'armatures retenus. La Figure III-14 présente le ferraillage en Coupe Transversale du hourdis et la Figure III-15 illustre son modèle BIM Reinforcement.

Tableau III-11 : Synthèse des choix d'armatures sur Hourdis

Désignation	**Unité**	**Zone du hourdis**				
		Sens des X (Transversal)			**Sens des Y (longitudinal)**	
		Appuis : Nappe supérieur	**Travée : Nappe inférieur**	**Encorbellement Trottoir : Nappe supérieur**	**Appuis : Nappe supérieur**	**Travée : Nappe inférieur**
Section d'acier théorique	Cm^2	2,80	5,60	2,80	10,01	21,00
Section d'acier mini	Cm^2	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80
Acier mini / face	Cm^2	3,13				
Choix des armatures	Cm^2	**HA 10 Esp 15cm**	**HA 12 Esp 15cm**	**HA 10 Esp 15cm**	**HA 14 Esp 15cm**	**HA 20 Esp 15cm**
		5,23	7,53	5,23	10.25	21.99

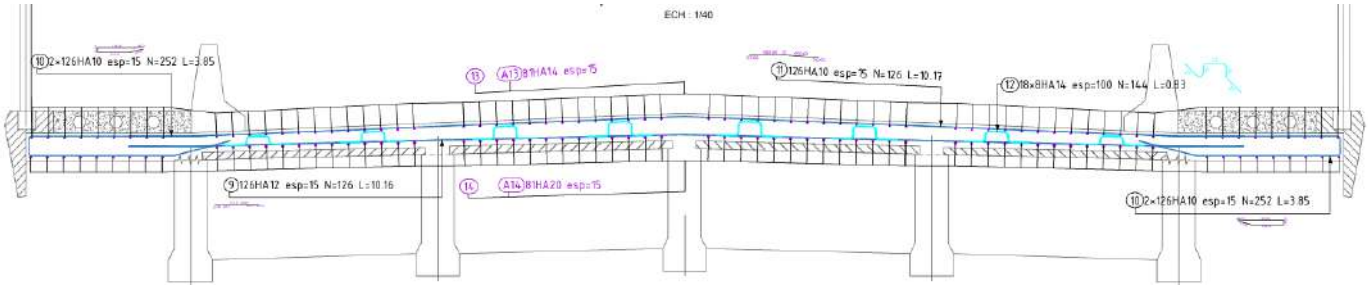


Figure III-14 : ferraillage en Coupe Transversale du hourdis

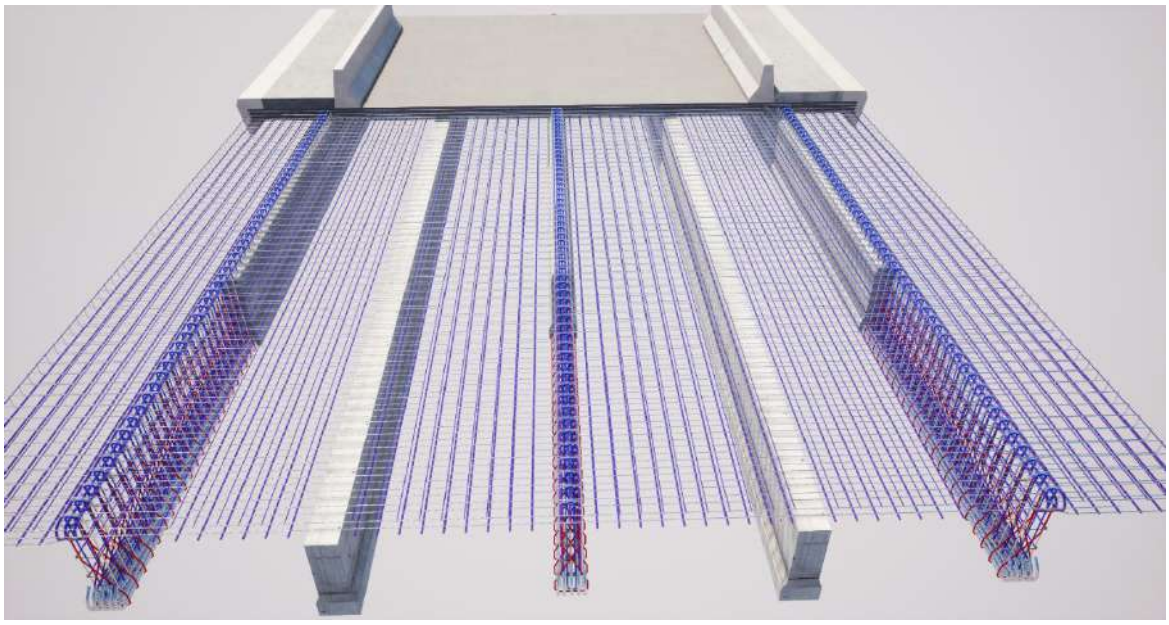


Figure III-15 : modèle BIM Reinforcement du Hourdis

Figure III-16 : modèle BIM Reinforcement du tablier

Les détails du dimensionnement de l'hourdis figurent en annexe 7.

c. Entretoises

Les entretoises assurent le raidissement transversal du tablier, la répartition des charges et la résistance à la Torsion (empêcher la rotation d'une poutre par rapport à l'autre en transmettant les efforts d'une poutre vers l'autre pour stabiliser le tablier). Elles doivent aussi reprendre le poids du tablier lors du vérinage pour permettre le remplacement des appareils d'appuis tel qu'illustré par la Figure III-17. Le ferraillage capable de répondre à ces attentes est présenté dans le Tableau III-12.

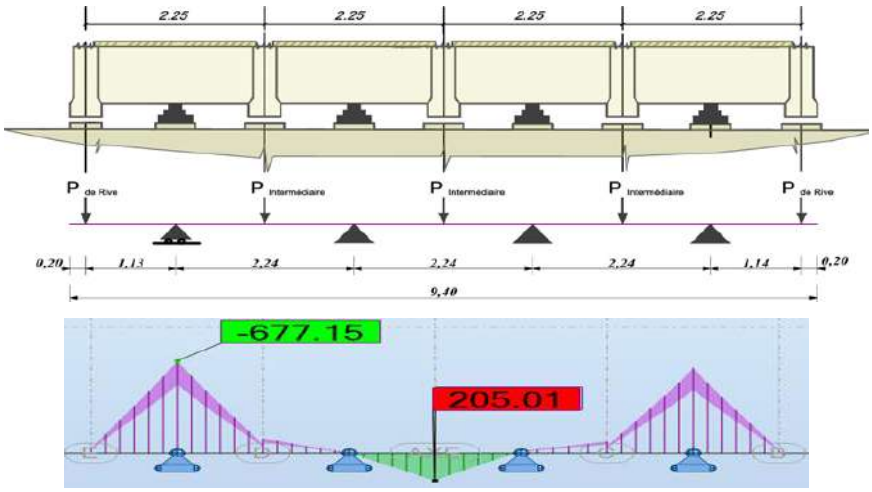


Figure III-17 : disposition des vérins, schéma mécanique et Moment (ELU) sur entretoises

Tableau III-12 : Synthèse des choix d'armatures sur les Entretoises

Entretoise	Nappe supérieur	$3HA32\ soit\ 24{,}13\ cm^2$
	Nappe inferieur	$3HA20\ soit\ 9{,}42\ cm^2$
	Armatures de peau	4HA14 *soit* 6,16 cm²
	Armatures transversales	1 cadre et 1 étrier HA10 esp 20 cm (3,14 cm^2)

La Figure III-18 présente le ferraillage en Coupe longitudinale de l'entretoise et la Figure III-19 illustre son modèle BIM Reinforcement.

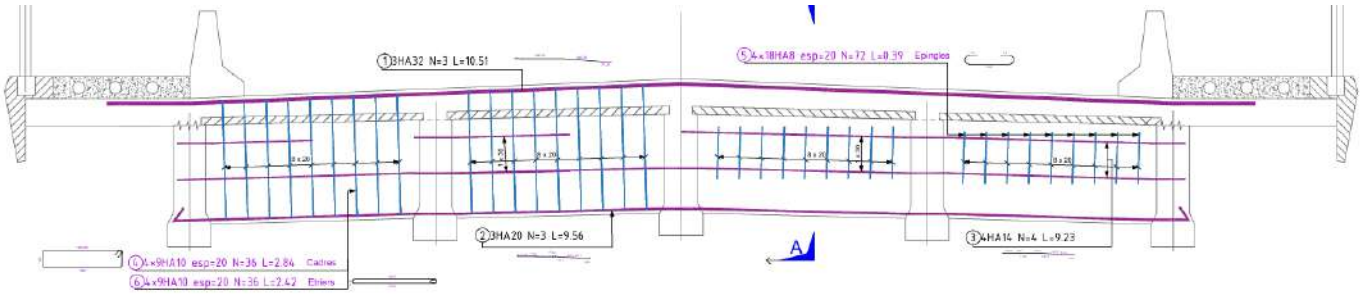


Figure III-18 : ferraillage en Coupe longitudinale de l'entretoise

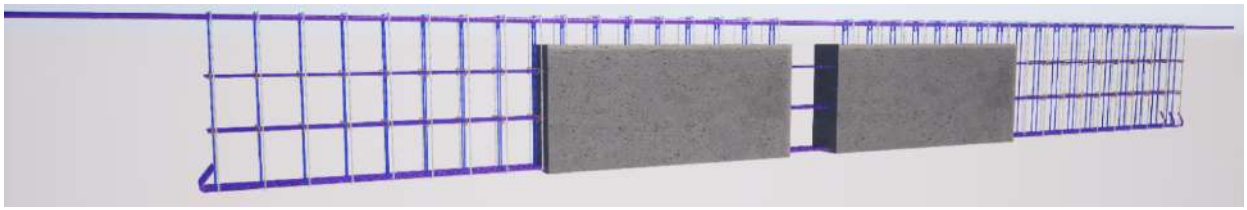


Figure III-19 : modèle BIM Reinforcement de l'entretoise

Les détails du dimensionnement des entretoises figurent en Annexe 8.

d. Prédalles

Les prédalles (7 cm d'épaisseur) reposent sur les poutres et mesurent 2,03m x 1,5 m. Elles supportent manutention et bétonnage, et le dimensionnement retenu est celui de l'acier le plus contraignant. Le Tableau III-13 présente la Synthèse des choix d'armatures sur les Prédalles et la Figure III-20 illustre leurs répartitions.

Tableau III-13 : Synthèse des choix d'armatures sur les Prédalles

Prédalle	Ferraillage transversal	HA 6 esp 20 cm (1,70 cm^2)
	Ferraillage longitudinal	HA 12 esp 10 cm (12,44 cm^2)
	Acier de couture (Treillis de liaison)	HA 6 en forme W

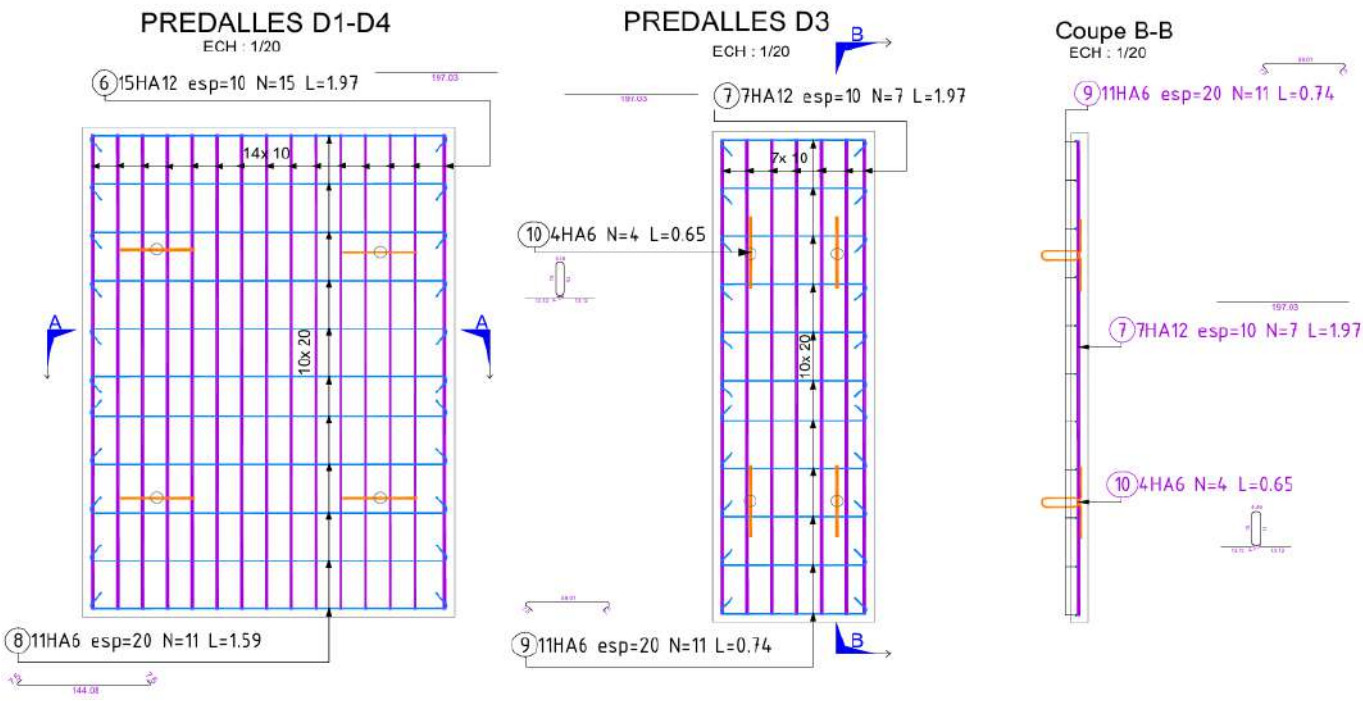


Figure III-20 : plan de ferraillage des prédalles

. Les détails du dimensionnement des prédalles figurent en Annexe 13.

III.3.5. Les appareils d'appuis

Les appareils d'appuis assurent la liaison élastique entre le tablier et les appuis en transmettant les efforts tout en permettant certains déplacements.[4] Pour le pont de Tortiya, des appareils d'appuis en élastomère fretté (Frettes en acier inoxydable) ont été retenus. La Figure III-21 présente la définition géométrique d'un appareil d'appui de type B selon la norme et la Figure III-22 présente celle obtenue pour l'ouvrage d'art.

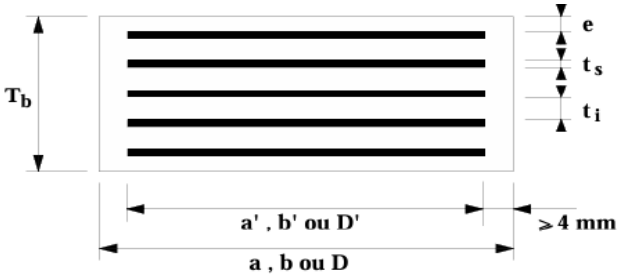


Figure III-21 : définition géométrique d'un appareil d'appui de type B de la norme[4]

b =300 mm ; *e* = 3mm et *n*=3 Frettes en acier inox.

- Épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : $T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2\,e$

$T_b = 3(16 + 3) + 3 + 2 \times 20 \rightarrow \boldsymbol{T_b = 100\ mm}$

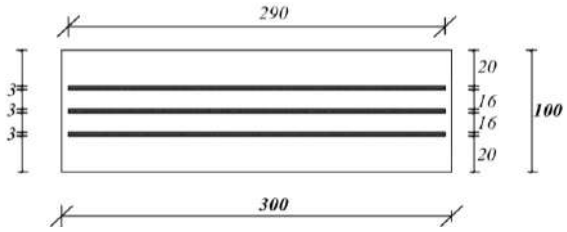


Figure III-22 : géométrie d'un des appareils d'appuis de type B

- Épaisseur nominale totale d'élastomère : $T_e = n\ t_i + 2\ e$

  $T_e = 3 \times\ 16 + 2\ \times 20 \rightarrow \boldsymbol{T_e = 88\ mm}$
- Épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur. $T_q = n\ t_i + 2\ e$; Pour $e > 2{,}5$ mm $\rightarrow \boldsymbol{T_q = 88\ mm}$

On disposera des appareils d'appuis de type 250 x 300.

III.3.6. Bossages

Les bossages disposés sur le chevêtre subissent principalement des efforts de compression et des risques d'éclatement. Ils doivent donc être armés à l'aide de nappes de frettes disposées en croix conformément aux recommandations du Guide SETRA PP73 « Dispositions et équipements divers ».[10] Pour le dimensionnement, on considère que la section totale d'armature dans chaque direction doit être capable de reprendre un effort minimal égal à 0,04R. Où R est la réaction d'appui maximale transmise par l'appareil d'appui concerné. Le phénomène observer à l'intérieur des bossages et illustré par la Figure III-23 est le suivant : Efforts de compression →contrainte de diffusion →risques d'éclatement →contrainte de traction perpendiculaire à la direction de la charge ; d'où l'utilisation de frettes (qui reprennent les efforts de traction).

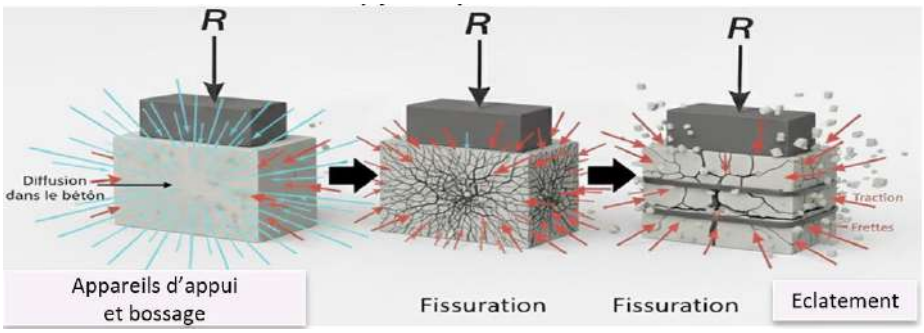


Figure III-23 : Modélisation de la rupture du bossage par traction transversale

L'effort repris par les frettes doit être $N_{frettes} \geq 0{,}04 \times R$. Or R_{ul}=1043,83 KN

$N_{frettes} \geq 0{,}04 \times 1043{,}83 \rightarrow N_{frettes} \geq 41{,}75\ KN$

Choix d'armature

On retient 4HA 8. Soit 2,01 cm^2 ; Pour Fe 500 MPa, on à $N_S = A_S \times \frac{Fe}{\gamma_s}$=201 mm^2× $\frac{500}{1,15}$

$$N_S = 87391,30N = 87,4\,KN \rightarrow N_S > N_{frettes}$$ (Vérifier)

- Pour les bossages d'épaisseur ≤ 15 cm : une Nappe de frette croisées : HA8 esp 15 cm
- Pour les bossages d'épaisseur > 15 cm : 2 Nappes de frette croisées : HA8 esp 15 cm

III.4. Étude technique de l'infrastructure

Cette partie présente les résultats techniques relatifs au dimensionnement des différents éléments de l'infrastructure du pont à savoir : le chevêtre, les colonnes, les semelles de liaison et les culées.

III.4.1. Dimensionnement du Chevêtre

Le tablier étant de type isostatique, le chevêtre de section 11 m x1,5 m x1,2 m reprend les efforts transmis par les deux appareils d'appui placés sous chaque axe de poutre, conformément au profil en travers du pont et des plans de coffrage présentés en annexe 15. Les armatures retenues à l'issus de son dimensionnement doivent être capable de reprendre les sollicitations induites par 2 grand cas de situation : une liée à l'exploitation du pont et l'autre lié aux opérations de vérinage (remplacement des appareils d'appuis). Il est calculé et vérifié par 2 méthodes ; le dimensionnement localisé (utilisation du model coque de RSA) et le dimensionnement global (utilisation de l'élément poutre sur CYPECAD car le chevêtre est porteur). [10]

<u>Partie A</u> : Dimensionnement localisé (Utilisation de l'élément coque du logiciel RSA)

Les sollicitations affectées au chevêtre sont représentées dans Tableau III-14.

Tableau III-14 : Sollicitations affectées au chevêtre en fonction des cas d'états limite

ELU		
		Au niveau des bossages
Efforts sur les poutres de rives	1043,83 KN	4175,32 KN/m^2
Efforts sur les poutres intermédiaires	1019,28 KN	4047,12 KN/m^2
ELS		
		Au niveau des bossages
Efforts sur les poutres de rives	739,94 KN	2959,76 KN/m^2
Efforts sur les poutres intermédiaires	678,94 KN	2715,76 KN/m^2

- Le dimensionnement du chevêtre conformément aux normes en vigueur est réalisé à l'aide du logiciel RSA. La Figure III-24 présente le modèle du chevêtre sur logiciel RSA et chargement. Les sollicitations à ELS sont appliquées puis les combinaisons afin de dimensionner le chevêtre conformément au deux états limite.

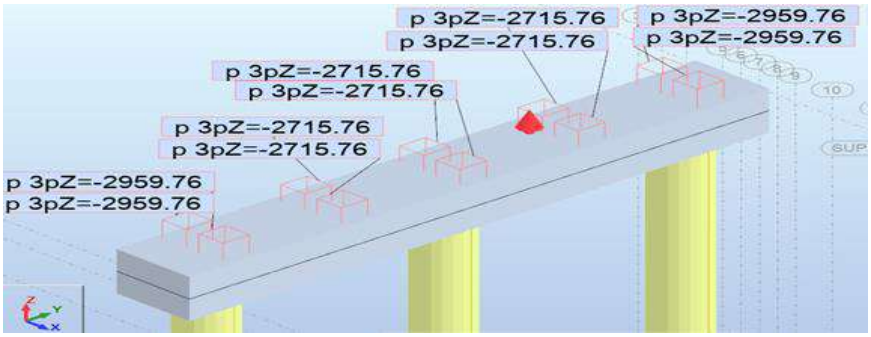


Figure III-24 : model du chevêtre sur logiciel RSA et chargement

Le Tableau III-15 illustre le choix des armatures du chevêtre obtenu après modélisation, chargement des sollicitations, calculs et vérifications par la méthode de dimensionnement localisé.

Tableau III-15 : Synthèse des choix d'armatures sur le chevêtre (dimensionnement localisé)

Chevêtre	Nappe supérieur	Ax (Transversal)	HA 25 esp 10cm (49,09 cm^2) au droit des piles et HA12 esp 15cm (7,53cm^2) en zone courant.
		Ay (Longitudinal)	Paquet de 2HA25 esp 15cm (65,38cm^2 /m).
	Nappe inferieur	Ax (Transversal)	HA 12 esp 15 cm (7,53 cm^2/m).
		Ay (Longitudinal)	HA 25 esp 15 cm (32,68 cm^2/m).
	Armatures de peau		6HA14 (9,24 cm^2)
	Armatures transversales		5 cadres HA12 esp 15 cm (11,31 cm^2)

Partie B : Dimensionnement Global (Utilisation de l'élément poutre du logiciel CYPECAD)

Le dimensionnement du chevêtre a été effectué, en assimilant l'élément à une poutre sollicitée en flexion, en torsion et en cisaillement. Le calcul du ferraillage repose sur l'enveloppe des sollicitations générées par deux situations distinctes et critiques : le cas de l'exploitation du pont et le cas de vérinage (Maintenance).

Le ferraillage retenu ici permet de répondre aux sollicitations crées pendant l'utilisation du pont (prise en compte des surcharges d'exploitation) et durant les opérations d'entretien, notamment

le remplacement des appareils d'appui. Le Taux de travail est de 91,5% (ferraillage optimisé et ouvra en sécurité).

La Figure III-25 Présente le diagramme des sollicitations sur le chevêtre tenant compte du cas de vérinage.

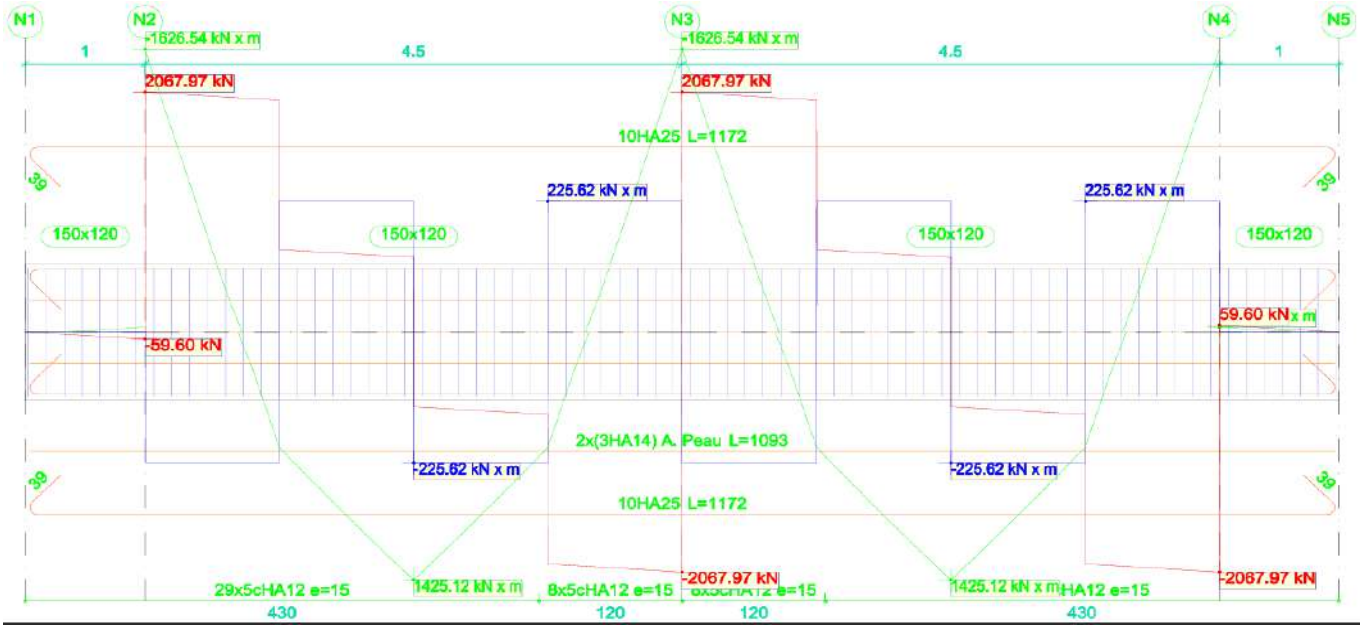


Figure III-25 : diagramme des sollicitations sur le chevêtre

Le moment max en appui est de -1626,54 kN.m et le moment max en travée est de 1425,12 kN.m. L'effort tranchant max est de 2067,97 kN et le moment de torsion est de 225,62 kN.m.

Le Tableau III-16 illustre le choix des armatures du chevêtre obtenu après modélisation, chargement des sollicitations (cas de l'exploitation du pont et cas du vérinage), calculs et vérifications par la méthode de dimensionnement globalisé.

Tableau III-16 : Synthèse des choix d'armatures sur le chevêtre (dimensionnement Globalisé)

Chevêtre	Nappe supérieur	Ay (Longitudinal)	10 HA25 soit 49,09 cm^2.
	Nappe inferieur	Ay (Longitudinal)	10 HA25 soit 49,09 cm^2.
	Armatures de peau		6HA14 (9,24 cm^2)
	Armatures transversales		5 cadres HA12 esp 15 cm (11,31 cm^2)

Le ferraillage obtenu en dimensionnant globalement le chevêtre est en accord avec celui obtenu via la méthode dimensionnement localisé. Il faut noter une optimisation des aciers de la nappe supérieur du chevêtre qui passe de 20 HA 25 à 10 HA 25. Les armatures retenues à l'issus du dimensionnement prennent en compte le moment de torsion créer pendant le vérinage.

❖ La Figure III-26 présente le ferraillage en Coupe transversale du chevêtre et la Figure III-27 illustre son modèle BIM Reinforcement.

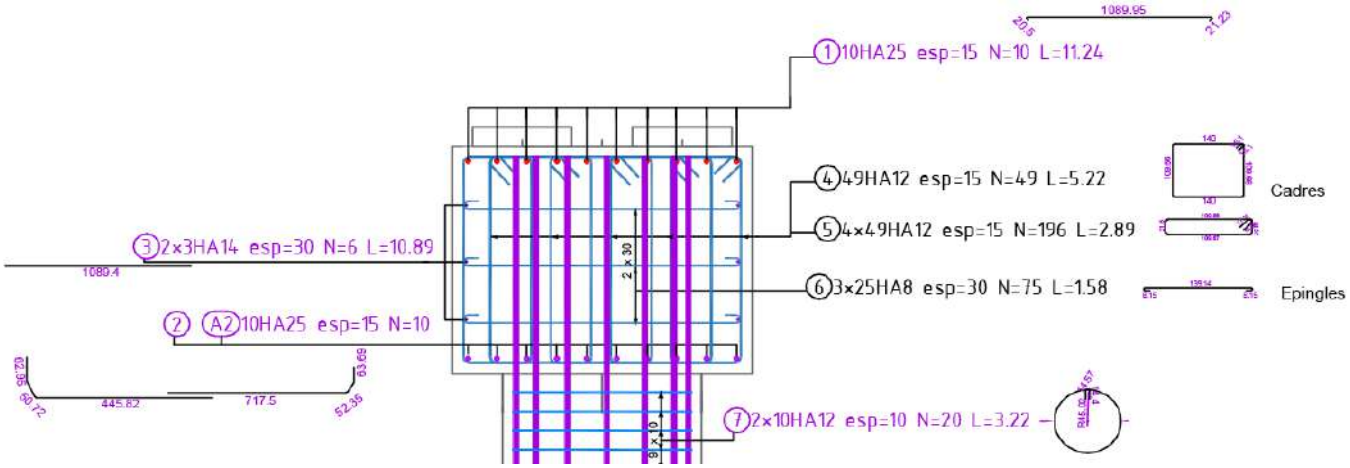


Figure III-26 : ferraillage en Coupe transversale du chevêtre

Figure III-27 : modèle BIM Reinforcement du chevêtre

Les démarches de calcul détaillées et les données complètes sont fournies en Annexe 9.

III.4.2. Dimensionnement des Colonnes

Les colonnes assurent la transmission des charges du chevêtre vers les fondations et doivent résister aux actions verticales et horizontales. Leur dimensionnement est donc réalisé en flexion composée afin de prendre en compte simultanément la compression axiale et les moments fléchissant. L'étude porte sur la file de colonne la plus sollicitée, située sur l'axe « P4 », composée de 3 colonnes cylindriques de 1 m de diamètre et de 11,25 m de hauteur.

III.4.2.1. Sollicitations affectées aux colonnes

Le Tableau III-17 présente les sollicitations obtenues après la détermination des actions verticales et horizontales. Ces actions horizontales résultent de l'effort de freinage, de la Force hydrodynamique due au courant d'eau sur la pile et de l'action du vent. La Figure III-28 présente le Diagramme des efforts sur les colonnes à l'ELS et à l'ELU.

Tableau III-17 : Sollicitations affectées aux colonnes en fonction des cas d'états limite

	ELS	ELU
Efforts Normal N	3334,87 kN	4502,07 KN
Moments (perpendiculaire à la chaussée) : Mz	507,90 KN.m	677,20 KN.m
Moments (parallèle à la chaussée) : My	1374,00 KN.m	1832,00 KN.m

Figure III-28 : Diagramme des efforts sur colonnes à l'ELS et à l'ELU

III.4.2.2. Etapes de dimensionnement des colonnes

Le dimensionnement des colonnes a été réalisé selon les étapes suivantes :

a. Extraction des charges verticales exercées sur chaque colonne, conformément aux Etats limites, à partir du modèle RSA du chevêtre.
b. Détermination des moments induits par les actions horizontales conformément aux prescriptions du Guide SETRA P. P73.[10]
c. Calcul des Sections d'aciers en flexion composée avec un effort normal de compression.

Le Tableau III-18 présente les armatures retenues pour la colonne étudiée, capables de reprendre les sollicitations évaluées tout en garantissant la sécurité et durabilité de l'ouvrage.

Tableau III-18 : Synthèse des choix d'armatures des colonnes

Colonnes	Aciers longitudinaux	• 14 HA 35 (112,59 cm^2)
	Aciers transversaux (Cerces)	• HA12 esp 20 cm. • HA12 esp 10 cm sur 1 m près des encastrements.

Les démarches de calcul détaillées et les données complètes sont fournies en Annexe 10

III.4.3. Dimensionnement des Semelles de liaison

Les semelles de liaison, d'une géométrie fixée à 5 m de large, 11 m de long et 1,2 m d'épaisseur, assurent la transmission des efforts verticaux et horizontaux issus des trois colonnes de l'axe P4 vers le sol. Le transfert se fait au moyen de six pieux disposés conformément aux plans d'exécution. Le dimensionnement des semelles de liaisons a été réalisé à l'aide du logiciel RSA tel que présenté par la Figure III-29 (Qui montre les efforts tranchants à ELU dans la semelle au droit des pieux). La vérification de la section d'acier minimale et des conditions de résistance s'appuie sur les prescriptions du guide[10]. Le Tableau III-19 présente les armatures retenues pour les semelles de liaisons.

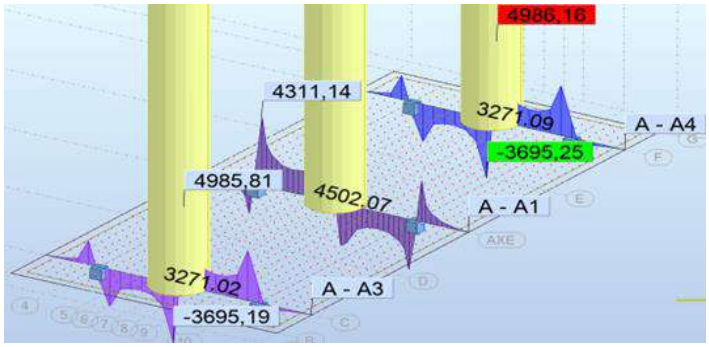


Figure III-29 : Efforts tranchants à ELU dans la semelle au droit des pieux

Tableau III-19 : Synthèse des choix d'armatures des semelles de liaisons

Semelles de liaisons	Nappe inferieure	Ax (Transversal)	• HA 32 esp 15cm (53,56cm^2/m) en zone des pieux, soit sur une largeur de 2,2 m. • HA 20 esp 15cm (20,92cm^2/m) en zone courante
		Ay (Longitudinal)	HA 20 esp 15cm (20,92cm^2/m) en zone courante
	Nappe supérieure	Ax (Transversal)	HA 20 esp 15cm (20,92cm^2/m)
		Ay (Longitudinal)	HA 20 esp 15cm (20,92cm^2/m)
	Les cadres horizontaux		HA14 esp 20cm /face (21,55 cm^2/m)
	Les cadres verticaux		• HA 10 esp 20 cm (20,42 cm^2/m).

La Figure III-30 présente le ferraillage de l'ensemble chevêtre – pile - semelles de liaison et la Figure III-31 illustre leur modèle BIM Reinforcement.

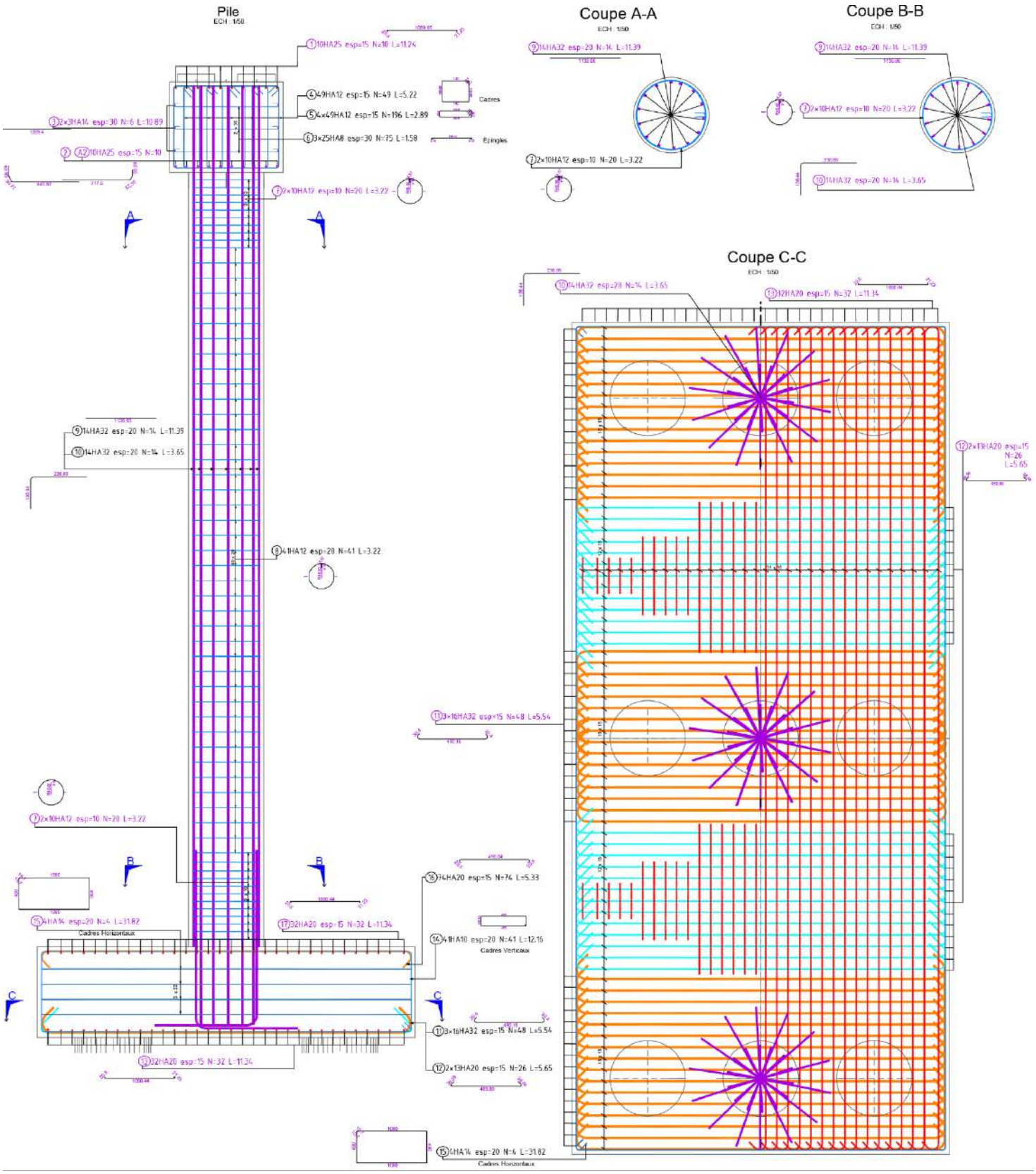


Figure III-30 : ferraillage de l'ensemble chevêtre – pile - semelles de liaison

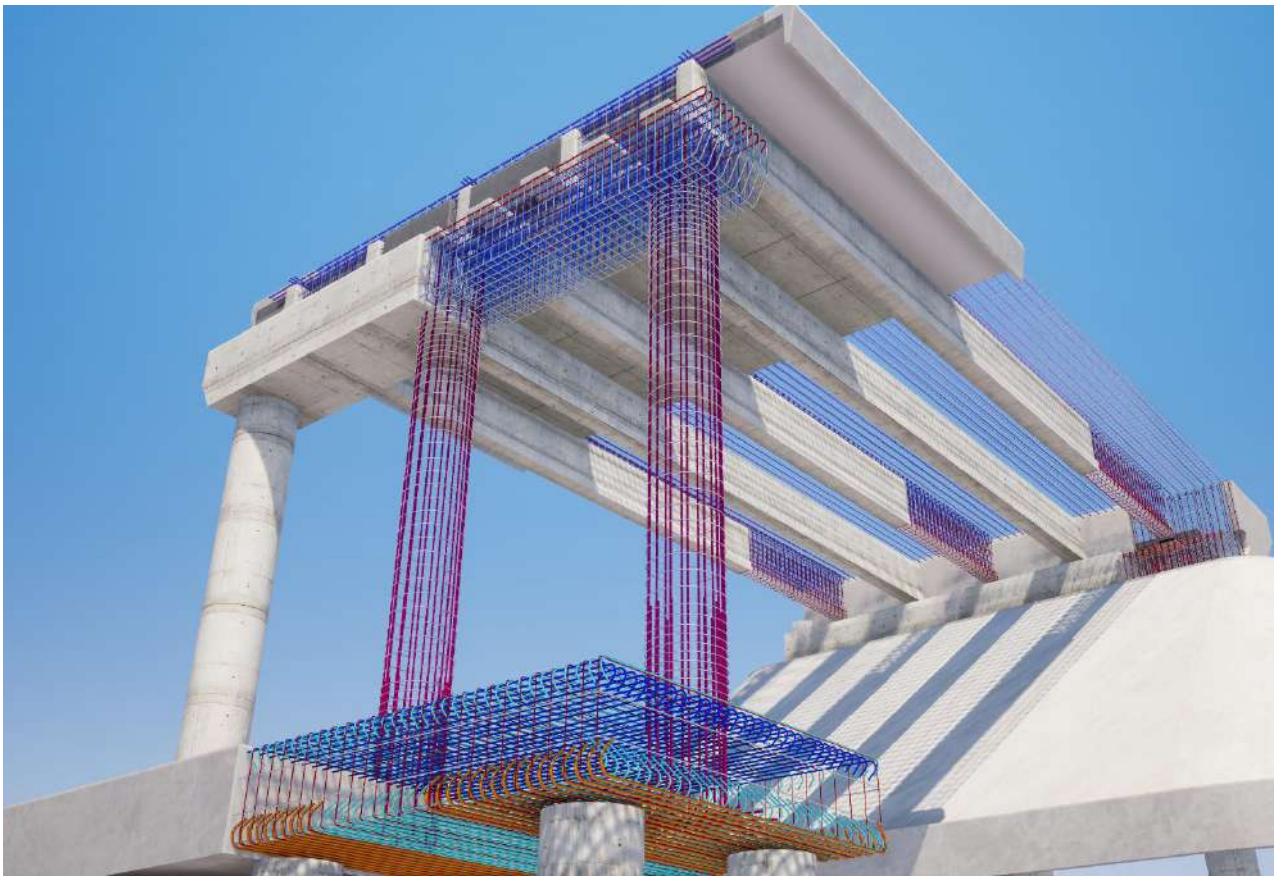


Figure III-31 : modèle BIM Reinforcement de l'ensemble chevêtre – pile - semelles de liaison

Les démarches de calcul détaillées et les données complètes sont fournies en Annexe 11.

III.4.4. Dimensionnement de la Culée Remblayée

La culée constitue un élément essentiel du pont, assurant la transition entre l'ouvrage et les voies d'accès. Elle reprend les poussées du remblai, soutient l'extrémité du tablier et transmet ces efforts vers les fondations. L'ouvrage étudié est de type Pile-culée (culée Remblayée) et se compose d'un mur garde-grève, de deux murs en retour, d'un sommier supportant les appareils d'appui, des piles, d'une dalle de transition, et d'un système de fondation (semelle-pieux).

Cette section présente les résultats du dimensionnement de ses composants principaux, en tenant compte des sollicitations globales et des règles en vigueur, afin de garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage. Les démarches de calcul détaillées et les données complètes sont fournies en Annexe 12.

III.4.4.1. Evaluation des sollicitations

Le Tableau III-20 présente les sollicitations influençant le sommier, déterminées à partir des actions verticales et horizontales exercées sur chaque composant de la culée.

Tableau III-20 : sollicitations affectant les composants de la culée Remblayée et influençant le sommier

Désignation	Sollicitations		Valeur	Unités
Mur garde-grève	Poussée des terres		M_t =0.41	t.m/m
	Poussée d'une charge locale située en arrière du garde-grève.		M_p=2,53	t.m/m
	Force de freinage d'un essieu lourd du camion Bc		M_T = 6,28	t.m/m
Dalle de transition	Réaction totale due à la dalle de transition et aux rangés de roues P_1 et P_2 issus des surcharges Bc ou Bt.		R=20	t/ml
Murs en retour	Forces verticales	Un effort tranchant	T=8,6	t
		Un moment d'axe horizontal	M_v = 18,3	t.m
	Forces horizontales	Un effort tranchant	H = 9,8	t
		Un moment d'axe vertical	M_v = 15,9	t.m

III.4.4.2. Dimensionnement des composants de la culée Remblayée

Les modélisations et le calcul des sections d'acier ont été réalisés à l'aide des logiciels RSA et EXPERT 2010. Les sections d'armatures minimales et définitives retenues respectent les prescriptions du Guide SETRA P.P73 ainsi que les normes en vigueur.

La Figure III-32 présente le modèle de la Culée sur logiciel RSA et le chargement des sollicitations du Tableau III-20.

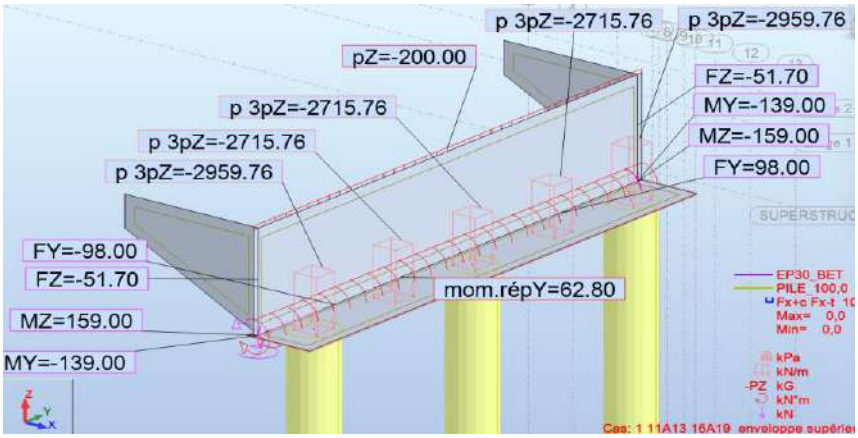


Figure III-32 : modèle de la Culée sur logiciel RSA et chargement

A) Dimensionnement du Sommier

Le sommier est un élément essentiel de l'ouvrage, servant d'interface entre les appuis et le reste de la structure.il reçoit les sollicitations provenant des murs en retour, du mur garde-grève, de

la dalle de transition via le corbeau d'appui et du tablier. La Figure III-32 illustre ces différentes sollicitations et le Tableau III-21 présente les sections d'acier résultantes.

Tableau III-21 : Synthèse des choix d'armatures sur le Sommier

Sommier	Nappe supérieur	Ax (Transversal)	HA20 esp 15cm (20,92cm^2/m) au droit des piles et HA14 esp 15cm (10,25cm^2/m) en zone courant
		Ay (Longitudinal)	HA25 esp 15cm (32,69 cm^2/m)
	Nappe inferieur	Ax (Transversal)	HA 14 esp 15 cm (10,25 cm^2/m)
		Ay (Longitudinal)	HA16 esp 15cm (13,39cm^2/m)
	Armatures de peau		6HA14 (9,24 cm²)
	Armatures transversales		4 Cadres HA12 esp 15 cm (9,05 cm^2)

B) Dimensionnement du Mur garde-grève et du corbeau d'appui de la dalle de transition

Le dimensionnement du Mur garde-grève s'appuie sur les prescriptions du Guide SETRA P.P73, qui propose un ferraillage type pour les murs de hauteur ≤ 3 m. le ferraillage recommandé par le guide est synthétisé dans le Tableau III-22.

Tableau III-22 : Synthèse des armatures retenus du Mur garde-grève et du corbeau d'appui

Mur garde-grève	Ferraillage vertical	Face arrière (en contact avec la terre)	HA12 esp 10 cm (11,31 cm^2/m)
		Face avant	HA12 esp 20 cm (5,65 cm^2/m)
	Ferraillage horizontal	Face arrière (en contact avec la terre)	HA 10 esp 15 cm (7,85 cm^2/m)
		Face avant	HA10 esp 15 cm (7,85cm^2/m)
Corbeau d'appui	Ferraillage	Longitudinal	8HA10 esp 15 cm (5,23 cm^2/m)
		Transversal	HA10 esp 10 cm (7,85 cm^2/m)
	Goujon	Rôle : Barrette d'ancrage pour reprise de bétonnage et ancrage locale	HA 25 (longueur = 40 cm) esp 200 cm

C) Dimensionnement de dalle de transition

La dalle de transition assure la jonction entre le tablier du pont et la chaussée en remblais. Son dimensionnement suit les prescriptions du Guide SETRA et se base sur l'essieu tandem Bt ainsi que sur le théorème de Barré-Saint-Venant pour déterminer les sollicitations maximales. Les choix d'armatures retenus pour la dalle de transition sont présentés par le Tableau III-23.

Tableau III-23 : Synthèse des choix d'armatures retenus pour la dalle de transition

Dalle de transition	Nappe supérieur	Acier longitudinal	$HA10\ esp\ 20\ cm\ soit\ 3{,}93\ cm^2$
		Acier transversal	$HA10\ esp\ 20\ cm\ soit\ 3{,}93\ cm^2$

	Nappe inferieur	Acier longitudinal	HA20 esp 15 cm *soit* 20,92 cm²
		Acier transversal	HA12 esp 15 cm *soit* 7,53 cm²

La Figure III-33 présente le ferraillage de l'ensemble Sommier – Mur garde-grève - corbeau d'appui - dalle de transition et la Figure III-34 illustre leur modèle BIM Reinforcement.

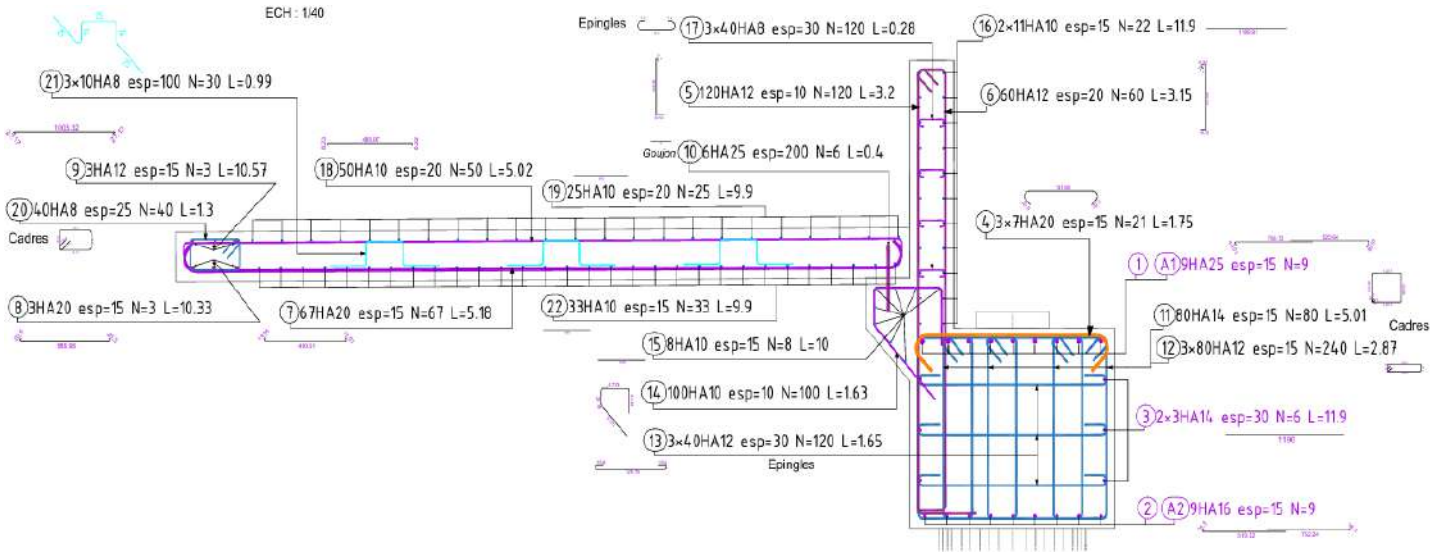


Figure III-33 : ferraillage Sommier - Mur garde-grève - corbeau d'appui - dalle de transition

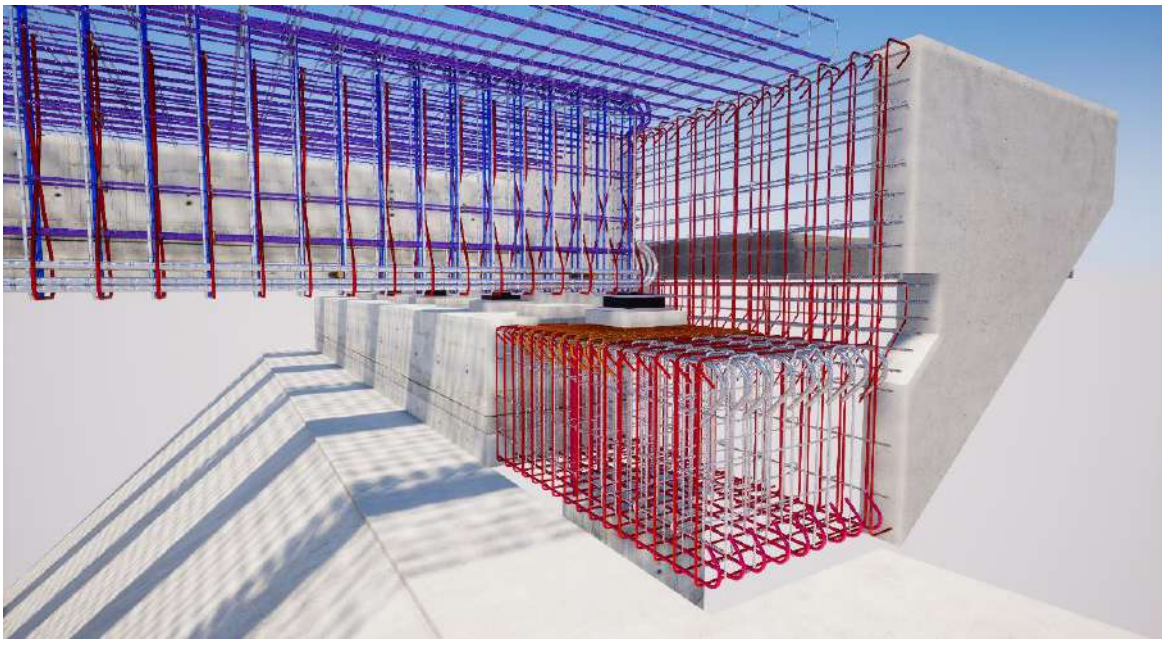


Figure III-34 : modèle BIM Reinforcement de la culée Remblayée

D) Dimensionnement des Murs en retour

Ils sont soumis à différentes actions qui conditionnent leur dimensionnement. Ces sollicitations proviennent essentiellement de la poussée des terres et des charges appliquées en tête de mur, comme les corniches et les dispositifs de sécurité tel qu'illustré dans la Figure III-35. Le Tableau III-24 présente les armatures retenues pour répondre à ces actions.

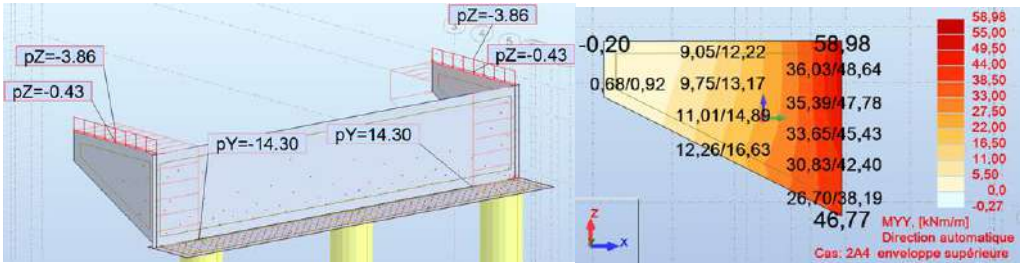


Figure III-35 : Modèle et chargements du murs en retour avec cartographie des moments à ELU dans le sens Y

Tableau III-24 : Synthèse des choix d'armatures retenus pour les murs en retour

Murs en retour	Ferraillage vertical	Face exposée aux poussées de terre :	Cadre HA10 esp 30 cm
	Ferraillage horizontal	Face exposée aux poussées de terre : Reprise du moment d'axe vertical	Zone au-dessus du sommier : HA 10 esp 15 cm Zone supérieure du sommier (70 cm) :5 HA20 Zone inférieure du sommier : HA 20
		Face opposée	Épingle en HA10 esp 30 cm
	Acier de couture	Reprise du moment d'axe horizontal	2 HA 20

La Figure III-36 présente la réparation de ces armatures retenues pour les murs en retour.

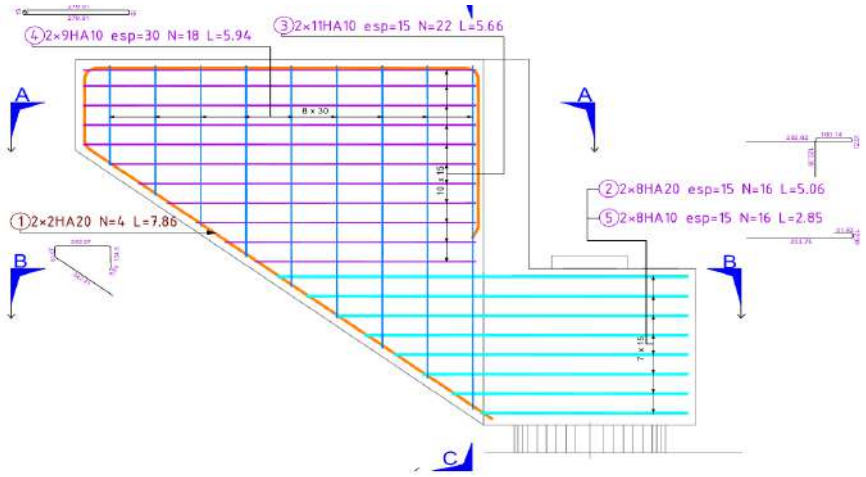


Figure III-36 : ferraillage des murs en retour

Conclusion

Dans ce chapitre, il était question de présenter l'ensemble des résultats issus de la conception et du dimensionnement du pont à poutres préfabriquées en béton Armé de Tortiya. Cette typologie fut privilégiée en raison de sa simplicité constructive et son adéquation avec les conditions locales. L'étude technique menée a permis de définir la configuration structurelle la plus optimale à cet effet et de vérifier la sécurité et la performance de chaque élément. Le tablier, composé de sept travées isostatiques et porté par un système de poutres en béton armé, est renforcé par des entretoises qui assurent la stabilité transversale et la résistance à la torsion. Les éléments structuraux : poutres, entretoises, hourdis, chevêtres, bossages, culées remblayées, piles, semelles de liaison ont été Dimensionnés selon les Etats Limites, en intégrant les contraintes de fissuration, d'enrobage et de durabilité conformément aux normes en vigueur. Cette configuration retenue, ainsi que ces différents calculs menés, constituent désormais une base solide pour aborder l'évaluation environnementale et l'estimation du coût du projet.

Chapitre IV. Notice d'impact environnemental et social et estimation du coût du projet

Introduction

La réalisation d'un ouvrage d'art comme le pont de Tortiya ne peut être envisagée sans considérer ses interactions avec l'environnement naturel et les communautés riveraines. Dans une logique de développement durable, il est essentiel d'anticiper les effets que les travaux peuvent avoir sur le milieux physique, biologique et humain, afin d'en préserver l'équilibre et de garantir une intégration harmonieuse du projet dans son cadre local.

Ce chapitre présente donc l'analyse des impacts potentiels liés aux travaux de construction du pont, qu'ils soient positifs ou négatifs, puis expose les mesures prévues pour prévenir, réduire ou compenser ces effets.

IV.1. Composantes de l'environnement concerné

Le présent projet s'inscrit dans le respect des dispositions de la Loi n°96-766 (code de l'environnement). La protection du milieu physique (rivière Bou) est régie par le Code de l'eau, tandis que l'indemnisation des populations agricoles (anacardes, mangues) pour le milieu humain suit les procédures de purge des droits coutumiers et les barèmes d'indemnisation agricole en vigueur en Côte d'Ivoire.

- Milieu physique : lit mineur et berges de la rivière Bou, Nappes superficielles locales, sols d'emprise, sites d'emprunt potentiels.
- Milieu biologique : zone rurale dominée par des plantations de manguiers et d'anacardiers (arbres des noix de cajou et des pommes de cajou).
- Milieu humain / socio-économique : population rurale vivant surtout de l'agriculture (anacardes, mangues) et de petits commerces, avec une mobilité limitée en saison des pluies. Le pont constitue un enjeu majeur d'accès et de circulation.

IV.2. Analyse des impacts du projet

IV.2.1. Sources potentielles d'impacts

Les sources potentielles d'impact sont les suivantes :

- Travaux préparatoires et terrassement : Débroussaillage, décapage, installation de chantier et stockage des matériaux.
- Exploitation de carrières et transports des matériaux d'emprunt : extraction des agrégats, circulation des engins lourds et nuisances associées.
- Stockage et manipulation des matériaux : Dépôts d'agrégats, ciment, adjuvants, ainsi que mouvements répétés des machines.
- Pollutions accidentelles et nuisances de chantier : risque de déversements d'huiles ou carburants, émissions de poussières, fumées des engins.
- Risques liés à la sécurité et à la santé : Accidents professionnels, circulation perturbée, brassage de populations pouvant favoriser la transmission des maladies.

IV.2.2. Impacts positifs

- Désenclavement de Tortiya : amélioration des conditions de circulation, praticabilité des voies en saison de pluie.
- Amélioration de l'accès aux marchés : augmentation des flux d'échanges commerciaux et facilitation de l'écoulement des produit locaux
- Amélioration de l'accès aux Services de santé.
- Création d'emplois locaux pendant la phase travaux (emploi direct et activités annexes).

IV.2.3. Impacts négatifs

- Pollution des eaux (ruissellement de chantier, débordements d'huiles et lessivage de ciments).
- Perturbation de la végétation riveraine et perte d'espèces agricoles.
- Nuisances sonore/ poussières, risque d'accidents et maladies transmissibles liées au brassage de population.
- Sur le sol : Risque d'érosions et d'affouillement si les protections sont insuffisantes (impact sur la stabilité des piles), modification du relief dû au déboisement et au terrassement.
- Santé : risque de maladies pulmonaires des employés lors des travaux, risque de transmission d'IST/SIDA, risque d'accident de chantier.

IV.3. Mesures d'atténuation, de valorisation et de compensations

IV.3.1. Protections des eaux de surface contre la pollution

L'entreprise devra s'assurer que les matériaux, huiles usagées et carburants utilisés pendant les travaux ne se retrouveront pas dans les cours d'eau. Pour ce faire, il est recommandé d'installer

des aires de stockage fermées pour carburants et huiles, ainsi que des bacs de rétention pour les eaux grasses et polluées. Une sensibilisation du personnel dès le début des travaux ainsi qu'un contrôle strict du respect de ces mesures sont indispensables.

IV.3.2. Lutte contre l'affouillement et protection de la flore et du milieu biologique

Pour protéger les piles et culées, des tapis d'enrochement dimensionnés seront installés (diamètre minimal des blocs d'enrochement ≈ 0,18 m). Des perrés en béton seront également prévus au droit des culées, et un entretien périodique des enrochements après les crues exceptionnelles est nécessaire pour maintenir l'efficacité de ces protections.

Une remise en état du site après travaux, incluant la replantation de végétation et la réhabilitation des sites d'emprunt, contribuera à limiter durablement l'érosion.

L'emprise du chantier devra être strictement limité au nécessaire afin de préserver la biodiversité. Le choix des carrières et zones de stockage devra minimiser l'abattage des arbres.

Afin de compenser les déboisements inévitables, l'entreprise plantera trois arbres pour chaque arbre coupé, en privilégiant les essences locales adaptées au milieu.

IV.3.3. Sécurité des travailleurs et des usagers

Le port des équipements de protection individuelle (EPI) sera obligatoire pour tout le personnel et les visiteurs du chantier. Des panneaux de signalisation et un encadrement du trafic permettront de limiter la vitesse et de sécuriser les zones dangereuses.

IV.3.4. Prévention des tensions sociales et préservation du cadre de vie

La présence du personnel peut entraîner des tensions avec les populations locales. Pour les prévenir, il est recommandé de mettre en place un plan de communication :

- Informer régulièrement les communautés locales sur l'avancement des travaux et négocier avec eux avant l'exploitation des sites d'emprunt afin d'éviter les conflits
- Sensibiliser le personnel aux habitudes et traditions locales.

IV.3.5. Prévention des IST/SIDA et autres maladies

Des campagnes de sensibilisation sur les maladies transmissibles, incluant les IST/SIDA, seront organisées en collaboration avec des ONG. La distribution des préservatifs sera prévue pour le personnel et, si nécessaire, pour les populations locales. Le maître d'œuvre veillera également à prévenir toute pollution de l'eau et de l'air, facteurs aggravants de maladies.

IV.4. Plan de gestion environnemental et social

Un PGES est établi afin de préciser les responsabilités liées à la mise en œuvre, au suivi et au contrôle des mesures retenues. Le Tableau IV-1 en présente la synthèse.

Tableau IV-1 : plan de gestion environnemental et social

Impacts	Mesures principale	Mise en œuvre	Responsables		Période
			Contrôle	Vérification /indicateur	
Pollution de l'eau (huiles, ciment)	Mise en place d'aire de stockage des produits liquide, des bacs de de rétention	Entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle : zéro incident de rejet ; rapports mensuels	Pendant les travaux
	Hygiène complète du site				Fin des travaux
Érosion et affouillement	Tapis d'enrochements et mise en place et des perrés bétonnés.	Entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle : Contrôle visuel après crues ; relevés topographiques	Pendant les travaux
	Aplanissement des sites d'emprunt				Fin des travaux
Perte de végétations	Réduction de l'emprise du site et reboisement	Entreprise	Maitre d'œuvre/ ONG locale	Mission de contrôle : nombre d'arbres replantés et suivis à 12 mois	Fin des travaux
Pollution de l'air et Nuisances (poussières, bruit)	Arrosage pistes, limitation horaire engins	Entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle : plaintes riverains	Pendant les travaux
Santé publique / IST	Campagnes, sensibilisation et distribution des préservatifs	ONG et entreprise	Ministère de la Santé et maitre d'œuvre	Ministère de la Santé : rapport de campagne ; nombre de bénéficiaire	Pendant les travaux
Risque d'accident et sécurité	Mise en place des panneaux de signalisation et port des EPI	Entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle : rapports mensuels	Pendant les travaux
Risque de conflits	Sensibilisation, tolérance, négociation	Entreprise, chefs coutumiers, et maitre d'œuvre	Entreprise, chefs coutumiers, et maitre d'œuvre	Entreprise, chefs coutumiers, préfet et maitre d'œuvre	Pendant les travaux

IV.5. Estimation du cout du projet

Pour cette section, il s'agit d'estimer les quantités des principaux éléments du projet et d'en déduire le coût global des travaux en se limitant aux semelles de transition. Un bordereau des prix unitaires de l'entreprise a été mis à notre disposition et sert de références pour les prix unitaires des matériaux et des opérations. Sur cette base, le montant total du projet a été évalué à un milliard quatre cent soixante-douze millions huit cent quatre-vingt-seize mille neuf cent trente-quatre Francs CFA toutes taxes comprises (1 472 896 934 FCFA TTC). Le détail de l'estimation du projet est présenté en annexe 14.

Le Tableau IV-2 présente la répartition des coûts sur chaque partie des travaux.

Tableau IV-2 : Devis estimatif du projet (limité aux semelles de transition)

N° ordre	Désignation	Prix total
1 -	TRAVAUX PREPARATOIRE	189 035 400,00
2 -	TABLIER	353 610 200,00
3 -	PILES	183 424 900,00
4 -	CULEES	75 474 000,00
5 -	EQUIPEMENTS DU PONT ET DIVERS	142 605 500,00
6 -	DISPOSITIFS D'EXPLOITATION	75 593 400,00
7 -	CIRCULATION	8 000 000,00
8 -	MESURES ENVIRONNEMENTALES ET SOCIALES	107 000 000,00
9 -	CONTRÔLE ET SUIVIE DES TRAVAUX	113 474 340,00
	Total hors taxe	1 248 217 740,00
	TVA (18%)	224 679 193,20
	MONTANT TOTAL TTC	**1 472 896 933,20**

Conclusion

Ce chapitre a synthétisé les impacts environnementaux et sociaux liés à la réalisation du pont de Tortiya, en présentant les mesures retenues pour maitriser les risques et renforcer les bénéfices du projet. Le PGES élaboré précise pour chaque impact les actions correctives ainsi que les responsabilités de mise en œuvre, de suivis et de contrôle. Enfin, l'estimation financière produit via le bordereau des prix unitaires fixe le coût global du projet à 1 472 896 934 FCFA TTC.

Conclusion générale et perspectives

Le présent mémoire avait pour objectif de conduire l'étude d'exécution du pont à poutres préfabriquées en béton armé destiné au franchissement de la rivière Bou à Tortiya. Pour y parvenir, l'ensemble du processus technique a été structuré autour de trois volets majeurs : l'intégration des données d'entrée hydrologiques et hydrauliques, la conception et le dimensionnement de l'ouvrage, puis l'analyse de ses impacts environnementaux et sociaux.

Les paramètres hydrologiques et hydrauliques transmis ont permis d'orienter les choix techniques et d'assurer la sécurité du franchissement face aux crues de la rivière Bou.

Sur le plan de la conception, la solution retenue est un pont à poutres préfabriquées en béton armé, de type isostatique. Cette typologie s'est imposée en raison de sa simplicité constructive, de son adéquation au contexte local et de la possibilité de maximiser l'emploi de la main-d'œuvre locale. L'ouvrage s'étend sur 130,80 m, réparti en sept travées, avec un tablier de 12 m comprenant une chaussée de 8,00 m, deux trottoirs et les dispositifs de sécurité réglementaires.

L'étude technique a abouti au dimensionnement précis de l'ensemble des éléments structuraux, garantissant la stabilité et la pérennité de l'ouvrage. Les calculs, menés conformément aux prescriptions du BAEL et du Fascicule 61-titre II, ont permis de définir les caractéristiques finales. Le tablier repose sur des poutres de 1,10 m de hauteur. Le ferraillage a été optimisé avec des armatures en nappe inférieure de 114,37 cm^2, assurant la reprise des moments fléchissant maximaux. La modélisation numérique sous RSA a permis d'extraire les sollicitations critiques de l'infrastructure, conduisant au dimensionnement des piles composées de 3 colonnes (armature longitudinale : 14 HA 32 par colonne) et des semelles de liaisons composées de 6 pieux par appui.

Enfin, parce qu'un projet d'infrastructure ne peut être dissocié de son environnement, une analyse des impacts environnementaux et sociaux a été conduite. Celle-ci a permis d'identifier les effets positifs attendus, les impacts négatifs potentiels et de proposer des mesures d'atténuation regroupées dans un Plan de Gestion Environnemental et Social.

Le coût global de réalisation du projet est estimé à un milliard quatre cent soixante-douze millions huit cent quatre-vingt-seize mille neuf cent trente-quatre Francs CFA toutes taxes comprises (1 472 896 934 FCFA TTC).

En perspective, des investigations géotechniques sont recommandées afin de confirmer et finaliser le dimensionnement des fondations, de même qu'un suivi environnemental durant la phase de travaux. Les résultats obtenus fournissent ainsi une base fiable pour engager la réalisation du pont de Tortiya dans des conditions de sécurité, de durabilité et de conformité aux exigences réglementaires.

Bibliographie

[1] S. S. d'Etudes T. des R. et Autoroutes, « Eurocode 2 : application aux ponts-routes en béton : guide méthodologique ». in Les outils. SETRA, 2008. [En ligne]. Disponible sur: https://doc.cerema.fr/Default/doc/SYRACUSE/14118/eurocode-2-application-aux-ponts-routes-en-beton-guide-methodologique

[2] « fascicule_61_titre_ii_cpc_1971_charges_et_epreuves_des_ponts-routes ». Consulté le: 10 novembre 2025. [En ligne]. Disponible sur: https://piles.cerema.fr/IMG/pdf/fascicule_61_titre_ii_cpc_1971_charges_et_epreuves_des_ponts-routes_cle289a28.pdf

[3] « Projet et construction des ponts, 2e édition. Généralités, fondations, appuis, ouvrages, ouvrages courants - GCAlgerie.com ». [En ligne]. Disponible sur: https://www.gcalgerie.com/projet-et-construction-des-ponts-2e-edition-generalites-fondations-appuis-ouvrages-ouvrages-courants/

[4] « Appareils d'appui en élastomère fretté - Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires ».

[5] « SOLOSTEEL - Garde-Corps S7 - Fiche produit.pdf ». Consulté le: 10 novembre 2025. [En ligne]. Disponible sur: https://www.solosar.fr/fr/solosteel/Garde-Corps-S7/files/SOLOSTEEL%20-%20Garde-Corps%20S7%20-%20%20Fiche%20produit.pdf

[6] « F AT JO 22-08 - WOSd 50 Cipec – Freyssinet France », p. 18, mai 2022.

[7] « wosdbrosjyre.pdf ». Consulté le: 10 novembre 2025. [En ligne]. Disponible sur: https://www.lafu.no/pdf/wosdbrosjyre.pdf

[8] « fascicule_62_titre_i_section_1_cctg_1992_regles_bael_91_cle2387cc.pdf ». Consulté le: 10 novembre 2025. [En ligne]. Disponible sur: https://piles.cerema.fr/IMG/pdf/fascicule_62_titre_i_section_1_cctg_1992_regles_bael_91_cle2387cc.pdf

[9]« fascicule_61_titre_v_cpc_1973_conception_et_calcul_des_ponts_et_constructions_metalliques_en_acier_cle5194ba.pdf ». Consulté le: 10 novembre 2025. [En ligne]. Disponible sur: https://piles.cerema.fr/IMG/pdf/fascicule_61_titre_v_cpc_1973_conception_et_calcul_des_ponts_et_constructions_metalliques_en_acier_cle5194ba.pdf

[10] S. S. d'Etudes T. des R. et Autoroutes et S. S. d'Etudes T. des R. et Autoroutes, « Piles et palées : appuis des tabliers : P.P.73 ». in Hors collection. Cerema, 1977. Consulté le: 10 novembre 2025. [En ligne]. Disponible sur: https://doc.cerema.fr/Default/doc/SYRACUSE/14402/piles-et-palees-appuis-des-tabliers-p-p-73

[11] « ponts à poutres en béton armé ». [En ligne]. Disponible sur: https://fr.scribd.com/document/355668107/PSI-BA-77

[12] « Ponts Courants_chap 0 ». Consulté le: 10 novembre 2025. [En ligne]. Disponible sur: https://www.infociments.fr/sites/default/files/article/fichier/CT-T41%20%281%29.pdf

[13]«dalles_de_transition_des_ponts_routes_guide_technique_et_realisation_1984_cle08a698.pdf ». Consulté le: 10 novembre 2025. [En ligne]. Disponible sur: https://piles.cerema.fr/IMG/pdf/dalles_de_transition_des_ponts_routes_guide_technique_et_realisation_1984_cle08a698.pdf

[14] « Annexe A1 - Evolution des règles de charges des ponts routes ».

[15] « prad_-_ponts-routes_a_poutres_prefabriquees_precontraintes_par_adherence_-_guide_de_conception_-_1996_cle6a996f.pdf ». Consulté le: 10 novembre 2025. [En ligne]. Disponible sur: https://piles.cerema.fr/IMG/pdf/prad_-_ponts-routes_a_poutres_prefabriquees_precontraintes_par_adherence_-_guide_de_conception_-_1996_cle6a996f.pdf

[16] « Analyse des risques des ponts en situation de crue ».

Annexes

Annexe 1 : Données d'entrée hydrologiques et hydrauliques pour l'étude d'exécution.....I

Annexe 2 : Conception et prédimensionnement du pont à poutres de Tortiya III

Annexe 3 : Détermination des charges permanentes..... XVI

Annexe 4 : Détermination des charges d'exploitation XXI

Annexe 5 : Modélisation de la structure..... XXXI

Annexe 6 : Dimensionnement des poutres XXXVIII

Annexe 7 : Dimensionnement du hourdis XLV

Annexe 8 : Dimensionnement des entretoises..... LIII

Annexe 9 : Dimensionnement du chevêtre LVII

Annexe 10 : Dimensionnement des colonnes LXI

Annexe 11 : Dimensionnement des semelles de liaison LXX

Annexe 12 : Dimensionnement de la culée..... LXXV

Annexe 13 : Dimensionnement des prédalles XCI

Annexe 14 : Devis quantitatif et estimatif du projet XCIII

Annexe 15 : Plans de Coffrage..... XCVI

Annexe 16 : Plans de Ferraillage..... XCVII

Annexe 1 : Données d'entrée hydrologiques et hydrauliques pour l'étude d'exécution

Introduction

Dans le cadre du projet de construction du pont de Tortiya sur la rivière Bou, les études hydrologiques et hydrauliques ont été réalisées en amont par le bureau ETS MSSZ. Les résultats issus de ces études, transmis dans le cadre du projet, constituent les données d'entrée de la présente étude d'exécution. La présente annexe en propose une technique.

I. Étude hydrologique

I.1. Caractéristiques physiques du bassin versant

Les caractéristiques principales du bassin versant obtenues suite à sa délimitation, sont rassemblées dans le tableau.

Tableau : Caractéristiques du Bassin Versant

Identification de l'ouvrage					Caractéristiques du bassin versant				
N°	**LOCALITE**	**Ouvrage**	**BV**	**S (km^2)**	**P (km)**	**Hmax (m)**	**Hmin (m)**	**Chemin hydro (km)**	**Pente**
1	TORTIYA	PONT	BV PONT	4737	363.81	419	334	170.72	0.05%

I.2. Débits caractéristiques et périodes de retour

L'analyse statistique des données pluviométriques et hydrométriques a permis de déterminer les débits maximaux associés à différentes périodes de retour. Les valeurs retenues sont présentées dans le tableau ci-après.

Tableau : Estimation des débits de fréquence rare de la Station Hydrométrique de Tortiya Modèle de Gumbel

Période retour (ans)	Fréquence	Q(m3/s)	Ecart type	Intervalle de confiance
100	0,99	711	70,7	573-850
50	0,98	649	60,7	530-768
20	0,95	565	47,5	472-658
10	0,9	500	37,6	426-574
5	0,8	432	27,9	378-487
3	0,6667	379	21	337-420

Conclusion hydrologique :

L'étude confirme que la rivière Bou connaît des crues significatives avec des temps de montée rapides. La crue de projet retenue pour le dimensionnement hydraulique du pont de Tortiya correspond à une période de retour de 100 ans, garantissant ainsi une sécurité suffisante vis-à-vis des aléas extrêmes. **Q_{100} = 711 m^3/s.**

II. Étude hydraulique

L'étude hydraulique a pour objectif le calcul de la côte des Plus Hautes Eaux de la crue centennale PHE100 (en se basant sur le débit de la crue centennale retenu dans l'étude hydrologique). La simulation des niveaux d'eau a été réalisée à l'aide du logiciel HEC-RAS.

II.1 caractéristiques de l'ouvrage projeté

Pour réaliser l'étude, l'ouvrage projeté adopté pour la simulation est un pont à poutres en béton armé de 130.80 m. Ainsi, le nombre de rangées de piles est de 3 pour des piles de diamètre 1,00 m. Les culées et remblai d'accès, talutés selon une pente de 1V/1H, sont raccordés par des quarts de cône.

II.2 étude hydraulique du pont projeté

Le PHE obtenu après simulation au niveau de la zone de l'ouvrage est de 338,17 m IGN.

- **Tirant d'air**

Le tirant d'air retenu pour ce pont est de 2.00 m de hauteur. Ainsi, la côte sous poutre est 340.17 m.

- **Affouillement**

Pour réduire les risques d'affouillement, la méthode du tapis d'enrochement a été adoptée.

Le tapis d'enrochement est de diamètre supérieur ou égal à 18 cm, de largeur minimale 3,00m (la valeur définitive sera fonction de la largeur de la semelle de liaison) et d'une profondeur de 1,00 m autour de la pile. Pour les culées, des perrés bétonnés sont disposés et au pied de ces perrés sera disposée une bèche en béton armé de profondeur 1,00 m**.**

Conclusion hydraulique

L'étude hydraulique a permis de déterminer la solution optimale de franchissement. Le pont à réaliser au droit de ce cours d'eau à Tortiya est un pont à poutres en béton armé de **130,80 m**. Le PHE au droit de cet ouvrage est de **338,17 m** et **la cote sous-poutres est fixée à 340,17 m.**

Annexe 2 : Conception et prédimensionnement du pont à poutres de Tortiya

Introduction

Le choix de la structure d'un pont est une étape essentielle puisqu'il conditionne la durabilité, le coût et la facilité de réalisation de l'ouvrage. Pour la traversée de la rivière Bou à Tortiya, la solution retenue est celle d'un **pont à poutres préfabriquées en béton armé**, associé à un hourdis collaborant. Cette typologie a été privilégiée en raison de sa simplicité constructive et de son adéquation avec les conditions locales du projet.

En pratique, le tablier d'un tel ouvrage est constitué de poutres longitudinales préfabriquées, de hauteur constante, solidarisées par des entretoises et un hourdis supérieur. L'épaisseur de ce dernier est fonction de l'entraxe des poutres, ce qui permet une bonne rigidité transversale et une répartition homogène des charges permanentes et d'exploitation [11], [12].

Le choix du pont à poutres se justifie par plusieurs atouts :

- **Facilité d'exécution**, notamment grâce à la préfabrication qui réduit la durée du chantier et garantit une meilleure maîtrise de la qualité ;
- **Réutilisation des coffrages**, limitant ainsi les coûts de construction ;
- **Moindre sensibilité aux tassements différentiels**, avantage appréciable dans le contexte géotechnique du site ;
- **Méthodes de calcul plus accessibles** pour les travées isostatiques, ce qui facilite les études d'exécution ;
- **Emploi accru de la main-d'œuvre locale**, aspect qui confère au projet une dimension socio-économique importante.

Sur le plan fonctionnel, le profil en travers du tablier a été défini en tenant compte de la piste existante. En effet, la route Niakara–Tortiya n'est pas encore aménagée. Ainsi, la largeur minimale de **12,00 m** retenue pour l'ouvrage comprend une chaussée circulable de **8,00 m** adaptée aux convois exceptionnels de 3e catégorie, deux trottoirs de **1,50 m**, deux **garde-corps S7** et deux **bordures GBA**. Cette dernière constitue une référence technique pour le projet de bitumage de la route, qui sera réalisée ultérieurement. Nous optons pour un tablier de type **isostatique** pour cette étude. Ces éléments confirment que le pont à poutres préfabriquées en béton armé, de type isostatique, constitue une solution techniquement robuste, économiquement compétitive et adaptée au contexte local. Cette annexe expose ainsi les bases de conception et

les étapes de prédimensionnement de ce type d'ouvrage, appliquées au cas spécifique du pont de Tortiya.

I)Détermination des travées

La détermination des travées est une phase clé dans la conception d'un pont à poutres isostatiques en béton armé préfabriqué (PSIBA). Elle vise à choisir une répartition cohérente des portées en respectant un balancement optimal entre la travée centrale et les travées de rive, tout en maîtrisant l'élancement des poutres.

Conformément aux recommandations du [2] et aux guides du SETRA, l'usage d'abaques constitue un moyen pratique pour vérifier que la configuration choisie s'inscrit dans les plages recommandées. Le tableau 1 permet ainsi de situer le cas du pont de Tortiya et de justifier le choix adopté en matière de répartition des travées.

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

Figure : Tableau de la Gamme de tablier des ponts courants

Nous sommes dans le cas de travée isostatique, soit balancement = 1

Considérons la répartition des 7 travées suivantes : **2** Travées de rive de longueur **18,40 m** et **5** travées intermédiaires de de longueur **18,80 m.**

Soit une longueur du pont à **130,80 m.**

Balancement $= \frac{longueur\ travée\ de\ rive}{longueur\ travée\ adjacent} = \frac{18{,}40}{18{,}80} = 0{,}98 \approx 1$

II) Prédimensionnement des éléments de la superstructure

II -1) Epaisseur minimal du tablier

Travée Isostatique : Epaisseur du Tablier = élancement × $longueur\ travée\ principal$

$E_{Tablier} = \frac{1}{15} \times 18{,}80 = 1{,}25\ m \rightarrow$ **$E_{Tablier}$ = 1,25 m**

II -2) Les Poutres

- **Forme des poutres** : Poutres préfabriquées en béton armé à semelle inférieure élargie (type PSIBA, portée 18,80 m) solution adaptée aux portées comprises entre 15 et 25m.[11]
- **Hauteur des poutres** : La longueur de la travée la plus importante étant de 18,80 m, elle doit être comprise entre :

$$\frac{L}{17} \leq H_p \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{18{,}80}{17} \leq H_p \leq \frac{18{,}80}{15} \rightarrow 1{,}10 \leq H_p \leq 1{,}25$$

  Prenons la hauteur *Hp* = 1,10 m

- **Epaisseur des poutres**

  D'après les recommandations de CALGARO, l'épaisseur des poutres doit respecter la relation suivante, qui fixe les bornes usuelles de dimensionnement :

$$\frac{H_p}{5} \leq b_p \leq \frac{H_p}{2} \rightarrow \frac{1{,}10}{5} \leq b_p \leq \frac{1{,}10}{2} \rightarrow 0{,}22 \leq b_p \leq 0{,}55$$

  Nous retiendrons comme épaisseur :b_p = 0,40 m (talon) ;

  bp = 0,30 m (l'âme) ;

  La hauteur de talon h′ doit être suffisante pour loger les différentes nappes d'aciers Longitudinaux. Nous optons pour hauteur h' = 20 cm.

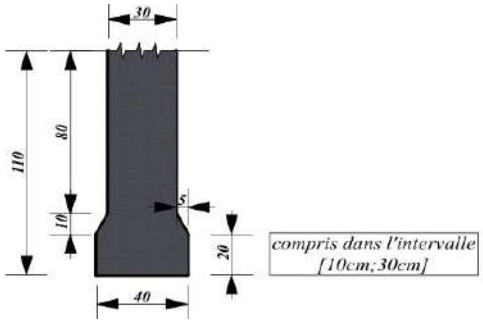


Figure : illustration de la poutre

- **Nombre de poutre**

Jean Armand CALGARO a défini le nombre de poutre en fonction de la largeur du pont.

Tableau : détermination du nombre de poutre [11]

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

La largeur utile de l'ouvrage étant de 12,00 m, le nombre de poutres correspondant est de 5 poutres.

- **Entraxe des poutres**

Le nombre de poutres étant de 5 l'entraxe sera $\frac{largeur\ utile-b}{N-1} = \frac{12-0,4}{4} = 2,90\ m$

Pour limiter les efforts dans les poutres et rendre l'ouvrage plus esthétique, les trottoirs sont disposés en porte-à-faux et l'entraxe entre les poutres est réduit. La valeur finale de l'entraxe est fixée à 2,25 m.

II -3) Les Entretoise

Les entretoises sur piles et sur culées sont des poutres disposées de façon transversale qui assurent la répartition des charges et limitent le flambement des poutres. Elles seront uniformisées pour des raisons de facilité d'exécution sur le site.

Leur longueur est déterminée comme suit : L_e= 2,25 − 0,4 = 1,85 m.

Les dimensions de la base *(b_e)* et la hauteur *(H_e)* des entretoises sont données par les équations suivantes :

$$\begin{cases} b_e = \frac{H_p}{4} \\ 0,8H_p \leq H_e \leq 0,9H_p \end{cases} \rightarrow \begin{cases} b_e = \frac{1,1}{4} = 0,275 \\ 0,8 \times 1,10 \leq H_e \leq 1,10 \times 0,9 \end{cases} \rightarrow 0,88 \leq H_e \leq 0,99$$

Les dimensions des entretoises : b_e= 30 cm pour la base et H_e= 90 cm pour la hauteur.

II -4) Le hourdis

CALGARO définit l'épaisseur du hourdis en fonction de l'entraxe entre les poutres. Les valeurs sont consignées dans le Tableau ci-dessous :

Tableau : détermination de l'épaisseur du hourdis.[11]

Entraxe en m	**2**	**2,5**	**3**	**3,5**
Epaisseur du hourdis (e_h) en cm	16	18	20	22

L'épaisseur minimal du hourdis est de 18 cm.

En prenant en compte le coffrage perdus des prédalles compris [5 à 8 cm], nous considérons 7cm et donc e_h = 18 + 7 = 25 cm ;

Les résultats issus du prédimensionnement de la superstructure sont synthétisés dans le tableau ci-dessous.

Tableau : récapitulatif du prédimensionnement de la superstructure

Éléments	Caractéristiques (m)		
Poutres	Nombre	N_p	5
	Hauteur	H_p	1,10
	Epaisseur du talon	b_{ta}	0,40
	Hauteur du talon	h_t	0,20
	Epaisseur de l'âme	b_p	0,30
	Hauteur du gousset	h_g	0,10
	Entraxe	B_0	2,25
Entretoises	Base	b_e	0,30
	Hauteur	H_e	0,90
Hourdis	Epaisseur	e_h	0,18
Prédalles	Epaisseur	e_p	0,07

III) Prédimensionnement des éléments de l'infrastructure

III -1) Appareils d'appuis et bossages

a. Appareils d'appuis

Les appareils d'appuis sont des éléments de structure qui assurent la liaison élastique (interface flexible) entre le tablier et les appuis dans toutes les directions. Leur rôle est de transmettre les efforts entre un élément et son support tout en autorisant certains degrés de liberté.[4] Pour le pont de Tortiya, des appareils d'appuis en élastomère fretté (Frettes en acier inox) ont été retenus. L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une déformation importante sous l'effet d'une faible variation de contrainte.

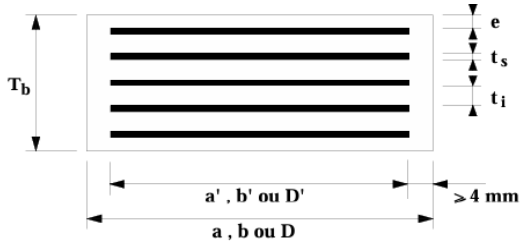


Figure : définition géométrique d'un appareil d'appui de type B de la norme[4]

Dans cette figure : *a, b, a', b'* sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire ; D et *D'*sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire. *a* et *a'* désignent toujours les plus petites dimensions en plan, de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

Prenons *b* =300 mm ; *e* = 3mm et *n*=3 Frettes en acier inox.

- Épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : $T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2\,e$

$T_b = 3(16 + 3) + 3 + 2 \times 20 \rightarrow \boldsymbol{T_b = 100\ mm}$

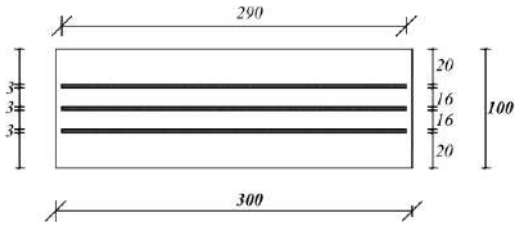


Figure : géométrique d'un des appareils d'appuis de type B.

- Épaisseur nominale totale d'élastomère : $T_e = n\ t_i + 2\ e$

$T_e = 3 \times\ 16 + 2\ \times 20 \rightarrow \boldsymbol{T_e = 88\ mm}$

- Épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur. $T_q = n\ t_i + 2\ e$ *;* Pour $e > 2{,}5$ mm $\rightarrow \boldsymbol{T_q = 88\ mm}$

  On disposera des appareils d'appuis de type 250 x 300.

b. Bossages

Les bossages sont des éléments particuliers en béton, réalisés en saillie sur la partie supérieure des voiles ou des chevêtres, plus précisément à l'emplacement des appareils d'appuis. Leur rôle principal est de :

- ❖ Faciliter la mise en place des appareils d'appuis en assurant à la fois précision et répartition correcte des contraintes ;
- ❖ Permettre si possible le remplacement ultérieur des appareils d'appuis endommagés (le vérinage du tablier);

- Contribuer à la protection des appareils d'appuis contre les infiltrations d'eau.

  Selon *le dossier pilote PP73 du SETRA* [10], les dimensions minimales d'un bossage doivent respecter les prescriptions illustrées à la Figure 2 :

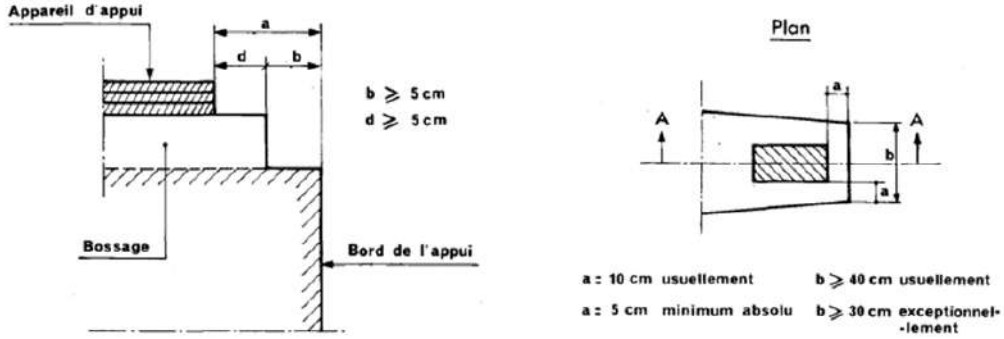


Figure : dimensions minimales d'un bossage[10]

Nous retenons alors un bossage de section carrée de 50 cm de côté et 10 cm de hauteur sur appuis de rives.

Par ailleurs, certains bossages, réalisés à proximité de ceux recevant les appareils d'appuis sont installés pour faciliter le coffrage et le bétonnage, assurer la symétrie de l'ouvrage, protéger les zones sensibles contre les concentrations de contraintes et anticiper le vérinage.

III-2) Prédimensionnement des piles

Les piles sont chargées de transmettre les charges du tablier vers les fondations ; elles se présentent le plus souvent sous forme de colonnes ou de voiles. Leur comparaison permet de retenir la solution optimale pour le projet de Tortiya.

Tableau : analyse des types de piles

Type	Avantages	Inconvénients
Colonnes	✓ Adaptées aux franchissements de cours d'eau ; ✓ Exécution relativement simple ✓ Nécessitent moins de béton et de coffrage que les piles en voile.	✓ Moins performantes face aux chocs (pièces flottantes, embarcations).
Voiles	✓ Stabilité et rigidité structurelle renforcées ; ✓ Excellente tenue aux sollicitations dynamiques et aux chocs.	✓ Consommation importante de béton et de coffrage ; ✓ Formes architecturales parfois contraignantes.

Nous optons pour le type de piles : colonnes circulaires, en raison du type de franchissement (la rivière Bou), le coût réduit et la facilité de mise en œuvre.

Le nombre de colonnes est déterminé en fonction de l'entraxe des poutres selon les recommandations du guide P.P73 du SETRA.

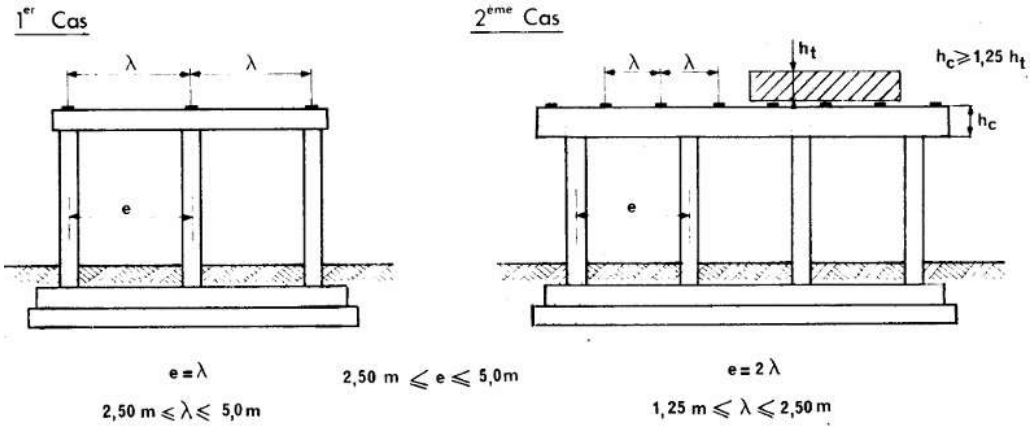


Figure : détermination de l'entraxe des piles-colonnes en fonction de l'entraxe des poutres[10]

Nous sommons en présence du 2[em] cas : $e = 2 \times \lambda \rightarrow\ e = 2 \times 2{,}25$

$$e = 4{,}5\ m$$

Nous disposerons donc **3 colonnes avec un entraxe de 4,50 m.**

a. Section des colonnes

Le dossier pilote *du SETRA*[10].fournit le diamètre des colonnes par la formule suivante

$D = \sup\left(0{,}50;\ \frac{4H+L}{100} + 0{,}10\right)$ [10] , [3] (Avec D en mètre)

Avec *H* la hauteur de la colonne et *L* la longueur de la travée.

Le *PHE* au droit de cet ouvrage est de **338.17 m** et **la côte sous-poutres est fixée à 340.17 m.**

Le point le plus bas du franchissement se situe à la côte 329,66 m.

H= 340,17 - 329,66. Soit ***H* = 10,51m** et *L*= 18,80 m

$$D = \sup\left(0{,}50;\ \frac{4 \times 10{,}51 + 18{,}80}{100} + 0{,}10\right) = \sup(0{,}50;\ 0{,}71)$$

Choix de ***D* = 1 m.**

B. Chevêtre

Pour le pont de Tortiya, la longueur du chevêtre a été fixée à 11 m, de manière à s'approcher de la largeur totale du tablier et d'assurer une répartition uniforme des charges vers les appuis. Cette valeur est en accord avec les prescriptions du [10] qui préconisent une longueur de chevêtre comparable à la largeur du pont pour des ouvrages comportant une dalle de transition, joint de chaussée et des murs en retour.

Sa hauteur doit répondre à des critères spécifiques de dimensionnement :

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq H \leq \frac{L}{5} \\ \frac{H}{b} \leq 10 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{18{,}80}{30} \leq H \leq \frac{18{,}80}{5} \\ \frac{H}{b} \leq 10 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0{,}63 \leq H \leq 3{,}76 \\ \frac{H}{b} \leq 10 \end{cases}$$ Choix de H= 1,20 m

$$\frac{H}{10} \leq b \rightarrow \frac{1{,}20}{10} \leq b \rightarrow \quad b \geq 0{,}12\ m$$

Choix de b = 1,5 m car les colonnes sont de diamètre D =1 m

On prendra la hauteur du chevêtre H = 1,20 m et la base b = 1,50 m

III -3) Prédimensionnement des Culées

Les culées constituent les ouvrages d'appui situés aux extrémités du pont. Leur rôle principal est de reprendre les charges transmises par le tablier et les surcharges provenant des remblais d'accès. Elles sont généralement composées de plusieurs éléments à savoir : **le sommier d'appuis, le mur de front, les murs de retour, le mur garde-grève, ainsi que la dalle de transition.**

Le choix est porté sur des piles-culée (culée remblayée) en raison de la présence de remblai d'accès exécuté après l'ouvrage.

Le dimensionnement préliminaire sera réalisé en s'appuyant sur les recommandations du Guide SETRA P.P. 73 [10].

a. Sommier d'appuis

Le sommier d'appuis constitue la base sur laquelle repose l'extrémité du tablier du pont. Il est intégré au mur de front et joue un rôle essentiel dans la transmission des charges vers la culée.[3]

Sa surface doit être conçue de manière à :

- Accueillir les appareils d'appuis nécessaires au fonctionnement du pont et assurer un drainage efficace de l'eau ;
- Permettre le remplacement ou le réglage de ces appareils à l'aide de vérins si nécessaire ;

Les dimensions du sommier sont fonction du type de culée et de l'espace disponible pour son installation. Nous considérons ici la hauteur du chevêtre H = 1,20 m et l'épaisseur 1,40 m. Pour le pont de Tortiya, une pente de 2 % est prévue afin de faciliter l'évacuation des eaux et garantir la stabilité du tablier conformément aux recommandations du document CALGARO.

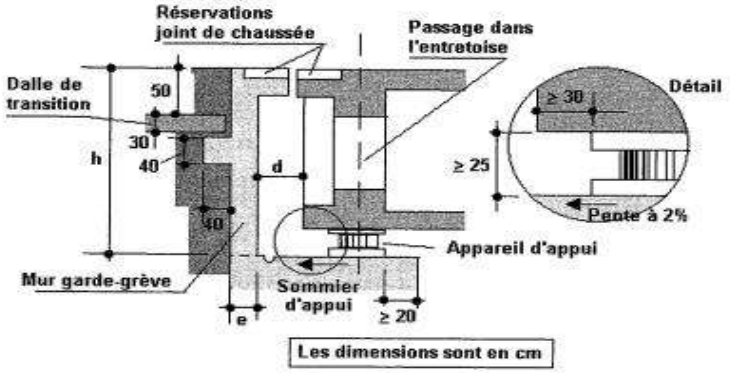


Figure : les différents éléments d'une tête de culée[3]

b. Le mur garde grève

Le mur garde-grève a pour rôle principal de séparer le remblai de l'ouvrage. Il s'agit d'un voile en béton armé érigé après la mise en place du tablier, réalisé pour supporter différents types de sollicitations tels que,

- ❖ La poussée exercée par les terres du remblai ;
- ❖ Les efforts de freinage induits par la charge d'exploitation du pont ;
- ❖ Les efforts transmis par la dalle de transition [3].

Le dimensionnement de ce mur s'effectue en tenant compte de ces sollicitations afin de garantir la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

✓ **Hauteur du mur :** Elle est directement liée à la hauteur du tablier et définie comme suit :

H_{gg} = hauteur du tablier + hauteur de l'appareil d'appuis + hauteur du bossage

H_{gg} = 1,40 +0,1+0 1→ $\boldsymbol{H_{gg}}$ **= 1,60 m**

✓ **Épaisseur du mur :** elle dépend des efforts qu'il doit supporter. À titre de prédimensionnement, elle peut être prise égale à :

$$e = \sup(0{,}30\ ;\ \frac{H_{gg}}{8})[3] = \sup(0{,}30\ ;\ 0{,}20)\ = 0{,}30\ m$$

c. Mur en retour

Les murs en retour, disposés parallèlement à l'axe de l'ouvrage et implantés latéralement, assurent principalement le soutènement du remblai d'accès. Ils sont généralement encastrés dans le mur de front et le mur garde-grève. D'après les recommandations usuelles, leur longueur

ne doit pas excéder 7 à 8 m, tandis que leur épaisseur minimale est de 25 à 30 cm en tête pour permettre un bétonnage correct.

Sa hauteur est : $H_{mur\ de\ retour} = Hgg + H_{chevêtre} = 1{,}60+1{,}2$; $\rightarrow H_{mur\ de\ retour} = 2{,}8$ m

Dans le cadre du pont de Tortiya, nous optons pour des murs en retour de 3,00 m de longueur.

L'épaisseur e $= \frac{l+2}{20}$ [10] $\rightarrow$ e $= \frac{5+2}{20} = 0{,}25\ m$

$$e = 25\ cm$$

d. Corbeau d'appuis

Élément en saillie du mur garde-grève, situé à 1,00 m sous l'arase supérieure, il sert de support à la dalle de transition. Pour le projet étudié, une épaisseur de **30 cm** est retenue conformément aux dispositions du SETRA P.P73.

e. Les murets-caches

Réalisés en béton banché ou en parpaings, ils assurent la protection des appareils d'appuis contre l'action des eaux et des terres. Implantés sur les côtés des culées, leur épaisseur courante est fixée à **20 cm**.

f. Dalle de transition

La dalle de transition a pour fonction de limiter les tassements différentiels entre le remblai d'accès et le tablier. Elle est appuyée d'une part sur le corbeau du mur de front et d'autre part sur le remblai. Le document Dalles de transition des ponts routes *(SETRA, 1984)* décrit : une longueur à ne pas dépasser d'environ 5 à 6 m pour la plupart des cas, avec une valeur minimale de 3 m pour les voies principales, selon le trafic et le remblai.[13]

La longueur de la dalle de transition est de 5,00 m et son épaisseur est de 30 cm.

g. perrés bétonnés

Il s'agit d'un Ouvrage de protection en béton destiné à stabiliser les remblais et à éviter l'érosion des talus, notamment au droit des culées et des têtes de pont. Leur dimensionnement dépend de la hauteur du talus et des contraintes hydrauliques.[10]

Nous les disposons au niveau des culées avec une pente de (1H/1V) et au pied de ces perrés, est disposée une bèche en béton armé de profondeur 1,00 m.

III -4) Fondations

La conception des fondations repose essentiellement sur l'analyse des conditions du sol et des sollicitations transmises par l'ouvrage. Le choix du type de fondation doit notamment prendre en compte trois paramètres déterminants :

- La contrainte admissible du terrain ;
- Les risques potentiels d'affouillement ;
- Les phénomènes de tassement pouvant affecter la stabilité de la structure.

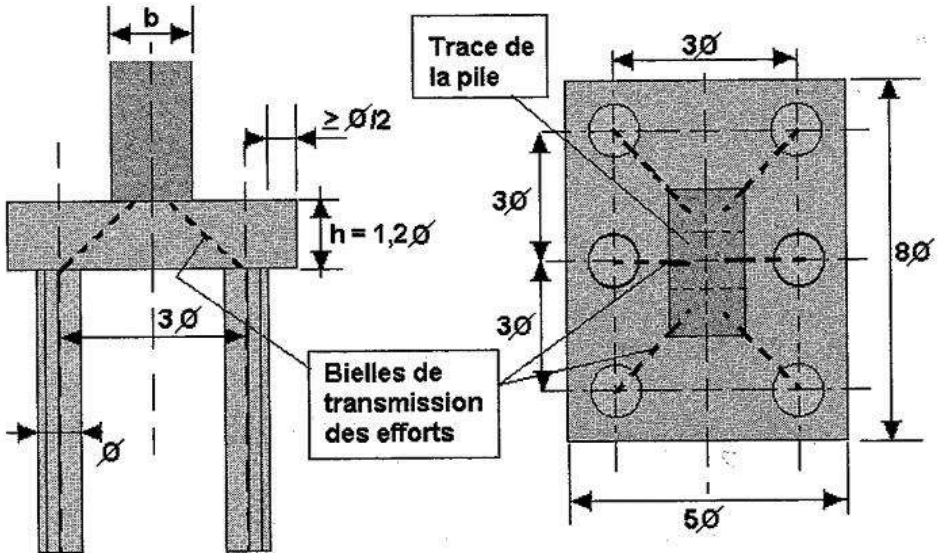


Figure : éléments de conception d'une fondation sur deux files de pieux[3]

Selon les recommandations du document [3] pour des petits ouvrages, il est possible de fonder certains appuis sur une file unique de pieux verticaux. Pour qu'une telle fondation ne soit pas souple, il faut que les pieux soient d'un diamètre suffisant et que les sols traversés soient susceptibles d'offrir une réaction horizontale assez raide. De telles conceptions sont déconseillées dans le cas des culées, car des efforts horizontaux peuvent conduire à des déplacements incompatibles au fonctionnement des appareils d'appuis.[3]

Pour le pont de Tortiya, nous optons pour **2 files de pieux dont 3 pieux par** file afin d'assurer une stabilité suffisante face aux charges verticales et horizontales.

- **Diamètre des pieux** : Selon les recommandations de CALGARO, le diamètre peut varier entre 0,80 m et 2,50 m. Dans le cadre de ce projet, un diamètre de **1,00 m** est retenu.
- **Entraxe entre pieux** : L'espacement entre deux pieux adjacents doit être : $b \geq 3\emptyset$, soit $b \geq$ 3,00 m ; valeur retenue b =4,50m

- **Hauteur de la semelle de liaison** : Cette hauteur est fixée à **1,2 fois le diamètre du pieu**, ce qui conduit ici à h_s **= 1,20 m**.
- **Longueur de la semelle de liaison** : Elle est assimilée à la longueur de chevêtre, soit **11,00m**.
- **Largeur de la semelle de liaison** : Elle est déterminée en fonction du nombre de files de pieux, de leur entraxe et de leur diamètre. La relation est :

$B = 5\emptyset$. Nous prendrons $\boldsymbol{B}$ **= 5,00 m**

Le tableau ci-dessous présente la synthèse du prédimensionnement des différents éléments de l'infrastructure.

Tableau : récapitulatif du prédimensionnement de l'infrastructure

Éléments		**Caractéristiques (m)**			
		Hauteur	**Épaisseur**	**Diamètre**	**Longueur**
	Appareils d'appuis	0,10	-	-	
	Bossage	0,10 et 0,16	-	-	0,50
Piles	Colonne	10,51	-	1,00	-
	Chevêtre	1,20	1,50	-	11,00
Culée	Sommier	1,20	1,40	-	-
	Mur garde grève	1,60	0,30	-	-
	Mur en retour	2,80	0,25	-	2,00
	Corbeau d'appuis	-	0,30	-	-
	Muret-caches	-	0,25	-	-
	Dalle de transition	-	0,30	-	5,00
Fondation	Pieux	-	-	1,00	-
	Semelle sous culée	1,20	-	5,00 (largeur)	11,00
	Semelle sous colonnes	1,20	-	5,00 (largeur)	11,00

Annexe 3 : Détermination des charges permanentes

La détermination des charges permanentes est une phase fondamentale dans l'étude d'exécution d'un ouvrage d'art. En ce qui concerne le pont de Tortiya, d'une longueur totale de 130 m et conçu en poutres préfabriquées de béton armé associées à un hourdis collaborant, cette étape permet d'évaluer avec précision l'ensemble des actions constantes qui s'exercent en permanence sur la structure. Ces charges, directement liées au poids propre des matériaux et aux équipements constitutifs du tablier, conditionnent à la fois le dimensionnement et la stabilité de l'ouvrage.

Conformément aux prescriptions [3] et [2]les charges permanentes prises en compte concernent principalement :

- Le poids propre des poutres, du hourdis et des entretoises ;
- La couche de roulement en béton bitumineux ;
- La chape d'étanchéité et les revêtements ;
- Les éléments des trottoirs tels que corniches, contre-corniches et garde-corps.

Cette étape constitue la base des vérifications ultérieures aux états limites de service (ELS) et aux états limites ultimes (ELU), garantissant la fiabilité et la durabilité de l'ouvrage [2].

Dans le cas du pont de Tortiya, les charges permanentes se décomposent essentiellement en deux éléments :

- ❖ Le poids propre des composants structuraux (G) ;
- ❖ La poussée horizontale exercée par les terres sur les culées remblayées (P).

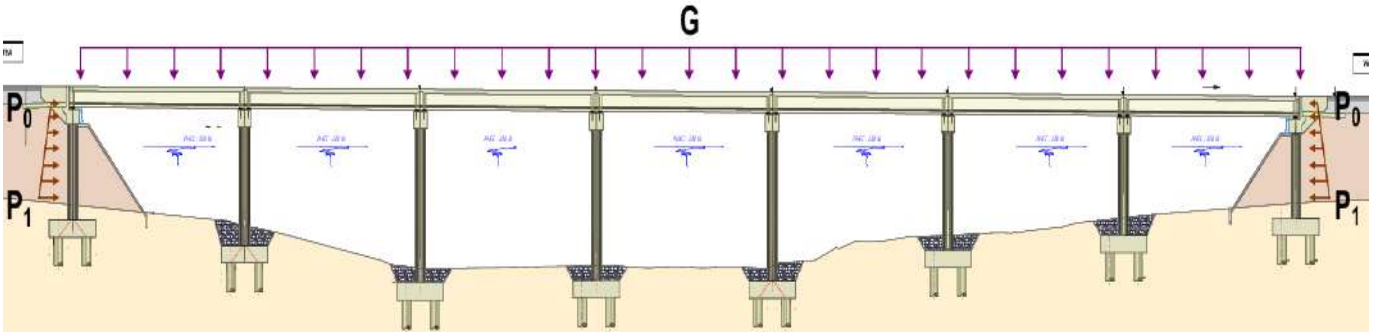


Figure : Schéma mécanique des charges permanentes sur l'ouvrage d'art

A) Le poids propre de chaque élément est indiqué ci-après :

Tableau : Poids propre par unité de mesure

Eléments	Poids volumique (kN/m^3)	Poids linéaire (kN/ml)	Coefficient majorateur K_{max} [9]	Coefficient minorateur K_{min} [9]
Béton armé (poutres, entretoise, appuis et tablier)	**25**	**-**	1,0	1,0
Chape d'étanchéité de 0,3 cm en asphalte	**21**	**-**	1,4	0,80
Couche de roulement en béton bitumineux de 0,7 cm	**23,5**	**-**	1,4	0,80
Bordures GBA	-	**6,00**	1,0	1,0
Corniche préfabriquée	**25**	**-**	1,03	0,97
Garde corps de type S7	-	**0,43**	-	-
Béton pour trottoirs	**25**	**-**	1,0	1,0

B) Évaluation des charges permanentes agissant sur le pont.

- **Poids propre des poutres préfabriquées ($PP_{Poutres}$)**

Volume des poutres : $V_{Poutre} = S \times L$

Avec S : la Surface en m² et L la longueur des poutres sur une travée qui est de :

L= 18,80 m

S= 0,35 m² pour une poutre. Notre pont contient 5 poutres

$V_{Poutre} = 0{,}35 \times 18{,}80 = 6{,}58\, m^3$

$PP_{Poutre} = V_{Poutre} \times \gamma_b$; Avec γ_b le poids volumique du béton égale à 25 kN/m^3

$PP_{Poutre} = 6{,}58 \times 25$

PP_{Poutre} = 164,5 kN

$PP_{(5\ Poutres)}$ = 164,5 ×5 = 822,5 kN

$\boldsymbol{PP_{(5\ Poutres)}}$**=822,5** $\boldsymbol{kN}$

- **Poids propre des entretoises ($PP_{entretoise}$)**

Volume de l'entretoise : $V_{entretoise} = S \times L$

Avec S : la Surface en m² situé sous l'hourdis et L la longueur de l'entretoise qui est de 7,8 m.

S= 0,9×0,3 = 0,27 m² et nous avons 2 entretoises par travée car tablier isostatique.

$V_{entretoise} = 0{,}27 \times 7{,}8 = 2{,}11\ m^3$

$PP_{entretoise} = V_{entretoise} \times \gamma_b$ Avec γ_b le poids volumique du béton égale à 25 kN/m^3

$PP_{entretoise} = 2{,}11 \times 25$

$PP_{entretoise}$ = 52,75 kN

$PP_{(2\ entretoises)}$ = 52,75×2=105,50 kN

$\boldsymbol{PP_{(2\ entretoises)}}$ **= 105,50** $\boldsymbol{kN}$

- **Poids propre de l'hourdis ($PP_{hourdis}$)**

Volume de l'hourdis : $V_{hourdis} = S \times L$

Avec S : la Surface en m² de l'hourdis et L la longueur de l'hourdis sur une travée.

S= 2,26m²

$V_{hourdis} = 2{,}26 \times 18{,}8 = 42{,}50\ m^3$

$PP_{hourdis} = V_{hourdis} \times \gamma_b$; Avec γ_b le poids volumique du béton égale à 25 kN/m^3

$PP_{\ hourdis} = 42{,}50 \times 25$

$\boldsymbol{PP_{\ hourdis}}$ **= 1062,5** $\boldsymbol{kN}$

- **Poids propre des prédalles ($PP_{prédalle}$)**

Volume de la prédalle : $V_{prédalle} = S \times L$

Avec S : la Surface en m² et L la longueur de la prédalle.

S= 0,07×2,032× 4 = 0,57m²

$V_{prédalles} = 0{,}57 \times 18{,}80 = 10{,}72\ m^3$

$PP_{prédalles} = V_{prédalle} \times \gamma_b$ Avec γ_b le poids volumique du béton égale à 25 kN/m^3

$PP_{prédalles} = 10{,}72 \times 25$

$\boldsymbol{PP_{prédalles} = 268\ kN}$

- **Poids propre du trottoir ($PP_{trottoir}$)**

Avec une surface S de 0,25 m² et une longueur sur travée de 18,80 m ;

$V_{trottoir} = 0{,}25 \times 18{,}80 = 4{,}70\ m^3$

$PP_{trottoir} = V_{trottoir} \times \gamma_b$. Avec γ_b le poids volumique du béton égale à 25 kN/m^3

$PP_{trottoir}$= 4,70×25

$\boldsymbol{PP_{trottoir} = 117{,}5\ KN/pour\ chaque\ côté}$

$\boldsymbol{PP_{trottoir}}$= 117,5 ×2

$\boldsymbol{PP_{trottoir} = 235\ KN}$

- **Poids propre de béton bitumineux ($PP_{béton\ bitumineux}$)**

Volume de l'enrobé : $V_{béton\ bitumineux} = S \times L$

Avec S : la Surface en m² et L la longueur sur laquelle est étalé le béton bitumineux.

S= 0,07×8 = 0,56 m²

$V_{béton\ bitumineux} = 0{,}56 \times 18{,}80 = 10{,}53\ m^3$

$PP_{béton\ bitumineux} = V_{béton\ bitumineux} \times \gamma_b \times$ Kmax ; avec γ_b le poids volumique de béton bitumineux égale à 23,5 kN/m^3

$PP_{béton\ bitumineux} = 10{,}53 \times 23{,}5 \times 1{,}4$

$\boldsymbol{PP_{béton\ bitumineux} = 346{,}44\ kN}$

- **Poids propre de l'étanchéité ($PP_{étancheité}$)**

Volume de l'étanchéité : $V_{étancheité} = S \times L$

Avec S : la Surface en m² et L la longueur sur laquelle est étalé l'étanchéité.

S= 0,03×12 = 0,36 m²

$V_{étancheité} = 0{,}36 \times 18{,}80 = 6{,}77\ m^3$

$PP_{étancheité} = V_{étancheité} \times \gamma_b$ × Kmax ; avec γ_b le poids volumique de l'étanchéité égale à 21 kN/m^3

$PP_{étancheité} = 6{,}77 \times 21 \times 1{,}4$

$\boldsymbol{PP_{étancheité} = 199{,}04\ kN}$

- **Poids propre des Corniches préfabriquées ($\boldsymbol{PP_{corniches}}$)**

Avec une surface S de 0,15 m² et une longueur totale sur une travée de 18,80 m ;

$V_{corniche} = 0{,}15 \times 18{,}8 = 2{,}82\ m^3$. Nous avons des corniches de chaque côté.

$PP_{corniche} = V_{corniche} \times \gamma_b \times$ Kmax ; avec γ_b le poids volumique du béton égale à 25 kN/m^3

$PP_{corniche} = 2{,}82 \times 25 \times 1{,}03$

$\boldsymbol{PP_{corniche} = 72{,}62}$ **kN / pour chaque côté**

$PP_{corniche} = 72{,}62 \times 2$

$\boldsymbol{PP_{corniche} = 145{,}24\ KN}$

- **Poids propre des Garde-corps de type S7**

Les Garde-corps de type S7 ont un poids de 0,43 kN/ml donc leurs poids propres en kN sont :

$PP_{Garde-corps\ S7} = 0{,}43 \times L$; avec L la longueur d'une travée sur le pont qui est égale à 18,8m.

$PP_{Garde-corps\ S7} = 0{,}43 \times 18{,}80 = 8{,}10\ kN$

$\boldsymbol{PP_{Garde-corps\ S7} = 8{,}10}$ **KN / pour chaque côté**

$PP_{Garde-corps\ S7} = 8{,}10 \times 2 = \boldsymbol{16{,}2\ kN}$

- **Poids propre des Bordures GBA**

Les Garde-corps de type S7 ont un poids de 6 kN/ml donc on aura leurs poids propres en kN qui donne :

$PP_{Bordures\ GBA} = 6 \times L$; avec L la longueur sur une travée du pont qui est égale à 18,80 m.

$PP_{Bordures\ GBA} = 6 \times 18{,}80 = 112{,}8\ kN$

$\boldsymbol{PP_{Bordures\ GBA} = 112,8}$ **KN / pour chaque côté.**

$PP_{Bordures\ GBA} = 112{,}8 \times 2 = \boldsymbol{225,6\ kN}$

Tableau : Récapitulatif des charges permanentes

Récapitulatif des charges permanentes		
Eléments	**Nombre**	**G(kN) majoré par K_{max}**
Poutres préfabriquées	5	**822,5**
Entretoises	2	**105,50**
Hourdis	/	**1062,5**
Prédalles	/	**268**
Trottoir	2	**235**
Béton bitumineux	/	**346,44**
Étanchéité	/	**199,04**
Corniches préfabriquées	2	**145,24**
Garde-corps de type S7	2	**16,2**
Bordures GBA	2	**225,6**
Poids propre du tablier sans les équipements (kN)		
2258,50		
Poids propre du tablier avec les équipements (kN)		
3426,02		

Le poids propre du tablier, considéré sans les équipements, s'élève à 2258,50 kN. Il correspond à la contribution des poutres, de l'hourdis, des entretoises ainsi que des prédalles. Lorsque l'on intègre les équipements complémentaires tels que la couche d'enrobé, l'étanchéité, les corniches, les bordures GBA, les trottoirs et les garde-corps de type S7, le poids total atteint 3426,02 kN.

Annexe 4 : Détermination des charges d'exploitation

I) Caractéristiques du pont

les ouvrages d'art sont classés en trois catégories en fonction de la largeur roulable de la chaussée.[2] Le tableau ci-dessous présente cette répartition.

Tableau : classe du pont[3]

Classe du pont	Largeur roulable L_r
1	$L_R \geq 7$ m
2	$5{,}50 < L_R < 7$ m
3	$L_R \leq 5{,}50$ m

- **Largeur roulable (L_R) :**

Elle correspond à la seule partie circulable de la chaussée, soit **8,00 m**, après exclusion des trottoirs (2 × 1,50 m), des garde-corps de type S7 et des bordures GBA.

Donc notre pont est de **classe 1.**

- **Largeur chargeable (L_c) :**

Lc = *Lr* - 0,5 × 2 soit *Lc* = 8 -1→ ***Lc* = 7 m**;

- **Le nombre de voie :**

Elle est égale à l'entier de largeur chargeable divisé par 3.

N=Ent $(\frac{L_c}{3})$= Ent $(\frac{7}{3})$=2 ,33→ ***N* = 2 voies**

- **Largeur d'une voie :** $L_r = (\frac{L_c}{N}) = \frac{7}{2}$ → ***L*** **r = 3,5 m** ;

Tableau : Caractéristiques du pont

Désignations	**Valeurs**
Largeur roulable	8,00 m
Largeur chargeable	7,00 m
Nombres de voies	2
Largeur d'une voie	3,5m
Classe du pont	1ère classe

II) Surcharge A(l)

La **charge A(l)** est un système de charges uniformément réparties dont l'intensité varie selon la longueur surchargée. Elle représente une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont.[2]

Sa valeur est donnée par l'expression suivante :

$$A(l) = 0{,}23 + \frac{36}{L + 12} \quad [2]$$

A(l) en t/m² et L la longueur de la travée en mètre.

$A(l) = 0{,}23 + \frac{36}{18{,}80+12} = 1{,}40$ t/m²

En fonction de la classe du pont, la valeur de cette charge est pondérée par les coefficients a_1 et a_2.

- Détermination de a_1 : Ce coefficient dépend de la classe du pont, du nombre de voies chargées et est donné par le tableur suivant :

Tableau : détermination du coefficient a_1 [2]

Nombre de voies chargées		**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	---	---	---

Le pont étant de classe 1, $\boldsymbol{a_1 = 1}$.

- Détermination de a_2 : Il est donné par la relation :

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

Avec v = la largeur d'une voie et v_0 donné dans le tableur suivant :

Tableau : valeur de v_0 en fonction de la classe de pont [2]

Classe du pont	Première	Deuxième	Troisième
V_0 (en mètre)	3,50	3,00	2,75

$$a_2 = \frac{3{,}50}{3{,}50} = 1$$

La charge à appliquer uniformément sur toute la largeur des voies considérée sera alors :

$$A_{(l)final} = a_1 \times a_2 \times A(L) \rightarrow \boldsymbol{A_{(l)final} = 1{,}40} \text{ t/m}^2$$

III) Système de charges B

Le *titre II, article 5 du fascicule 61, relatif au « système de charge B »*, distingue trois types de systèmes qu'il convient d'analyser séparément pour chacun des éléments d'un pont :

- **Système Bc** : constitué de camions standards ;
- **Système Bc-Niger**
- **Système Br** : constitué d'une roue isolée ;
- **Système Bt** : constitué de groupes de deux essieux, appelés essieux-tandems.[2]

Les charges correspondant au système B sont ensuite majorées pour tenir compte des effets dynamiques (une augmentation des effets dus au passage des camions types, afin de prendre en compte l'influence des sollicitations dynamiques engendrées par la circulation réelle.). Le **coefficient de majoration dynamique** associé est calculé selon la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0{,}4}{1 + 0{,}2L} + \frac{0{,}6}{1 + 4\frac{G}{S}} \quad [14]$$

Avec *L* = longueur de l'élément en mètre ; G = la charge permanente de l'élément ;

S = la charge maximale de type B que l'on peut placer sur l'élément.

- **Système Bc : Ce** système est constitué de camions pesant **30 t chacun**.

- **Transversalement** : aligner autant de files de camions que le nombre de voies disponibles sur la chaussée, en adoptant la configuration la plus défavorable pour l'analyse.
- **Longitudinalement** : le nombre de files est limité à **deux**.

La Figure suivante illustre les principales caractéristiques de ce système.

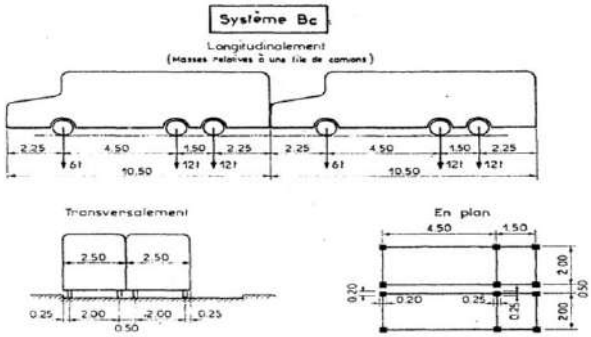


Figure : système Bc [2], [14]

Le tablier du pont de Tortiya comporte deux voies, chacune ayant une largeur de 3,50 m.

La figure 2 illustre la manière dont les convois sont disposés sur une travée.

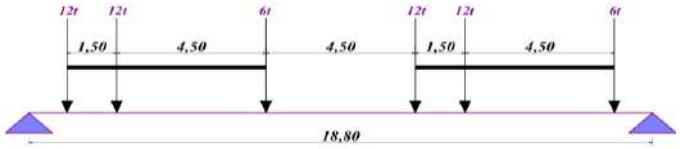


Figure : Disposition suivant le système Bc d'une file de camions sur la travée.

Nous pouvons constater que tous les essieux du convoi sont sur la travée principale. Les charges de ce système doivent être majorées à l'aide d'un coefficient Bc, dont les valeurs sont précisées dans le Tableau ci-dessous :

Tableau : coefficient b_c [2], [14]

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
	Deuxième	1,00	1,00	---	---	---
	Troisième	1,00	0,80	---	---	---

Pour ce projet, b_c = 1,10.

La charge maximale admissible pouvant être appliquée sur les deux voies de l'ouvrage est donc :

$$\boldsymbol{S_{Bc}} = 2 \times (12 + 12 + 6 + 12 + 12 + 6) \times 1{,}10 = \mathbf{132\ t}$$

On a le poids d'une travée du tablier $\boldsymbol{G}$ **=342,602 t et** $\boldsymbol{S_{Bc}} = \mathbf{132\ t}$

Le coefficient de majoration dynamique associé au système Bc est :

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0{,}4}{1+0{,}2\times 18{,}80} + \frac{0{,}6}{1+4\frac{342{,}602}{132}} = 1{,}14 \rightarrow \boldsymbol{\delta_{Bc}} = \mathbf{1{,}14}$$

- **Système Bc-Niger :**

Dans l'espace UEMOA, le camion type-Bc de 30 t prévu par *le Fascicule 61* est complété par le modèle Bc-Niger de 42 t, introduit par la réglementation régionale afin de mieux représenter les convois circulant sur le réseau routier. La figure ci-dessous illustre leurs caractéristiques techniques :

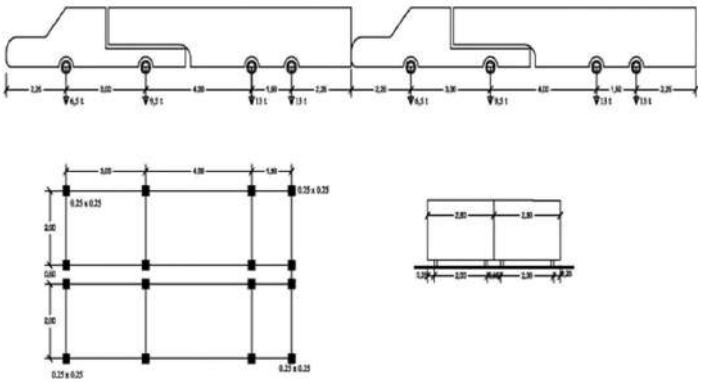


Figure : système Bc-Niger

La figure ci-dessous illustre la manière dont les convois sont disposés sur une travée.

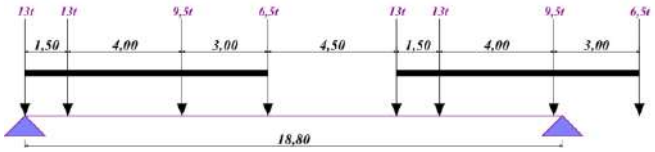


Figure : Disposition suivant le système Bc-Niger d'une file de camions sur la travée.

On constate qu'un essieu n'est pas sur la travée considérer.

La charge maximale admissible pouvant être appliquée sur les deux voies de l'ouvrage est donc : $S_{Bc-Niger} = 2 \times (13 + 13 + 9{,}5 + 6{,}5 + 13 + 13 + 9{,}5) \times 1{,}10 = 170{,}50\ t$

Le coefficient de majoration dynamique associé au système Bc-Niger est :

$$\delta_{Bc-Niger} = 1 + \frac{0{,}4}{1 + 0{,}2 \times 18{,}80} + \frac{0{,}6}{1 + 4\frac{342{,}602}{170{,}50}} = 1{,}15 \ \rightarrow \ \boldsymbol{\delta_{Bc-Niger} = 1{,}15}$$

- **Système Br :**

Il est doté d'une roue isolée de 10 t situé à l'axe de la chassée.

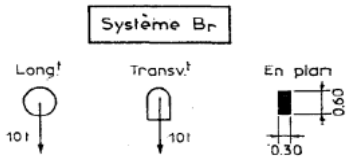


Figure : système Br [2]

Le coefficient de majoration dynamique associé au système Br est :

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0{,}4}{1 + 0{,}2 \times 18{,}80} + \frac{0{,}6}{1 + 4\frac{342{,}602}{10}} = 1{,}09 \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{\delta_{Br} = 1{,}09}$$

- **Système Bt :**

Le système Bt correspond à un ensemble de deux essieux montés en tandem, équipés de roues simples pneumatiques. Chaque essieu est chargé à 16 t. En disposition transversale, le nombre de tandems est limité à deux, tandis que dans le sens longitudinal, un seul tandem est pris en compte. Le schéma correspondant est représenté à la Figure suivante.

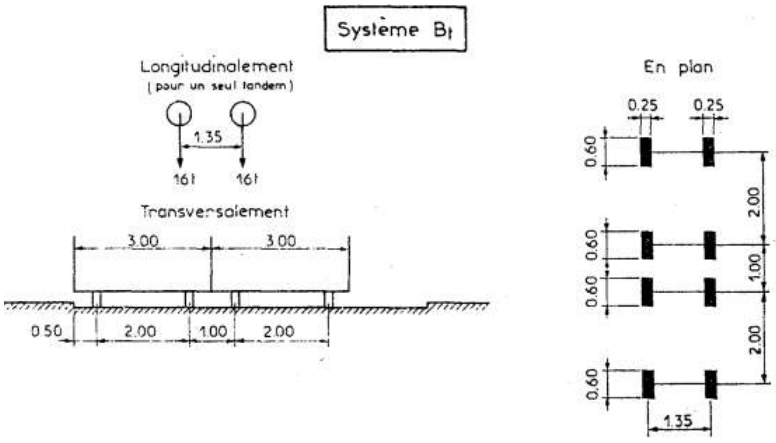


Figure : système Bt [2]

La charge associée à ce système est multipliée par le coefficient bt, dont la valeur dépend de la classe du pont, conformément aux indications du tableau ci-après.

Tableau : coefficient b_t [2]

Classe du pont	Premier	Deuxième
Coefficient	1,00	0,90

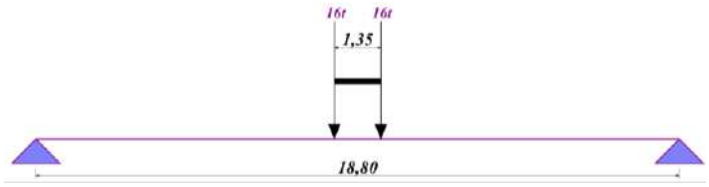


Figure : Disposition suivant le système Bt sur la travée.

La charge maximale admissible pouvant être appliquée sur les deux voies de l'ouvrage est donc : $S_{Bt} = 2 \times (16 + 16) \times 1{,}00 = 64\ t$

Le coefficient de majoration dynamique associé au système Bt est :

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 18,80} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{342,602}{64}} = 1,11 \;\rightarrow\; \boldsymbol{\delta_{Bt} = 1,11}$$

IV) Système de charges Militaires

Conformément au[2], deux classes de charges militaires sont prévues : **M80** et **M120**. Chacune de ces classes comporte deux configurations distinctes :

- Le système **Mc**, correspondant à des véhicules de type chenillé ;
- Le système **Me**, constitué d'un ensemble de deux essieux.

Dans cette étude nous nous intéressons au cas le plus défavorable des charges militaires. Ainsi le pont sera en mesure de répondre aux sollicitions des autres cas de charges militaires.

Il s'agit de :

Système Mc120

Il est doté de 2 chenilles de masse total 110t. la figure ci-dessous présente ces caractéristiques.

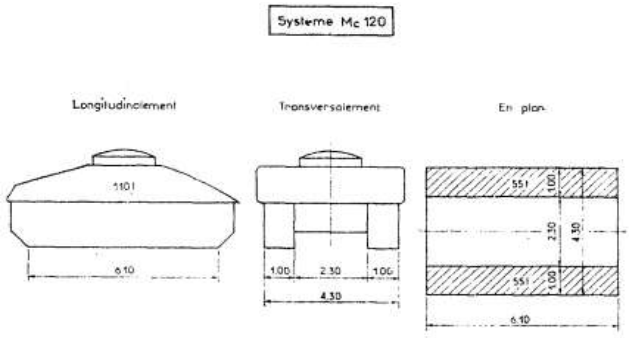


Figure : système Mc 120 [2], [14]

Le coefficient de majoration dynamique associé au système Mc120 est :

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 18,80} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{342,602}{110}} = 1,13 \;\rightarrow\; \boldsymbol{\delta_{Mc120} = 1,13}$$

V) charges exceptionnelles

Selon *le fascicule 61, titre II, article 10*, relatif au "système de charges exceptionnelles", on distingue deux convois exceptionnels, D et E, comprenant chacun deux remorques.

- **Convoi de type D**

Chaque remorque est conçue pour supporter une charge totale de 140 t, avec un écartement de 19 m entre les axes des rectangles d'impact.

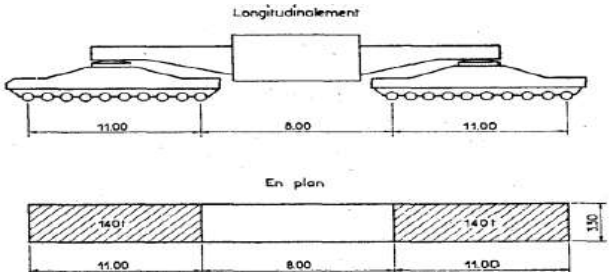


Figure : convoi de type D [2]

- **Convoi de type E**

Une remorque assure le port d'une charge totale de 200 t, tandis que la distance séparant les axes des rectangles d'impact est de 33 m.

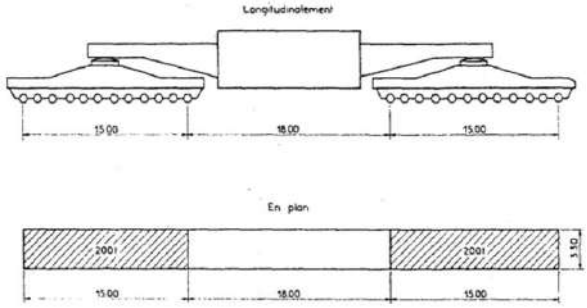


Figure : convoi de type E [2]

VI) Efforts de freinage

L'article 6 du [2], relatif aux "efforts de freinage", précise que ces derniers correspondent à des charges de chaussée des systèmes A(l) et Bc, pouvant engendrer des réactions de freinage. Ils doivent être pris en compte dans l'analyse de la stabilité des appuis ainsi que dans la vérification de la résistance des appareils d'appui. Leur formulation s'écrit comme suit

$$F = Max\left\{\frac{A(L)}{20 + 0{,}0035 \times S}; poids\ dun\ camion\ Bc\right\}$$ [2] avec S, la surface chargée en m^2

Un seul camion Bc freine simultanément et (30 t). Cette charge est applique sur l'ensemble de l'ouvrage. Donc S= L× $L_{C\ d'une\ voie}$=18,80 × 8 =150,4 m^2

- Systèmes A(l)

$$F\ A(l) = \frac{A(L)}{20 + 0{,}0035 \times S} = \frac{1{,}40 \times 150{,}4}{20 + 0{,}0035 \times 150{,}4} = 10{,}25\ t$$

$$F = max\{10{,}25; 30t\} \rightarrow \boldsymbol{F = 30\ t}$$

VII) Charge sur Remblais

Les charges exercées par les remblais correspondent aux actions horizontales transmises par ces derniers aux culées. La norme fixe leur intensité à **10 kN/m²**, valeur à prendre en compte lors de la vérification de la stabilité et du dimensionnement des culées.[2]

VIII) Charges sur les trottoirs

Les charges appliquées aux trottoirs sont réparties en deux catégories :

- **Système local** : utilisé pour vérifier la résistance des éléments de couverture du tablier, tels que les hourdis et les entretoises. La valeur de cette charge est fixée à **qtr1 = 0,45 t/m²** ;
- **Système général** : destiné au dimensionnement des poutres principales du tablier, avec une valeur de **qtr2 = 0,15 t/m²** de façon à produire l´effet maximal envisagé.[2]

Le tableau si dessous présente le récapitulatif des charges d'exploitation.

Tableau : récapitulatif du calcul des charges d'exploitation

Classe du pont	Charges d'exploitation		Charge maximale	Unités	Coefficient de majoration dynamique
Pont de classe 1	Surcharge A(L)	A(L)	1,40	t/m²	---
	Système de charges B	Bc	132,00	t	1,14
		Bc-Niger	170,50	t	1,15
		Br	10,00	t	1,09
		Bt	64,00	t	1,11
		Mc120	110,00	t	1,13
	Charges exceptionnelles	D	140,00	t	---
		E	200,00	t	---
	Efforts de freinage		30,00	t	---
	Charges sur remblais		1,00	t/m²	---
	Charges sur trottoirs	Local	0,45	t/m²	---
		Général	0,15	t/m²	---

Annexe 5 : Modélisation de la structure

I. Présentation du logiciel

La modélisation structurale est effectuée avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2024, utilisé pour l'analyse et le calcul des structures de génie civil. Il permet de représenter la géométrie de l'ouvrage, d'appliquer les différentes charges et de déterminer les sollicitations internes nécessaires au dimensionnement des éléments du pont de Tortiya.

II. Modélisation du tablier.

L'ouvrage d'art comporte sept travées isostatiques dont la répartition est la suivante :

18,40 m - 18,80 m - 18,80 m - 18,80 m - 18,80 m - 18,80 m - 18,40 m. Nous modélisons la travée la plus défavorable de longueur 18,80 m. Après chargement et calcul du tablier, les sollicitations obtenues serviront de base au dimensionnement de l'ensemble des travées.

1) Poutre

La section des poutres n'étant pas disponible par défaut dans le logiciel RSA, elle a été définie manuellement sur logiciel AutoCAD, puis exportée au format d'extension DXF vers l'outil : « Définir une section » de RSA où un béton de classe C35 a été affecté comme matériau. La figure ci-dessous présente une des poutres et ses caractéristiques.

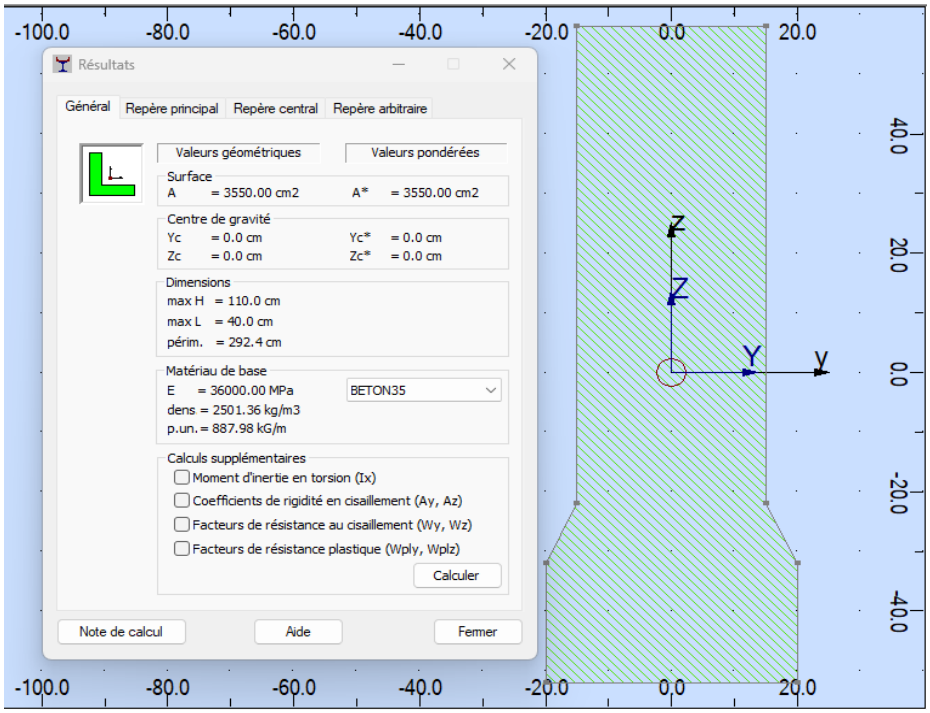


Figure : illustration de la Géométrie d'une des poutres

Après avoir tracé les lignes d'axe et étant en accord avec le profil en travers du pont défini, nous avons procédé à la modélisation des poutres.

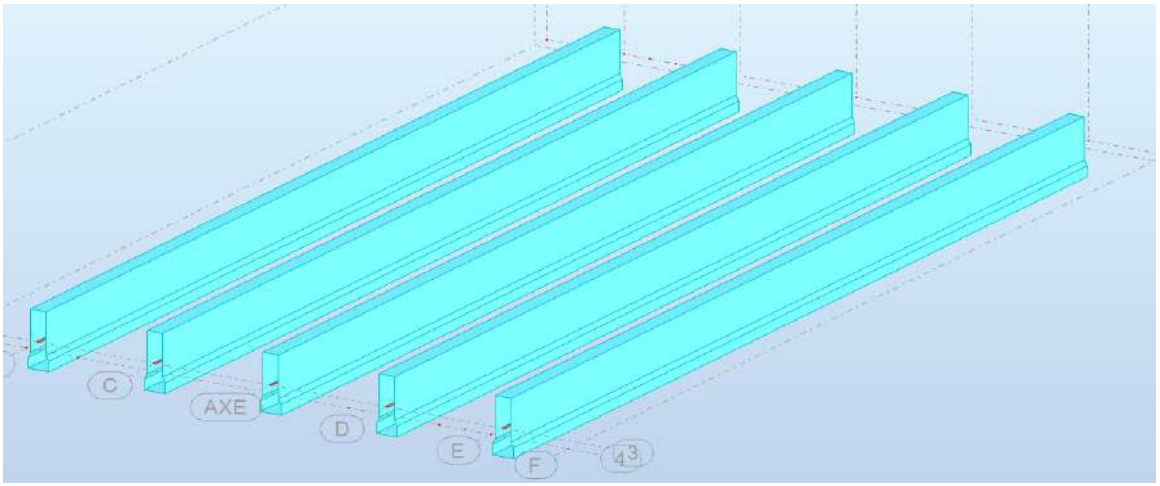


Figure : illustration des poutres du tablier

2) Entretoises et appuis

Les entretoises sont modélisées à l'aide d'éléments finis de type poutre et de section : 30 cm × 110 cm en béton de classe C35. Les appuis sont représentés par des appuis simples à une extrémité et par des appuis en rotule à l'autre, conformément aux conditions d'appui d'un tablier isostatique.

3) Le hourdis

L'hourdis est modélisé à l'aide d'éléments finis de type coque avec un maillage de 20 cm × 20 cm. Le matériau utilisé est le béton de classe C35, avec une épaisseur de 25 cm.

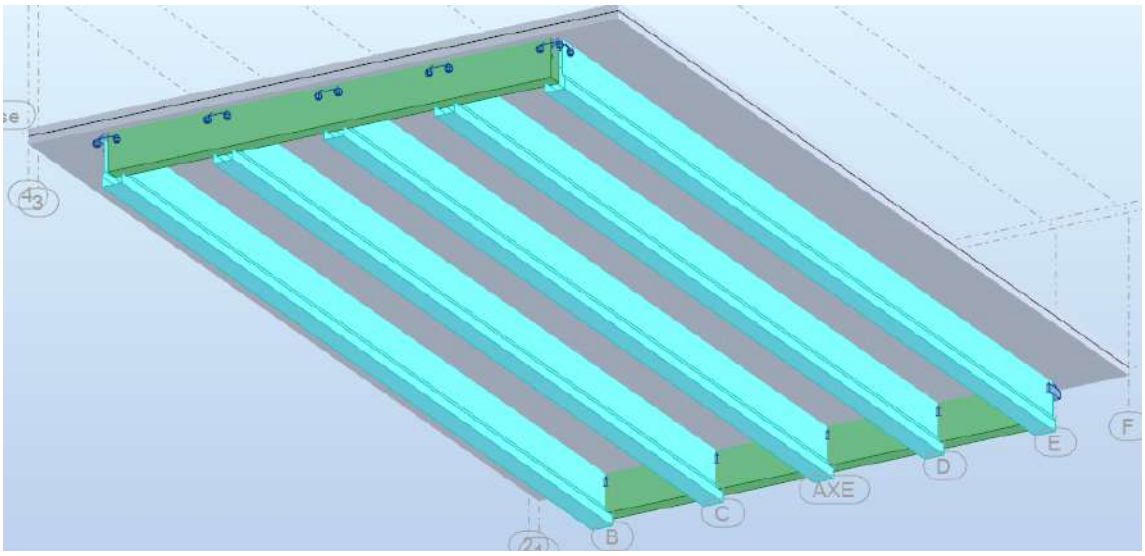


Figure : illustration du tablier

III. Chargement et résultats

Après la modélisation du tablier, nous procédons au chargement de celui-ci en fonction des cas de charge, comme illustré dans les annexes 3 et 4. Le poids propre de la structure est pris en compte automatiquement par le logiciel, tandis que les charges permanentes additionnelles sont appliquées en fonction de leur nature sur leurs zones spécifiques telles que définies dans ces annexes.

Les charges d'exploitation (surcharge routière) sont définies comme convois de charges roulantes, disposés de manière à rechercher les cas les plus défavorables possibles (convoi sur une voie seule et convoi sur les deux voies). La figure ci-dessous présente ces cas de charges roulantes.

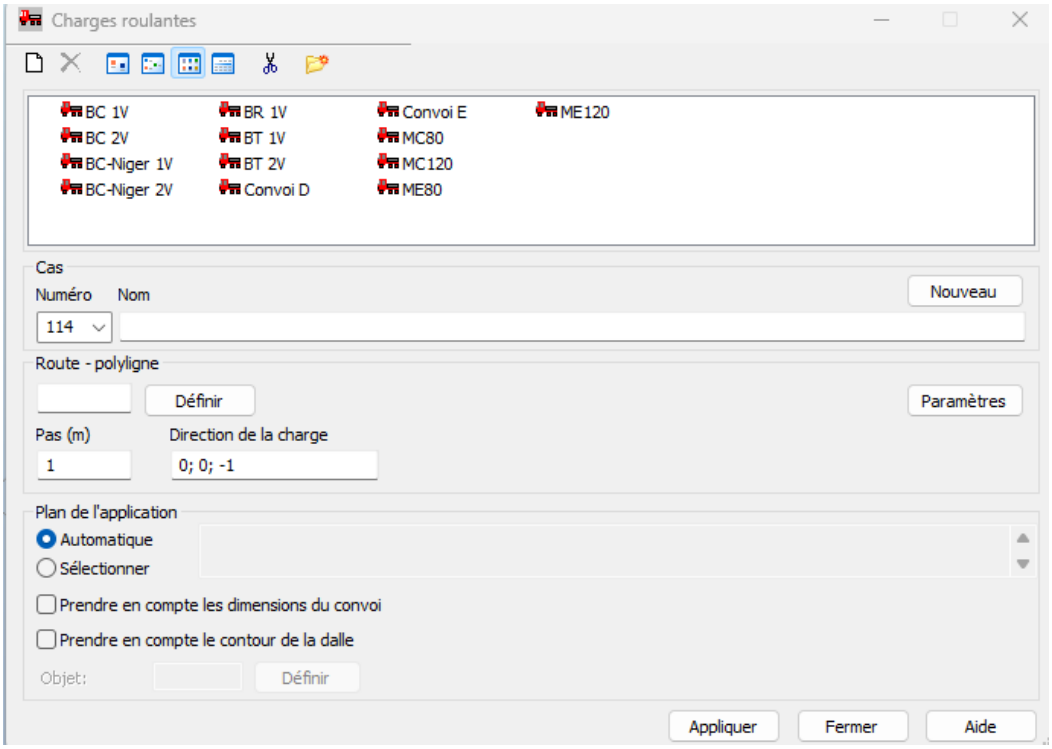


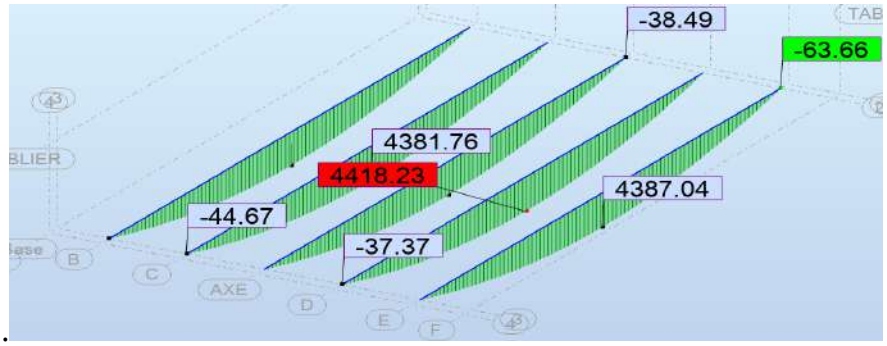
Figure : illustration des charges roulantes appliquées

A l'issue du chargement, nous procédons aux combinaisons manuelles aux états limites ultimes (ELU) et service (ELS), telles que définies précédemment. Le calcul est ensuite lancé afin d'obtenir les sollicitations maximales dans chacun des éléments du tablier : poutres, hourdis et entretoises.

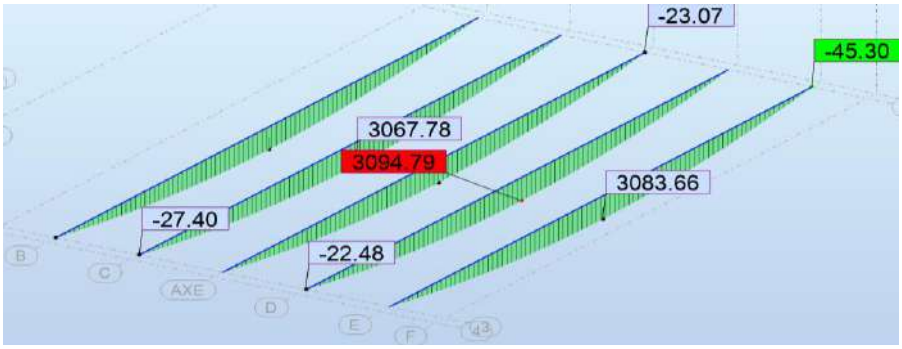
A. Les poutres

➢ Diagramme des moments sur les poutres selon les états limites :

Représentation des moments aux états limites ultimes (ELU) sur les poutres [KN.m].

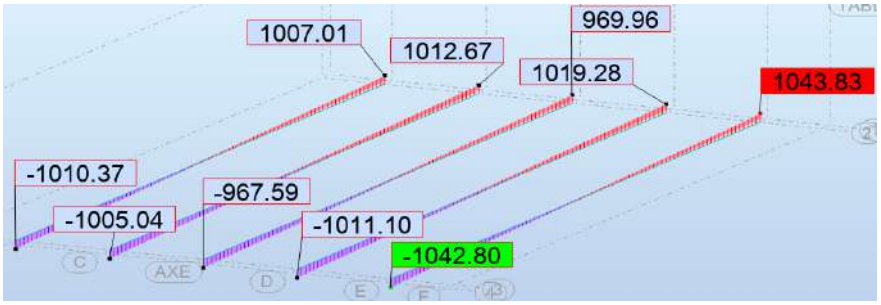


Représentation des moments aux états limites de service (ELS) sur les poutres [KN.m].

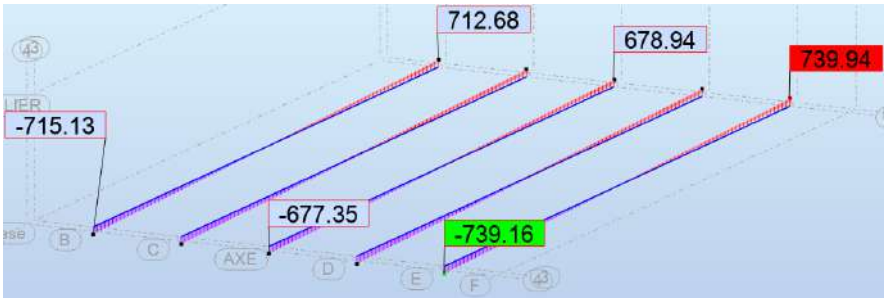


➢ Diagramme des efforts tranchants sur les poutres selon les états limites :

Représentation des efforts tranchants aux états limites ultimes (ELU) sur les poutres [KN].



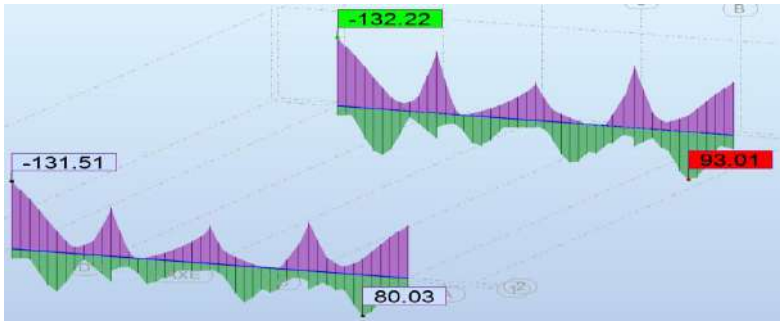
Représentation des efforts tranchants aux états limites de service (ELS) sur les poutres [KN].



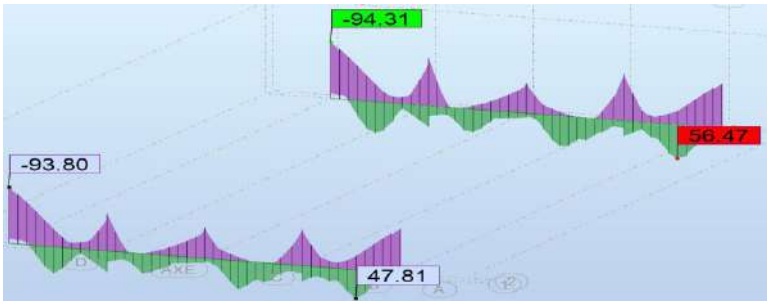
B. Entretoises

- **Diagramme des moments sur les entretoises selon les états limites :**

Représentation des moments aux états limites ultimes (ELU) sur les entretoises [KN.m].

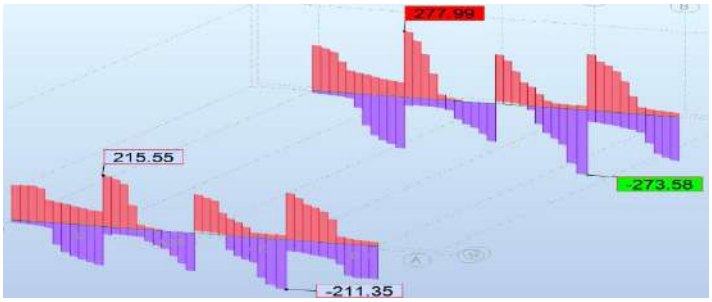


Représentation des moments aux états limites de service (ELS) sur les entretoises [KN.m].

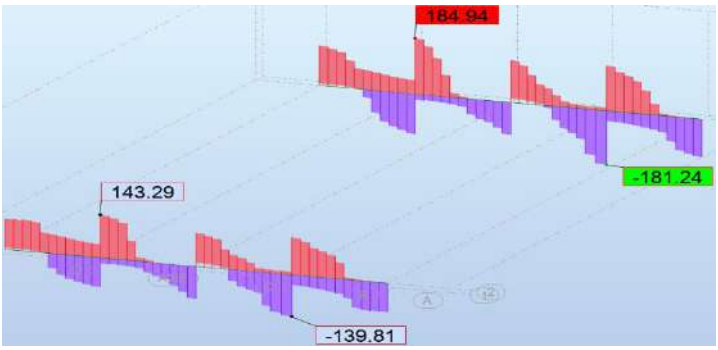


- **Diagramme des efforts tranchants sur les entretoises selon les états limites :**

Représentation des efforts tranchants aux états limites ultimes (ELU) sur les entretoises [KN].

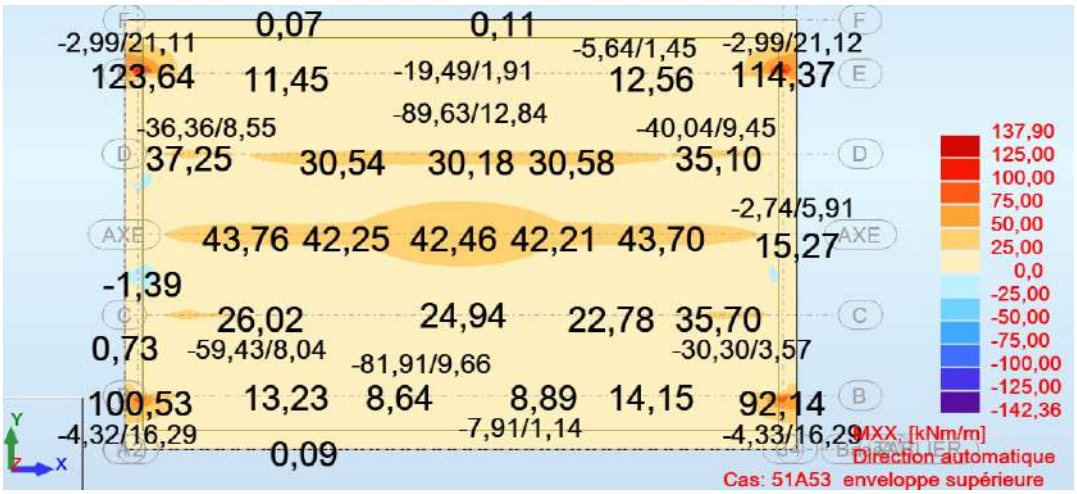


Représentation des efforts tranchants aux états limites de service sur les entretoises [KN].

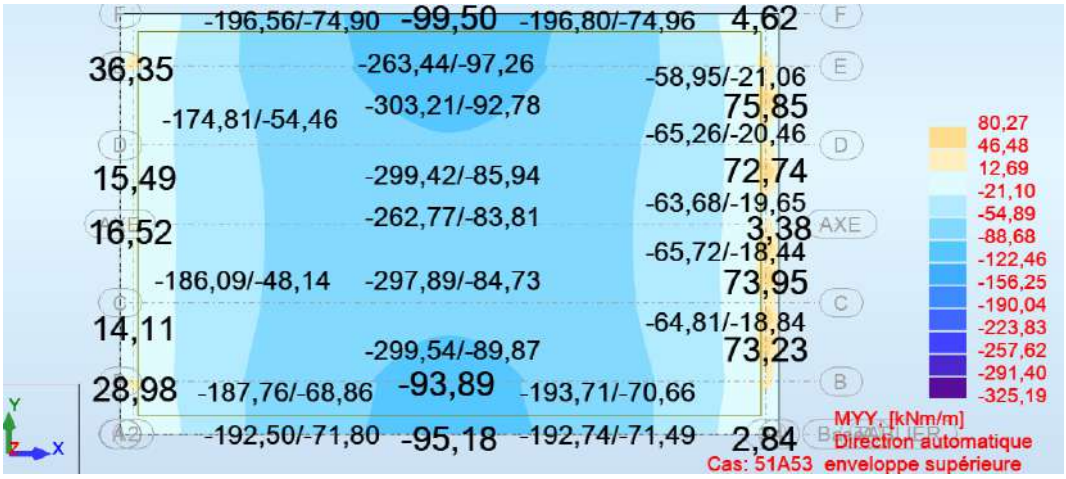


C. Hourdis

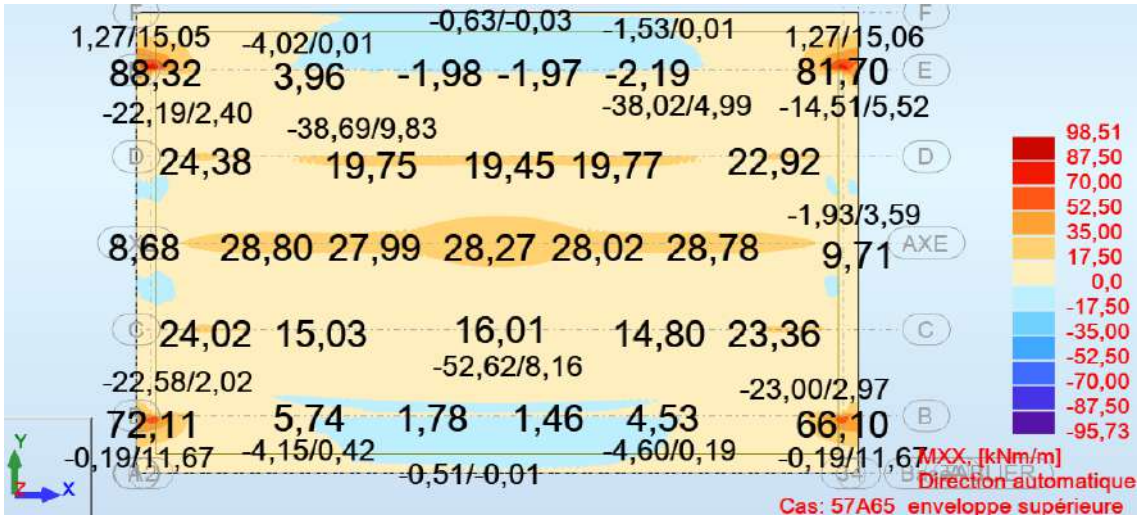
- Cartographie des moments à l'ELU selon XX (sens transversal) sur hourdis.



- Cartographie des moments à l'ELU selon YY (sens longitudinal) sur hourdis.



- Cartographie des moments à l'ELS selon XX (sens transversal) sur hourdis.



- Cartographie des moments à l'ELS selon YY (sens longitudinal) sur hourdis.

D. Synthèse des sollicitations

POUTRES			
État limite		**Moment [KN.m]**	**Effort tranchant [KN]**
ELU	Max	4418,23	1043,83
	Min	-63,66	-1042,80
ELS	Max	3094,79	739,94
	Min	-45,30	-739,16

ENTRETOISES			
État limite		**Moment [KN.m]**	**Effort tranchant [KN]**
ELU	Max	-132,22	277,99
	Min	93,01	-273,58
ELS	Max	-94,31	184,94
	Min	56,47	-181,24

HOURDIS				
État limite	**Moment suivant XX [KN.m/m] (Sens transversal)**		**Moment suivant YY [KN.m/m] (Sens longitudinal)**	
	Appuis	**Travée**	**Appuis**	**Travée**
ELU	137,90	-142,36	-325,19	80,27
ELS	98,51	-95,73	-226,03	53,19

Annexe 6 : Dimensionnement des poutres

Partie 1 : Méthode de calcul manuelle

Le dimensionnement des poutres a pour objectif d'évaluer et calculer les sections d'armatures nécessaires pour assurer la résistance et la stabilité du pont face aux différentes sollicitations. Les caractéristiques des matériaux utilisés sont illustrées dans le tableau ci-dessous.

Données				
		Symboles	Valeurs	Unités
Dimensions caractéristiques	**Largeur de la table**	*b =*	2,25	m
	Largeur de la retombée	*bo =*	0,40	m
	Hauteur de la table	*ho =*	0,18	m
	Hauteur de la poutre en Té	*h=1,10+0,18+0,07*	1,35	m
	Hauteur utile des aciers tendus	*d =0,9.h*	1,215	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	*d' =0,1.h*	0,135	m
Contrainte de l'acier utilisé		*Fe =*	500	MPa
Contrainte du béton à la compression à 28 jours		*Fc28 =*	35	MPa
Contrainte du béton à la traction à 28 jours		*Ft28 =*	2,70	MPa
Contrainte admissible des aciers tendus		*Fe =*	250	MPa
Moment de service		*Mser =*	3,0947	MN.m
Enrobage		*C =*	0,030	m
Diamètre maximal des granulats		C_g =	25	mm
Conditions de fissuration		Fissuration préjudiciable		

I. Détermination des aciers longitudinaux

1) Etude de la section en Té

- La largeur efficace de la table (b) se détermine par la formule :

$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_i}{10}\ et\ \frac{L_t}{2}\right)$; avec pour le pont $b \leq entreaxe\ des\ poutres$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{18{,}80}{10}\ et\ \frac{1{,}85}{2}\right) \rightarrow\ \frac{b-0{,}4}{2} \leq 0{,}93\ \rightarrow\ b \leq 2{,}25$$

La largeur efficace de la table est $b = 2{,}25\ m$

- Les cas possibles lors de l'étude :

Soit : M_{ser} le moment à l'état limite de service de la poutre ;

M_{Tser} : le moment que la table peu équilibrée à ELS.

- Si $M_{ser} \leq M_{Tser}$: cela signifie que l'axe neutre se trouve dans la table et dans ce cas $A_{sc} = 0$ et par conséquent la poutre sera étudiée comme une section rectangulaire :
- Si $M_{ser} > M_{Tser}$: cela signifie que l'axe neutre se trouve dans la l'âme de la poutre et il peut y avoir présence ou non des aciers comprimés.

2) Calcul des sections d'aciers

❖ Calcul du moment que la table peu équilibrée à ELS : M_{Tser}

$$M_{tser} = \frac{1}{2n}\bar{\sigma}_s \frac{\left(d-\frac{h_0}{3}\right)}{(d-h_0)} b h_0^2 = \frac{1}{2\times 15} \times 250 \times \frac{\left(1{,}215-\frac{0{,}18}{3}\right)}{(1{,}215-0{,}18)} \times 2{,}25 \times 0{,}18^2$$

$$M_{tser} = 0{,}678 MN.m$$

$M_{ser} > M_{Tser} \rightarrow$ *l'axe neutre se trouve dans la l'âme de la poutre.*

❖ Le coefficient de la fibre neutre : $\bar{\alpha}_{ser}$

$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc}+\bar{\sigma}_{st}}$; $\bar{\sigma}_{bc}$ =0,6× f_{c28} =0,6× $35 = 21\ MPa$

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{15\times 21}{15\times 21+250} = 0{,}558$$

❖ Le Bras de levier : z_b

$$z_b = d - 0{,}5h_0 = 1{,}215 - 0{,}5\times 0{,}18 = 1{,}125\ m$$

❖ La Section d'aciers tendus : $A_{st} = \frac{M_{ser}}{z_b \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3{,}0947}{1{,}125\times 250} = 0{,}011003 m^2 = \mathbf{110{,}03\ cm^2}$

❖ Calcul de la Position de l'axe neutre dans la section : v'

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b-b_0)h_0^2}{2\left[b_0 h + (b-b_0)h_0\right]} = \frac{0{,}4\times 1{,}35^2 + (2{,}25-0{,}4)\times 0{,}18^2}{2[0{,}4\times 1{,}35 + (2{,}25-0{,}4)\times 0{,}18\ ]}$$

$$v' = 0{,}45\ m$$

$v = h - v' = 1{,}35 - 0{,}45 = 0{,}90\ m$

❖ Calcul du moment quadratique de la section : I

$$I = b_0\frac{h^3}{3} + (b - b_0)\frac{h_0^3}{3} - [b_0 h + (b - b_0)h_0]v'^2$$

$$I = 0{,}4 \times \frac{1{,}35^3}{3} + (2{,}25 - 0{,}4) \times \frac{0{,}18^3}{3} - [0{,}4 \times 1{,}35 + (2{,}25 - 0{,}4) \times 0{,}18]0{,}45^2$$

$$I = -0{,}171\ m^4$$

❖ Calcul de la section minimal d'armature : A_{min}

$$A_{min} = 0{,}23 b_0 d\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 0{,}4 \times 1{,}215 \times \frac{2{,}7}{500} = 6{,}04\ cm^2$$

❖ Choix des armatures :

$$\begin{cases} 1er\ lit : 5HA32 = 40{,}21\ cm^2 \\ 2ème\ lit : 5HA32 = 40{,}21\ cm^2 \\ 3ème\ lit : 3HA32 = 24{,}13\ cm^2 \\ 4ème\ lit : 2HA25 = 9{,}82\ cm^2 \end{cases}$$

Soit une section d'acier réelle : $\boldsymbol{A_{st} = 114{,}37\ cm^2}$

II. Détermination les armatures transversales

Il s'agit des aciers qui reprennent les efforts tranchants pouvant provoquer d'éventuels fissures sur l'âme de la poutre. Par conséquent, ils sont dimensionnés à partir de cette sollicitation qui est maximale au niveau des appuis. Il convient de vérifier que la contrainte de calcul soit inférieure ou égale à la contrainte tangentielle admissible tel qu'illustré dans[8]. Soit $\tau_u \leq \tau_{ul}$

- Contrainte de calcul : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$ [8] $= \frac{1043{,}83\times10^{-3}}{0{,}4\times1{,}215} = 2{,}32\ MPa$
- Contrainte tangentielle admissible : $\tau_{ul} = min\left(\frac{0{,}15 f_{cj}}{\gamma_b}\ ;4\ MPa\right)$

$$\tau_{ul} = min\left(\frac{0{,}15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right) = \min\left(\frac{0{,}15 \times 35}{1{,}5}; 4\ MPa\right) = \min(3{,}5\ ; 4\ MPa) = 3{,}5\ MPa$$

$$\tau_u \leq \tau_{ul} \rightarrow condition\ vérifiée$$

- Calcul de la section d'aciers minimale : condition du diamètre $\emptyset_t$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35};\ \frac{b_0}{10};\ \emptyset_l\right) = \min\left(\frac{1350}{35};\ \frac{300}{10};\ 32\right) = \min(38{,}57;\ 30;\ 32)$$

Et $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{32}{3} = \mathbf{10,66}$

Nous utilisons des HA12 et prévoyons 4 brins. Ce qui correspond à une section d'acier transversal de 4,52 cm^2.

- Calcul de l'écartement initial : S_{t0}

$$S_{t0} \leq \frac{0{,}9A_t.f_e}{b.\gamma_s(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = \frac{0{,}9 \times 4{,}52 \times 10^{-4} \times 500}{0{,}4 \times 1{,}5(2{,}32 - 0{,}3 \times 2{,}7)} = 22{,}5\ cm$$

Choix de $S_t = 15\ c$m.

Vérification :

$\frac{A_t.f_e}{0{,}4.b} \geq 0{,}4\ MPa \rightarrow \frac{4{,}52\times10^{-4}\times500}{0{,}4\times0{,}3} = 1{,}88\ MPa \geq 0{,}4\ MPa$; (**Vérifier**)

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

Conclusion nous fixons $S_t = 15\ c$m pour les armatures transversales

III. Calcul des armatures de peau

Pour lutter contre l'apparition de fissure du au retrait du béton dans le cas des poutres de retombé supérieur à 50 cm, il est prévu des armatures de peau.

En fissuration préjudiciable ou peu préjudiciable : cette section d'armature de peau est fixée à 3cm^2/ml de parement.

Le parement de la poutre est de : p = $2 \times retombée\ de\ la\ poutre = 2 \times 1{,}17 = 2{,}34\ m$.

La section d'armature de peau est $A_p = 3 \times 2{,}34 = 7{,}02\ cm^2$

Choix des aciers : 6HA14 = 9,24 cm².

IV. Section d'acier dans la table (armature de peau supérieur)

$A_{sc} = 0$; Mais pour des raisons constructives et de sécurités dans cette zone nous fixons : $A_{min}6{,}04\ cm^2$, chois de 3 HA25 =14,42 cm².

Partie 2 : Méthode Numérique (utilisation du logiciel EXPERT 2010)

Dans cette partie, le logiciel EXPERT 2010 est utilisé pour effectuer le dimensionnement de la poutre sous l'effet de ses sollicitations. Ceci nous permet d'analyser et de comparer les résultats de sections de ferraillage par rapport à la méthode de calcul manuelle.

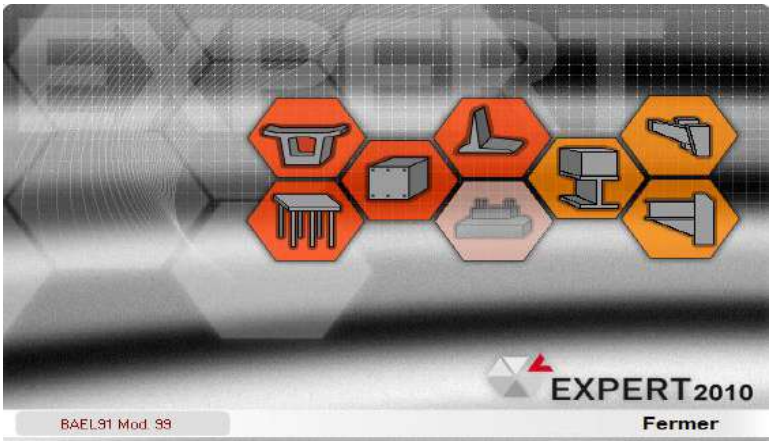


Figure : présentation de l'interface du logiciel EXPERT 2010

I. Détermination des aciers longitudinaux

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 MPa

Acier : fe = 500,0 MPa

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Moments appliqués :

	M_{max} kN.m	**M_{min}** kN.m
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	4418,23	-63,66
Etat **L**imite de **S**ervice	3094,79	-45,30

3. Résultats :

La figure ci-dessous illustre l'interface de calcul des poutres en flexion simple, ainsi que les résultats correspondants.

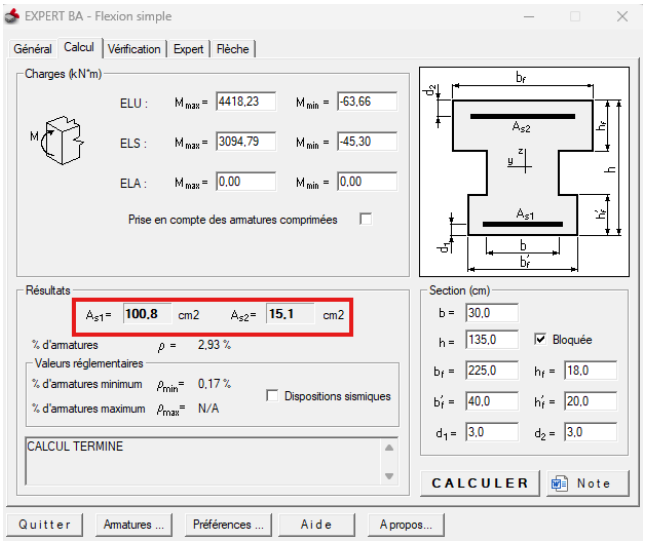


Figure : résultats du calcul des poutres en flexion simple sur logiciel EXPERT 2010

- **Sections d'Acier :**

Section théorique : A_{S_1} = 100,8 cm^2 ; Section théorique : A_{S_2} = 15,1 cm^2

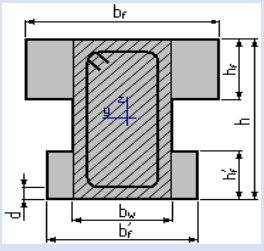
Section minimum : $A_{S\ min}$ = 6,9 cm^2

- **Analyse par Cas :**

Cas ELU	**Cas ELS**
Coefficient de sécurité : 0,16 Position de l'axe neutre : y = 0,0 cm Bras de levier : Z = 132,0 cm Déformation du béton : ε_b = 0,21 ‰ Déformation de l'acier : ε_S = 10,00‰ Contrainte de l'acier tendue : σ_S = 434,8 MPa	Coefficient de sécurité : 0,13 Position de l'axe neutre : y = 0,4 cm Bras de levier : Z = 131,9 cm Contrainte maxi du béton s_b = 0,0 MPa Contrainte limite : 0,6 f_{cj} = 21,0 MPa Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 3,2 MPa Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 MPa

II. Détermination les armatures transversales

1. Section et Efforts tranchants appliqués

Cas N°	**Type**	**Effort tranchant V [kN]**	
1.	ELU	1043,83	

2. Résultats

Contrainte tangente maximale : τ_u = 2,6 MPa

Contrainte tangente limite : $\tau_{u,lim}$ = 3,5 MPa

- **Armatures transversales**

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90°$

Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4,5 cm^2

Cadres : 4 brins HA 14

Espacement : S_t = 32,3 cm

Conclusion

Les résultats obtenus par la méthode de calcul numérique sont en concordance avec ceux du calcul manuel. Ainsi Pour la suite du dimensionnement des autres éléments du pont, la méthode de calcul numérique à l'aide du logiciel EXPERT 2010 sera retenue.

III. Synthèse des choix d'armatures des Poutres

Poutres	Nappe inferieur	$\begin{cases} 1er\ lit : \ 5HA32 = 40{,}21\ cm^2 \\ 2ème\ lit : 5HA32 = 40{,}21\ \ cm^2 \\ 3ème\ lit : 3HA32 = 24{,}13\ \ cm^2 \\ 4ème\ lit : 2HA25 = 9{,}82\ \ cm^2 \end{cases}$
	Armatures de peau	6HA14 $soit$ 9,24 cm²
	Armatures de peau Supérieur (dans la table)	3 HA25 soit 14,42 cm²
	Armatures transversales	1 cadre et 1 étrier HA14 esp 15 cm (6,16 cm^2)
	Nappe d'acier de couture	1HA12 esp 15 cm (1,13 cm^2)

Annexe 7 : Dimensionnement du hourdis

Le dimensionnement des armatures du Hourdis est effectué en s'appuyant sur les principes de la méthode des États Limites, conformément aux exigences réglementaires. Cette approche vise à garantir que l'ouvrage satisfait simultanément la sécurité à la rupture (ELU) et les critères d'aptitude au service (ELS), pour éviter la fissuration. Afin de déterminer la section d'acier capable de couvrir l'enveloppe des sollicitations critiques (M_u et M_{ser}), nous utilisons le logiciel Expert B.A. 2010.

Les sollicitations sont consignées dans le tableau suivant :

Désignation	**Unité**	**Zone du hourdis**				
		Sens des X (transversal)			**Sens des Y (longitudinal)**	
		Appuis	**Travée**	**Encorbellement Trottoir**	**Appuis**	**Travée**
Largeur	m	1	1	1	1	1
Hauteur	m	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Moment ELS	KN.m	5,74	28,27	-4,60	50,07	-99,56
Moment ELU	KN.m	8,64	42,46	-12,56	75,85	-156,25

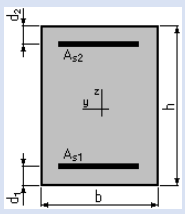
I. Calcul de section en flexion simple des aciers sur appuis Sens des X (transversal)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 MPa ; Acier : fe = 500,0 MPa

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2.Section

b = 100,0 cm h = 25cm d_1 = 3,0 cm d_2 = 3,0 cm	

3.Moments appliqués :

Tableau : sollicitation du hourdis dans en zone d'appuis Sens des X

	Etat **L**imite de **S**ervice	Etat Limite Ultime
$\mathbf{M_{max}}$ **(**kN.m)	5,74	8,64

4. Résultats :

- **Sections d'Acier :**

Section théorique : A_{S1} = 2,8 cm^2 ; Section théorique : A_{S2} = 0,0 cm^2

Section minimum : $A_{S\ min}$ = 2,8 cm^2

- **Analyse :**

Cas ELS	**Cas ELU**
Coefficient de sécurité : 2,56 Position de l'axe neutre : y = 3,9 cm Bras de levier : Z = 20,7 cm Contrainte maxi du béton σ_b = 0,5 MPa Contrainte limite : 0,6 f_{cj} = 21,0 MPa Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 6,0 MPa Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 MPa	Coefficient de sécurité : 3,10 Position de l'axe neutre : y = 0,8 cm Bras de levier : Z = 21,7 cm Déformation du béton : ε_b = 0,37 ‰ Déformation de l'acier : ε_s = 10,00‰ Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 434,8 MPa

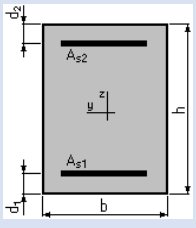
II. Calcul de section en flexion simple des aciers en travée Sens des X (transversal)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 MPa ; Acier : fe = 500,0 MPa

- Fissuration préjudiciable et Prise en compte des armatures comprimées
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2.Section

b = 100,0 cm h = 25cm d_1 = 3,0 cm d_2 = 3,0 cm	

3.Moments appliqués :

Tableau : sollicitation du hourdis dans en zone de travée Sens des X

	Etat **L**imite de **S**ervice	Etat Limite Ultime
$\mathbf{M_{max}}$ **(**kN.m)	28,27	42,46

4. Résultats :

- **Sections d'Acier :**

Section théorique : A_{S1} = 5,6 cm^2 ; Section théorique : A_{S2} = 0,0 cm^2

Section minimum : $A_{S\ min}$ = 2,8 cm^2

- **Analyse :**

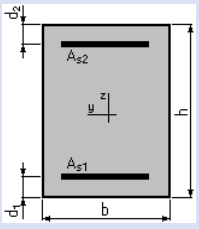
Cas ELS	**Cas ELU**
Coefficient de sécurité : 1,0 Position de l'axe neutre : y = 5,3 cm Bras de levier : Z = 20,2 cm Contrainte maxi du béton σ_b = 5,3 MPa Contrainte limite : 0,6 f_{cj} = 21,0 MPa Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 250,0 MPa Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 MPa	Coefficient de sécurité : 1,22 Position de l'axe neutre : y = 1,5 cm Bras de levier : Z = 21,4 cm Déformation du béton : ε_b = 0,75 ‰ Déformation de l'acier : ε_s = 10,00‰ Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 434,8 MPa

III. Calcul de section en flexion simple des aciers en encorbellement Trottoir Sens X (transversal)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 MPa ; Acier : fe = 500,0 MPa

- Fissuration préjudiciable et Prise en compte des armatures comprimées
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

b = 100,0 cm h = 25cm d_1 = 3,0 cm d_2 = 3,0 cm	

2.Moments appliqués :

Tableau : sollicitation du hourdis dans en zone d'Encorbellement Trottoir Sens des X

	Etat **L**imite de **S**ervice	Etat Limite Ultime
$\mathbf{M_{max}}$ **(**kN.m)	-4,60	-12,56

3. Résultats :

- **Sections d'Acier :**

Section théorique : A_{S1} = 0,0 cm^2; Section théorique : A_{S2} = 2,8 cm^2;

Section minimum : $A_{S\ min}$ = 0,0 cm^2

- **Analyse :**

Cas ELS	**Cas ELU**
Coefficient de sécurité : 3,19 Position de l'axe neutre : y = 3,9 cm Bras de levier : Z = 20,7 cm Contrainte maxi du béton σ_b = 0,4 MPa Contrainte limite : 0,6 f_{cj} = 21,0 MPa Contrainte de l'acier tendue : σ_s'= 4,8 MPa Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 MPa	Coefficient de sécurité : 2,13 Position de l'axe neutre : y = 0,8 cm Bras de levier : Z = 21,70 cm Déformation du béton : ε_b = 0,37 ‰ Déformation de l'acier : ε_s = 10,00‰ Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 434,8 MPa

IV. Calcul de section en flexion simple des aciers sur appuis Sens des Y (longitudinal)

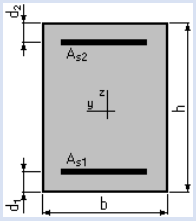
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 MPa

Acier : fe = 500,0 MPa

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2.Section

b = 100,0 cm h = 25cm d_1 = 3,0 cm d_2 = 3,0 cm	

3.Moments appliqués :

Tableau : sollicitation du hourdis dans en zone d'appuis Sens des Y

	Etat **L**imite de **S**ervice	Etat Limite Ultime
$\mathbf{M_{max}}$ **(**kN.m)	50,07	75,85

4. Résultats :

- **Sections d'Acier :**

Section théorique : A_{S_1} = 10,1 cm^2 ; Section théorique : A_{S_2} = 0,0 cm^2

Section minimum : $A_{S\ min}$ = 2,8 cm^2

- **Analyse :**

Cas ELS	**Cas ELU**
Coefficient de sécurité : 1,0 Position de l'axe neutre : y = 6,8 cm Bras de levier : Z = 19,7 cm Contrainte maxi du béton σ_b = 7,5 MPa Contrainte limite : 0,6 f_{cj} = 21,0 MPa Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 250,0 MPa Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 MPa	Coefficient de sécurité : 1,22 Position de l'axe neutre : y = 2,8 cm Bras de levier : Z = 20,90 cm Déformation du béton : ε_b = 1,45 ‰ Déformation de l'acier : ε_s = 10,00‰ Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 434,8 MPa

V. Calcul de section en flexion simple des aciers en travée Sens des y (longitudinal)

1. Hypothèses :

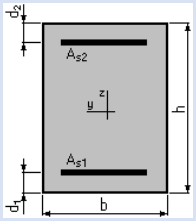
Béton : fc28 = 35,0 MPa

Acier : fe = 500,0 MPa

- Fissuration préjudiciable

- Prise en compte des armatures comprimées
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2.Section

b = 100,0 cm h = 25cm d_1 = 3,0 cm d_2 = 3,0 cm	

3.Moments appliqués :

Tableau : sollicitation du hourdis dans en zone de travée Sens des Y

	Etat **L**imite de **S**ervice	**E**tat **L**imite ultime
$\mathbf{M_{max}}$ **(**kN.m)	-99,56	-156,25

4. Résultats :

➢ **Sections d'Acier :**

Section théorique : A_{S_1} = 0,0 cm^2 ; Section théorique : A_{S_2} = 21,0 cm^2

Section minimum : $A_{S\ min}$ = 0,0 cm^2

➢ **Analyse :**

Cas ELS	**Cas ELU**
Coefficient de sécurité : 1,0 Position de l'axe neutre : y = 9,0 cm Bras de levier : Z = 19,0 cm Contrainte maxi du béton σ_b = 11,6 MPa Contrainte limite : 0,6 f_{cj} = 21,0 MPa Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 250,0 MPa Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 MPa	Coefficient de sécurité : 1,15 Position de l'axe neutre : y = 5,7 cm Bras de levier : Z = 19,70 cm Déformation du béton : ε_b = 3,50 ‰ Déformation de l'acier : ε_s = 9,90 ‰ Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 434,8 MPa

VI. Résultats et choix des armatures

❖ Calcul de la section d'acier minimal par face

$A_{min\ /face}$ = 0,125% x B = 0,125 % x100 x 25 → **$A_{min\ /face}$ = 3,13 cm^2**

❖ Calcul de l'espacement minimales,

$S_t \leq$ min [1,5× h_0 ; 20 cm] $\rightarrow S_t \leq$ min [1,5× 25 ; 20 cm] $\Rightarrow S_t \leq 20\ cm$

❖ Les Résultats et choix des armatures sont consignées dans le tableau suivant :

Désignation	**Unité**	**Zone du hourdis**				
		Sens des X (Transversal)			**Sens des Y (longitudinal)**	
		Appuis : Nappe supérieur	**Travée : Nappe inférieur**	**Encorbellement Trottoir : Nappe supérieur**	**Appuis : Nappe supérieur**	**Travée : Nappe inférieur**
Section d'acier théorique	Cm^2	2,80	5,60	2,80	10,01	21,00
Section d'acier mini	Cm^2	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80
Acier mini / face	Cm^2	3,13				
Choix des armatures	Cm^2	**HA 10 Esp 15cm**	**HA 12 Esp 15cm**	**HA 10 Esp 15cm**	**HA 14 Esp 15cm**	**HA 20 Esp 15cm**
		5,23	7,53	5,23	10.25	21.99

VII. Vérification du hourdis au poinçonnement

L'objectif est de s'assurer que l'hourdis possède une capacité suffisante pour résister aux efforts concentrés transmis localement. Cette étape garantit la sécurité et la durabilité de l'élément structurant.

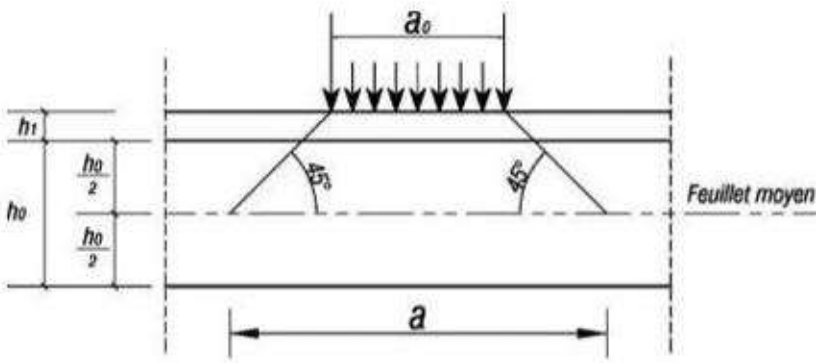


Figure : diffusion de charge d'une roue

La vérification du poinçonnement est réalisée à partir de la formule suivante :

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

h_d : hauteur réelle du hourdis ;

Q_u : Charge de calcul à l'ELU ;

u_c : Périmètre du rectangle de répartition ;

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours ;

γ_b : coefficient de sécurité partiel du béton.

Tableau : vérification du poinçonnement

	Symbole	Bc	Bc-Niger	Br	Bt	Unités
Charge localisée d'une roue	P	6	6,5	10	8	t
Coefficient de majoration dynamique	δ	1,14	1,15	1,09	1,11	-
Coefficient de pondération à l'ELU	γ_{Q1}	1,6				-
Charge de calcul à l'ELU	$Q_u = \gamma_{Q1}.\delta.P$	10,94	11,96	17,44	14,21	t
Hauteur du hourdis	h_d	0,25				m
Hauteur du revêtement	h_r	0,10				m
Dimensions des roues	u_0	0,25	0,25	0,60	0,60	m
	v_0	0,25	0,25	0,30	0,25	m
Dimensions du rectangle de répartition	$u = u_0 + 1{,}5h_r + h_d$	0,65	0,65	1,00	1,00	m
	$v = v_0 + 1{,}5h_r + h_d$	0,65	0,65	0,70	0,65	m
Périmètre du rectangle de répartition	$u_c = 2(u + v)$	2,60	2,60	3,40	3,30	m
	h_{min}	0,04	0,04	0,05	0,04	m
Vérification	$h_d \geq h_{min}$?	Oui	Oui	Oui	Oui	-

Conclusion : la condition de non poinçonnement est vérifier, Donc il n'y a pas nécessité d'utiliser des aciers d'effort tranchant.

Annexe 8 : Dimensionnement des entretoises

Pour les ponts à poutres sous chaussée, le rôle mécanique des entretoises est de constituer un raidisseur transversal du tablier en contribuant à la répartition des charges entre les poutres et en assurant un encastrement vis-à-vis de la torsion aux appuis [15]. Outre leur rôle déjà cité, elles doivent permettre le vérinage du tablier lorsqu'on veut changer les appareils d'appuis. Bien évidemment, durant cette étape le trafic est stoppé sur le pont. Elles doivent par conséquent être capables de supporter le poids du tablier à cet effet.il convient d'évaluer les sollicitations induites et d'en ressortir les armatures d'acier à disposer dans les entretoises.

Des bossages sont prévus à cet effet sur les chevêtres et sur les sommiers des culées tels qu'illustrés par la figure ci-dessous. Des vérins seront disposés sur ces bossages pendant le vérinage.

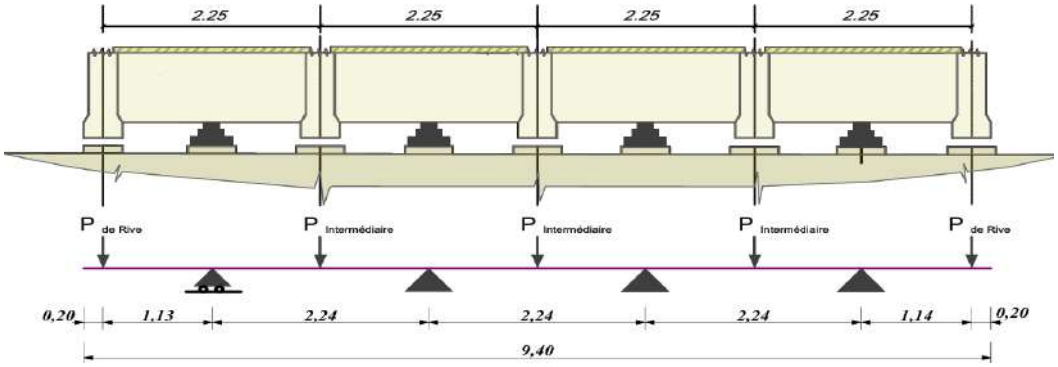


Figure : disposition des vérins et schéma mécanique

I. Détermination des sollicitations

A l'aide du logiciel RSA nous modélisons à nouveau le tablier afin de disposer les appuis à la position des vérins. Ainsi nous pouvons déterminer les sollicitations sur les entretoises sous l'effet des charges de structure du tablier. Les figures ci-dessous présentent les résultats.

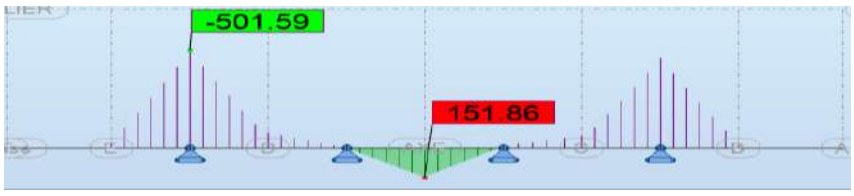


Figure : Moment fléchissant (ELS)

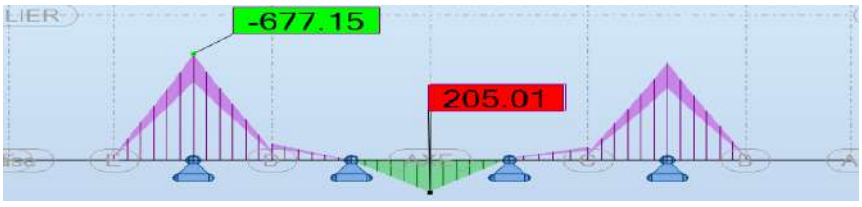


Figure : Moment fléchissant (ELU)

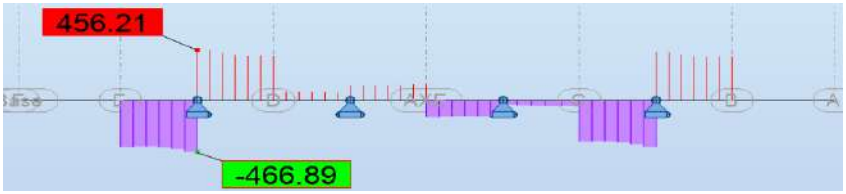


Figure : Effort tranchant ELU

II. Calcul des sections d'aciers dans les entretoises

II.1 Détermination des aciers longitudinaux

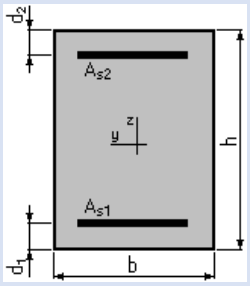
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 MPa ; Acier : fe = 500,0 MPa

- Fissuration préjudiciable et Prise en compte des armatures comprimées
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2.Section

b = 30,0 cm h = 115 cm d_1 = 3,0 cm d_2 = 3,0 cm	

3.Moments appliqués :

Tableau : sollicitation dans les entretoises

	Mmax kN.m	**Mmin** kN.m
Etat **L**imite **u**ltime (fondamental)	-677,15	205,01
Etat **L**imite de **S**ervice	-501,59	151,86

4. Résultats :

- **Sections d'Acier :**

Section théorique : A_{S_1} = 5,8 cm^2 ; Section théorique : A_{S_2} = 20,2 cm^2

Section minimum : $A_{S\ min}$ = 3,5 cm^2

- Choix des armatures :

Nappe supérieur (A_{S_2} = 20,2 cm^2) → : $3HA32 = 24{,}13\ cm^2$

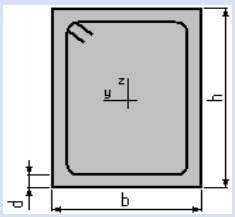
Nappe inferieur (As1 = 5,8 cm2) →: $3HA20 = 9{,}42\ cm^2$

- **Analyse par Cas :**

Cas ELU	**Cas ELS**
Coefficient de sécurité : 0,53 Position de l'axe neutre : y = 0,0 cm Bras de levier : Z = 112,0 cm Déformation du béton : ε_b = 0,04 ‰ Déformation de l'acier : ε_s = 10,00‰ Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 434,8 MPa	Coefficient de sécurité : 0,33 Position de l'axe neutre : y = 1,1 cm Bras de levier : Z = 111,6 cm Contrainte maxi du béton s_b = 1,7 MPa Contrainte limite : 0,6 f_{cj} = 21,0 MPa Contrainte de l'acier tendue : σ'_s = 24,3 MPa Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 MPa

II.2 Détermination les armatures transversales

3. Section et Efforts tranchants appliqués

Cas N°	**Type**	**Effort tranchant V [kN]**	
1.	ELU	-466,89	

4. Résultats

Contrainte tangente maximale :τ_u = 1,4 MPa

Contrainte tangente limite :$\tau_{u,lim}$ = 3,5 MPa

- **Armatures transversales**

Inclinaison des armatures : α = 90°

Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 3,1 cm^2

Cadres : 4 brins HA 10 (3,14 cm^2)

Espacement : S_t = 40 cm

Choix de $S_t = 20$ cm

Vérification :

$\frac{A_t.f_e}{0,4.b} \geq 0,4\ MPa \ \rightarrow \frac{3,1\times10^{-4}\times500}{0,4\times0,3} = 1,29\ MPa \geq 0,4\ MPa$; (Vérifier)

$S_t \leq \min(0,9d\ ; 40cm) \ \rightarrow S_t \leq 40\ cm$;(vérifier)

Conclusion nous fixons $S_t = 20\ c$m pour les armatures transversales

5. Calcul des armatures de peau

Pour lutter contre l'apparition de fissure du au retrait du béton dans le cas des poutres de retombé supérieur à 50 cm, il est prévu des armatures de peau.

En fissuration préjudiciable ou peu préjudiciable : cette section d'armature de peau est fixée à 3cm²/ml de parement.

Le parement de la poutre est de : p = $2 \times retombée\ de\ la\ poutre = 2 \times 0,9 = 1,8\ m$.

La section d'armature de peau est $A_p = 3 \times 1,8 = 5,4\ cm^2$

Choix des aciers : 4HA14 = 6,16 cm².

II.3 Synthèse des choix d'armatures des entretoises

Entretoise	Nappe supérieur	$3HA32\ soit$ 24,13 cm^2
	Nappe inferieur	$3HA20\ soit$ 9,42 cm^2
	Armatures de peau	4HA14 $soit$ 6,16 cm²
	Armatures transversales	1 cadre et 1 étrier HA10 esp 20 cm (3,14 cm²)

Annexe 9 : Dimensionnement du chevêtre

Le tablier étant de type isostatique, le chevêtre reçoit les sollicitations provenant de deux appareils d'appui situés sur chaque axe de poutre, conformément au profil en travers du pont et des plans détaillés en annexe. Le cas le plus défavorable considéré pour son dimensionnent n'est pas issu des efforts résultants des opérations de vérinage mais plutôt ceux issus pendant l'exploitation du pont car le chevêtre est porteur [10]. Le dimensionnement du chevêtre est réalisé à l'aide du logiciel RSA et du logiciel CYPECAD.

Partie A : Dimensionnement localisé (Utilisation de l'élément coque du logiciel RSA)

I) Sollicitations sur le chevêtre

Les efforts qui arrivent sur le chevêtre, en fonction des cas sont illustrés dans le tableau :

Tableau : Sollicitations affectées au chevêtre en fonction des cas d'états limite

ELU		
		Au niveau des bossages
Efforts sur les poutres de rives	1043,83 KN	4175,32 KN/m^2
Efforts sur les poutres intermédiaires	1019,28 KN	4047,12 KN/m^2
ELS		
		Au niveau des bossages
Efforts sur les poutres de rives	739,94 KN	2959,76 KN/m^2
Efforts sur les poutres intermédiaires	678,94 KN	2715,76 KN/m^2

II) Modélisation et chargement sur logiciel RSA

Le chevêtre est considéré comme une poutre et nous le modélisons comme un élément coque en béton armé avec pour géométrie : 1,5m de large, 11m de long et 1,2m de hauteur. Il travaille donc comme une dalle pleine, recevant 10 charges surfaciques au niveau de ses bossages.

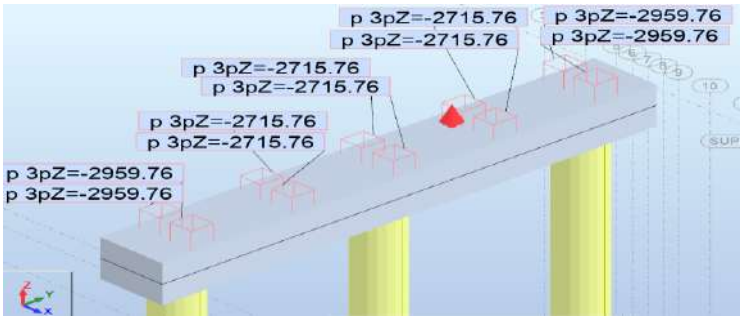
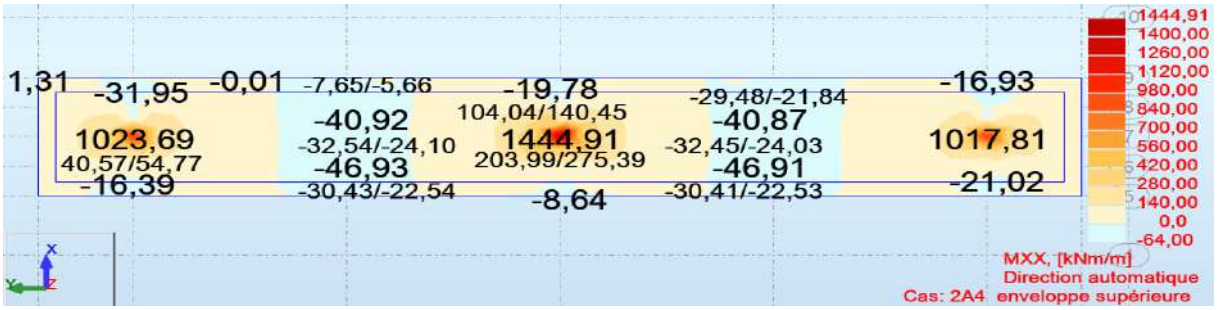


Figure : model sur logiciel RSA et chargement

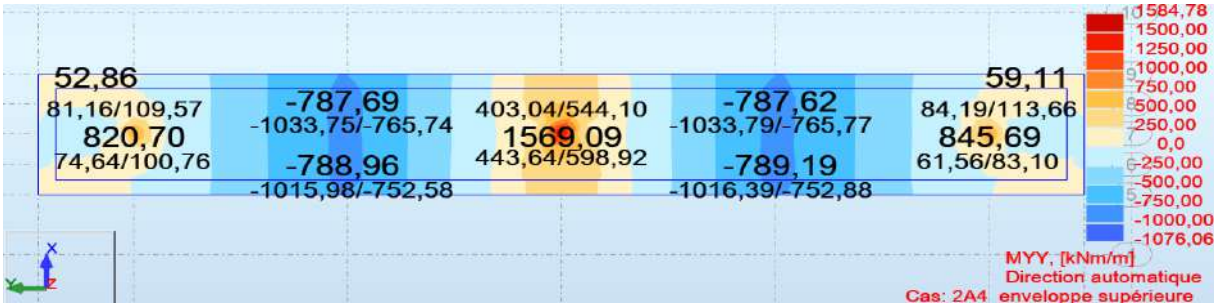
III) Résultat

a. Cartographie des moments à ELU

➢ Cartographie des moments dans le sens XX (transversal) sur le chevêtre

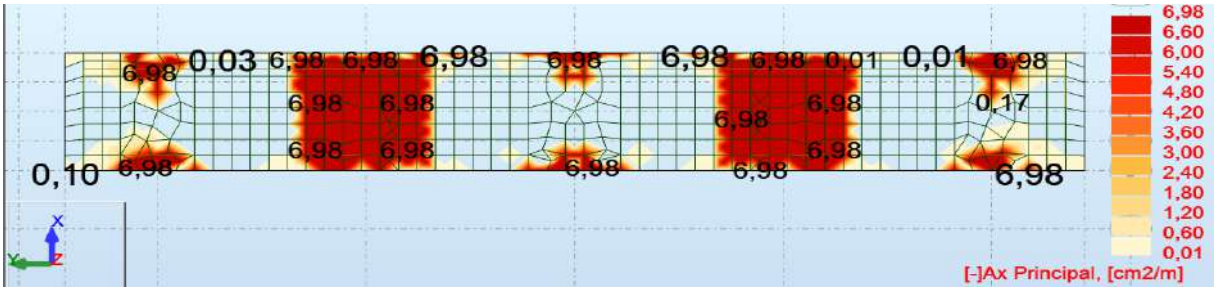


➢ Cartographie des moments dans le sens YY (longitudinal) sur le chevêtre



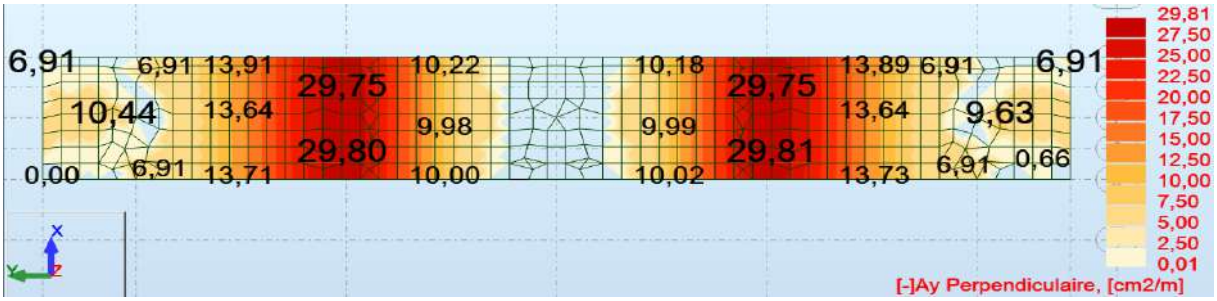
b. Cartographie du ferraillage théorique et choix

❖ En nappe inférieure dans le sens des x (transversal)



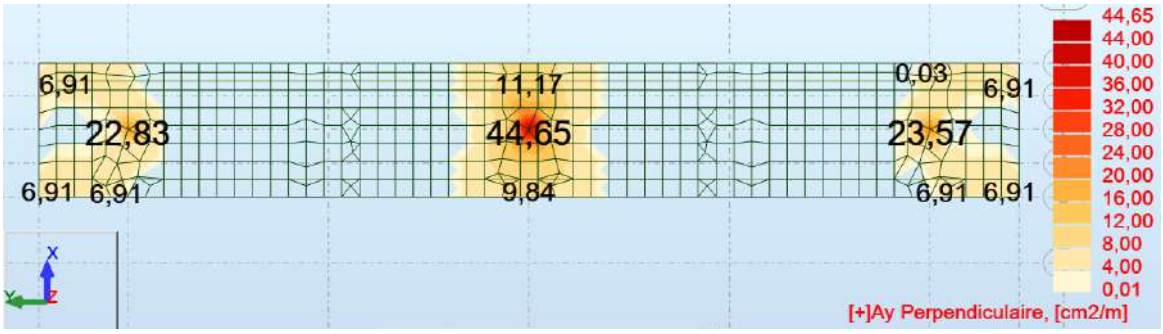
Choix des armatures : HA 12 esp 15 cm (7,53 cm^2/m).

❖ En nappe inférieure dans le sens des y (longitudinal)



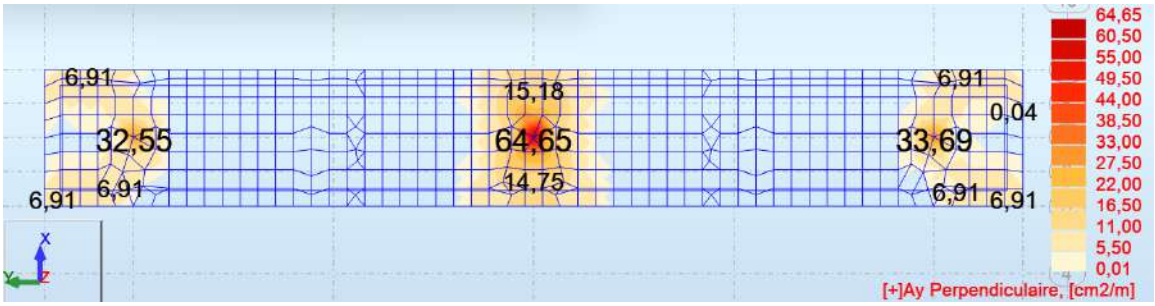
Choix des armatures : HA25 esp 15cm (32,68cm^2/m).

❖ En nappe supérieur dans le sens des x (transversal)



Choix des armatures : HA25 esp 10cm (49,09cm^2/m) au droit des piles et HA12 esp 15cm (7,53cm^2/m) en zone courant.

❖ En nappe supérieur dans le sens des y (longitudinal)



Choix des armatures : paquet de 2HA25 esp 15cm (65,38cm^2 /m).

c. Calcul de la section d'acier minimal par face

$A_{min\ /face}$ = 0,125% x B = 0,125 % x100 x 120 → **$A_{min\ /face}$ = 15 cm^2**

d. Calcul de l'espacement minimal

$S_t \leq$ min [1,5× h_0 ; 20 cm]

$S_t \leq$ min [1,5× 150 ; 20 cm] ⇒ $S_t \leq 20\ cm$

e. Calcul des Armatures de peau

Cette disposition vise à lutter contre l'apparition de fissure relativement ouverte en dehors des zones armées par les armatures disposées. En fissuration préjudiciable ou peu préjudiciable : cette section d'armature de peau est fixée à 3cm^2/ml de parement [8].

Le parement est : p = 2 ×h_0=2×1,2=2,4m.

La section d'armature de peau est A_p= 3×2,4 = 7,2 cm^2

Choix des aciers : 6HA14 = 9,24 cm^2.

f. Détermination les armatures transversales

Il s'agit des aciers qui reprennent les efforts tranchants pouvant provoquer d'éventuels fissures sur l'âme. Il convient de vérifier que la contrainte de calcul soit inférieure ou égale à la contrainte tangentielle [8]. Soit $\tau_u \leq \tau_{ul}$

- Contrainte de calcul : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{1043{,}83\times10^{-3}}{1{,}5\times0{,}9\times1{,}2} = 0{,}64\ MPa$
- Contrainte tangentielle admissible : $\tau_{ul} = min\left(\frac{0{,}15f_{cj}}{\gamma_b}\ ; 4\ MPa\right)$

$$\tau_{ul} = min\left(\frac{0{,}15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right) = \min\left(\frac{0{,}15\times35}{1{,}5}; 4\ MPa\right) = \min(3{,}5\ ; 4\ MPa) = 3{,}5\ MPa$$

$$\tau_u \leq \tau_{ul} \rightarrow condition\ v\acute{e}rifi\acute{e}e$$

- Calcul de la section d'aciers minimale : condition du diamètre $\emptyset_t$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35};\ \frac{b_0}{10};\ \emptyset_l\right) = \min\left(\frac{1200}{35};\ \frac{1500}{10};\ 32\right) = \min(34{,}29;\ 150\ ;\ 32)$$

Et $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{25}{3} = \mathbf{8{,}33}$

Choix de HA12 et prévoyons 10 brins (5 cadres). Soit une section d'acier transversal de 11,31cm^2.

Vérification :

$\frac{A_t.f_e}{0{,}4.b} \geq 0{,}4\ MPa\ \rightarrow \frac{11{,}31\times10^{-4}\times500}{0{,}4\times1{,}5} = 0{,}94\ MPa \geq 0{,}4\ MPa$; (Vérifier)

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

Choix $S_t = 15\ c$m pour les armatures transversales.

g. Synthèse des choix d'armatures sur le chevêtre

Chevêtre	Nappe supérieur	Ax (Transversal)	HA 25 esp 10cm (49,09 cm^2) au droit des piles et HA12 esp 15cm (7,53cm^2) en zone courant.
		Ay (Longitudinal)	Paquet de 2HA25 esp 15cm (65,38cm^2 /m).
	Nappe inferieur	Ax (Transversal)	HA 12 esp 15 cm (7,53 cm^2/m).
		Ay (Longitudinal)	HA 25 esp 15 cm (32,68 cm^2/m).
	Armatures de peau		6HA14 (9,24 cm²)
	Armatures transversales		5 cadres HA12 esp 15 cm (11,31 cm^2)

Partie B : Dimensionnement Global (Utilisation de l'élément poutre du logiciel CYPECAD)

Le dimensionnement du chevêtre a été effectué, en assimilant l'élément à une poutre sollicitée en flexion, torsion et cisaillement. Le calcul du ferraillage repose sur l'enveloppe des sollicitations générées par deux situations distinctes et critiques :

I. Cas de Exploitation du pont

Dans cette configuration, le chevêtre supporte les réactions d'appuis transmises par le tablier en service normal. Les charges prises en compte incluent :

- Le poids propre du tablier et des équipements (superstructures).
- Les surcharges de trafic routier (systèmes de charges réglementaires)

1. Sollicitations sur le chevêtre

Tableau : Sollicitations affectées au chevêtre

ELS	
Efforts sur les poutres de rives	739,94 kN
Efforts sur les poutres intermédiaires	678,94 kN

2. Diagramme des sollicitions

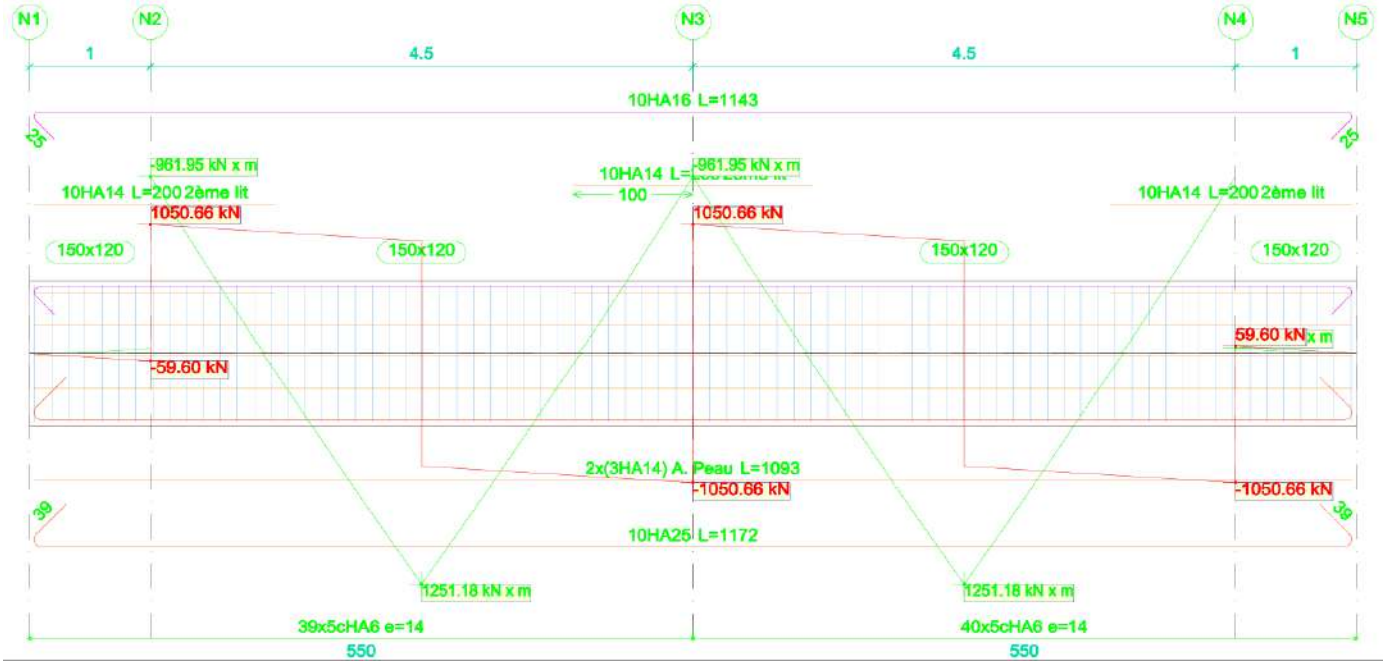


Figure : Diagramme des sollicitations

Le moment max en appui est de -961,95 kN.m et le moment max en travée est de 1251,18 kN.m. L'effort tranchant max est de 1050,66 kN.

3. Plan de ferraillage

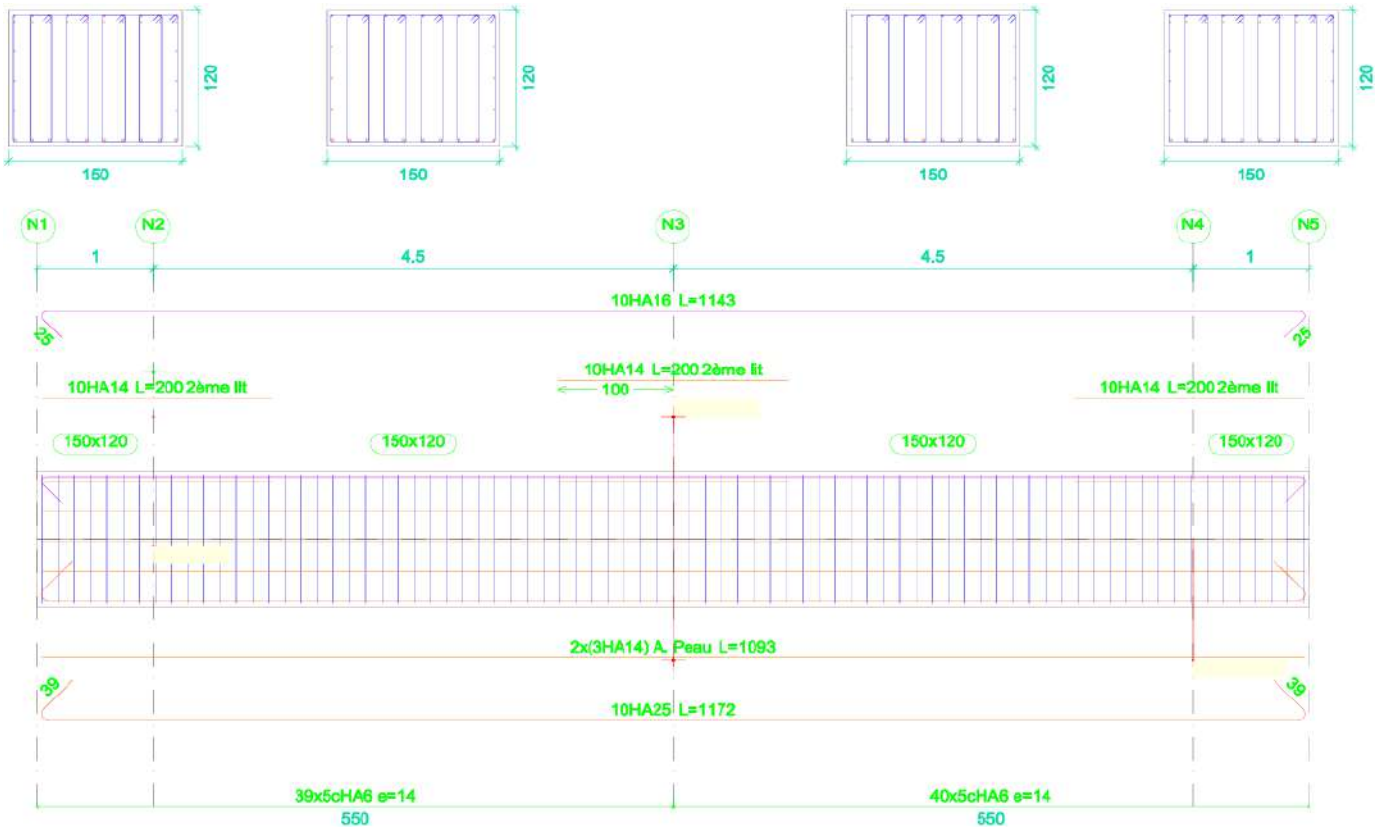


Figure : ferraillage di chevêtre

Le ferraillage retenu ici permet de répondre aux sollicitations induites pendant l'utilisation du pont (prise en compte des surcharges d'exploitation) avec un Taux de travail de 98,5%.

II. Cas de vérinage (Maintenance)

Cette situation correspond aux opérations d'entretien, notamment le remplacement des appareils d'appui. Le tablier est alors soulevé par des vérins hydrauliques, déplaçant ainsi les points d'application des charges sur le chevêtre.

• Le dimensionnement garantit que la section de béton et les armatures sont capables de supporter ces efforts concentrés, situés hors des axes d'appuis habituels, sans compromettre l'intégrité structurelle de la pile.

La charge du tablier appliquée sur les bossages est de 955 kN et il y a prise en compte du moment de torsion créé afin de rester fidèle au fonctionnement du chevêtre.

1. Diagramme des sollicitions

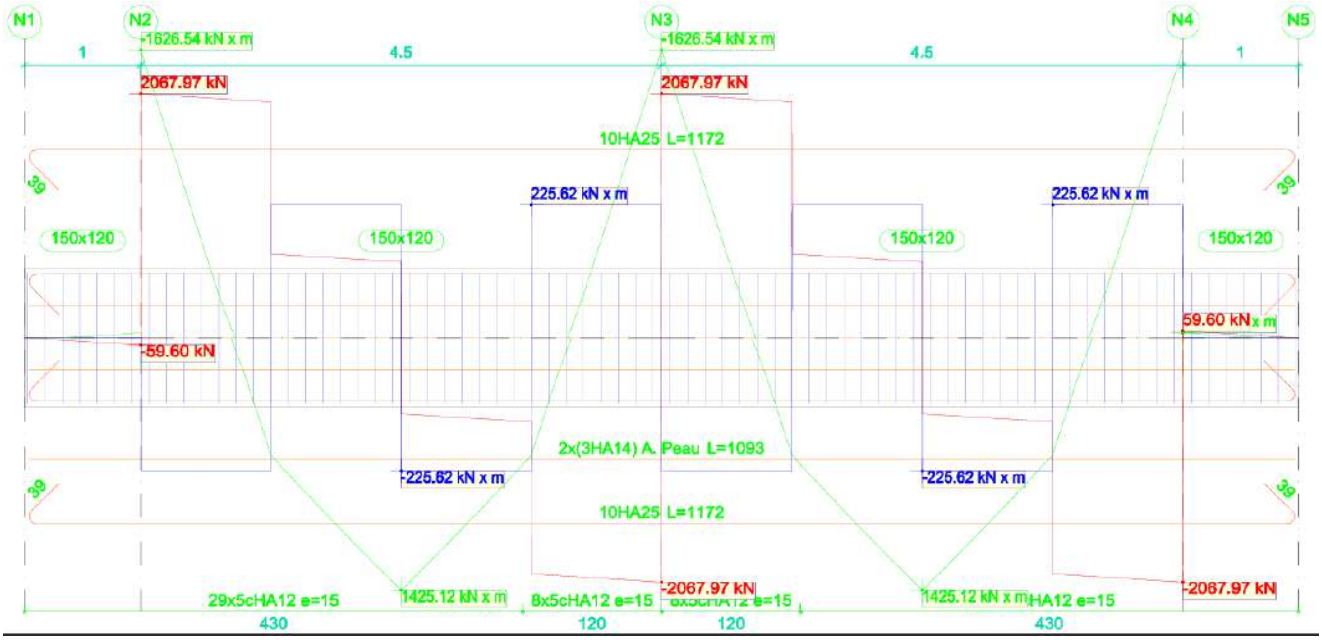


Figure : Diagramme des sollicitations

Le moment max en appui est de -1626,54 kN.m et le moment max en travée est de 1425,12 kN.m. L'effort tranchant max est de 2067,97 kN et le moment de torsion est de 225,62 kN.m.

2. Plan de ferraillage

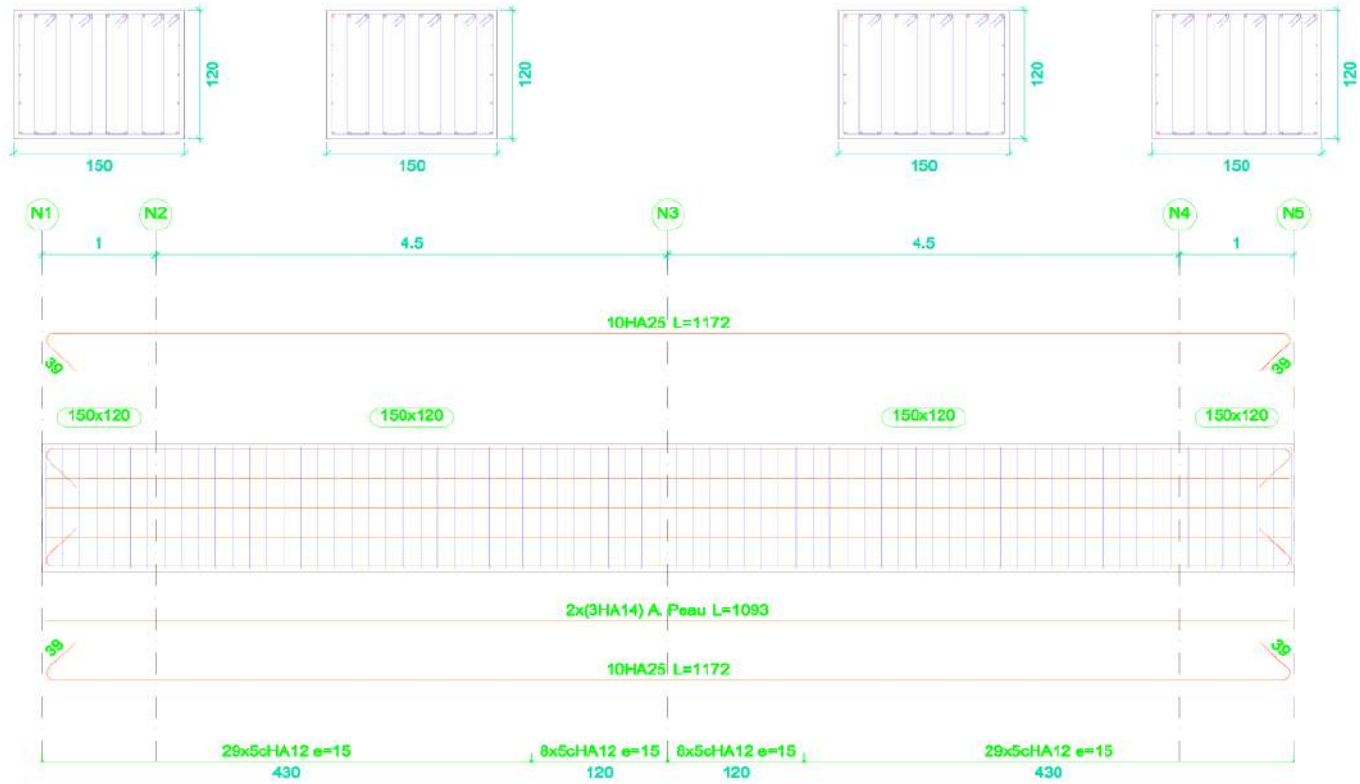


Figure : ferraillage di chevêtre

Le ferraillage retenu ici permet de répondre aux sollicitations créées pendant l'utilisation du pont (prise en compte des surcharges d'exploitation) et durant les opérations d'entretien, notamment le remplacement des appareils d'appui. Le Taux de travail est de 91,5% (ferraillage optimisé et ouvrage en sécurité).

Conclusion

Le ferraillage obtenu en dimensionnant globalement le chevêtre est en accord avec celui obtenu via la méthode dimensionnement localisé. Il faut noter une optimisation des aciers de la nappe supérieure du chevêtre qui passe de 20 HA 25 à 10 HA 25. Les armatures retenues à l'issue du dimensionnement prennent en compte le moment de torsion créé pendant le vérinage.

Tableau : Synthèse des choix d'armatures sur le chevêtre

Chevêtre	Nappe supérieure	Ay (Longitudinal)	10 HA25 soit 49,09 cm^2.
	Nappe inferieure	Ay (Longitudinal)	10 HA25 soit 49,09 cm^2.
	Armatures de peau		6HA14 (9,24 cm^2)
	Armatures transversales		5 cadres HA12 esp 15 cm (11,31 cm^2)

Annexe 10 : Dimensionnement des colonnes

Les éléments porteurs en béton armé jouent un rôle essentiel dans la stabilité de l'ouvrage. Ils reprennent à la fois des charges verticales telles que les efforts du tablier, le poids du chevêtre et leur poids propre, ainsi que des charges horizontales provenant des efforts de freinage, de la poussée de l'eau et du vent.

Leur dimensionnement est donc réalisé en flexion composée afin de combiner les effets de la compression et de la flexion.

Chaque chevêtre est doté d'une file de trois colonnes cylindriques de 1 m de diamètre. la hauteur des colonnes varie dans le sens longitudinal du pont. Pour cette étude nous considérons la file de colonne la plus contraignante « axe P4 » de hauteur 10,25 m.

I. Modélisation sur logiciel RSA et détermination des sollicitions

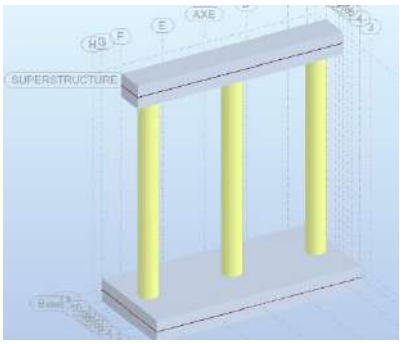


Figure : Model de l'ensemble Chevêtre - Pile- Semelle de liaison

a) Résultat

A l'issus de la descente de charge tenant compte des efforts transmise par le tablier et les poids propre du chevêtre puis colonne. Il en ressort les charges verticales suivantes :

- Diagramme des efforts sur colonnes à l'ELS et ELU

Figure : Diagramme des efforts sur colonnes à ELS et ELU

- Synthèse des efforts sur colonnes

Tableau : Sollicitations affectées aux colonnes en fonction des cas d'états limite

	ELS	ELU
Efforts Normal N	3334,87 KN	4502,07 KN

b) Calcul de l'influence des charges horizontales

❖ Effort de freinage.

D'après les indications de l'annexe 4 relative à la Détermination des charges d'exploitation l'effort de freinage total est de $F = 30\ t$.

Cette force est transmise par l'intermédiaire des appareils d'appui et reprise par les 3 colonnes du chevêtre. On obtient donc un effort de freinage moyen de F = 30÷ 3 = 10 t / colonne

A l'ELS: $M_{ser} = 1{,}2.Fr.h_c = 1{,}2 \times 10 \times 11{,}45 = 137{,}4\ t.m$

A l'ELU: $M_u = 1{,}6.Fr.h_c = 1{,}6 \times 10 \times 11{,}45 = 183{,}20\ t.m$

❖ Force hydrodynamique due au courant sur la pile

La détermination de la force exercer par l'eau sur la colonne suit la formule :

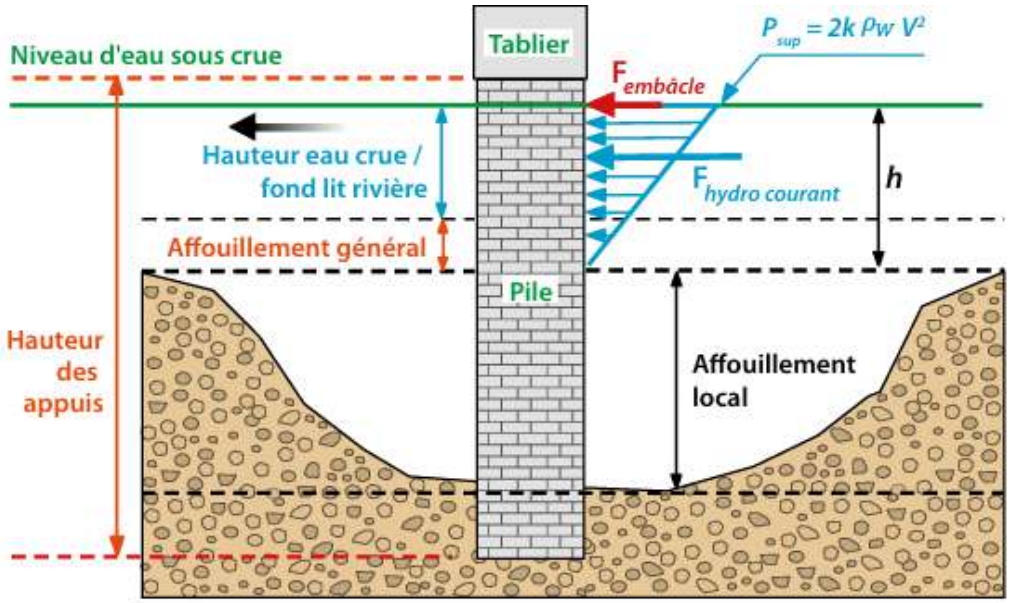


Figure : Poussée des eaux sur les piles [16]

$$F_w = k \times \rho_w \times h \times b \times v^2. [16]$$

ρ_w : masse volumique de l'eau qui est de 1t/m^3

$k = 0{,}35$ Pour obstacle circulaire

v : la vitesse de l'eau (1,45m/s)

$F_w = 0{,}35 \times 1 \times 6{,}5 \times 1 \times 1{,}45^2$

$F_w = 4{,}8\ t$

A l'ELS: $M_{ser} = 1{,}2.F_w.\frac{2}{3}6{,}5 = 24{,}96\ t.m$

A l'ELU: $M_u = 1{,}6.F_w.\frac{2}{3}6{,}5 = 33{,}28\ t.m$

❖ Action du vent

En phase de service, le vent exerce une force horizontale qui agit perpendiculaire à la chaussée, d'une intensité de 2 KN/m^2 sur la surface exposée. On considère que, sous l'effet du vent, le pont n'a pas de trafic [2].

L'action qui s'exerce sur la colonne est celle issue des poussées de vent appliquées sur le côté de la chaussée. : $q = S \times 0{,}2 = 1{,}5 \times 18{,}8 \times 0{,}2 = 5{,}65\ t$;

Chaque chevêtre est doté de 3 colonnes donc : $q_{/colonne}=\frac{5{,}65}{3}=1{,}88\ t$

A l'ELS: $M_{ser} = 1{,}2\ .\ \frac{q}{colonne}\ .h_c = 1{,}2 \times 1{,}88 \times 11{,}45 = 25{,}83\ t.m$

A l'ELU: $M_u = 1{,}6.\frac{q}{colonne}.h_c = 1{,}6 \times 1{,}88 \times 11{,}45 = 34{,}44\ t.m$

❖ Synthèse des moments sur colonnes

Tableau : Moments affectées aux colonnes en fonction des cas d'états limite

	ELS	ELU
Moments (perpendiculaire à la chaussée) : Mz	507,90 KN.m	677,20 KN.m
Moments (parallèle à la chaussée) : My	1374 KN.m	1832 KN.m

II. Application des sollicitations sur logiciel EXPERT et calcul des sections d'aciers

i. Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

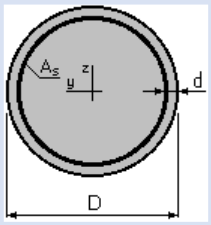
1. <u>Hypothèses :</u>

Béton : fc28 = 30,0 MPa ; Acier : fe = 500,0 MPa

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2.Section

D = 100,0 cm d = 5,0 cm	

3. Résultats :

Sections d'Acier :

- Section d'Acier théorique A_s = 108,0 cm^2
- Section d'Acier minimum $A_{s\,min}$ = 78,5 cm^2
- Section d'Acier maximum $A_{s\,max}$ = 392,7 cm^2

Choix des armatures : 14 HA 32 (112,59 cm^2)

➢ Analyse par Cas :

Cas ELS	**Cas ELU**
Coefficient de sécurité : 1,00 Position de l'axe neutre : y = 52,6 cm Bras de levier : Z = 73,3 cm Contrainte maxi du béton : σ_b = 18,0 MPa Contrainte limite : 0,6×fcj = 18,0 MPa Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 217,0 MPa Contrainte de l'acier comprimée : σ_s = 244,1 MPa Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 MPa	Coefficient de sécurité : 1,27 Position de l'axe neutre : y = 55,2 cm Bras de levier : Z = 69,2 cm Déformation du béton : ε_b = 3,50 ‰ Déformation de l'acier : ε_s = 2,52 ‰ Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 434,8 MPa Contrainte de l'acier comprimée : σ_s' = 434,8 MPa

ii. Section d'acier minimal d'après le Guide SETRA. P.P 73.[10]

➢ $A_{s\,min}$ = 0,2% de la section total de béton

$A_{s\,min} = 0{,}2\% \times \pi.r^2 = 15{,}70\ cm^2$

→ $A_{s\,réel}$ [68,72 cm^2] > $A_{s\,min}$ [15,70 cm^2] (Vérifier)

- $S_t \leq 40\ cm$ (Vérifier)

iii. Calcul des aciers transversaux

$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{25}{3} = 8{,}33mm$; choix des cerces en HA12.

Espacement : $S_t \leq \min(40cm\,;\, a + 10cm\,;\, 15.\emptyset_l) = \min(40cm\,;\, 110\,;\, 37{,}5cm)$

Choix : HA12 espacer de 20 cm.

Pour éviter les fissures de retrait au niveau des reprises de bétonnage, des cerces de HA12 espacées de 10cm sont disposées sur 1 m près des encastrements.

iv. Vérification : stabilité de la colonne au flambement

Afin d'éviter tout risque de flambements, il faudrait que l'élancement $\lambda = 4 \times \frac{l_f}{\emptyset} < 50$

La longueur de flambement $l_f = 0{,}75.l_0 = 0{,}75 \times 11{,}45 = 8{,}58m$

$$\lambda = 4 \times \frac{8{,}58}{1} \rightarrow 34{,}35 < 35$$

Conclusion : pas de risque de flambement.

v. Synthèse des choix d'armatures sur les colonnes

Colonnes	Aciers longitudinaux	• 14 HA 32 (112,59 cm^2).
	Aciers transversaux	• HA12 esp 20 cm. • HA12 esp 10 cm sur 1 m près des encastrements.

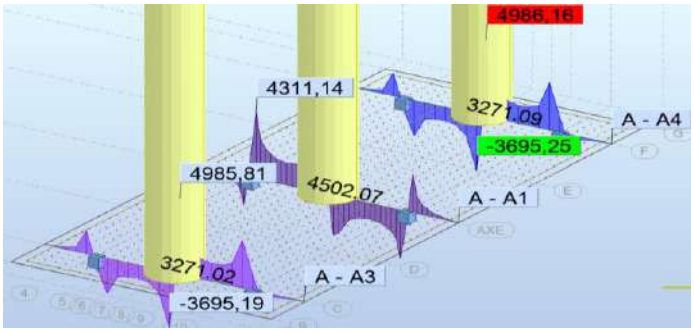
Annexe 11 : Dimensionnement des semelles de liaison

Les semelles de liaison, d'une géométrie fixée à 5 m de large, 11 m de long et 1,2 m d'épaisseur, assurent la transmission des efforts verticaux et horizontaux issus des trois colonnes de l'axe P4 vers le sol. Le transfert se fait au moyen de six pieux disposés conformément aux plans d'exécution. Le dimensionnement des semelles de liaisons a été réalisé à l'aide du logiciel RSA, tandis que la vérification de la section d'acier minimale et des conditions de résistance s'appuie sur les prescriptions du guide [10].

I) Résultat après modélisation et calcul sur RSA

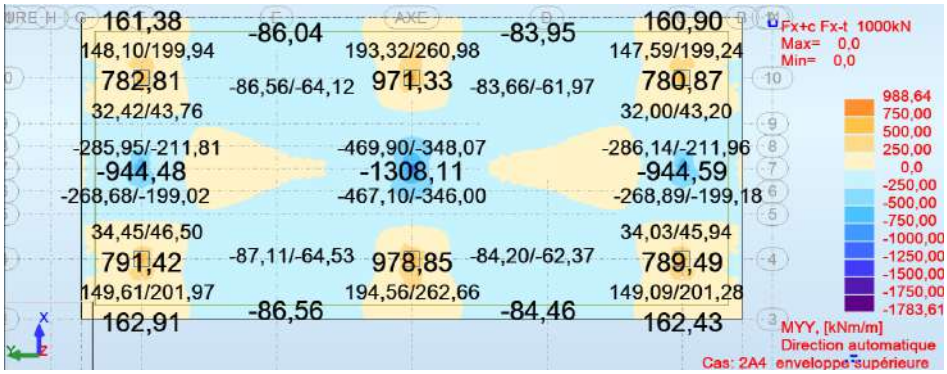
a. Les sollicitations

- Efforts tranchants à ELU dans la semelle au droit des pieux.



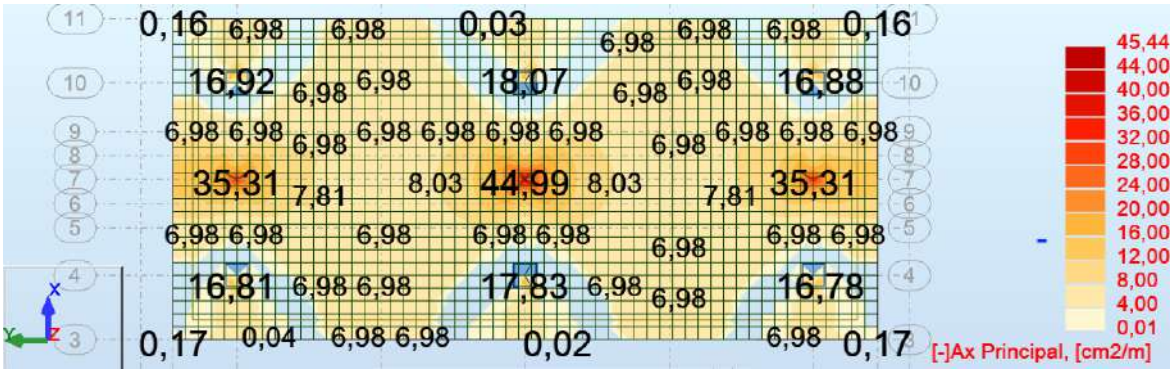
- Cartographie des moments dans le sens XX (transversal) sur semelle de liaison

- Cartographie des moments dans le sens YY (longitudinal) sur semelle de liaison

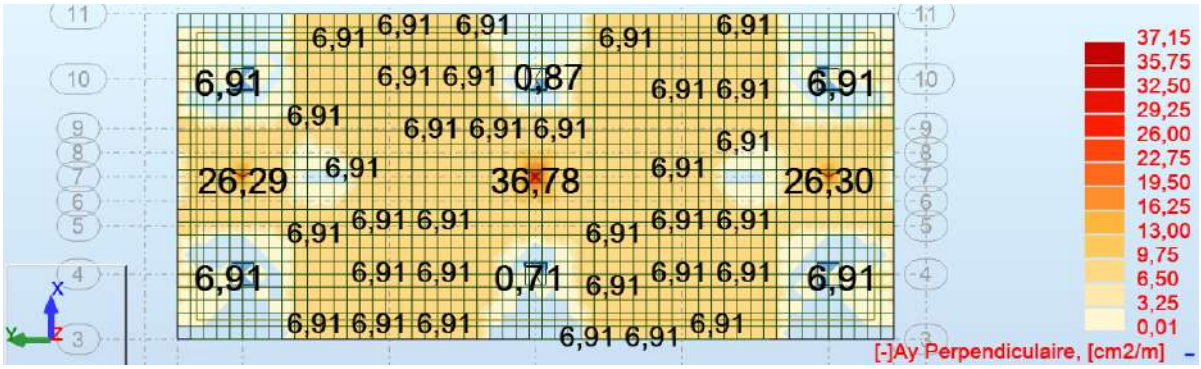


b. Cartographie du ferraillage théorique

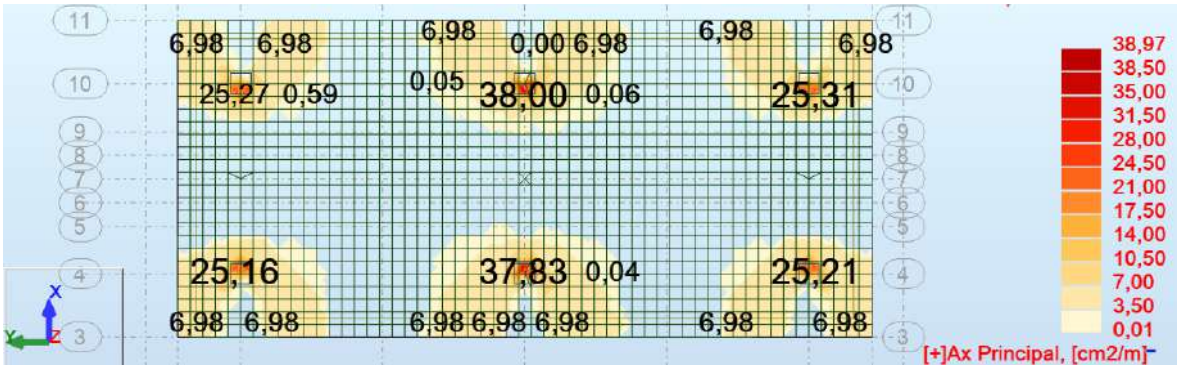
❖ En nappe inférieure dans le sens des x (transversal)



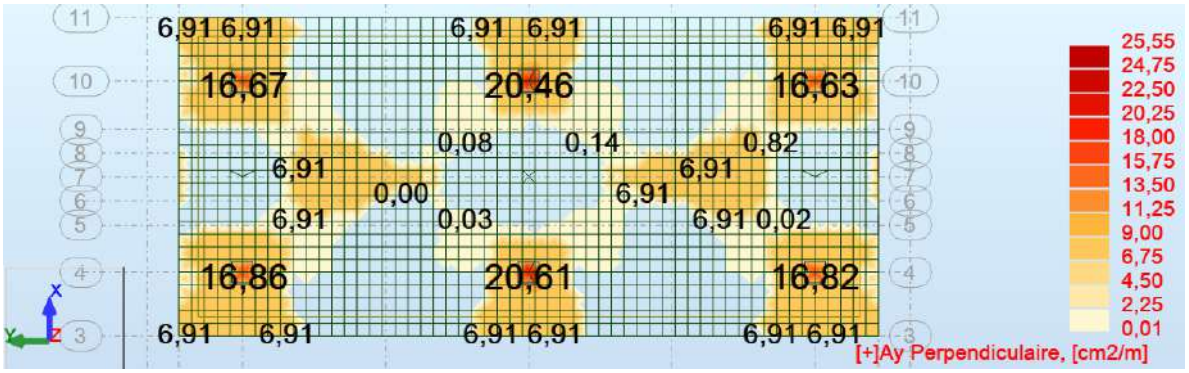
❖ En nappe inférieure dans le sens des y (longitudinal)



❖ En nappe supérieur dans le sens des x (transversal)



❖ En nappe supérieur dans le sens des y (longitudinal)



c. Réaction aux appuis sur chaque pieu

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]	
49/ 1	0,03	-0,48	411,67	-42,07	-66,36	-0,00	
49/ ELU+	0,39	-5,05	2001,22	-46,10	-403,83	-0,02	
49/ ELU-	0,29	-6,82	1482,39	-62,23	-545,18	0,02	PIEU 1
49/ ELS+	0,29	-5,05	1482,39	-46,10	-403,83	-0,02	
49/ ELS-	0,29	-5,05	1482,39	-46,10	-403,83	-0,02	
49/ 20	0,48	-7,86	431,43	-34,86	-142,99	-0,03	
49/ 21	-0,21	3,28	639,28	30,85	-194,48	0,01	
50/ 1	-0,03	-0,47	410,71	-42,11	66,50	0,00	
50/ ELU+	-0,31	-5,04	1980,57	-46,59	547,79	0,00	
50/ ELU-	-0,42	-6,81	1467,09	-62,90	405,77	0,00	
50/ ELS+	-0,31	-5,04	1467,09	-46,59	405,77	0,00	PIEU 2
50/ ELS-	-0,31	-5,04	1467,09	-46,59	405,77	0,00	
50/ 20	-0,46	-7,86	423,04	-35,14	144,01	0,00	
50/ 21	0,18	3,30	633,33	30,66	195,26	-0,00	
51/ 1	-0,06	0,00	562,24	-3,31	-63,59	-0,00	
51/ ELU+	-0,66	0,00	2647,73	-11,56	-410,67	-0,00	
51/ ELU-	-0,89	0,00	1961,28	-15,61	-554,41	-0,01	
51/ ELS+	-0,66	0,00	1961,28	-11,56	-410,67	-0,00	PIEU 3
51/ ELS-	-0,66	0,00	1961,28	-11,56	-410,67	-0,00	
51/ 20	-1,08	-0,00	1188,30	-7,01	-279,61	-0,01	
51/ 21	0,48	0,00	210,74	-1,25	-67,47	0,00	
52/ 1	0,07	0,00	561,20	-3,30	63,73	0,00	
52/ ELU+	0,96	0,00	2626,75	-11,47	557,21	0,01	
52/ ELU-	0,71	0,00	1945,74	-15,48	412,75	0,00	
52/ ELS+	0,71	0,00	1945,74	-11,47	412,75	0,00	PIEU 4
52/ ELS-	0,71	0,00	1945,74	-11,47	412,75	0,00	
52/ 20	1,05	-0,00	1180,09	-6,95	280,71	0,01	
52/ 21	-0,41	0,00	204,45	-1,21	68,31	-0,00	
53/ 1	0,03	0,47	410,79	41,43	-66,38	0,00	
53/ ELU+	0,39	6,82	1997,11	59,18	-403,91	0,02	
53/ ELU-	0,29	5,05	1479,34	43,84	-545,27	0,02	
53/ ELS+	0,29	5,05	1479,34	43,84	-403,91	0,02	PIEU 5
53/ ELS-	0,29	5,05	1479,34	43,84	-403,91	0,02	
53/ 20	0,48	7,86	429,61	33,50	-143,04	0,03	
53/ 21	-0,21	-3,28	638,93	-31,09	-194,49	-0,01	
54/ 1	-0,03	0,47	409,83	41,47	66,52	-0,00	
54/ ELU+	-0,31	6,80	1976,42	59,86	547,89	-0,00	
54/ ELU-	-0,42	5,04	1464,01	44,34	405,84	-0,00	
54/ ELS+	-0,31	5,04	1464,01	44,34	405,84	-0,00	PIEU 6
54/ ELS-	-0,31	5,04	1464,01	44,34	405,84	-0,00	
54/ 20	-0,46	7,86	421,15	33,77	144,06	-0,00	
54/ 21	0,18	-3,30	633,03	-30,89	195,26	0,00	

II) Ferraillage recommander par le Guide SETRA P.P 73 et choix des sections d'aciers

➢ Présentation de la méthode des bielles

Le ferraillage de la nappe inférieure des semelles sur pieux est le plus souvent calculée par la méthode des bielles. Elle simplifie le comportement de la semelle en regroupant les efforts dans des réseaux de bielles (compression) et de tirants (traction), facilitant le dimensionnement des armatures [10]. Sa validité d'utilisation suppose que l'angle θ d'inclinaison des bielles par rapport à l'horizontal est au moins égal à 45°. ($\theta \geq 45°$).

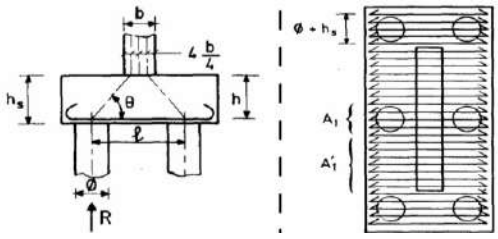


Figure : semelle de liaison avec disposition de la méthode des bielles[10]

➢ **Nappe inférieure**

Armature inferieur transversal à la semelle (dans le sens X)

- **La section d'armature transversal A_1 :** relative à un couple de pieux (« poutre incorporée » de largeur $\emptyset + h_s$) est déterminé par la formule :

$\mathbf{A_1} = \frac{R}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{l}{2} - \frac{l}{4}}{h}$; avec $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e$ et R= réaction verticale du pieu (effort transmis par la semelle)[10]

Détermination de R :

D'après la figure ci-dessus (Réaction aux appuis sur chaque pieu), la réaction la plus contraignante pour le dimensionnement est celle des pieux 3, avec :

$R_{(ELU)}$= 2647,73 KN et $R_{(ELS)}$= 1961,28 KN ;

$\mathbf{A_1} = \frac{2647,73}{333,33 \times 10^{-1}} \times \frac{\frac{300}{2} - \frac{300}{4}}{115}$=51,81 Cm^2

$\mathbf{A_1}$=51,81 Cm^2 repartir sur une largeur de : 1+ 1,2 =2,2 m dans les poutres incorporées.

Choix : HA 32 esp 15cm (53,56cm^2/m) en zone des pieux, soit sur une largeur de *2,2 m.*

- **La section d'armature transversal $\mathbf{A'_1}$:** relative aux armatures de répartition situées entre les poutres incorporées est déterminer par la formule : $\mathbf{A'_1} \geq \frac{1}{3} \times \mathbf{A_1}$.[10]

$\mathbf{A'_1} = \frac{1}{3} \times 51,81 = 17,27\ Cm^2$. **Choix :** HA 20 esp 15cm (20,92cm^2/m) en zone courante.

- **Armatures inferieurs longitudinales**

Des armatures longitudinales $\mathbf{A_2}$ sont à prévoir dans le sens longitudinal de la semelle.

$\mathbf{A_2} \geq \frac{1}{3} \times \mathbf{A_1} \rightarrow \mathbf{A_2}$=17,27 Cm^2.**Choix :** HA 20 esp 15cm (20,92cm^2/m) en zone courante

- **Nappe supérieure (dans le sens X et Y)**

Aciers supérieurs : $A_s = \frac{A_i}{10}[10] = \frac{51,81}{10} = 5,2\ cm^2$.

Calcul de la section minimal d'acier par face

$\mathbf{A_{min\ /face}}$ **= 0,125% x B**[8] = 0,125 % x100 x 120 → $\mathbf{A_{min\ /face}}$ **= 15 cm^2**

Calcul de l'espacement minimal

$S_t \leq \min [\ 1,5 \times h_0\ ;\ 20\ cm] \rightarrow S_t \leq \min [\ 1,5 \times 120\ ;\ 20\ cm] \Rightarrow S_t \leq 20\ cm$

Choix des aciers dans le sens X et Y en Nappe supérieur : HA 20 esp 15cm (20,92cm^2/m)

- **Cadres verticaux et horizontaux espacés**

Effort tranchant général : En général, leur disposition n'est pas nécessaire lorsque les armatures inférieures de la semelle de liaison ont été calculées à l'aide de la méthode des

bielles.[10] Mais pour des raisons constructives, ces armatures sont retenues pour prévenir la fissuration due au retrait.

- ✓ Les cadres verticaux et horizontaux espacés respectivement de S_v et S_h (de l'ordre de 15 à 20 cm). $\frac{A_v}{S_v} = \frac{A_h}{S_h} = 0{,}002.\, b_s = 1cm.$
- ✓ En prenant un espacement $S_h = 20\ cm$ on aura $A_h = 20\ cm^2$. Choix de 7 brins par face, soit HA14 esp 20cm /face (21,55 cm^2) au total.
- ✓ Cadres verticaux tous les 20 cm, $S_v = 20\ cm$, $A_h = 20\ cm^2$. Choix de HA 10 esp 20 cm (20,42 cm^2).

Résistance locale à l'effort tranchant : On doit vérifier au voisinage des pieux d'angle la résistance locale à l'effort tranchant (poinçonnement).

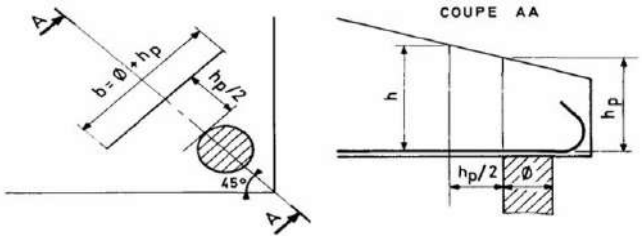


Figure : illustration des pieux d'angle pour la vérification au poinçonnement selon le P.P 73[10]

Cette résistance est vérifiée si la réaction du pieux d'angle est au plus égal à :

$\mathbf{R} \leq \frac{2}{3} \times b \times h \times f_{tj}\ ;\ f_{tj} = 2{,}4\ MPa$

$\frac{2}{3} \times b \times h \times f_{tj} = \frac{2}{3} \times 215 \times 115 \times 2{,}4\ \times 10^{-1}$=**3956 KN**

→ R= 2647,73 KN < 3956 KN. **(Vérifier : pas de risque de poinçonnement)**

III) Synthèse des choix d'armatures sur les semelles de liaisons

Semelles de liaisons	Nappe inferieure	Ax (Transversal)	• HA 32 esp 15cm (53,56cm^2/m) en zone des pieux, soit sur une largeur de 2,2 m. • HA 20 esp 15cm (20,92cm^2/m) en zone courante
		Ay (Longitudinal)	HA 20 esp 15cm (20,92cm^2/m) en zone courante
	Nappe supérieur	Ax (Transversal)	HA 20 esp 15cm (20,92cm^2/m)
		Ay (Longitudinal)	HA 20 esp 15cm (20,92cm^2/m)
	Les cadres horizontaux		HA14 esp 20cm /face (21,55 cm^2/m)
	Les cadres verticaux		• HA 10 esp 20 cm (20,42 cm^2/m).

Annexe 12 : Dimensionnement de la culée

La culée constitue l'un des éléments structuraux majeurs du pont, assurant la transition entre l'ouvrage et les voies d'accès. Elle a pour fonctions principales de soutenir l'extrémité du tablier, reprendre les poussées exercées par le remblai, et de transmettre l'ensemble de ces actions vers les fondations profondes.

L'ouvrage étudié est de type Pile-culée et se compose d'un mur garde-grève, de deux murs en retour, d'un sommier supportant les appareils d'appui, des piles, d'une dalle de transition assurant la continuité avec la chaussée, et d'un système de fondation (semelle-pieux). La figure ci-après permet de situer clairement les zones faisant l'objet du dimensionnement.

Dans cette annexe, la culée est analysée dans son ensemble :

- Détermination des sollicitations globales sur chaque composant (flexion, effort tranchant, poussée des terres et torsion) ;
- Dimensionnement de chaque composant, conformément aux règles en vigueur

L'objectif est d'établir un calcul cohérent et justifié, garantissant la sécurité et la durabilité de l'extrémité de l'ouvrage.

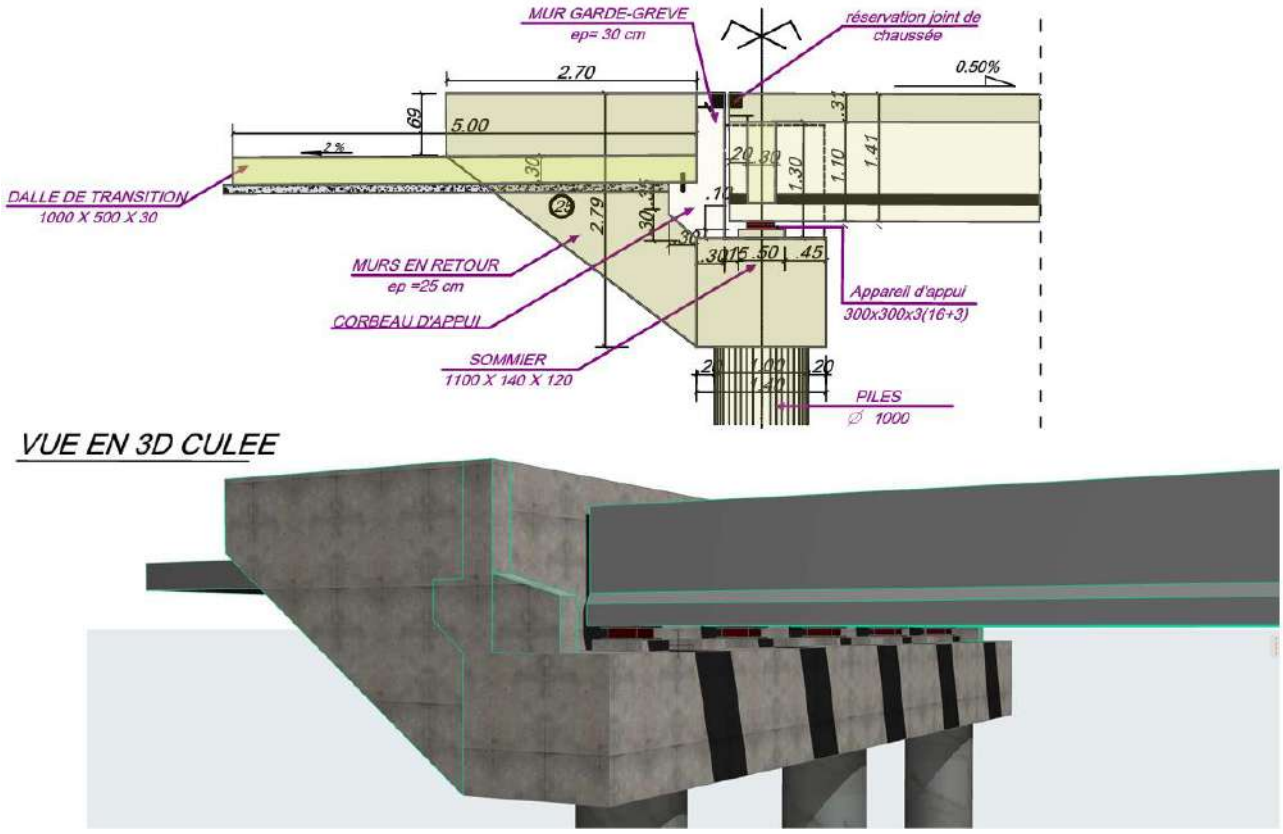


Figure : Détail culée (coupe longitudinale) et 3D

I. Evaluation des charges

1) Mur garde-grève

Les charges sont produites par les roues du système B_C ou du système B_T (seules en pratique à considérer). La densité de charge au niveau du plan moyen du sommier résulte de diffusion des effets des différentes roues ; le poids propre (force verticale) est négligé car il est favorable par rapport au moment créé par la dalle de transition excentrée de 30 cm du mur garde-grève.

Forces horizontales.

- Poussée des terres.

En ne tenant pas compte de la présence de la chaussée, le moment maximal à l'encastrement a pour expression : $\boldsymbol{M_t = \frac{i \times \Delta \times h^3}{6}}$ *avec* $\begin{cases} i : coefficient\ de\ poussée \\ \Delta : poids\ volumique\ du\ rembla \\ h : hauteur\ du\ mur\ garde-grève \end{cases}$; $\begin{cases} i = 0{,}3 \\ \Delta = 2\ t/m3 \end{cases}$

Soit $M_t = 0{,}1h^3$ [10]. *Or h= 1,60m*

$M_t = 0{,}1 \times 1{,}6^3$ *=0.41 t.m/m*

- Poussée d'une charge locale située en arrière du garde-grève.

La sollicitation totale due aux camions types BC (poussée des charges locales + freinage) est plus défavorable pour le mur garde-grève dans le domaine considéré (0,5 m ≤ h ≤3m). L'effet le plus défavorable est produit par 2 roues arrière de 6t de deux camions accolés placées de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière du garde-grève [10].

Ces charges réelles sont remplacées par une charge uniformément équivalente de 12 t répartie sur **un rectangle de $\mathbf{0{,}25m \times 0{,}75\ m}$ circonscrit aux carrés d'impact de chacune des roues**.

On admet que la pression issue de l'impact se propage à 45° vers l'arrière et latéralement, de façon uniforme tel que présenté par la figure ci-dessous. L'influence des roues situées à plus de 1,5 m en arrière est négligée.

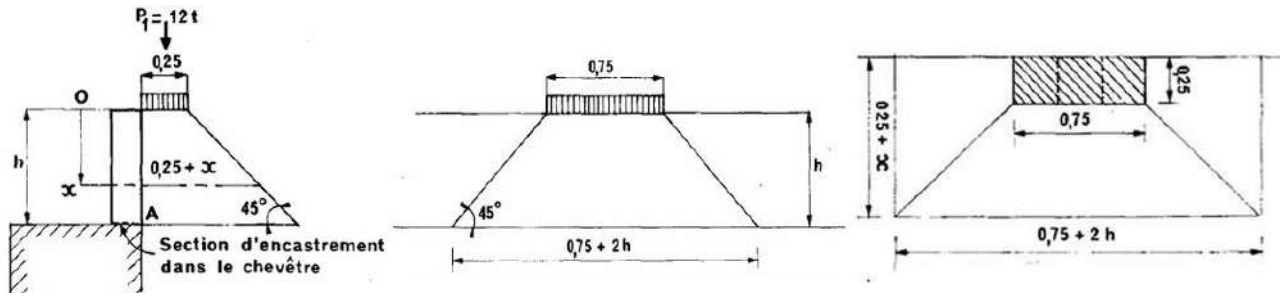


Figure : illustration des pressions issues du rectangle d'impact selon le P.P 73.[10]

Le moment fléchissant en A, à 1a profondeur h en fonction de :(i) coefficient de poussée, (γ)coefficient de pondération, (δ)coefficient de majoration dynamique et (bc) coefficient fonction du nombre de voies chargées est défini dans le tableau ci-dessous du P. P73.Pour ce tableau les coefficients considérés sont : i=0,3 ; $\gamma = 1{,}2 ; = 1$; bc= 1,1 (pont 1ère classe, 2 voies chargées).

Tableau : moment fléchissant en A en fonction hauteur du mur garde-grève.[10]

h_m [m]	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
M_p [t.m/m]	0,88	1,35	1,75	2,42	2,95	3,39	3,76

Pour le pont de tortiya par interpolation pour h_m =1,6m, M_p=2,53 t.m/m.

- Force de freinage d'un essieu lourd du camion Bc

On considère un essieu lourd au contact du garde-grève et l'on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,50 m. en arrière.

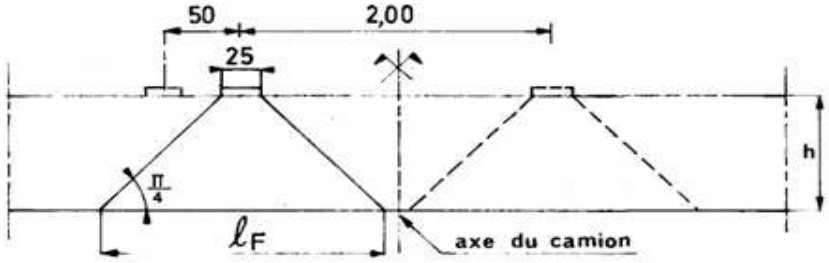


Figure : illustration de la répartition des efforts de freinage selon le P.P 73.[10]

$$\boldsymbol{M_F} = \frac{6\times \boldsymbol{h}}{0{,}25+2\times \boldsymbol{h}} \times \boldsymbol{\gamma} \rightarrow M_F = \frac{6\times 1{,}6}{0{,}25+2\times 1{,}6} \times 1{,}6 \rightarrow \boldsymbol{M_F} = 3{,}34 \text{ t.m / m}$$

Le Moment total à l'encastrement est : $\boldsymbol{M_T} = \boldsymbol{M_t} + \boldsymbol{M_p} + \boldsymbol{M_F}$

$$\boldsymbol{M_T} = 0{,}41+2{,}53+3{,}34 = \mathbf{6{,}28\ t.m/m}$$

Le Moment à l'encastrement dans le sens opposé (dû à la force horizontale créer lorsque les véhicules freinent sur le tablier et qui peut être transmis au garde-grevée) est fixé à :

M'= - 3,2 t.m/m

On retiendra le cas le plus défavorable pour le dimensionnement $\boldsymbol{M_T = 6{,}28}$ **t.m / m**

2) Dalle de transition

Pour le calcul du sommier, il convient de prendre en compte les effets locaux induits par la dalle de transition et les surcharges Bc ou Bt.

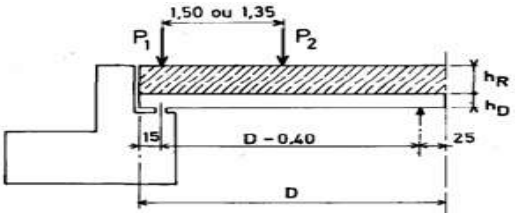


Figure : illustration de la dalle de transition et les rangées de roues P_1 et P_2 selon le P.P 73.[10]

La réaction totale due à la dalle de transition et aux rangés de roues P_1 et P_2 est :

R =15 + D ; R en t/ml et D : la longueur de la dalle de transition (en mètres)

R= 15 + 5→ **R=20 t/ml**

3) Murs en retour

Afin d'assurer une évaluation complète des sollicitations appliquées sur le mur en retour, il est nécessaire d'identifier l'ensemble des actions susceptibles d'intervenir en phase de construction et en phase d'utilisation. La figure ci-dessous synthétise les principaux types de charge pris en compte conformément au Guide SETRA P. P73 [10]. Il s'agit : du poids propre, des poussées horizontales et des charges concentrées appliquées en tête du mur. Ces sollicitations permettent de représenter les effets courants et accidentels auxquels l'ouvrage est soumis.

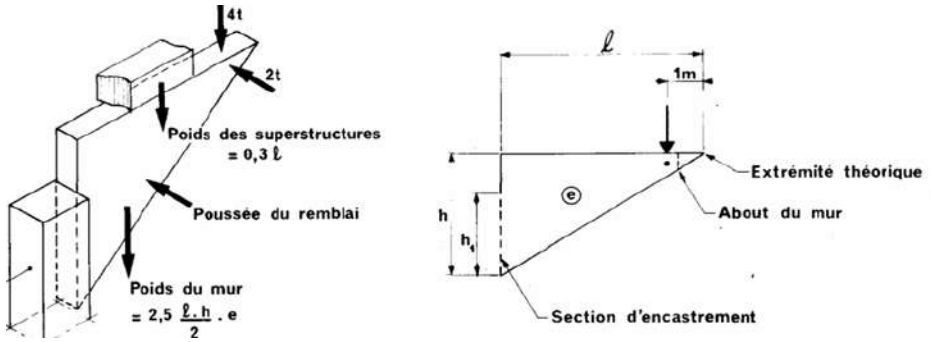


Figure : forces appliquées et géométrie du mur prise en compte pour le calcul selon le P.P 73.[10]

- **Forces verticales**

Elles sont constituées par le poids propre du mur, y compris les superstructures (corniche, garde-corps), et la charge concentrée de 4 t (appliquée à 1 m de l'extrémité théorique du mur). Cette charge concentrée conventionnelle permet de négliger l'effet d'éventuels frottements verticaux sur le mur.[10]

Les forces verticales exercent à l'encastrement sur le sommier :

- Un effort tranchant T= $2{,}5\,\frac{l\times h}{2}\times e + 0{,}3\times l + 4$→ T =$2{,}5\,\frac{3{,}9\times 2{,}79}{2}\times 0{,}25 + 0{,}3\times 3{,}9 + 4$

T=8,6 t. Soit T=5,17 t. sans le poids propre.

❖ Un moment d'axe horizontal $M_v = 2{,}5\ \frac{l^2 \times h}{6} \times e + 0{,}3 \times \frac{l^2}{2} + 4\ \ (l-1)$

$M_v = 2{,}5\ \frac{3{,}9^2 \times 2{,}79}{6} \times e + 0{,}3 \times \frac{3{,}9^2}{2} + 4\ \ (3{,}9-1) \rightarrow M_v = 18.3\ t.m$. Soit $M_v = 13.90\ t.m$ sans le moment du au poids propre.

➢ **Forces horizontales**

Les forces horizontales agissent au parement (surface verticale) du mur et produisent des moments d'axe de rotation vertical qui sollicite la section d'encastrement dans le sommier. Ceux-ci exercent :

❖ Un effort tranchant H = $(\frac{h}{3} + 0{,}5)\frac{l \times h}{2} + 2 \rightarrow (\frac{3{,}9}{3} + 0{,}5)\frac{3{,}9 \times 2{,}79}{2} + 2 \rightarrow$ H = 9,8 t

❖ Un moment d'axe vertical $M_v = \left(\frac{h}{3} + 0{,}5\right)\frac{l^2 \times h}{6} + 2\ (l-1) \rightarrow \quad M_v = 15{,}9\ t.m$

II. Dimensionnement des composants de la culée

Le dimensionnement s'effectuée sur logiciel RSA tout en suivant les prescriptions du P.P73.

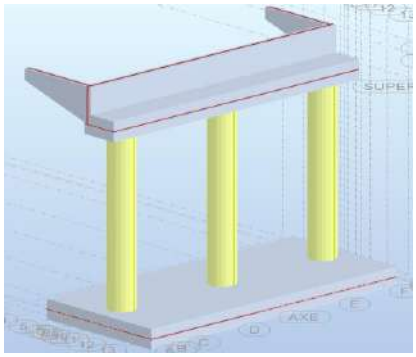


Figure : model sur logiciel RSA

II.1. Dimensionnement du Sommier

i) Modélisation du sommier et application des sollicitation sur logiciel RSA

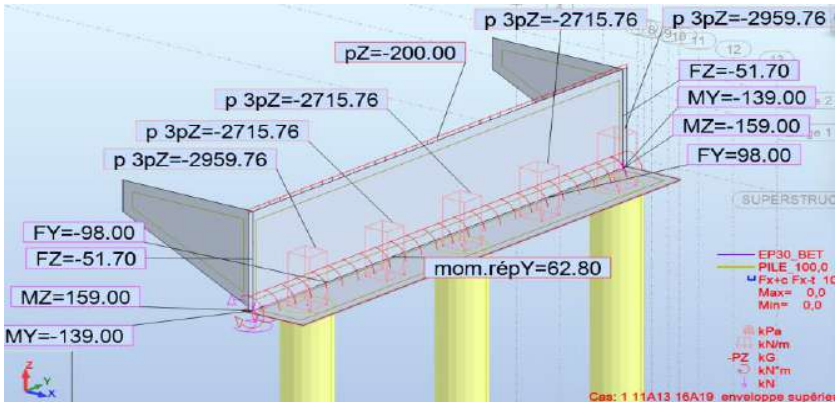


Figure : model sur logiciel RSA et chargement

ii) Résultat

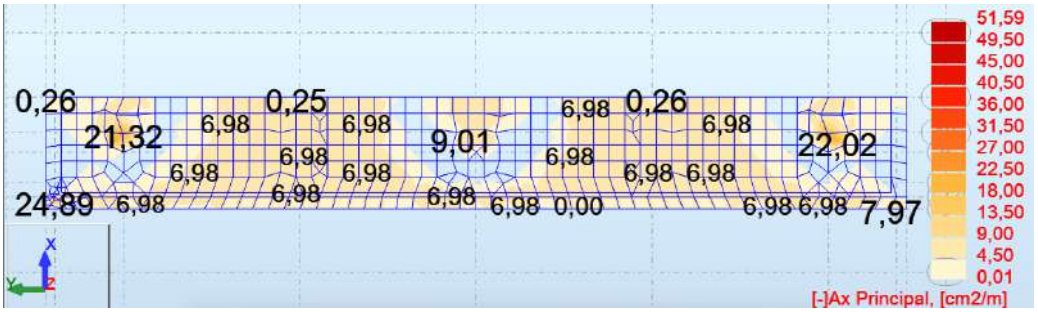
a. Cartographie des moments à ELS

Cartographie des moments dans le sens XX (transversal) sur le sommier

Cartographie des moments dans le sens YY (longitudinal) sur le sommier

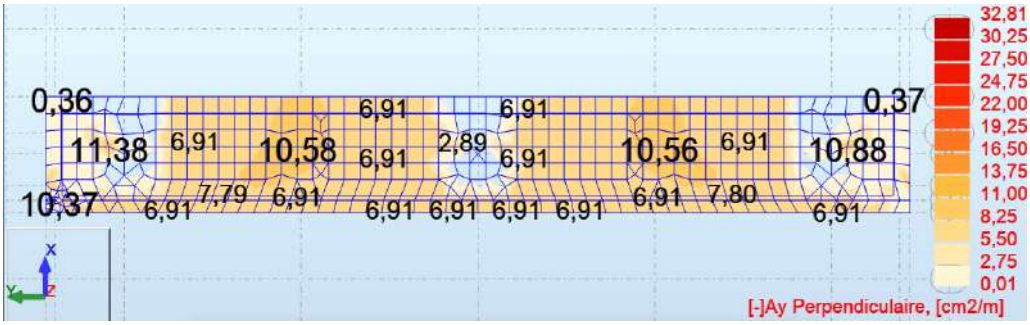
b. Cartographie du ferraillage théorique et choix

❖ En nappe inférieure dans le sens des x (transversal)



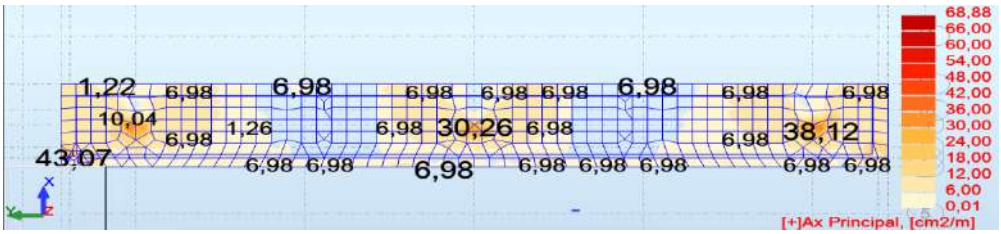
Choix des armatures : HA 14 esp 15 cm (10,25 cm^2/m).

❖ En nappe inférieure dans le sens des y (longitudinal)



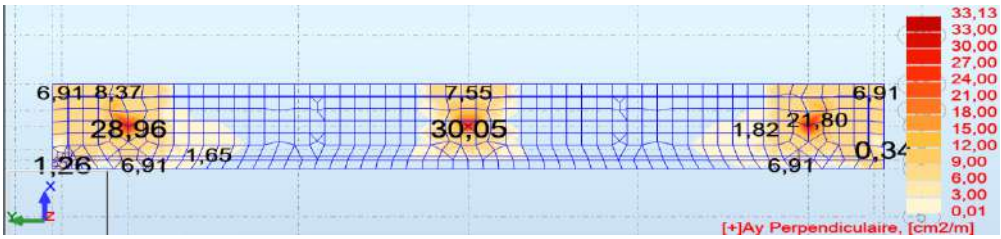
Choix des armatures : HA16 esp 15cm (13,39cm^2/m).

❖ En nappe supérieur dans le sens des x (transversal)



Choix des armatures : HA20 esp 15cm (20,92cm^2/m) au droit des piles et HA14 esp 15cm (10,25cm^2/m) en zone courant.

❖ En nappe supérieur dans le sens des y (longitudinal)



Choix des armatures : HA25 esp 15cm (32,69cm^2/m).

c. Calcul de la section d'acier minimal par face

$A_{min\ /face}$ = 0,125% x B = 0,125 % x100 x 120 → **$A_{min\ /face}$ = 15 cm^2**

d. Calcul de l'espacement minimal

$S_t \leq$ min [1,5× h_0 ; 20 cm]

$S_t \leq$ min [1,5× 120 ; 20 cm] $\Rightarrow S_t \leq 20\ cm$

e. Calcul des Armatures de peau

Pour limiter l'apparition de fissure relativement ouverte en dehors des zones armées par les armatures disposées. En fissuration préjudiciable ou peu préjudiciable : cette section d'armature de peau est fixée à 3cm^2/ml de parement [8].

Le parement est : p = 2 ×h_0=2×1,2=2,4m.

La section d'armature de peau est A_p= 3×2,4 = 7,2 cm²

Choix des aciers : 6HA14 = 9,24 cm².

f. Détermination les armatures transversales

Il s'agit des aciers qui reprennent les efforts tranchants pouvant provoquer d'éventuelles fissures sur l'âme. Il convient de vérifier que la contrainte de calcul soit inférieure ou égale à la contrainte tangentielle [8]. Soit $\tau_u \leq \tau_{ul}$

D'après ce qui précède (annexe 9 : Dimensionnement du chevêtre), l'effort tranchant transmis au chevêtre est de 1043,83 KN. concernant le sommier, celui-ci reçoit également les forces verticales présentées ci-dessus. Les armatures transversales doivent donc être dimensionnées pour reprendre un effort tranchant égal à : $1043{,}83 + 86 = 1129{,}83$ KN.

- Contrainte de calcul : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{1129{,}83 \times 10^{-3}}{1{,}4 \times 0{,}9 \times 1{,}2} = 0{,}75\ MPa$
- Contrainte tangentielle admissible : $\tau_{ul} = min\left(\frac{0{,}15 f_{cj}}{\gamma_b}\ ; 4\ MPa\right)$

$$\tau_{ul} = min\left(\frac{0{,}15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right) = \min\left(\frac{0{,}15 \times 35}{1{,}5}; 4\ MPa\right) = \min(3{,}5\ ; 4\ MPa) = 3{,}5\ MPa$$

$$\tau_u \leq \tau_{ul} \rightarrow condition\ v\acute{e}rifi\acute{e}e$$

- Calcul de la section d'aciers minimale : condition du diamètre $\emptyset_t$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35};\ \frac{b_0}{10};\ \emptyset_l\right) = \min\left(\frac{1200}{35};\ \frac{1400}{10};\ 32\right) = \min(34{,}29;\ 140;\ 25)$$

Et $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{25}{3} = \mathbf{8{,}33}$

Choix de HA12 et prévoyons 8 brins (4 cadres). Soit une section d'acier transversal de 9,05cm^2.

Vérification :

$\frac{A_t.f_e}{0{,}4.b} \geq 0{,}4\ MPa \rightarrow \frac{9{,}05 \times 10^{-4} \times 500}{0{,}4 \times 1{,}4} = 0{,}81\ MPa \geq 0{,}4\ MPa$; (Vérifier)

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

Choix $S_t = 15\ c$m pour les armatures transversales.

g. Synthèse des choix d'armatures sur le Sommier

Sommier	Nappe supérieur	Ax (Transversal)	HA20 esp 15cm (20,92cm^2/m) au droit des piles et HA14 esp 15cm (10,25cm^2/m) en zone courant
		Ay (Longitudinal)	HA25 esp 15cm (32,69 cm^2/m)
	Nappe inferieur	Ax (Transversal)	HA 14 esp 15 cm (10,25 cm^2/m)
		Ay (Longitudinal)	HA16 esp 15cm (13,39cm^2/m)
	Armatures de peau		6HA14 (9,24 cm²)
	Armatures transversales		5 Cadres HA12 esp 15 cm (9,05 cm^2)

II.2. Dimensionnement du Mur garde-grève

Le Guide SETRA P.P73 définit le ferraillage type pour les murs garde-grève lorsque la hauteur du mur est ≤ 3 m, la dalle de transition est indépendante du mur garde-grève et que les joints de chaussées ne transmettent pas de poussée [10]. La figure ci-dessous présente le ferraillage type recommandé pour h=1,6m.

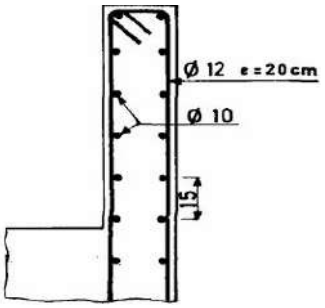


Figure : ferraillage type du Mur garde-grève recommander par le PP73 pour H=1,60m.[10]

- Ferraillage du corbeau d'appuis de la dalle de transition

Il assure la reprise des charges de la dalle de transition sur toute sa largeur. Son ferraillage recommandé par le SETRA P.P73 se présente comme suit.

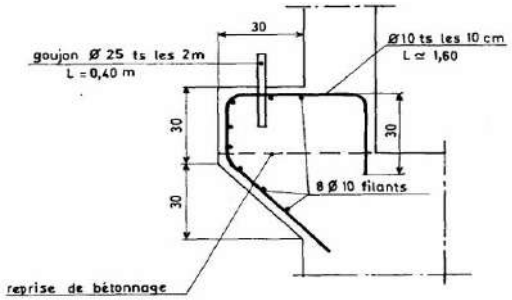


Figure : ferraillage type du corbeau d'appuis recommander par le PP73.[10]

- Armature du Mur garde-grève et du corbeau d'appui de la dalle de transition

Mur garde-grève	Ferraillage vertical	Face arrière (en contact avec la terre)	HA12 esp 10 cm (11,31 cm^2/m)
		Face avant	HA12 esp 20 cm (5,65 cm^2/m)
	Ferraillage horizontal	Face arrière (en contact avec la terre)	HA 10 esp 15 cm (7,85 cm^2/m)
		Face avant	HA10 esp 15 cm (7,85cm^2/m)
Corbeau d'appui	Ferraillage	Longitudinal	8HA10 esp 15 cm (5,23 cm^2/m)
		Transversal	HA10 esp 10 cm (7,85 cm^2/m)
	Goujon	Rôle : Barrette d'ancrage pour reprise de bétonnage, ancrage locale et stabilité du corbeau	HA 25 (longueur = 40 cm) esp 200 cm

II.3. Dimensionnement de dalle de transition

Le dimensionnement de la dalle de transition est réalisé en se référant aux prescriptions du guide du SETRA intitulé «dalle de transition des ponts-routes-Techniques et réalisation » [13].

Pour l'analyse, les hypothèses principales sont :

- La dalle est considérée comme reposant sur une zone d'appuis d'environ 0,6 m de largeur, le bord libre étant rigidifié par des armatures de chainage ;
- La surcharge d'exploitation correspond à l'essieu tandem de type Bt, représentatif des charges roulantes normalisées. La figure ci-dessous présente le chargement.

Le théorème de Barré Saint Venant est utilisé pour déterminer les sollicitations maximales. Celui-ci indique que le moment fléchissant atteint sa valeur la plus élevée lorsque l'essieu appliqué et la résultante globale des charges occupent deux sections symétriques par rapport au milieu de la portée.

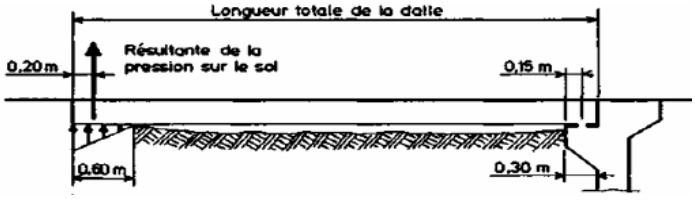


Figure : considérations sur le fonctionnement de la dalle de transition définies par le Guide SETRA.[13]

1. Charges permanentes

❖ Poids propre de la dalle : $P_p = 0{,}3 \times 1 \times 2{,}5 = 0{,}75$ t/ml ;

❖ Poids du revêtement : $P_r = 0{,}07 \times 1 \times 2{,}35 = 0{,}165$ t / ml ;

❖ Poids du remblai : $P_{rem} = 1 \times 1 \times 2 = 2$ t /ml

Les charges permanentes sont de G = 2,915 t/ml. Alors $M_G = G\frac{l^2}{8} = 2{,}915 \times \frac{5^2}{8} = 9{,}11\ t.m$

En répartissant ce moment sur la largeur de la dalle on obtient $M_G = 0{,}911$ t.m / ml

2. Charges d'exploitation

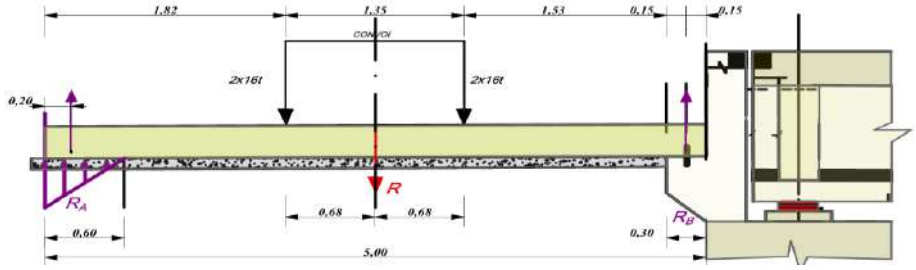


Figure : surcharge Bt sur la dalle de transition conformément au théorème de Barré

Le théorème défini :$R_A = \frac{R}{l}\left(\frac{l}{2} + z - \delta\right)$ avec $\delta = \frac{1{,}35}{2} = 0{,}675m\ \ et\ \ z = \frac{\delta}{2} = 0{,}3375m$

$$R_A = \frac{64}{5}\left(\frac{5}{2} + 0{,}3375 - 0{,}675\right) = 27{,}68\ t$$

$$M_{max} = R_A\left(\frac{l}{2} - z\right) = 27{,}68\left(\frac{5}{2} - 0{,}3375\right)$$

$M_{max} = 59{,}86\ t.m$ On aura alors $M_q = \frac{M_{max}}{L} = \frac{59{,}86}{10} = 5{,}99$ t.m/ml

Moment à l'ELU : $M_u = 1{,}35 \times 0{,}911 + 1{,}6 \times 5{,}99 \rightarrow\ M_u = 10{,}81$ t.m/ml

3. Calcul de la section d'acier théorique à l'aide du logiciel EXPERT

Calcul de section en flexion simple

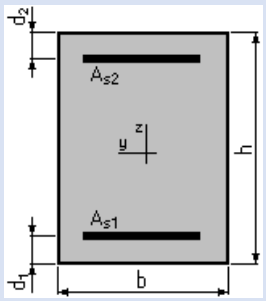
A. <u>Hypothèses :</u>

Béton : fc28 = 30,0 MPa

Acier : fe = 500,0 MPa

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

B. <u>Section</u>

b = 100,0 cm h = 30cm d_1 = 5,0 cm d_2 = 5,0 cm	

C. Résultats :

- **Sections d'Acier :**

Section minimum : $A_{S\ min}$ = 3,2 cm²

Section théorique : A_{S1} = 10,5 cm² ; Choix : HA16 esp 15 cm $soit$ 13,39 cm²

Section théorique : A_{S2} = 0,0 cm² ; Choix : HA10 esp 15 cm $soit$ 5,23 cm²

- **Calcul de l'espacement minimal**

$S_t \leq$ min [1,5× h_0 ; 20 cm]

$S_t \leq$ min [1,5× 30 ; 20 cm] $\Rightarrow S_t \leq 20\ cm$

4. Section d'acier minimale prescrit par le GUIDE SETRA intitulé « dalle de transition des ponts -routes-Techniques et réalisation »[13]

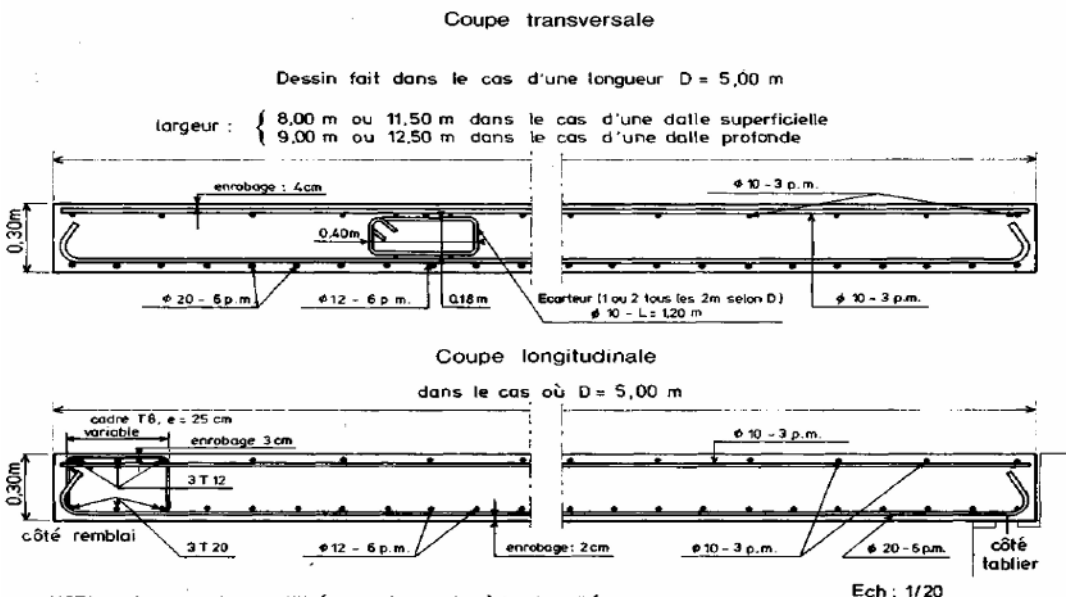


Figure : ferraillage minimal de la dalle de transition définies par le Guide SETRA.[13]

Synthèse du choix des armatures :

Dalle de transition	Nappe supérieur	Acier longitudinal	$HA10\ esp\ 20\ cm\ soit\ 3{,}93\ cm^2$
		Acier transversal	$HA10\ esp\ 20\ cm\ soit\ 3{,}93\ cm^2$
	Nappe inferieur	Acier longitudinal	HA20 esp 15 cm $soit$ 20,92 cm²
		Acier transversal	HA12 esp 15 cm $soit$ 7,53 cm²

II.4. Dimensionnement des Murs en retour

i) Rappelle des sollicitations

Calcul de la charge repartie sur le parement : poussée répartie sur toute la surface du mur.

P= h/3 + 0,5 .[10] Soit P= 2,79/3 + 0,5 = 1,43 t/m^2

- Poussée de terre : 14,3 KN/m^2 ;
- Corniches préfabriquées : 3,86 KN/ml ;
- Garde-corps de type S7 : 0,43 KN/ml ;

ii) Modélisation du mur en retour et application des sollicitation sur logiciel RSA

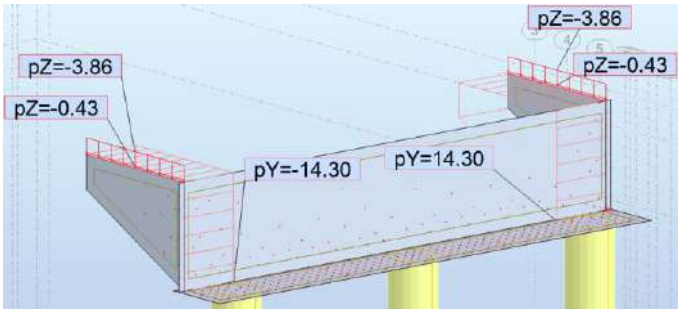
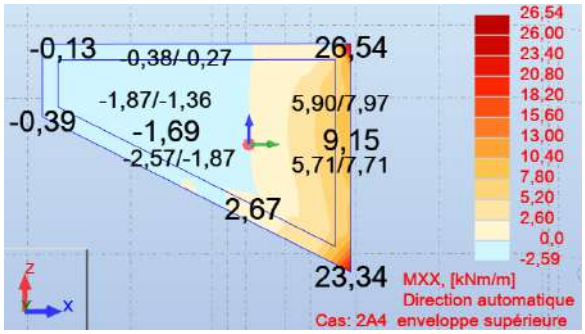


Figure : model sur logiciel RSA et chargement

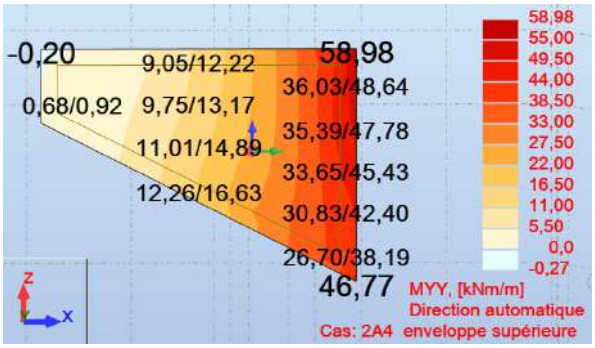
iii) Résultat

a. Cartographie des moments à ELU

Cartographie des moments sur mur en retour dans le sens XX (moment d'axe horizontal)

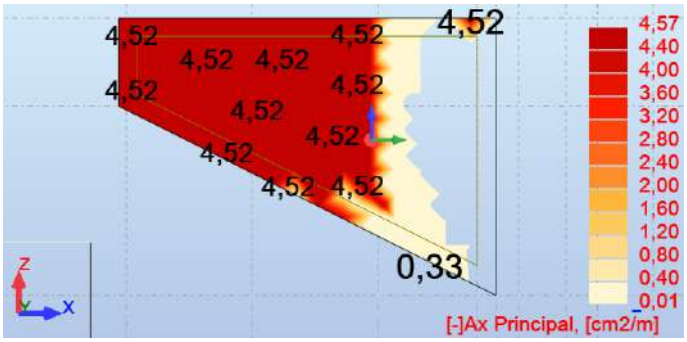


Cartographie des moments sur mur en retour dans le sens YY (moment d'axe vertical)

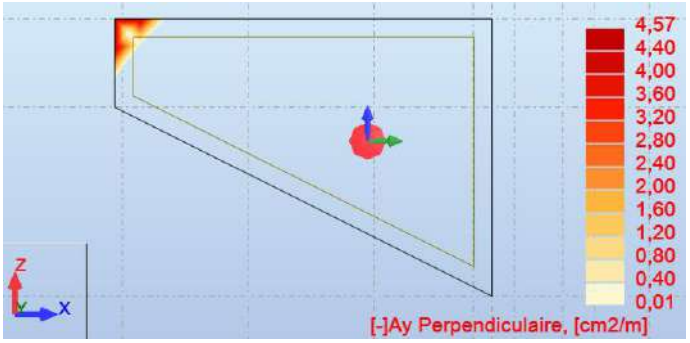


b. Cartographie du ferraillage théorique

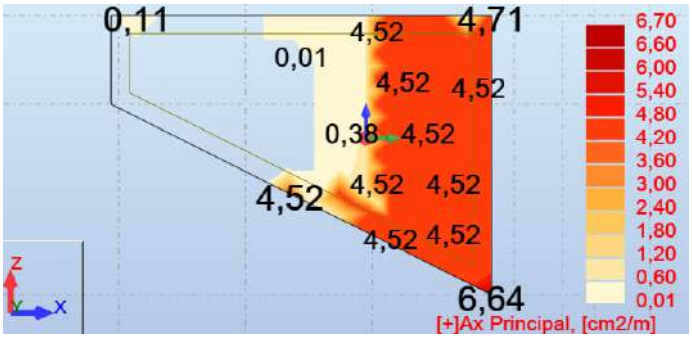
❖ En nappe inférieure dans le sens des x (Reprise du moment d'axe horizontal)



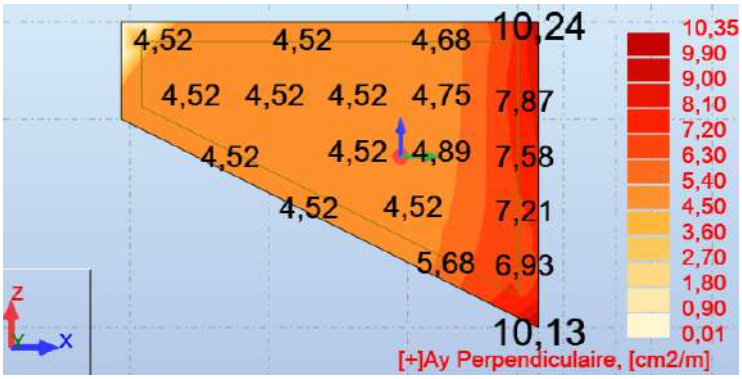
❖ En nappe inférieure dans le sens des y (Reprise du moment d'axe vertical)



❖ En nappe supérieur dans le sens des x (Reprise du moment d'axe horizontal)



❖ En nappe supérieur (face exposée aux poussées de terre) dans le sens des y (Reprise du moment d'axe vertical)



c. Section minimale d'acier prescrit par le P.P73 pour un mur en retour d'une longueur théorique de 4 m.[10]

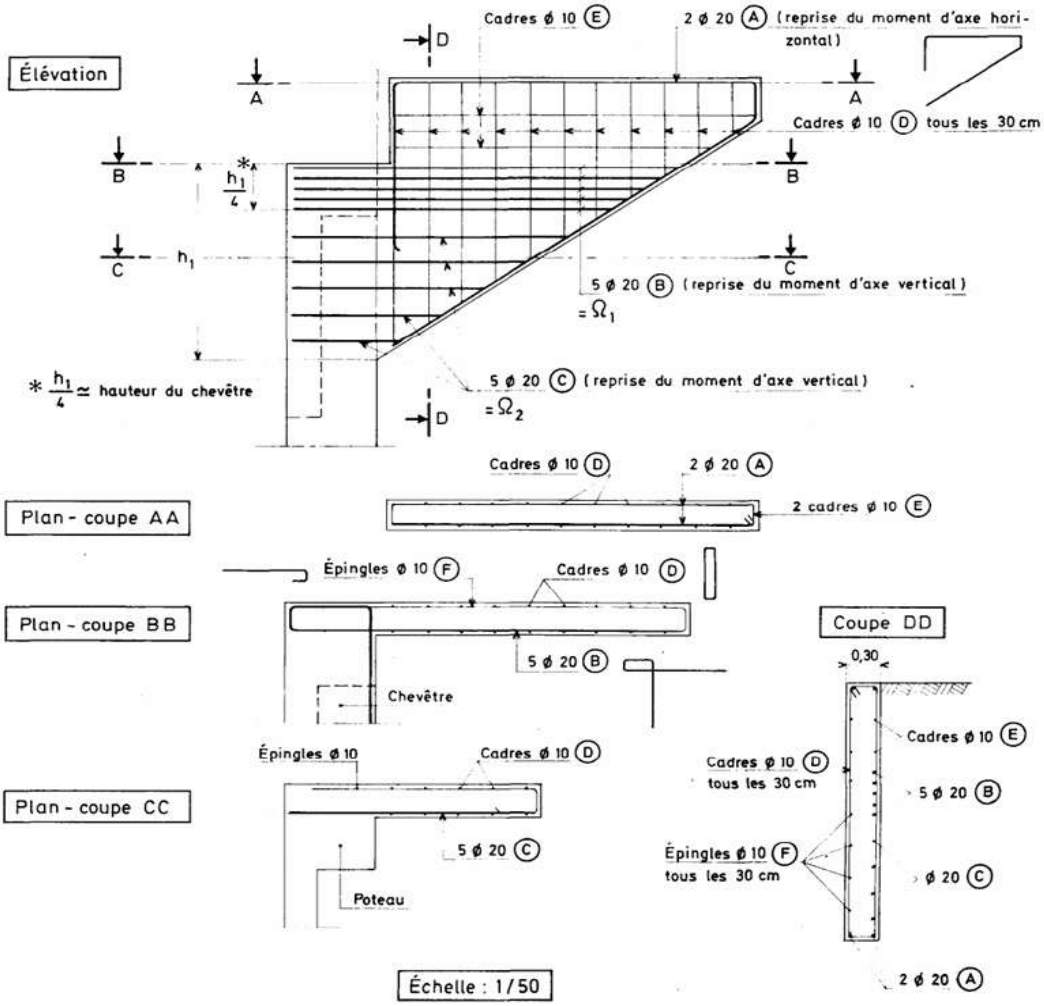


Figure : ferraillage minimal d'un mur en retour d'une longueur théorique de 4 m.[10]

d. Calcul de la section minimale d'acier par face

$A_{min\ /face}$ = 0,125% x B = 0,125 % x100 x 25 → **$A_{min\ /face}$ = 3,125 cm²**

e. Synthèse des choix d'armatures sur le mur en retour

Mur en retour	Ferraillage vertical	Face exposée aux poussées de terre :	Cadre HA10 esp 30 cm
	Ferraillage horizontal	Face exposée aux poussées de terre : Reprise du moment d'axe vertical	Zone au-dessus du sommier : HA 10 esp 15 cm Zone supérieure du sommier (70 cm) :5 HA20 Zone inférieure du sommier : HA 20
		Face opposée	Épingle en HA10 esp 30 cm
	Acier de couture	Reprise du moment d'axe horizontal	2 HA 20

Annexe 13 : Dimensionnement des prédalles

Les prédalles jouent le rôle de coffrage perdus non participant avec une épaisseur minimale de 5 cm pour permettre un enrobage suffisant des armatures [8]. Nous fixons celle du pont à 7 cm de manière à garantir la sécurité et la durabilité de la structure. La largeur est fixée en fonction de l'entraxe (2,25 m) des poutres avec une augmentation de 4 cm de part et d'autre pour permettre leur appui sur les poutres.la section de la prédalle est de :

Longueur =2,25 - 0,30 + 0,08 = 2,03 m et largeur 1,5m (Prédalles D2-D5).

Les prédalles sont soumises d'une part aux efforts dynamique liés exercés lors de la manutention à par grue, et d'autre part, aux charges appliquées lors du bétonnage de l'hourdis. Le dimensionnement est réalisé pour chacun de ces cas ; la section d'acier la plus défavorable est ensuite retenue.

I. Manutention à la grue

La force due aux effets dynamiques s'exprime comme suit : $F = k \times a \times G$

Avec k = 1,70 (valeur de référence) ; a = 0,8 dans le cas du levage normal (tirage en plusieurs points perpendiculaires au plan de coffrage) et G = poids propre de l'élément.

$$F = 1{,}70 \times 0{,}8 \times 0{,}07 \times 25 = 2{,}38 \frac{KN}{m^2}$$

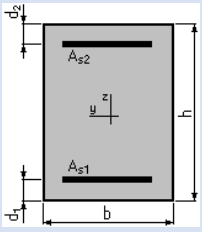
Au cours du levage, la prédalle porte dans le sens de sa longueur (2,03 m). Le moment maximal sera alors : $M_{U\,max} = (1{,}35.F)\frac{L^2}{8} = (1{,}35 \times 2{,}38) \times \frac{2{,}03^2}{8} = 1{,}66\ KN.m$

Calcul de la section d'acier en flexion simple sur logiciel EXPERT 2010

A. Hypothèses :

- Béton : fc28 = 30,0 MPa et Acier : fe = 500,0 MPa
- Fissuration préjudiciable

B. Section

b = 100,0 cm et h = 7cm d_1 = 3,0 cm d_2 = 3,0 cm	

C. Résultats :

- **Sections d'Acier :**

Section minimum : $A_{S\ min}$ = 1,1 cm² ; Section théorique : A_{S_1} = 1,9 cm² ;

Section théorique : A_{S_2} = 0,0 cm² ;

II. Lors du bétonnage

Charge permanant :

Poids propre du prédalle : $G = 0{,}07 \times 25 = \frac{1{,}75KN}{m^2}$

Poids propre du béton frais du hourdis : $G = 0{,}25 \times 25 = \frac{6{,}25KN}{m^2}$

Charge d'exploitation sur la prédalle :

Les charges courantes du chantier : elles sont prises à 5 KN/m² ; Q = 5 KN/m²

P_{ser} = G + Q = 15,94 KN/m² et P_U= 1,35. G + 1,5. Q = 18,3 KN/m²

Lors du bétonnage, la prédalle porte dans le sens Ly = 2,03m. le moment sera

$$M_{U\,max} = P_u \frac{Ly^2}{8} = 18{,}3 \times \frac{2{,}03^2}{8} = 9{,}43\ KN.\frac{m}{ml}$$

Sections d'Acier :

Section minimum : $A_{S\ min}$ = 1,1 cm² ; Section théorique : A_{S_1} = 7,0 cm² ;

Section théorique : A_{S_2} = 0,0 cm² ;

- **Calcul de l'espacement minimal**

$S_t \leq$ min [1,5× h_0 ; 20 cm] ; $S_t \leq$ min [1,5× 7 ; 20 cm] $\Rightarrow S_t \leq 10{,}5\ cm$

Synthèse des choix d'armatures sur les prédalles

Prédalle	Ferraillage transversal	HA 6 esp 20 cm (1,70 cm²)
	Ferraillage longitudinal	HA 12 esp 10 cm (12,44 cm²)
	Acier de couture (Treillis de liaison)	HA 6 en forme W

Annexe 14 : Devis quantitatif et estimatif du projet

DEVIS DU PROJET DE CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA – TORTIYA (COTE D'IVOIRE).

N° ordre	Désignation	Unités	Qtés	Prix unitaire	Prix total
1 - TRAVAUX PREPARATOIRE					
1.1	Installations générales du chantier	ff	1,00	50 000 000,00	50 000 000,00
1.2	Etudes géotechniques	ff	1,00	40 000 000,00	40 000 000,00
1.3	Etudes d'exécution et des méthodes (5%)				54 035 400,00
1.4	Amené et repli de tout le matériel	ff	1,00	30 000 000,00	30 000 000,00
1.5	Implantation de l'ouvrage et fouilles	U	1,00	15 000 000,00	15 000 000,00
				TOTAL SERIE 1	**189 035 400,00**
2 - TABLIER					
2.1	Béton tablier	m3	543,52	140 000,00	76 092 800,00
2.2	Coffrage	m²	1 855,20	12 000,00	22 262 400,00
2.3	Aciers du tablier	kg	204 204,00	1 250,00	255 255 000,00
				TOTAL SERIE 2	**353 610 200,00**
3 - PILES					
3.1	Béton chevêtre	m3	117,00	110 000,00	12 870 000,00
3.2	Béton pile	m3	168,44	110 000,00	18 528 400,00
3.3	Béton semelle de liaison	m3	528,00	110 000,00	58 080 000,00
3.4	Béton de propreté dosé à 150kg/m3	m3	61,80	85 000,00	5 253 000,00
3.5	Coffrage	m²	328,00	12 000,00	3 936 000,00
3.6	Aciers pour piles	kg	51 534,00	1 250,00	64 417 500,00
3.7	Bossage	U	108,00	15 000,00	1 620 000,00
3.8	Enrochement	m3	468,00	40 000,00	18 720 000,00
				TOTAL - SERIE 3	**183 424 900,00**
4 - CULEES					
4.1	Béton culée	m3	515,20	110 000,00	56 672 000,00

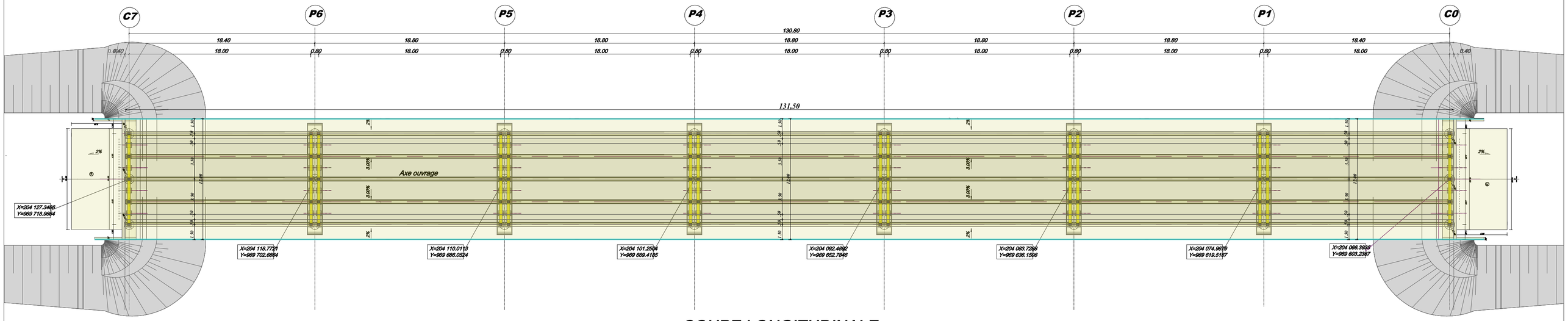
4.2	Béton dalle de transition	m3	30,00	110 000,00	3 300 000,00
4.3	Béton de propreté dosé à 150kg/m3	m3	10,00	85 000,00	850 000,00
4.3	Coffrage	m²	176,00	12 000,00	2 112 000,00
4.4	Aciers pour culées	kg	9 816,00	1 250,00	12 270 000,00
4.5	Bossage	U	18,00	15 000,00	270 000,00
				TOTAL - SERIE 4	**75 474 000,00**
5 - EQUIPEMENTS DU PONT ET DIVERS					
5.1	Béton trottoir	m3	65,75	110 000,00	7 232 500,00
5.2	Bordures type GBA	ml	283,00	45 000,00	12 735 000,00
5.3	Garde-corps S7	ml	323,00	142 000,00	45 866 000,00
5.4	Gargouilles	U	28,00	35 000,00	980 000,00
5.5	Fourreaux en PVC	ml	789,00	28 000,00	22 092 000,00
5.6	Joint de chaussée	ml	30,00	200 000,00	6 000 000,00
5.7	Appareils d'appuis	U	70,00	650 000,00	45 500 000,00
5.8	Epreuves de chargement	U	2,00	1 100 000,00	2 200 000,00
				TOTAL - SERIE 5	**142 605 500,00**
6 - DISPOSITIFS D' EXPLOITATION					
6.1	Remblai d'accès pour les culées, provenant d'emprunt y compris transport	m3	3 246,00	9 000,00	29 214 000,00
6.2	Perré bétonné	m3	98,00	110 000,00	10 780 000,00
6.3	Etanchéité	m2	1 578,00	15 000,00	23 670 000,00
6.4	Fourniture et mise en œuvre de la couche de roulement en béton bitumineux	m2	1 132,00	9 200,00	10 414 400,00
6.5	Bande de peinture blanche d'axe de chaussée	ml	150,00	2 500,00	375 000,00
6.6	Bande de peinture blanche de rive	ml	300,00	1 800,00	540 000,00
6.7	Fourniture et pose des panneaux de signalisation	U	4,00	150 000,00	600 000,00
				TOTAL - SERIE 6	**75 593 400,00**
7 - CIRCULATION					

7.1	Maintien de la circulation	ff	1,00	8 000 000,00	8 000 000,00
				Total - SERIE 7	**8 000 000,00**
8 - MESURES ENVIRONNEMENTALES ET SOCIALES					
8.1	Mesures sociales	ff	1,00	15 000 000,00	15 000 000,00
8.2	Mesures d'atténuation lors des travaux	ff	1,00	45 000 000,00	45 000 000,00
8.3	Plantation d'arbres	ff	1,00	22 000 000,00	22 000 000,00
8.4	Remise en état des sites après les travaux	ff	1,00	25 000 000,00	25 000 000,00
				TOTAL - SERIE 8	**107 000 000,00**
9 - CONTRÔLE ET SUIVIE DES TRAVAUX					
9.1	Contrôle et suivi des travaux (10%)				113 474 340,00
				TOTAL - SERIE 9	**113 474 340,00**
	TOTAL HORS TAXE				1 248 217 740,00
	TVA (18%)				224 679 193,20
	MONTANT TOTAL TTC				**1 472 896 933,20**

Annexe 15 : Plans de Coffrage

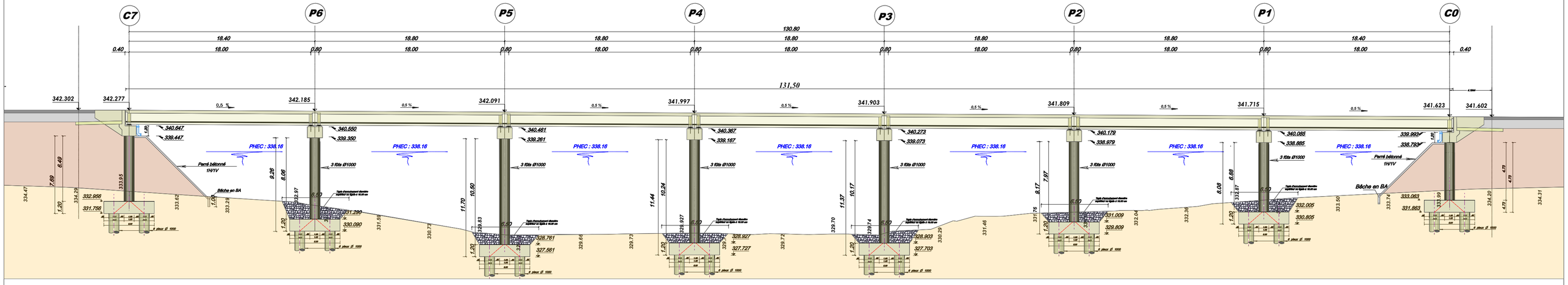
VUE EN PLAN

ECH: 1/100



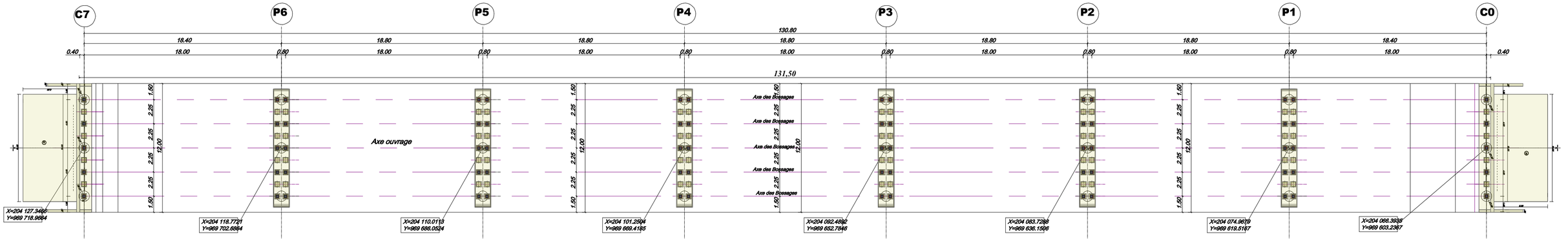
COUPE LONGITUDINALE

ECH: 1/100



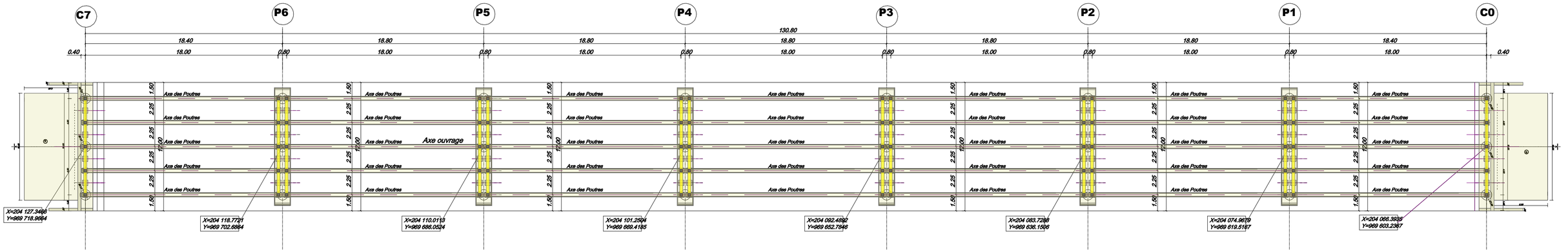
IMPLANTATION AXE BOSSAGE

ECH: 1/100



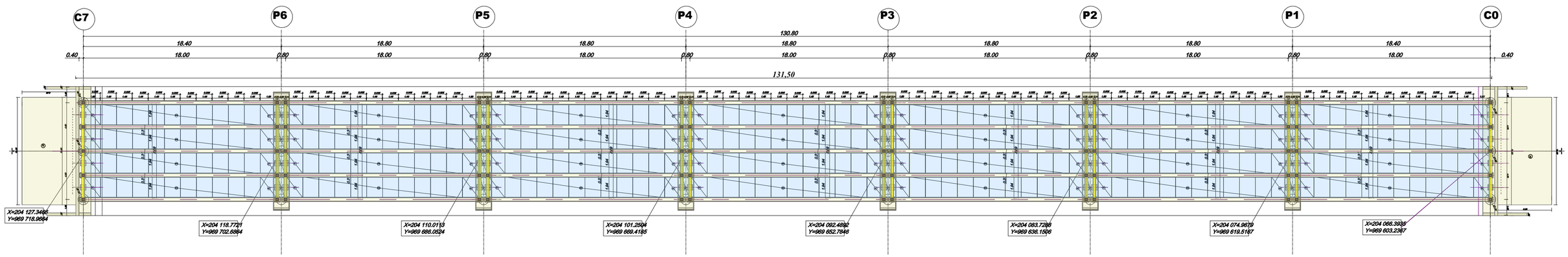
IMPLANTATION AXE POUTRES

ECH: 1/100

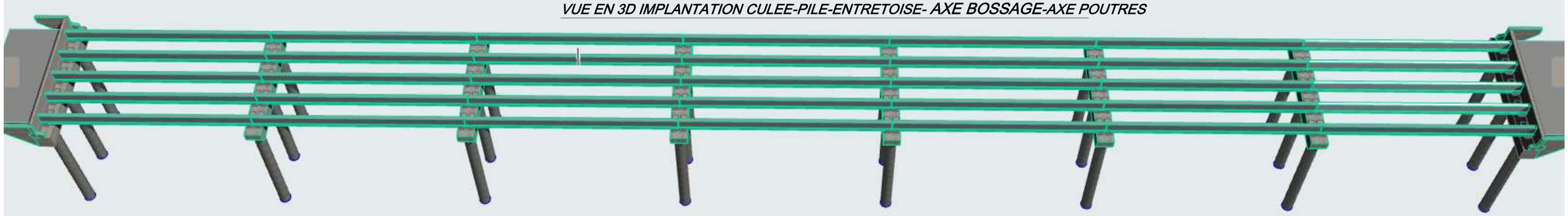


IMPLANTATION AXE POUTRES ET PREDALLES

ECH: 1/100

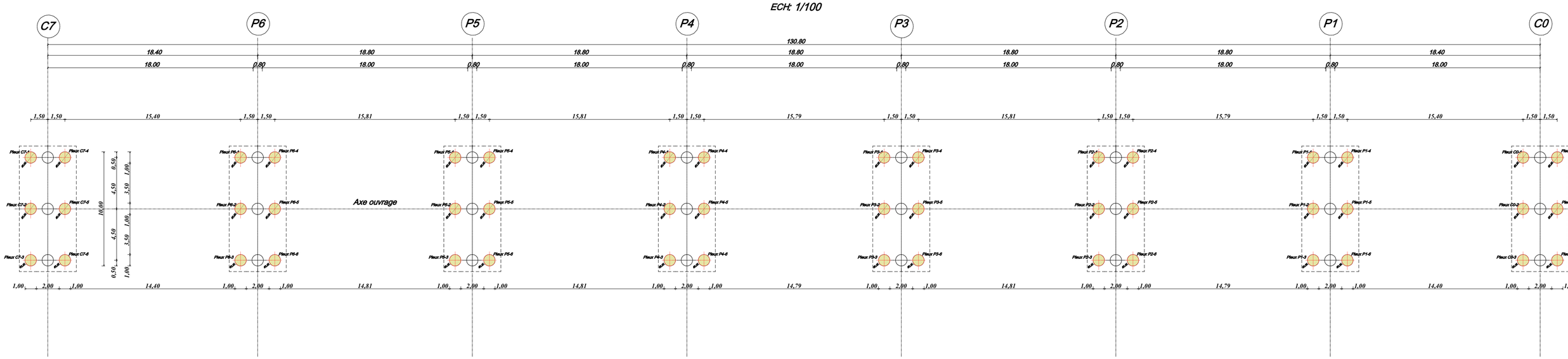


VUE EN 3D IMPLANTATION CULEE-PILE-ENTRETOISE- AXE BOSSAGE-AXE POUTRES



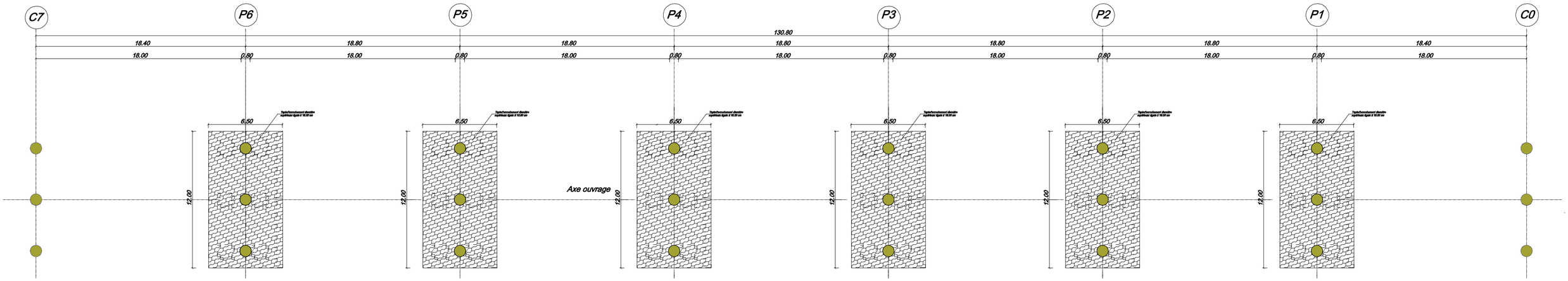
PLAN D'IMPLANTATION DES FONDATIONS

ECH: 1/100



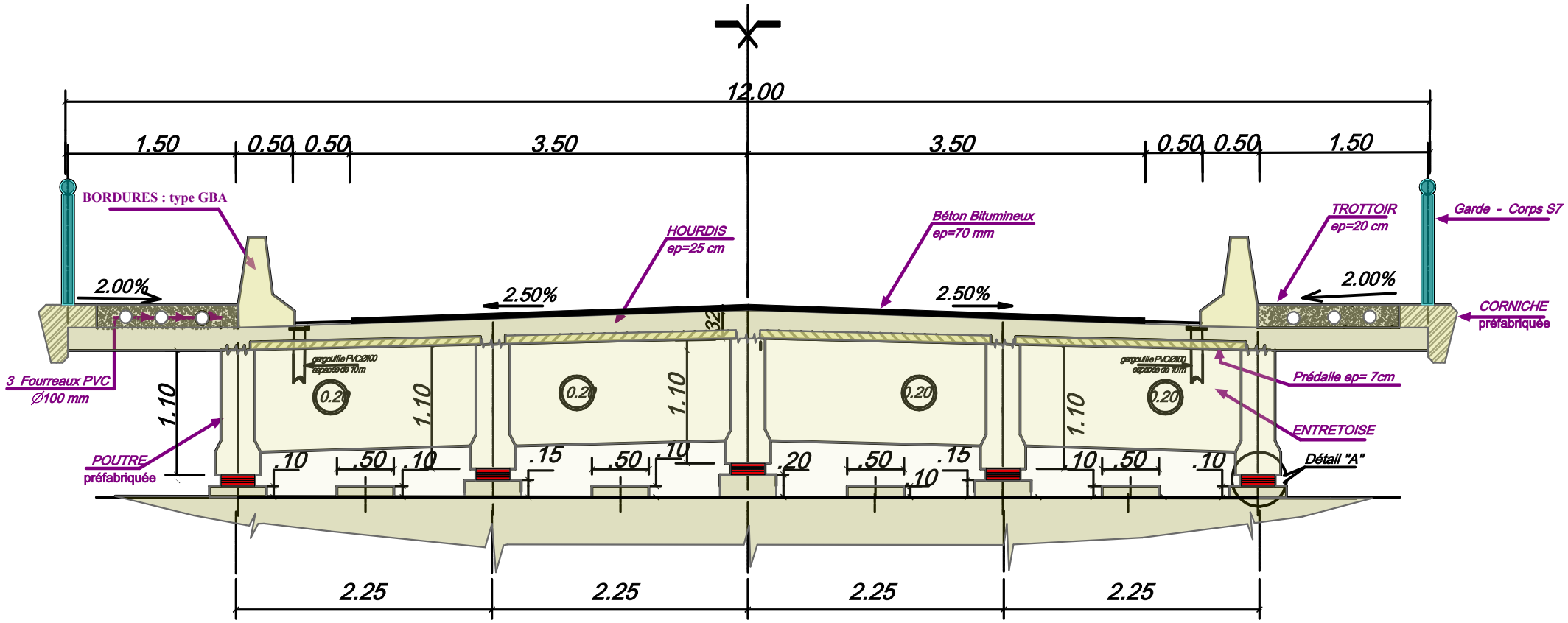
PLAN DU TAPIS D'ENROCHEMENT

ECH: 1/100



ENSEMBLE - HOURDIS - PREDALLE - ENTRETOISE - POUTRES

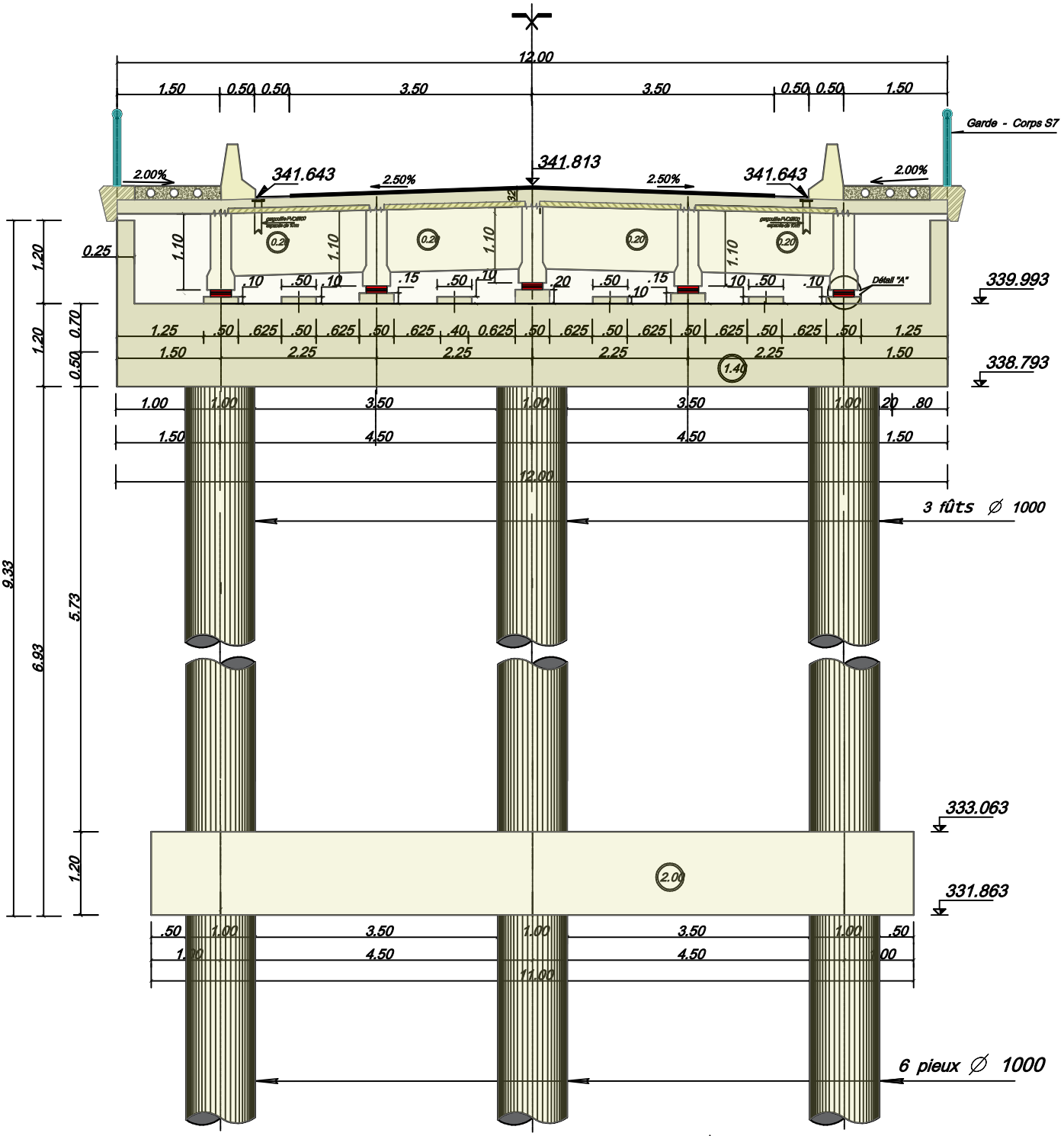
ECH: 1/55



Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par			
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).

COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER SUR CULEE C0

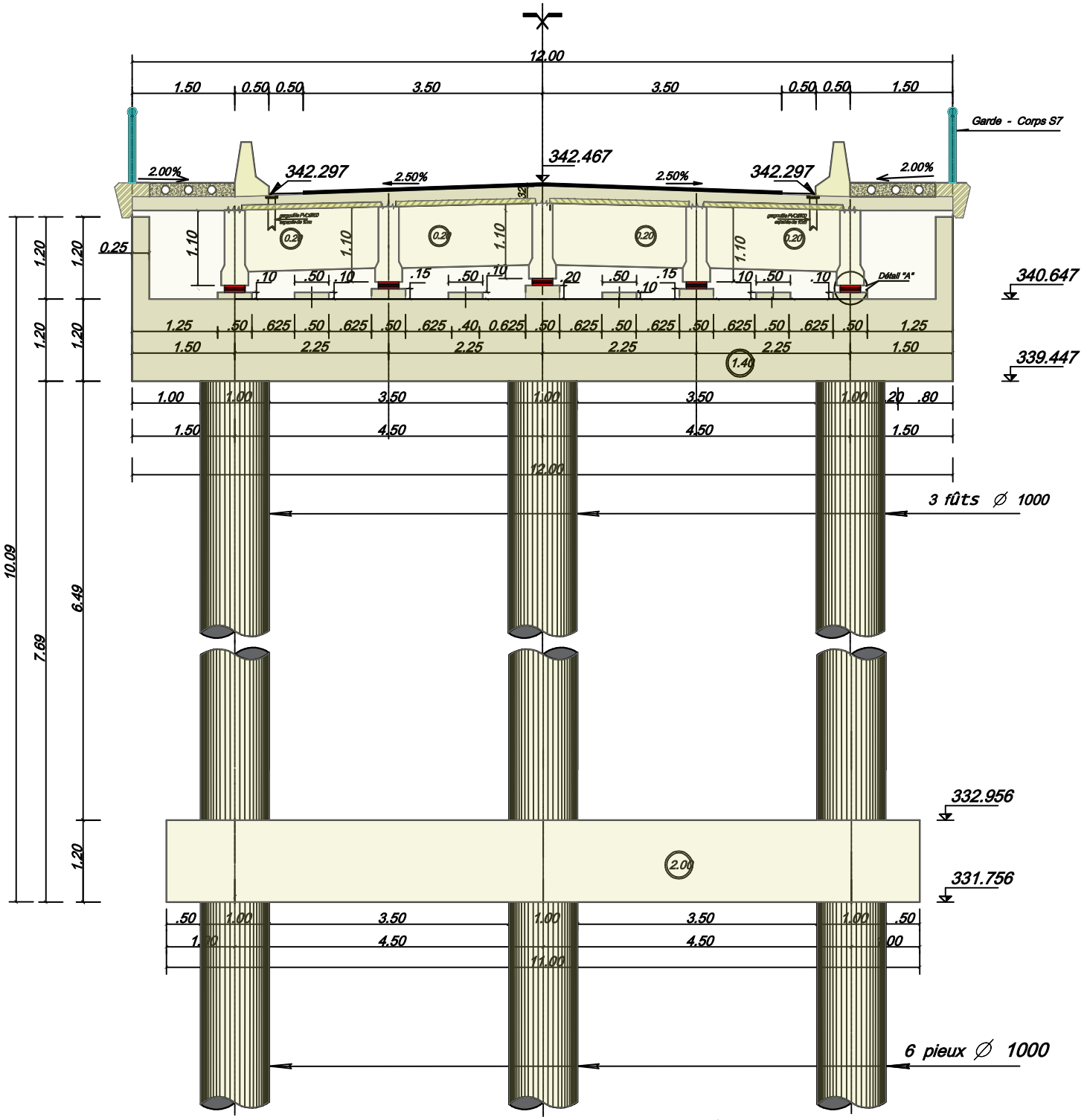
ECH: 1/55



Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			

COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER SUR CULEE C7

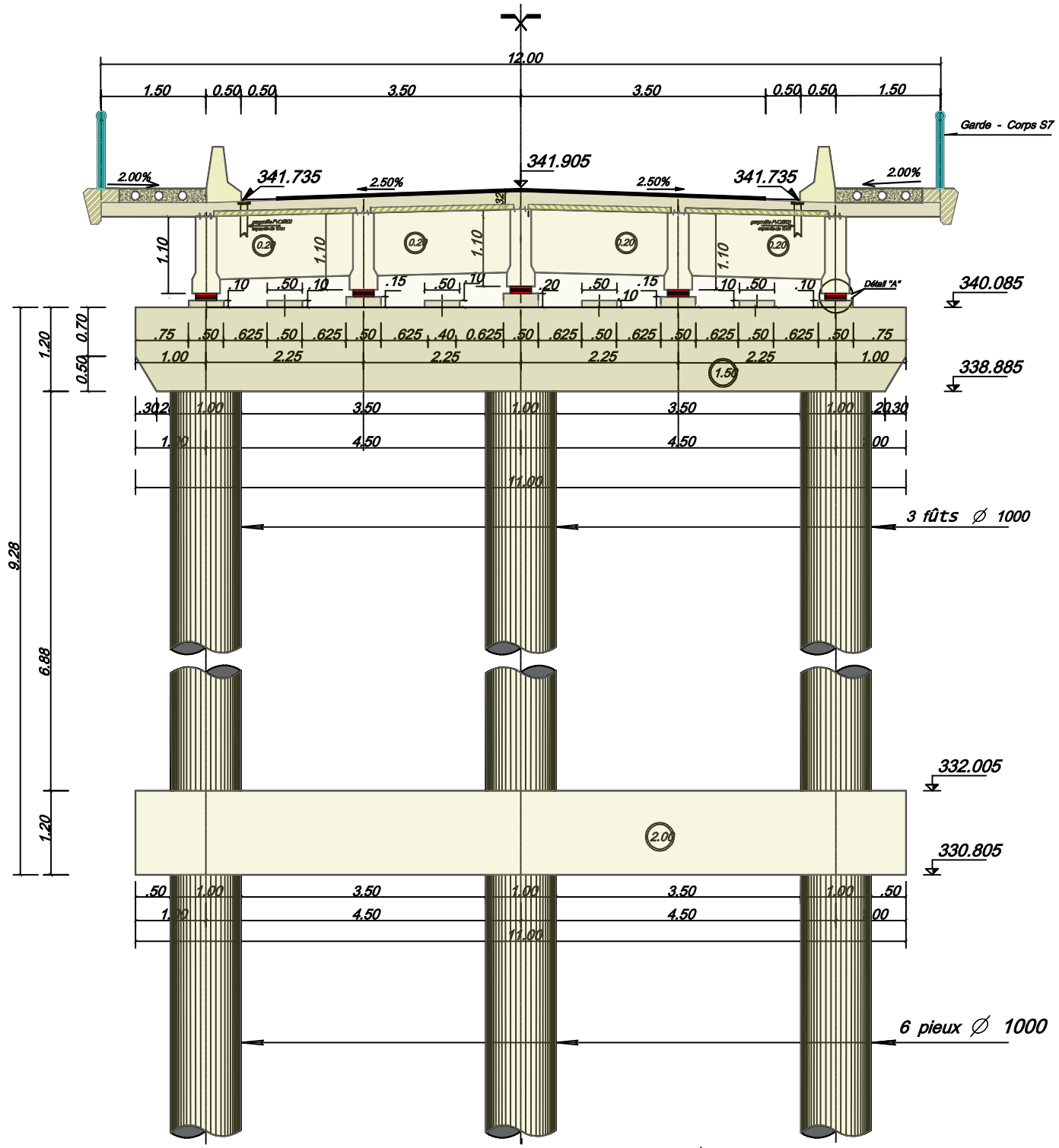
ECH: 1/55



Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			

COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER SUR PILE P1

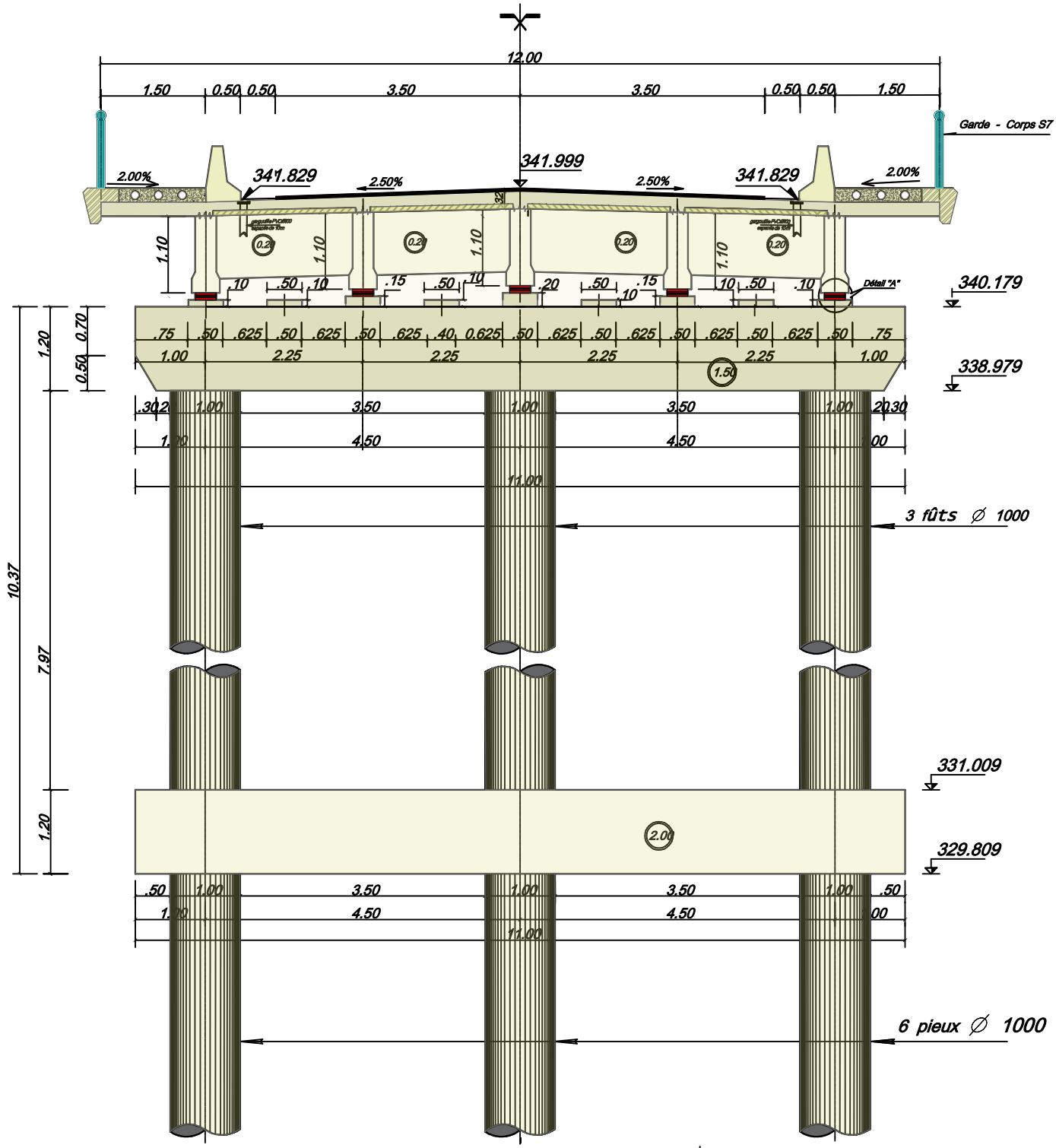
ECH: 1/55



Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			

COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER SUR PILE P2

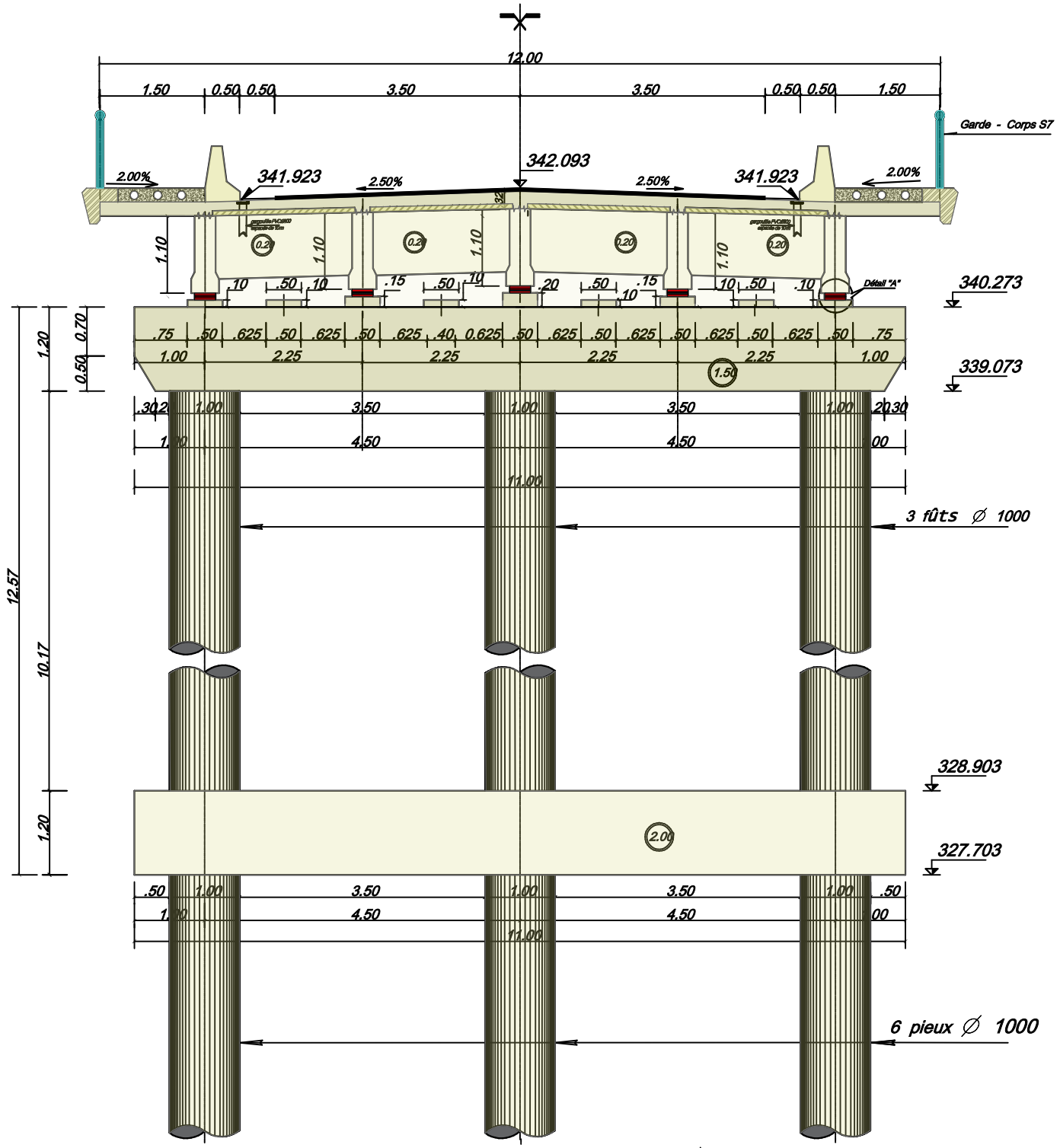
ECH: 1/55



Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			

COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER SUR PILE P3

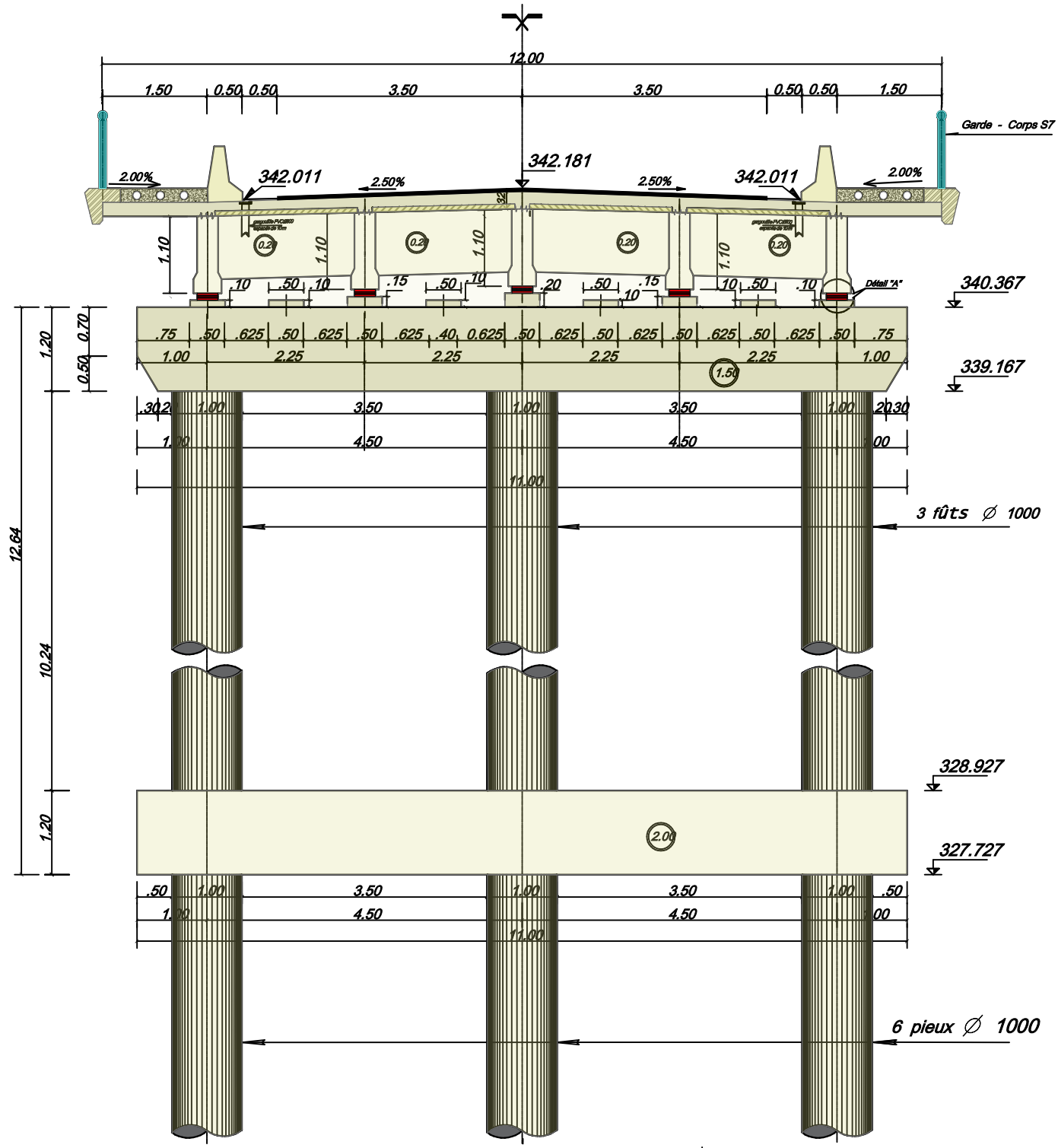
ECH: 1/55



Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			

COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER SUR PILE P4

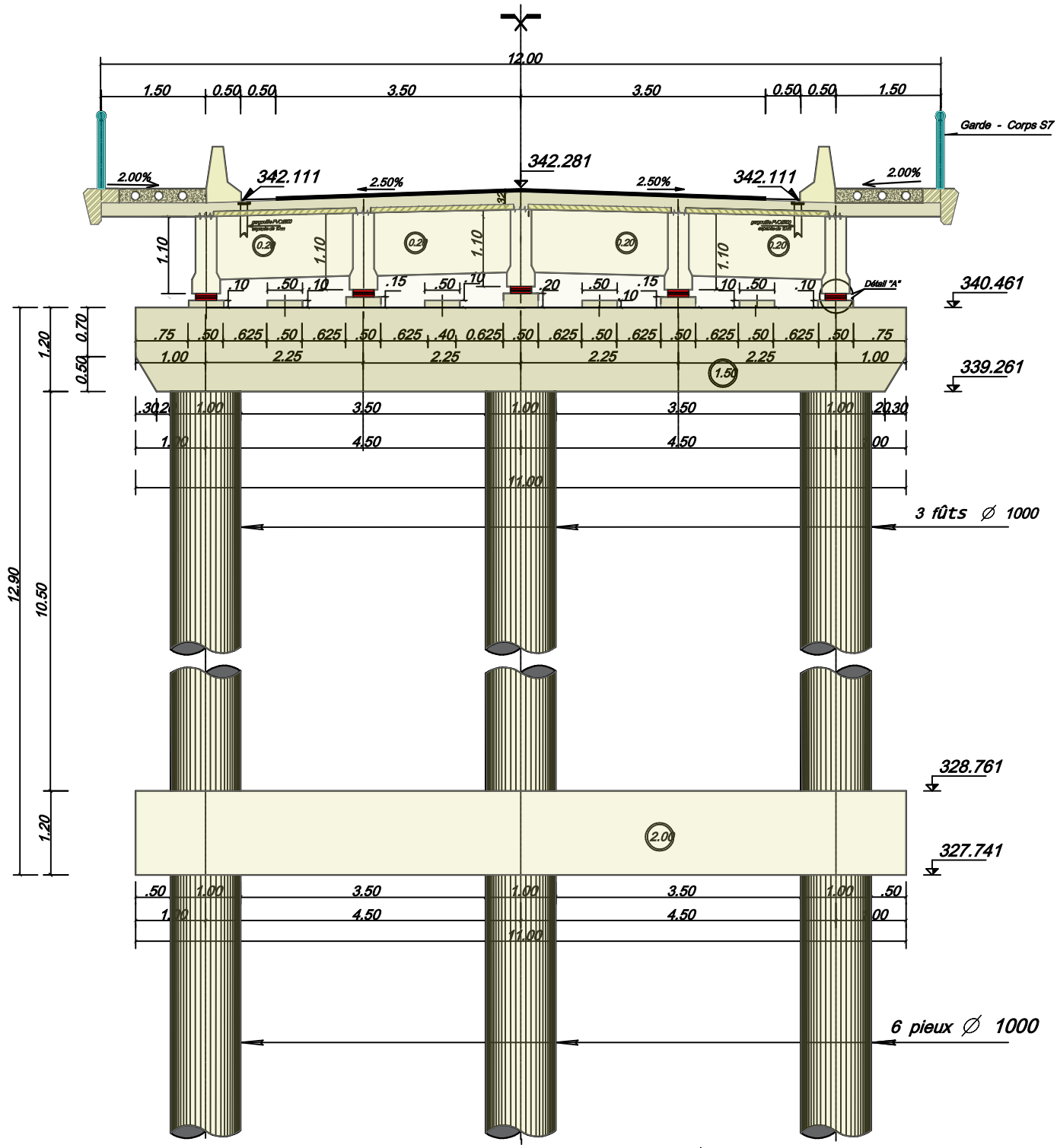
ECH : 1/55



Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			

COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER SUR PILE P5

ECH: 1/55



Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE

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

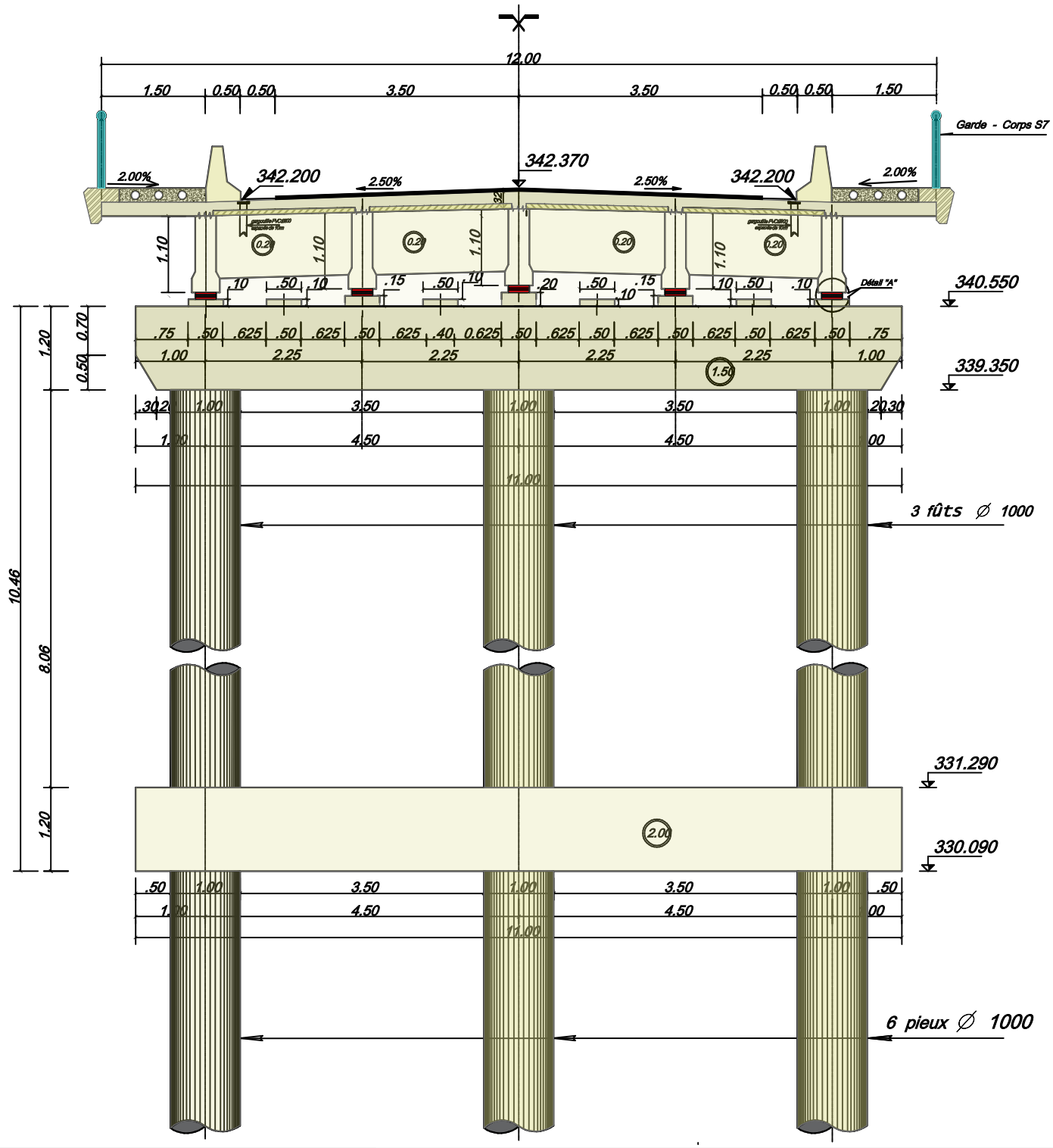
INFRATP IC

PLAN D'EXECUTION

ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).

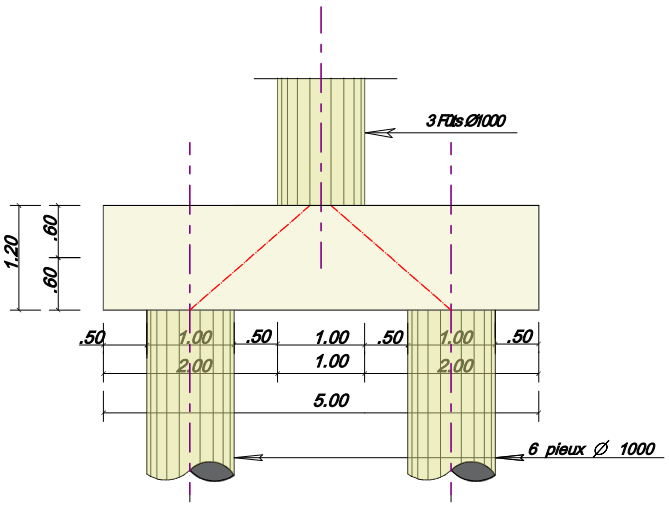
COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER SUR PILE P6

ECH: 1/55

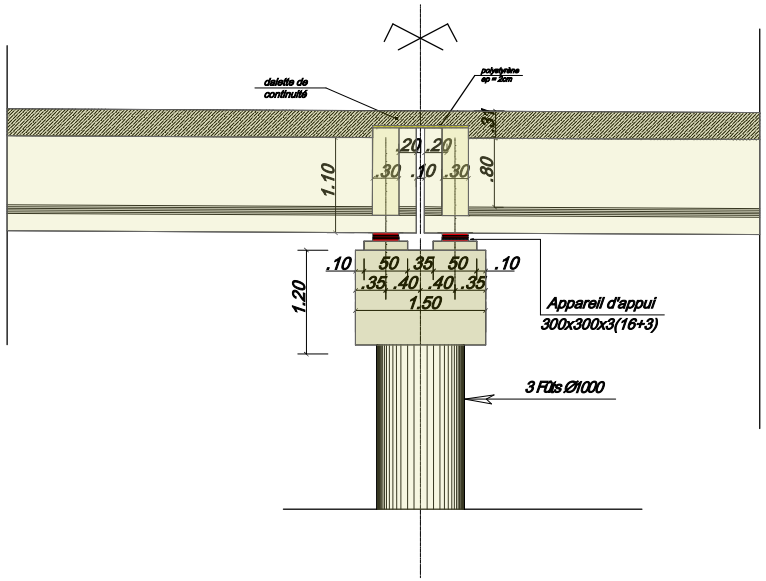


Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			

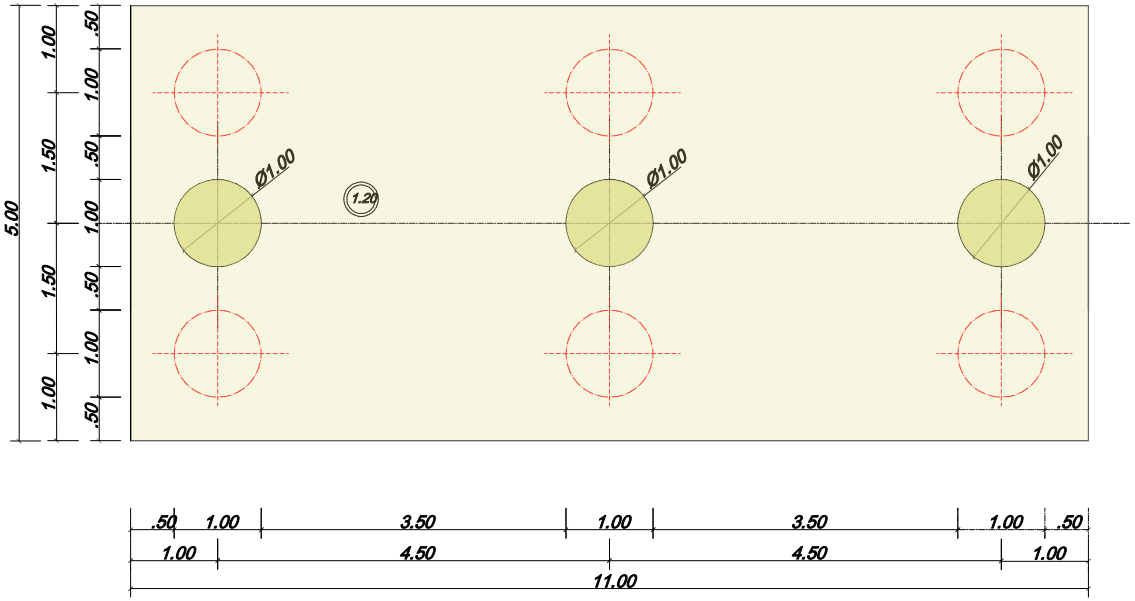
COUPE LONGITUDINALE SEMMELLE DE LIAISON SUR PILE



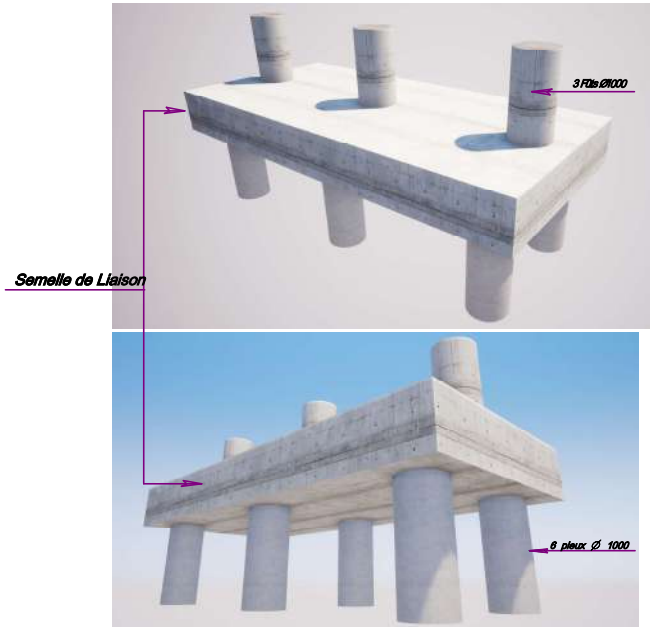
DETAIL PILE (COUPE LONGITUDINALE)



VUE EN PLAN SEMELLE DE LIAISON PILE



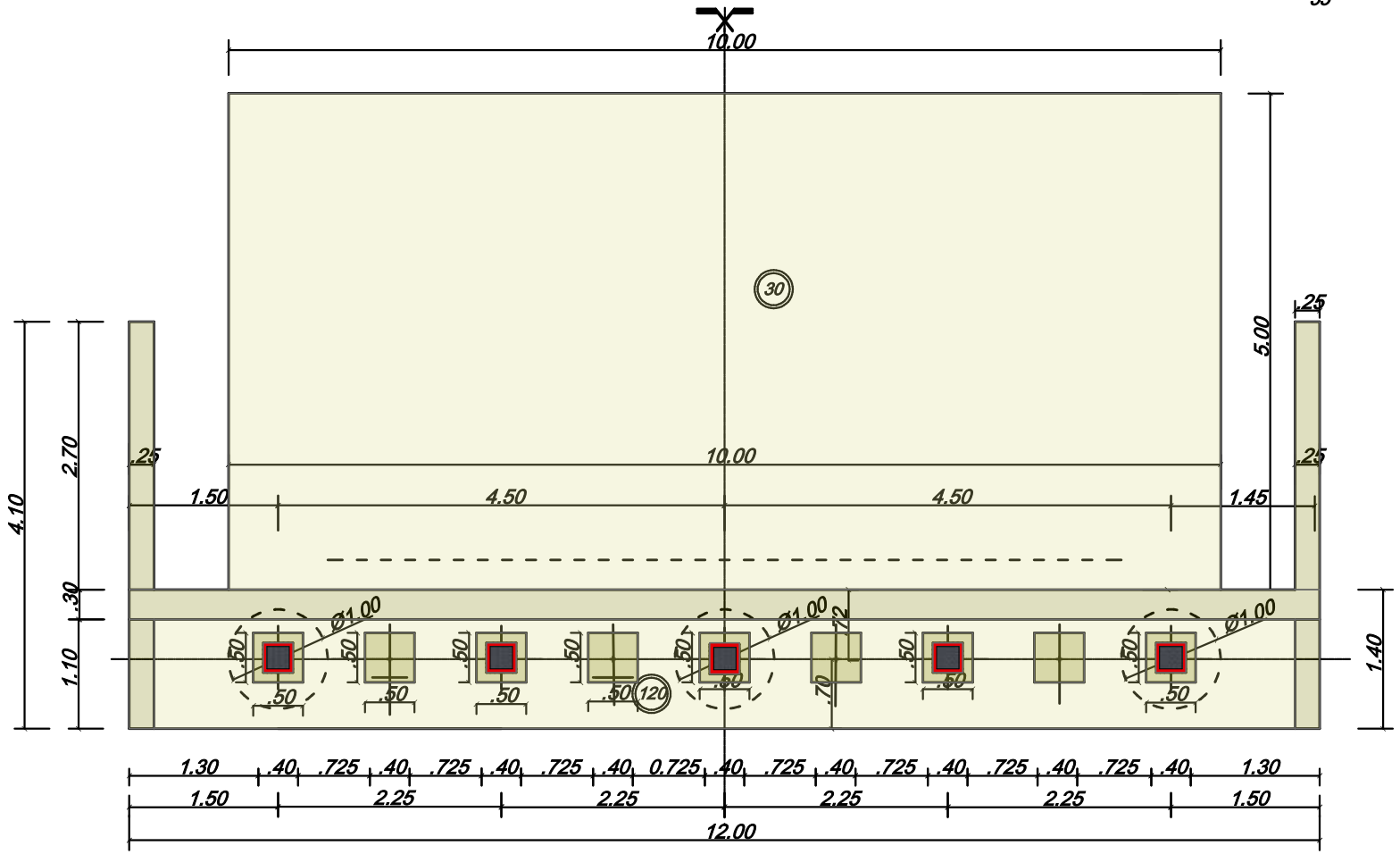
VUE EN 3D SEMELLE DE LIAISON PILE



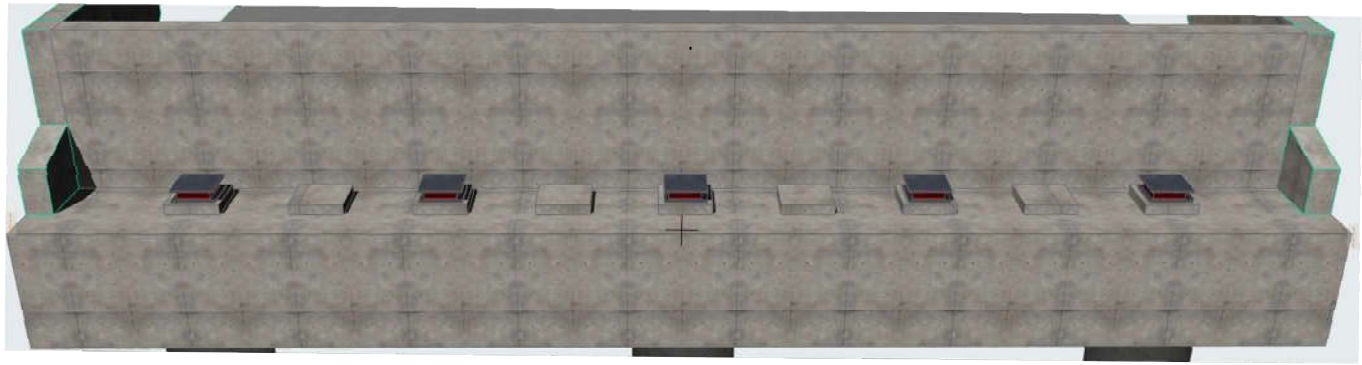
Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par			
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).

CULÉE - VUE DE DESSUS DU SOMMIER SANS TABLIER

ECH: 1/55



VUE EN 3D CULLEE-SOMMIER SANS TABLIER



Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE

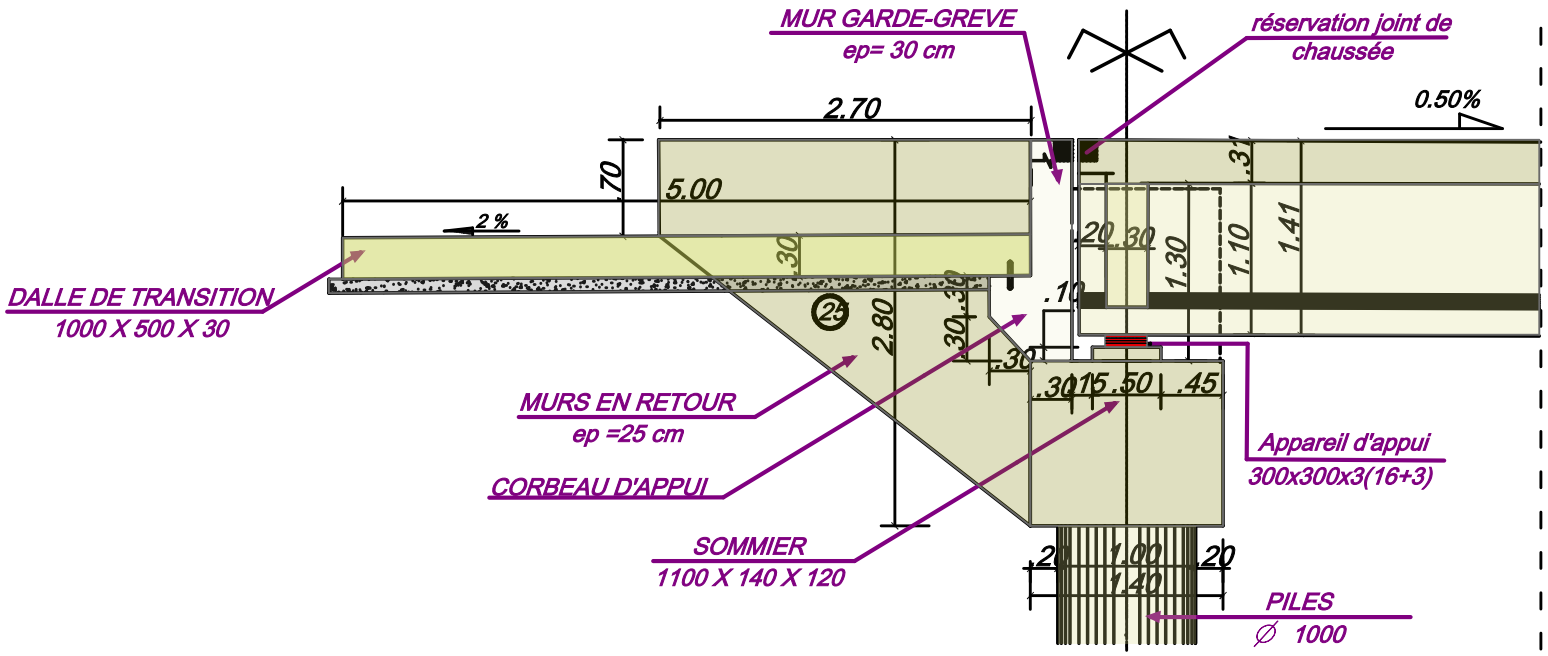
Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

INFRATP IC

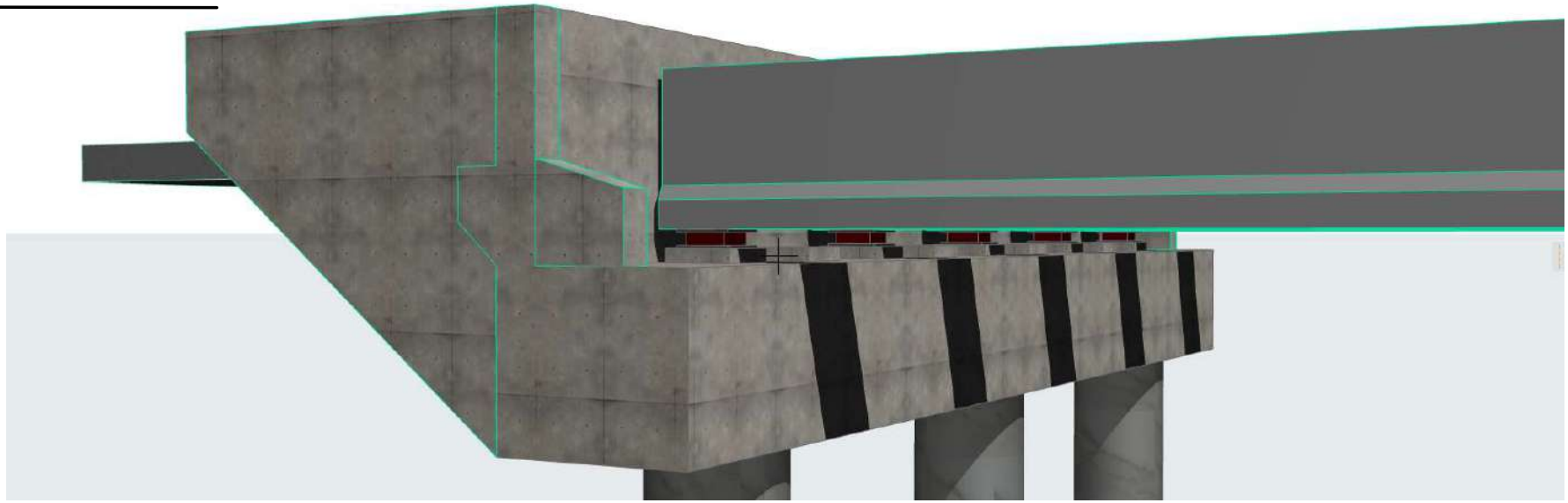
PLAN D'EXECUTION

ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).

DETAIL CULEE
(COUPE LONGITUDINALE)



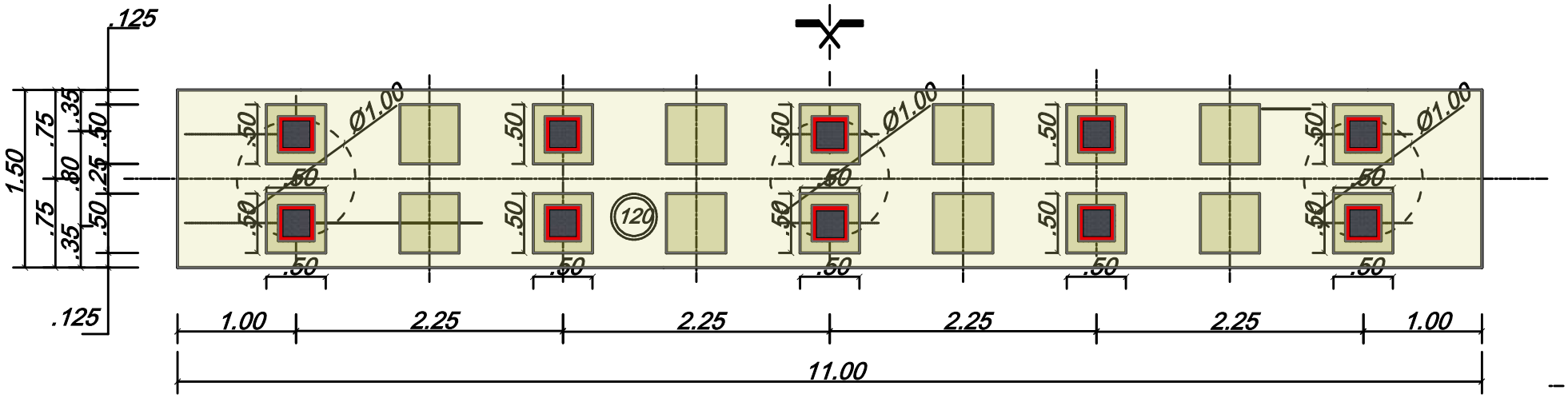
VUE EN 3D CULEE



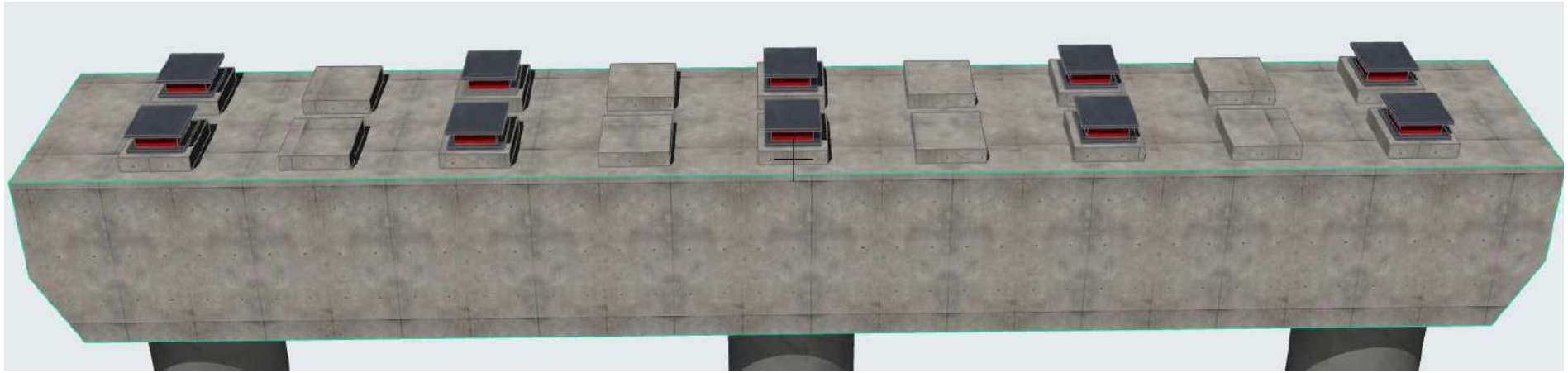
Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			

PILE - VUE DE DESSUS DU CHÉVÊTRE SANS TABLIER

ECH: 1/55



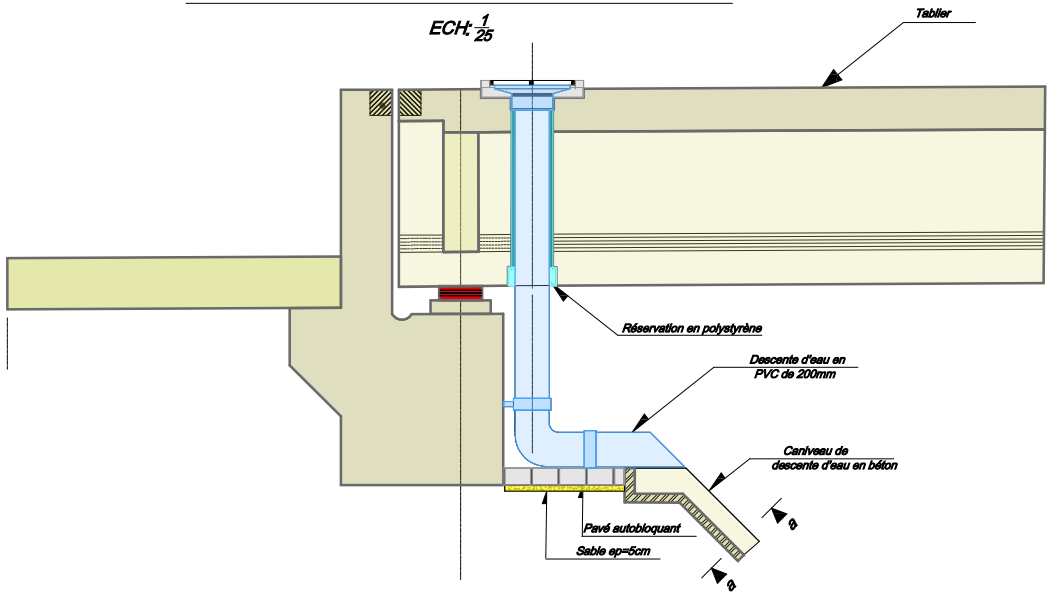
VUE EN 3D PILE-HÉVÊTRE SANS TABLIER



Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			

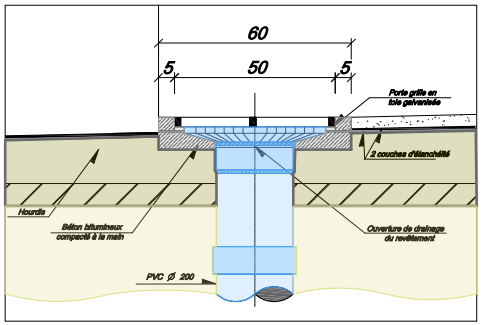
IMPLANTATION DE GARGOUILLE SUR CULEE

ECH: 1/25



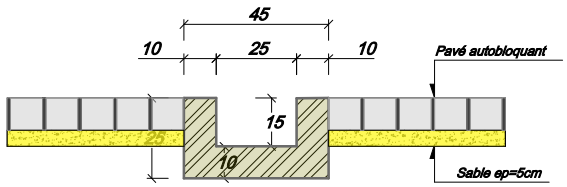
COUPE DANS L'AXE D'UNE GARGOUILLE

ECH: 1/12



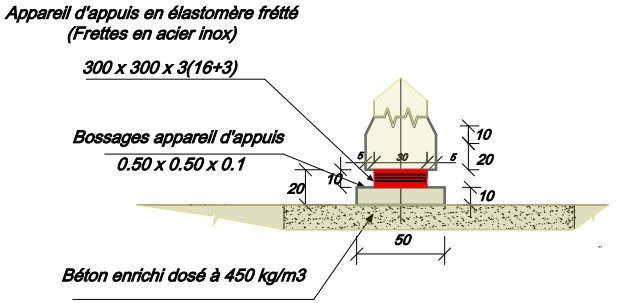
COUPE a-a : Caniveau descente d'eau en béton

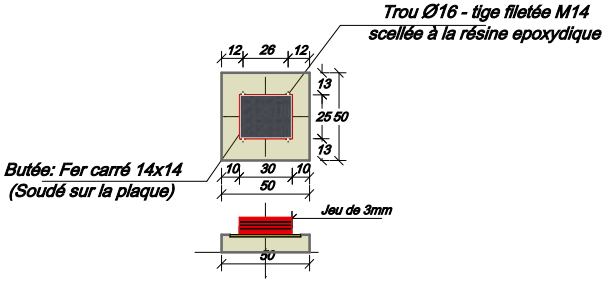
ECH: 1/12



DETAIL "A' APPAREIL D'APPUIS ET BOSSAGE

ECH : 1/30

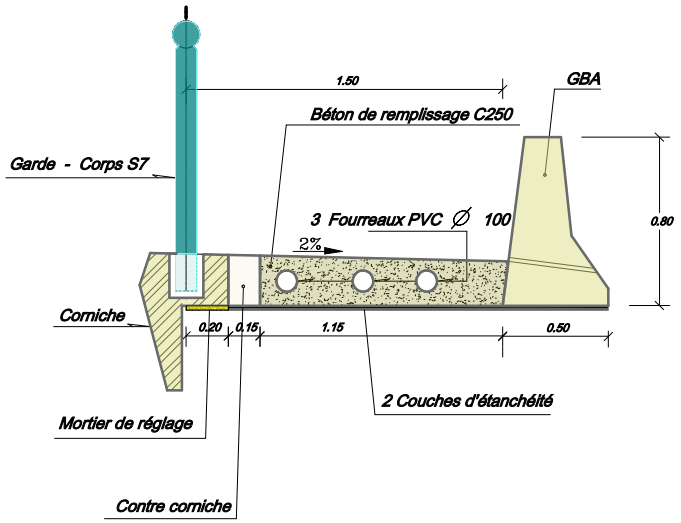




Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			

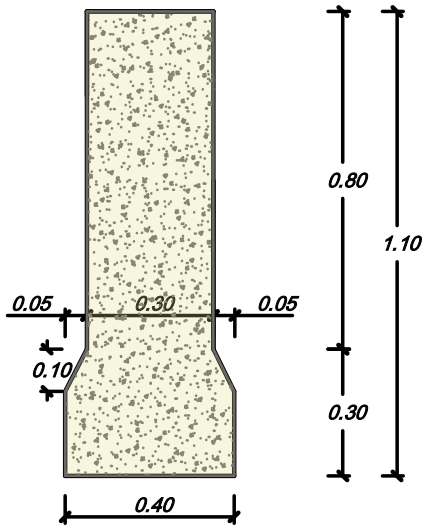
PLAN DETAIL DU TROTTOIR

ECH: 1/30



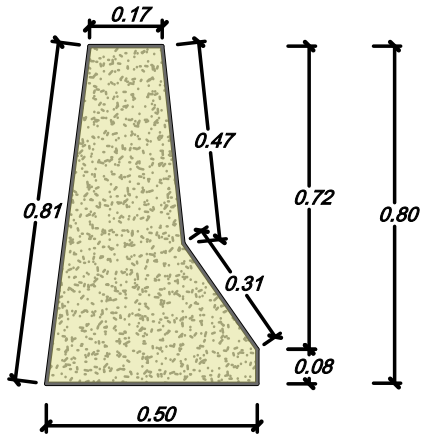
DETAIL D'UNE POUTRE

ECH: 1/6



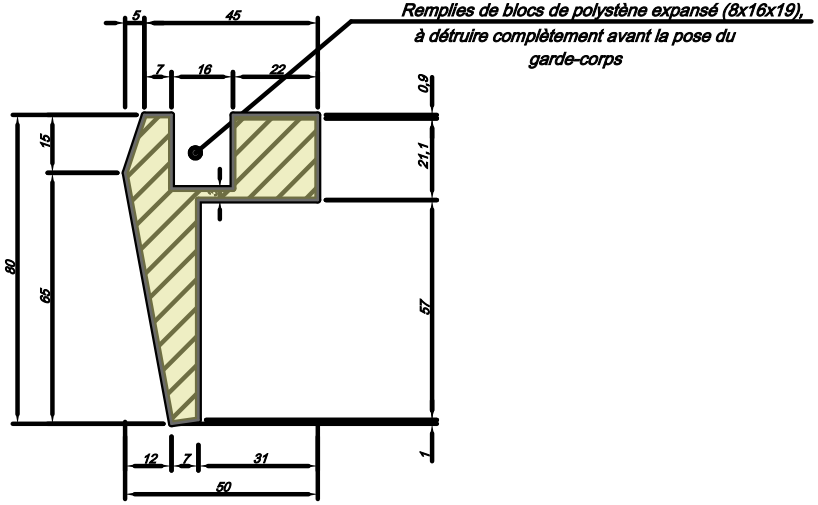
DETAIL DU GBA

ECH: 1/6



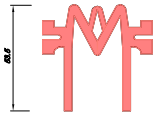
DETAIL CORNICHE

Réservation pour fixation du garde-corps
Remplies de blocs de polystène expansé (8x16x19),
à détruire complètement avant la pose du
garde-corps



JOINT DE CHAUSSEE TYPE WOSD 50

PROFIL EN ELASTOMERE
Ech: 1/1

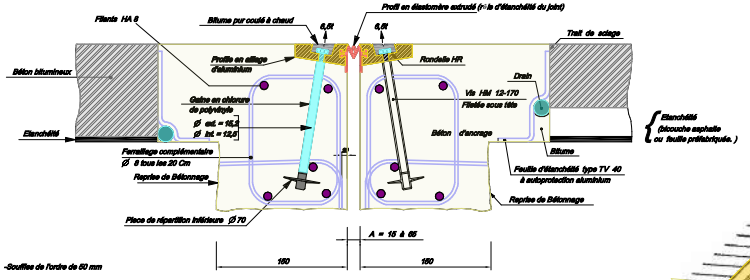


COUPE COURANTE
Ech: 1/5

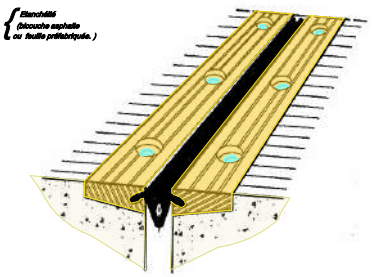
Etanchéité adhérente au support

Etanchéité non adhérente au support

- Un ferraillage complémentaire du béton du béton d'ancrage est à prévoir; il est adapté suivant les feuillures.



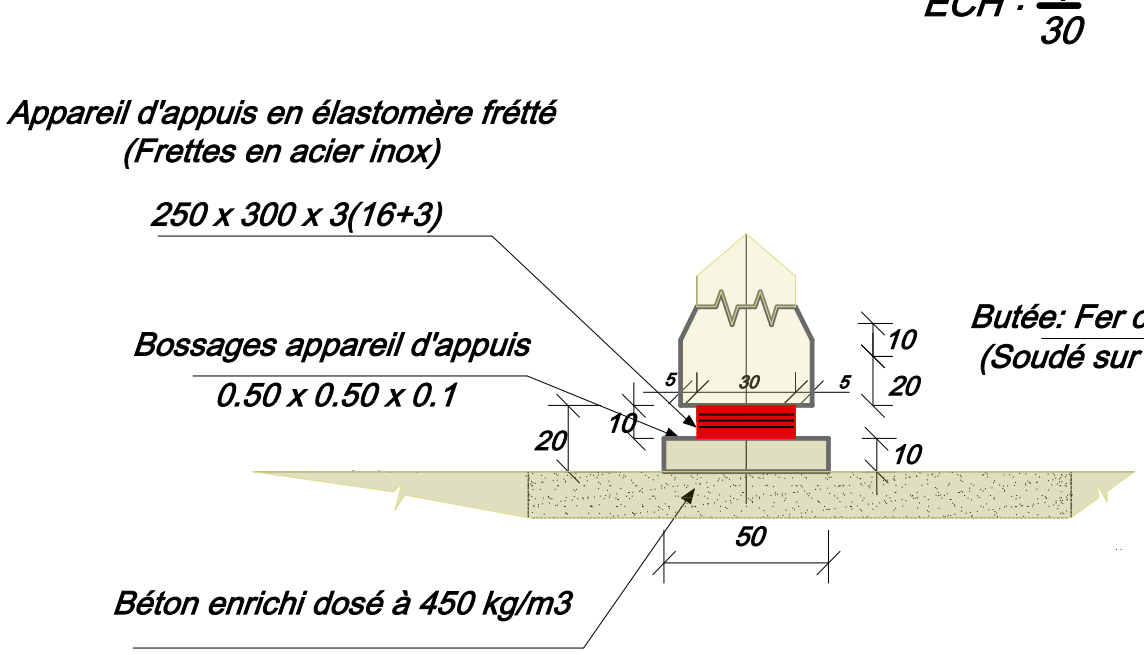
VUE ISOMETRIQUE

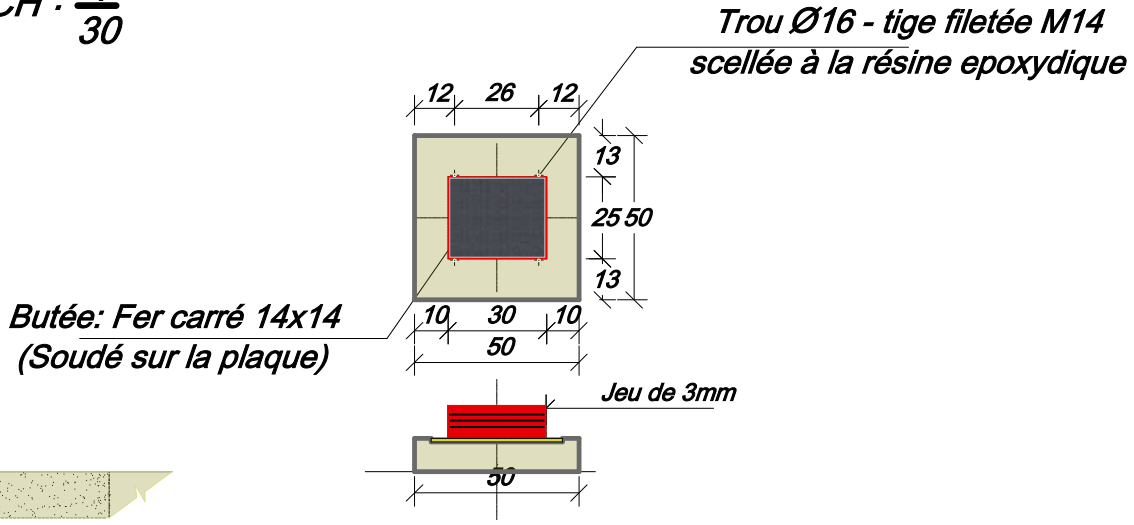


Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par			PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			

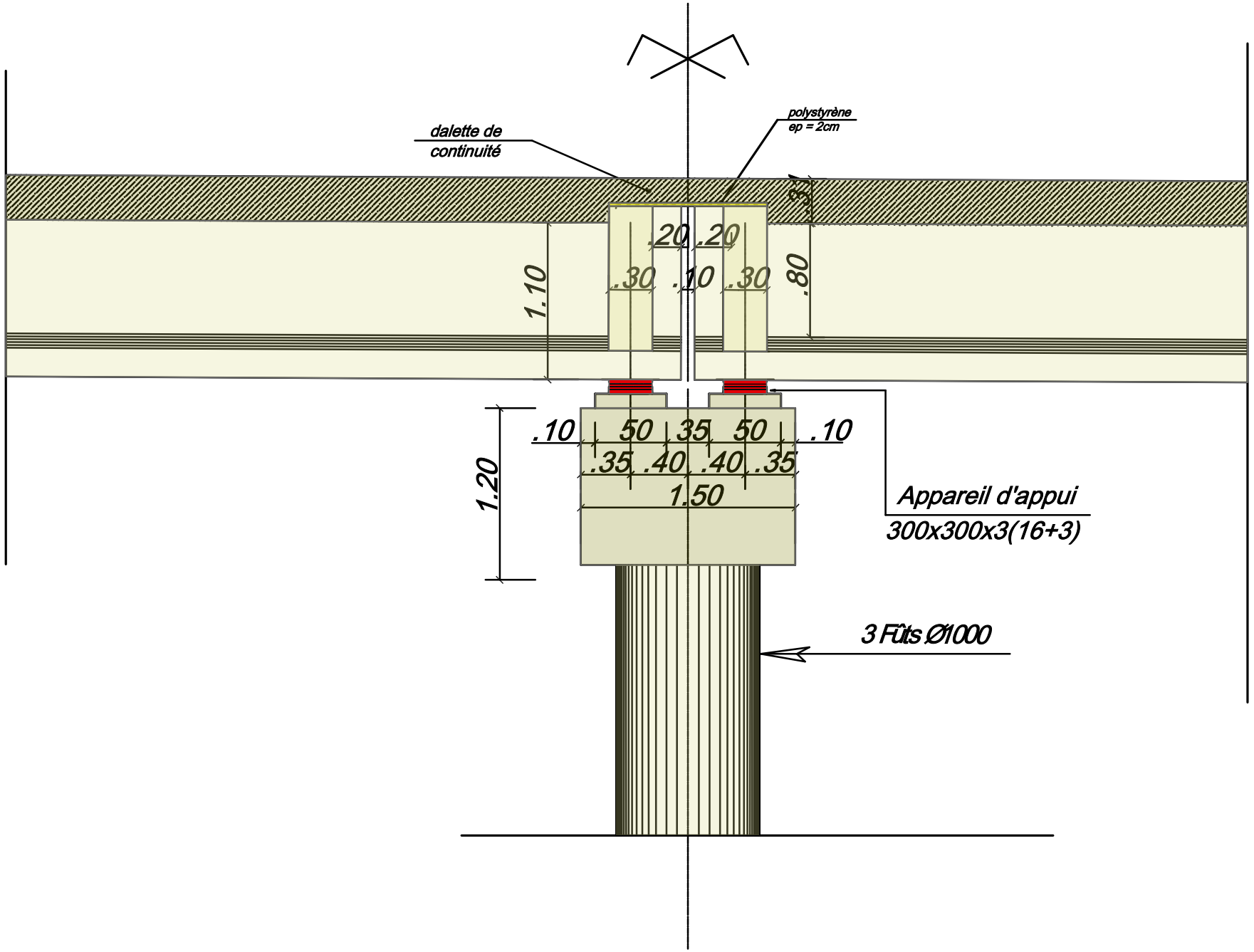
DETAIL "A' APPAREIL D'APPUIS ET BOSSAGE

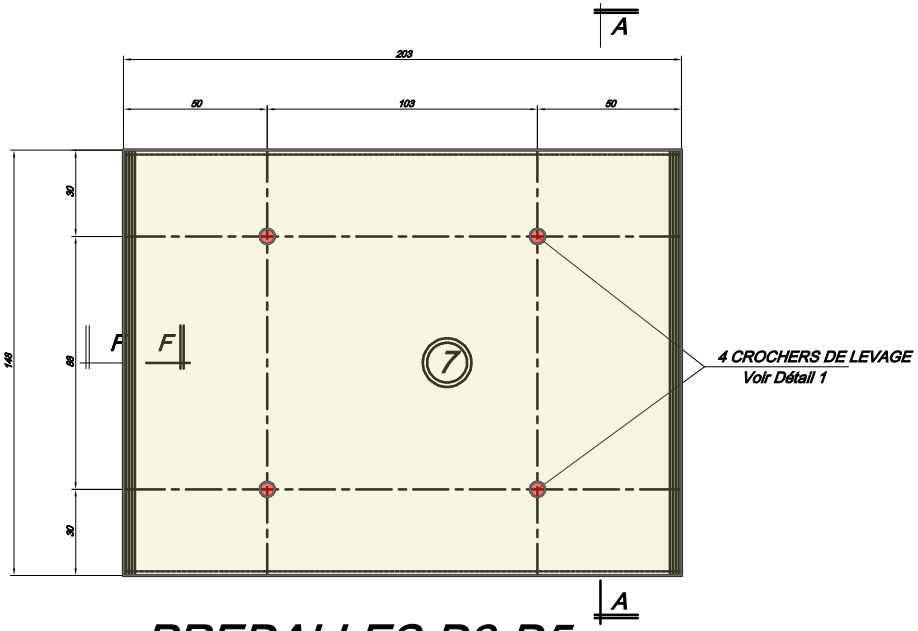
ECH : 1/30





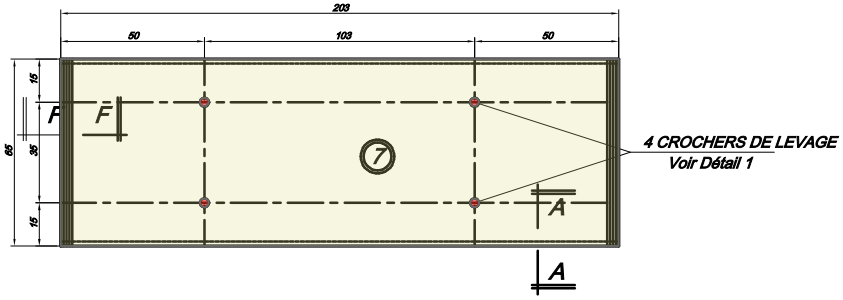
DETAIL PILE
(COUPE LONGITUDINALE)





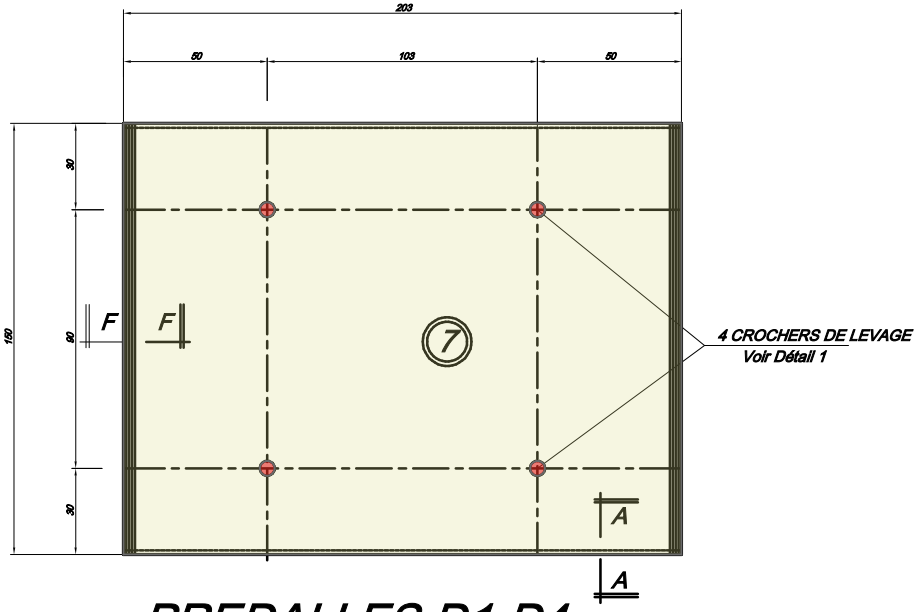
PREDALLES D2-D5

(Poids au levage = 740 kg env.)



PREDALLES D3

(Poids au levage = 220 kg env.)

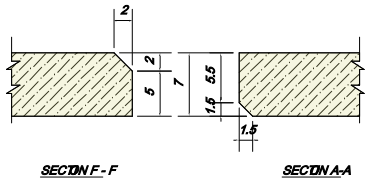


PREDALLES D1-D4

(Poids au levage = 740 kg env.)

DETAIL CROCHET DE LEVAGE

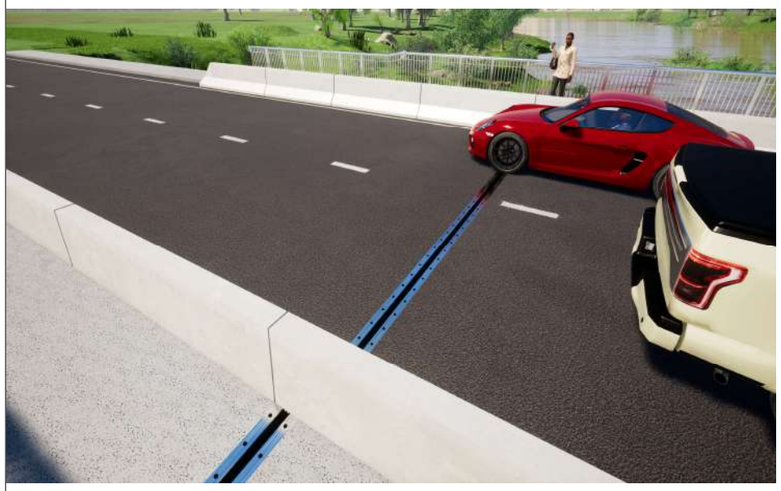
COUPE F-F et A-A



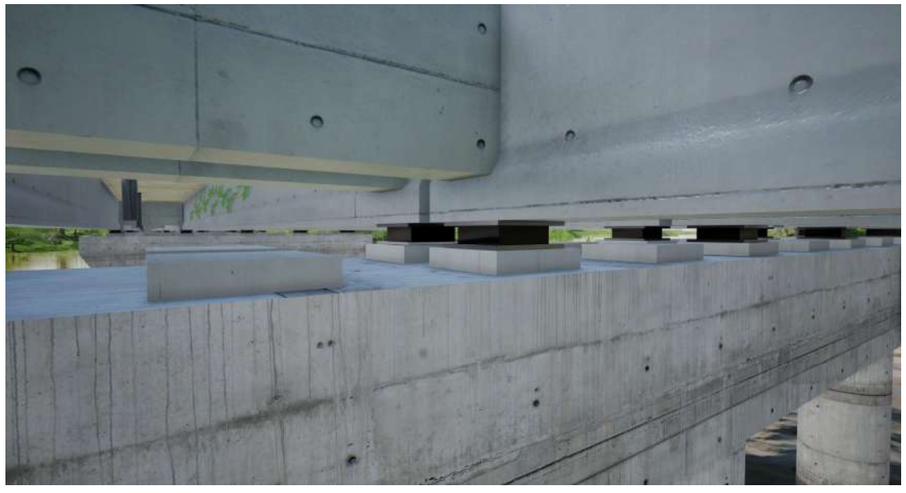
Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			

Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	PLAN 3D
20/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			

Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	PLAN 3D
20/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			



Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	PLAN 3D
20/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			

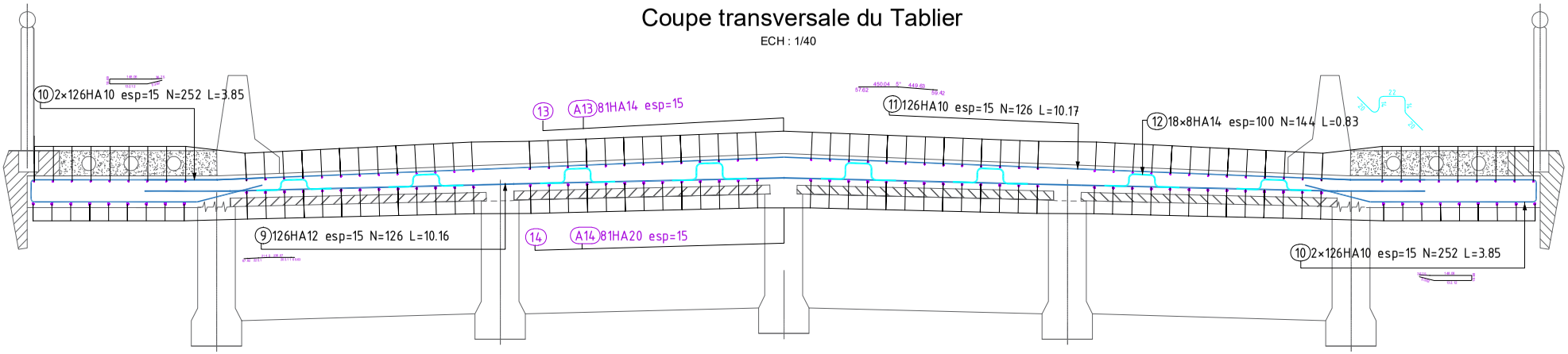


Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	PLAN 3D
20/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			

Annexe 16 : Plans de Ferraillage

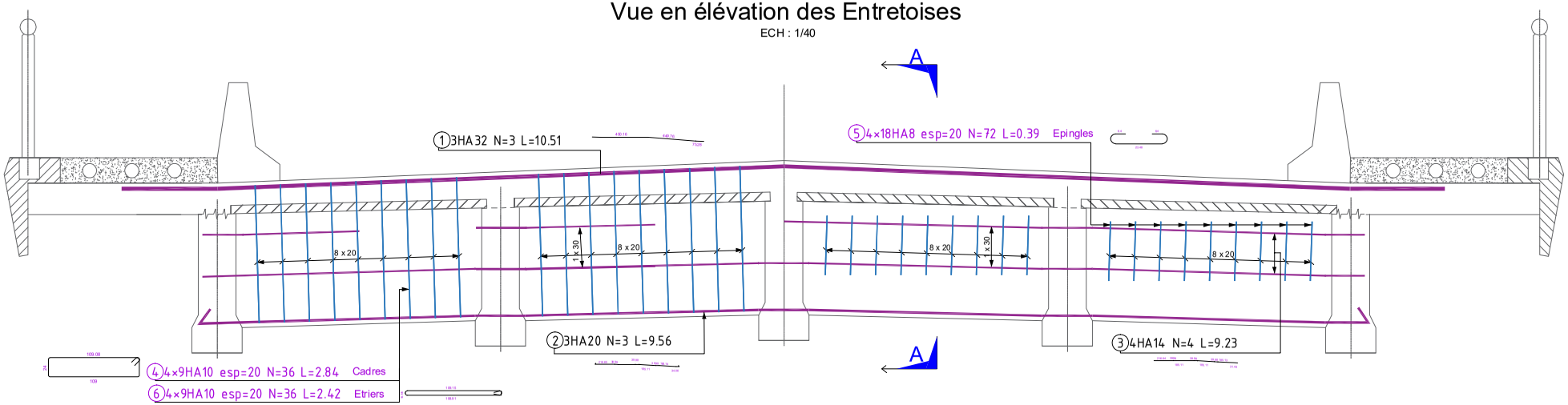
Coupe transversale du Tablier

ECH : 1/40



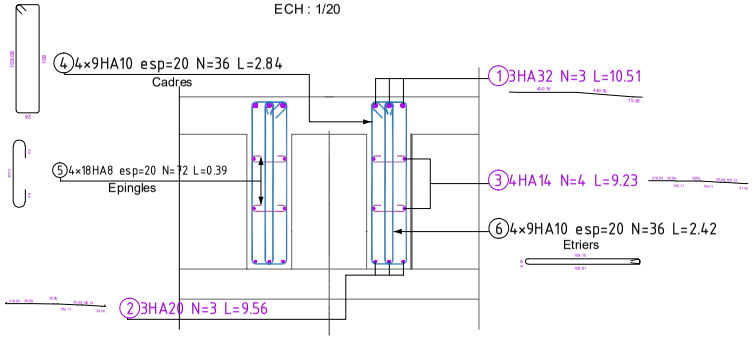
Vue en élévation des Entretoises

ECH : 1/40



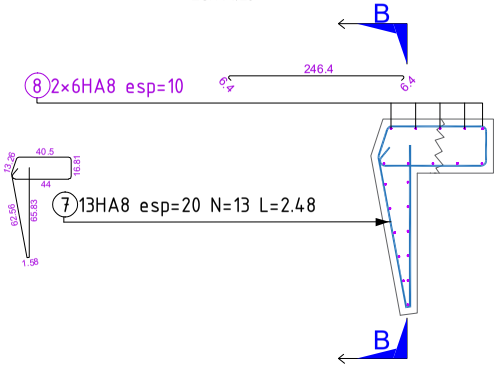
Coupe Transversale des Entretoises

ECH : 1/20



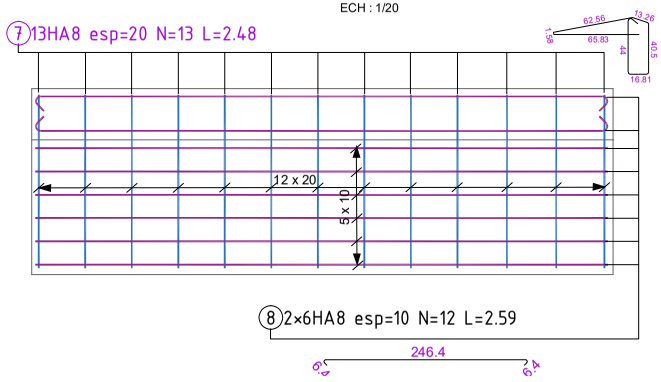
Coupe Transversale de la Corniche

ECH : 1/20

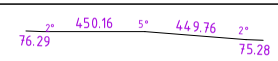
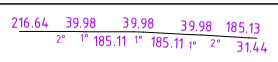
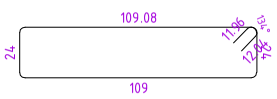
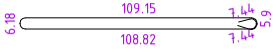
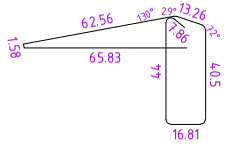
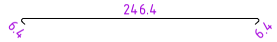
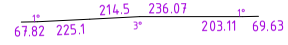
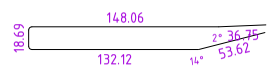
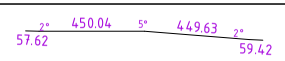
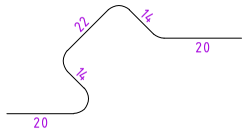
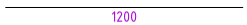
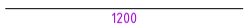
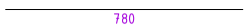
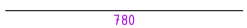


Coupe longitudinale de la corniche

ECH : 1/20



Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	2iE	INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ			INFRATP Ingénieur Conseil	ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE				

N°	TYPE	Dia [mm]	Façonnage [cm]	Long Unitaire [m]	Masse Unitaire [kg]	Nombre Total	Long Totale [m]	Masse Totale [kg]	%	Esp
①	HA	32		10.51	66.37	3	31.54	199.1	2.2%	
②	HA	20		9.56	23.59	3	28.69	70.76	0.8%	
③	HA	14		9.23	11.16	4	36.93	44.63	0.5%	
④	HA	10		2.84	1.75	36	102.11	62.95	0.7%	20
⑤	HA	8		0.39	0.15	72	28.26	11.15	0.1%	20
⑥	HA	10		2.42	1.49	36	87.15	53.73	0.6%	20
⑦	HA	8		2.48	0.98	13	32.19	12.7	0.1%	20
⑧	HA	8		2.59	1.02	12	31.08	12.26	0.1%	10
⑨	HA	12		10.16	9.02	126	1280.39	1136.75	12.6%	15
⑩	HA	10		3.85	2.37	252	970.04	598.07	6.6%	15
⑪	HA	10		10.17	6.27	126	1280.96	789.76	8.7%	15
⑫	HA	14		0.83	1.01	144	119.97	144.97	1.6%	100
⑬	HA	14		12	14.5	81	972	1174.58	13%	15
⑭	HA	20		12	29.59	81	972	2397.1	26.5%	15
A13	HA	14		7.8	9.43	81	631.8	763.48	8.5%	15
A14	HA	20		7.8	19.24	81	631.8	1558.11	17.3%	15
Masse Totale = 9030 kg										

TYPE	Dia [mm]	Long Totale [m]	Masse Totale [kg]
HA	8	91.53	36.12
HA	10	2440.26	1504.51
HA	12	1280.39	1136.75
HA	14	1760.7	2127.65
HA	20	1632.49	4025.97
HA	32	31.54	199.1

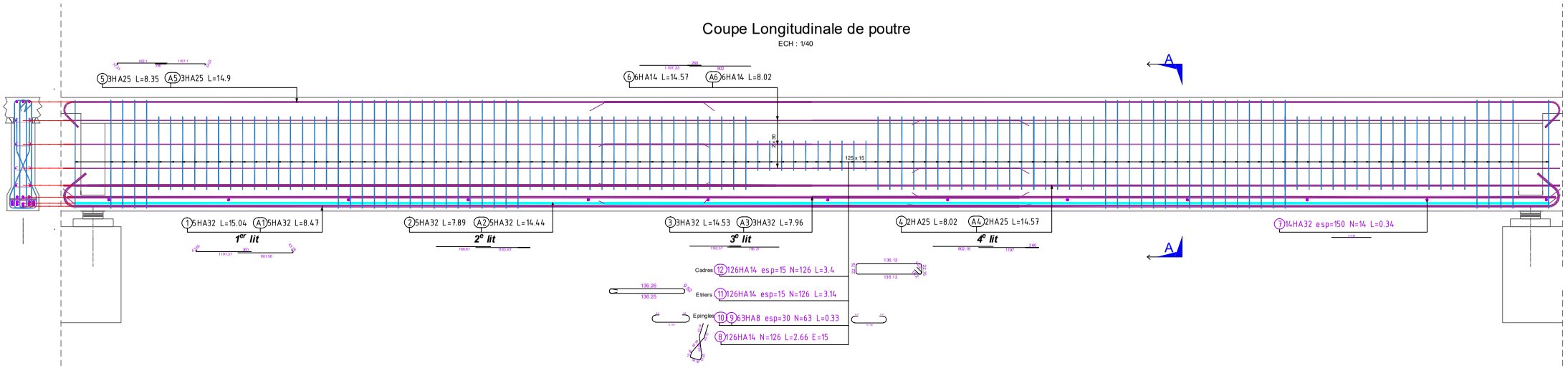
Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par			
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	2iE	INFRATP IC
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			

PLAN D'EXECUTION

ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).

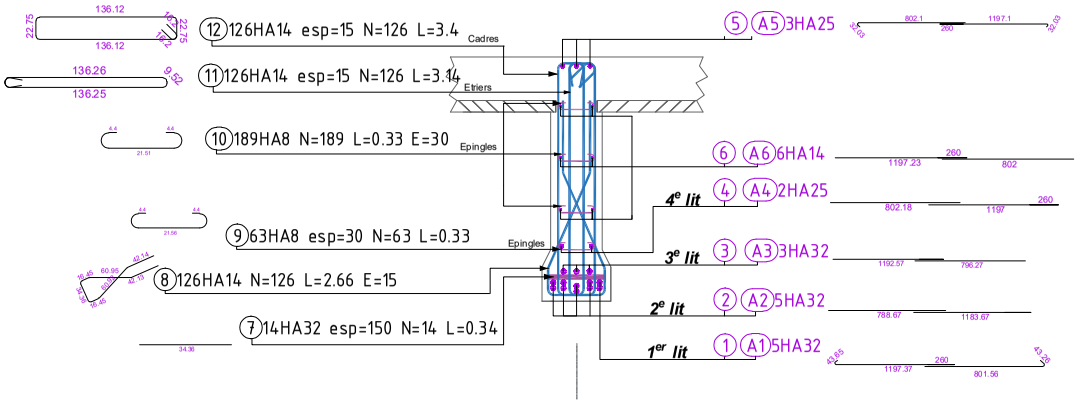
Coupe Longitudinale de poutre

ECH : 1/40

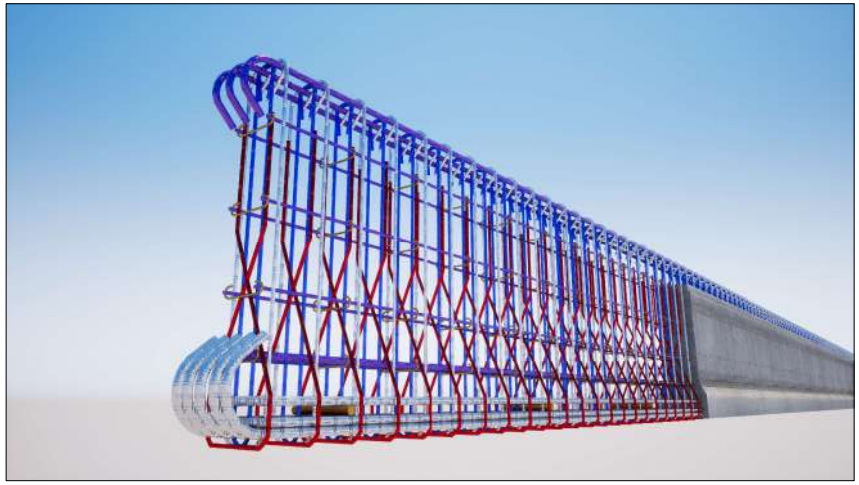


Coupe Transversale de la poutre

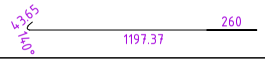
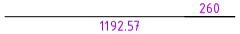
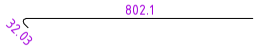
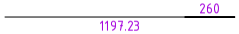
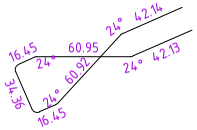
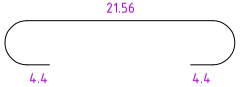
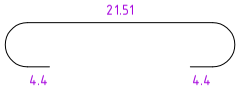
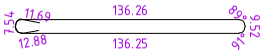
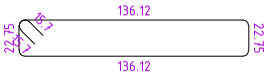
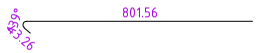
ECH : 1/20



Model BIM Reinforment

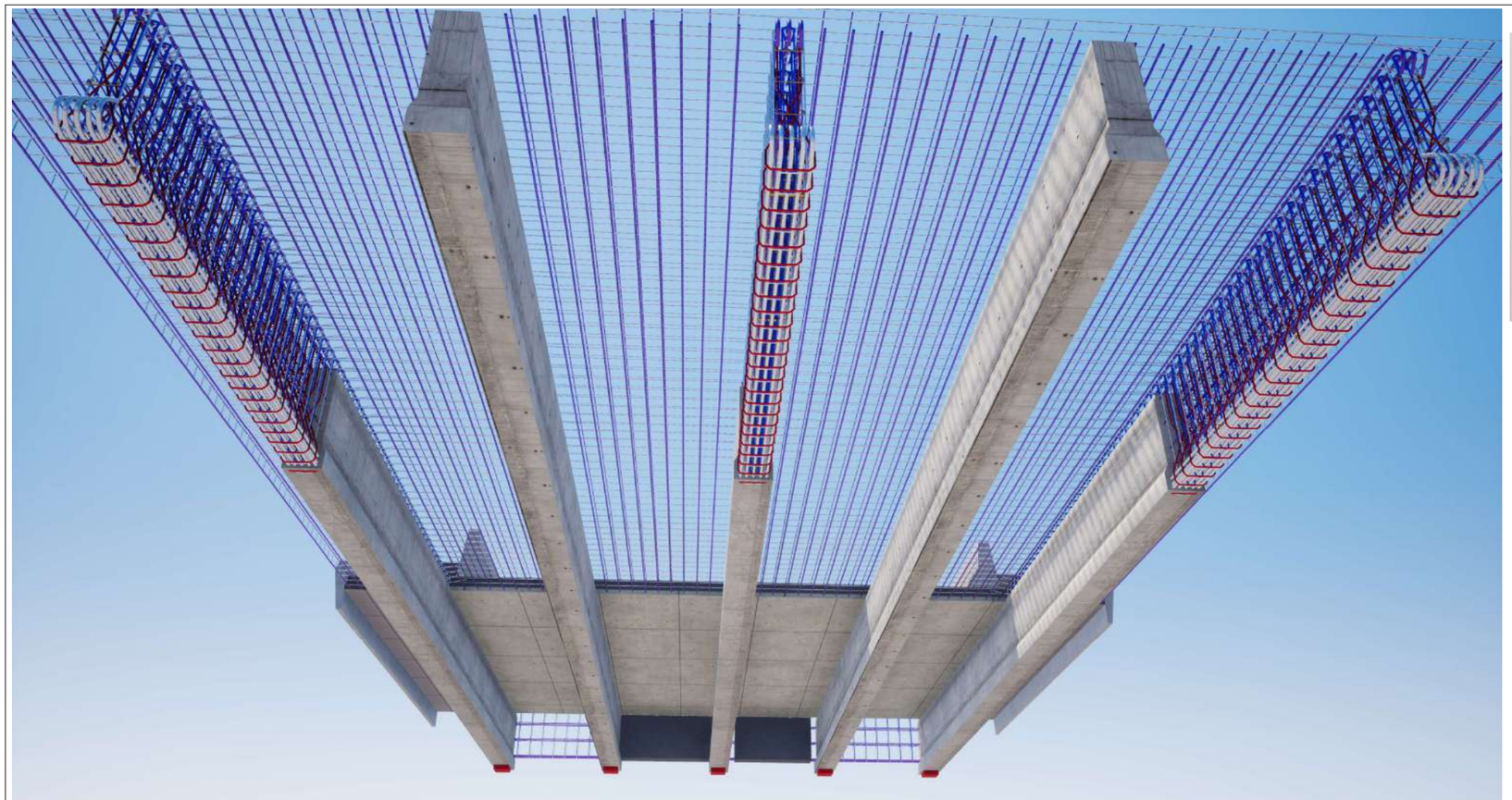


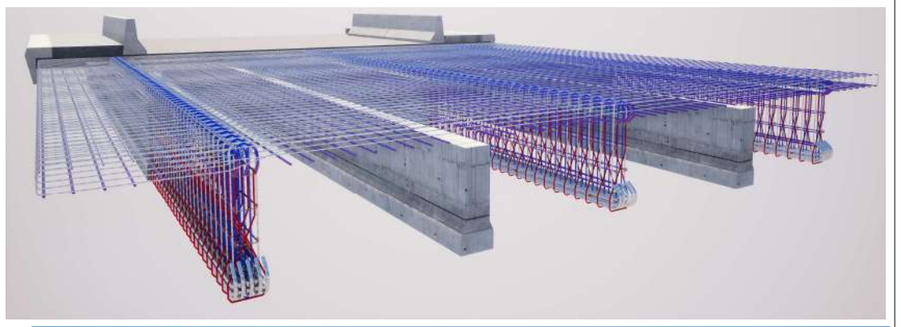
Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par				
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	2iE	INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE				ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).

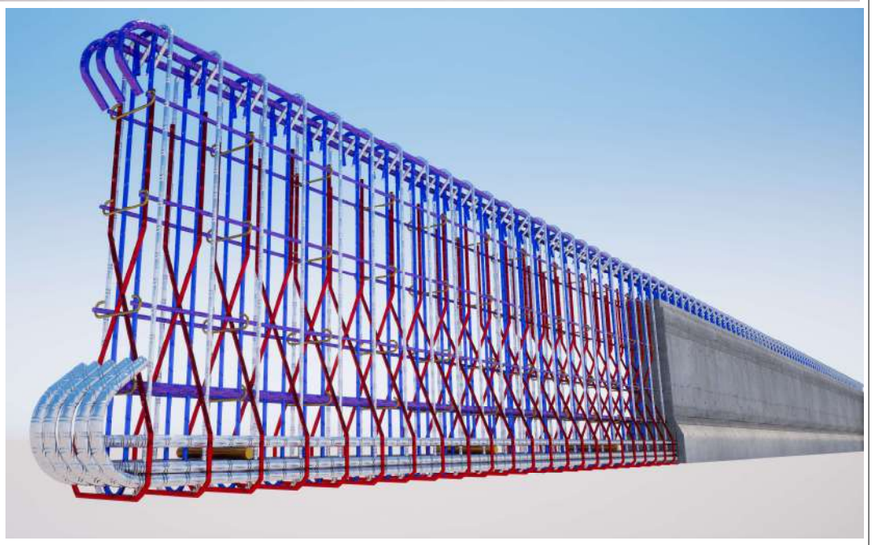
N°	TYPE	Dia [mm]	Façonnage [cm]	Long Unitaire [m]	Masse Unitaire [kg]	Nombre Total	Long Totale [m]	Masse Totale [kg]	%	Esp
①	HA	32		15.04	94.93	5	75.18	474.64	12%	
②	HA	32		7.89	49.79	5	39.43	248.96	6.3%	
③	HA	32		14.53	91.71	3	43.58	275.12	7%	
④	HA	25		8.02	30.91	2	16.04	61.82	1.6%	
⑤	HA	25		8.35	32.18	3	25.06	96.55	2.4%	
⑥	HA	14		14.57	17.61	6	87.43	105.66	2.7%	
⑦	HA	32		0.34	2.17	14	4.81	30.37	0.8%	150
⑧	HA	14		2.66	3.22	126	335.59	405.53	10.3%	15
⑨	HA	8		0.33	0.13	63	21	8.28	0.2%	30
⑩	HA	8		0.33	0.13	189	62.89	24.82	0.6%	30
⑪	HA	14		3.14	3.79	126	395.11	477.45	12.1%	15
⑫	HA	14		3.4	4.11	126	428.58	517.9	13.1%	15
A1	HA	32		8.47	53.49	5	42.36	267.43	6.8%	
A2	HA	32		14.44	91.14	5	72.18	455.72	11.6%	
A3	HA	32		7.96	50.27	3	23.89	150.81	3.8%	
A4	HA	25		14.57	56.14	2	29.14	112.29	2.8%	
A5	HA	25		14.9	57.42	3	44.71	172.27	4.4%	
A6	HA	14		8.02	9.69	6	48.12	58.15	1.5%	
Total mass = 3944 kg										

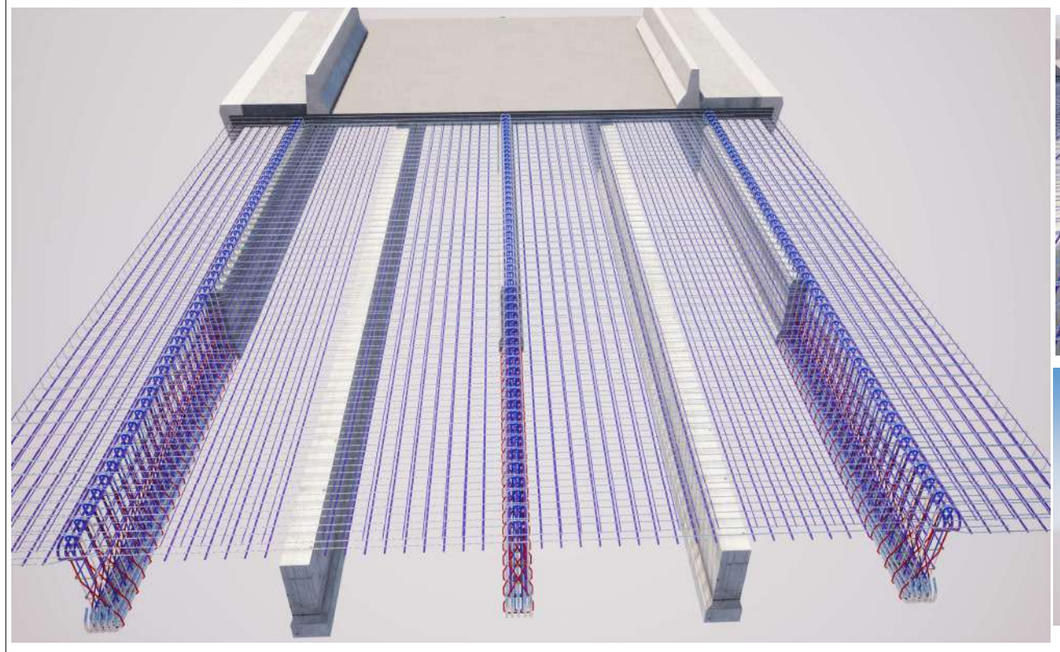
TYPE	Dia [mm]	Long Totale [m]	Masse Totale [kg]
HA	8	83.89	33.1
HA	14	1294.83	1564.69
HA	25	114.95	442.93
HA	32	301.43	1903.04

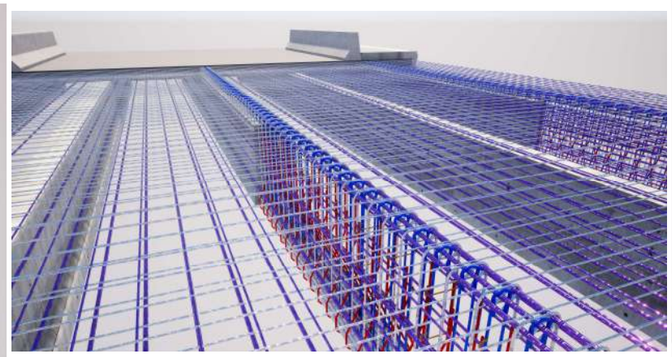
Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			

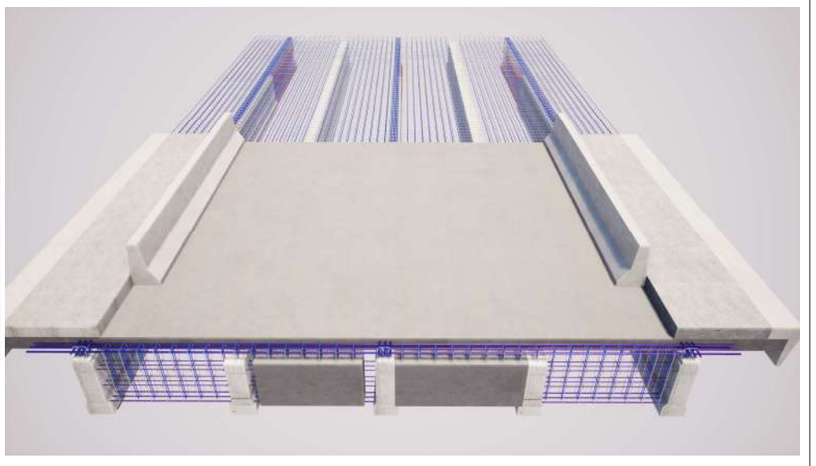


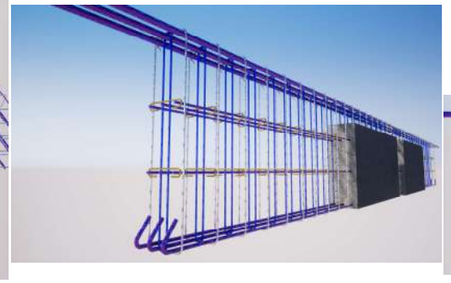


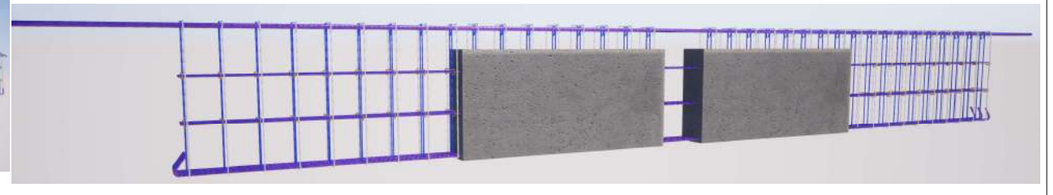












Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par
20/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE

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

2iE

INFRATP IC

INFRATP Ingénieur Conseil

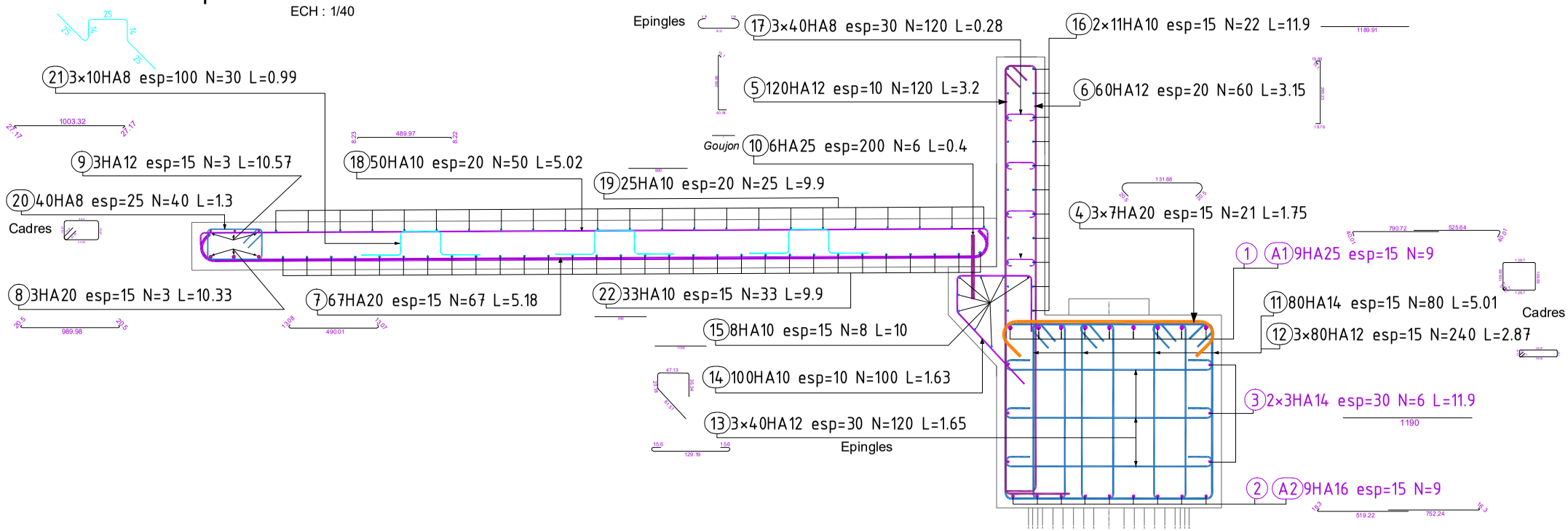
Solutions d'ingénierie en infrastructures

PLAN BIM REINFORCEMENT

ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).

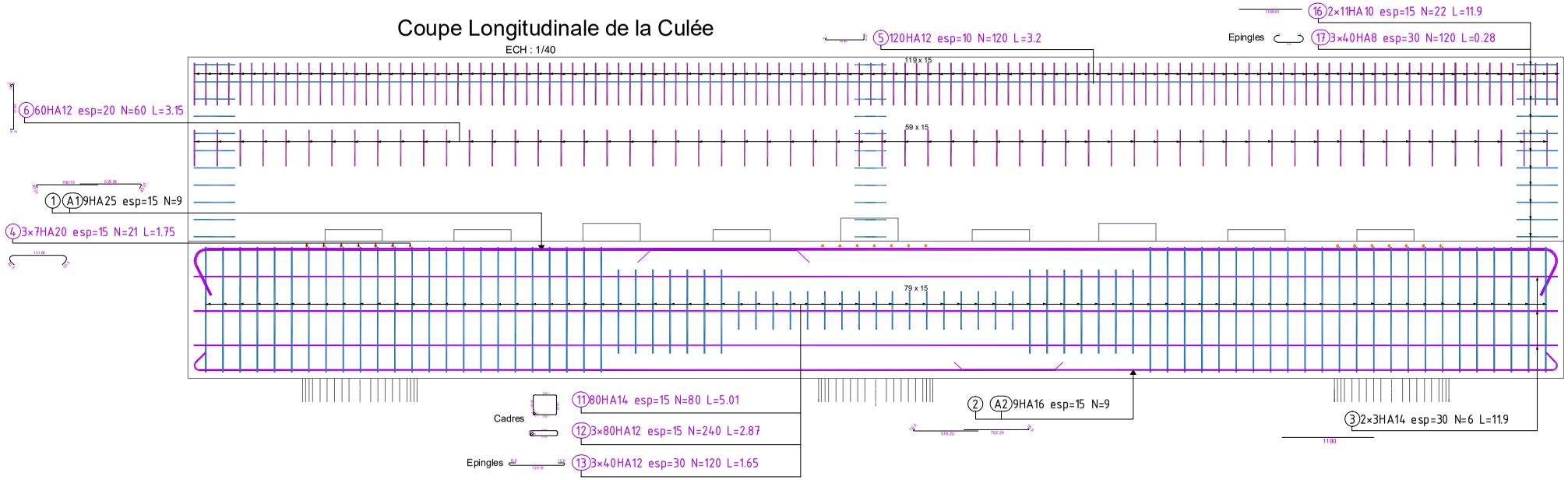
Coupe Transversale de la Culée

ECH : 1/40

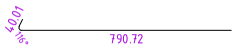
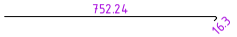
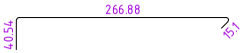
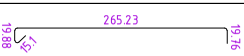
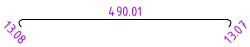
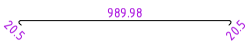
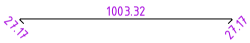
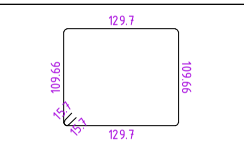
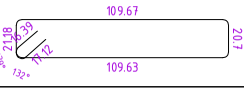
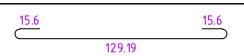
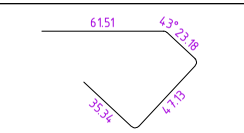


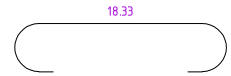
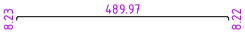
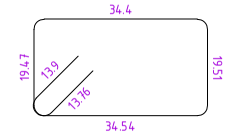
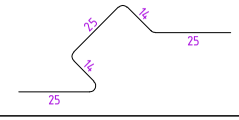
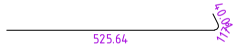
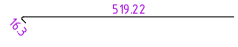
Coupe Longitudinale de la Culée

ECH : 1/40



Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement		INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ		2iE	INFRATP Ingénieur Conseil	ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE				

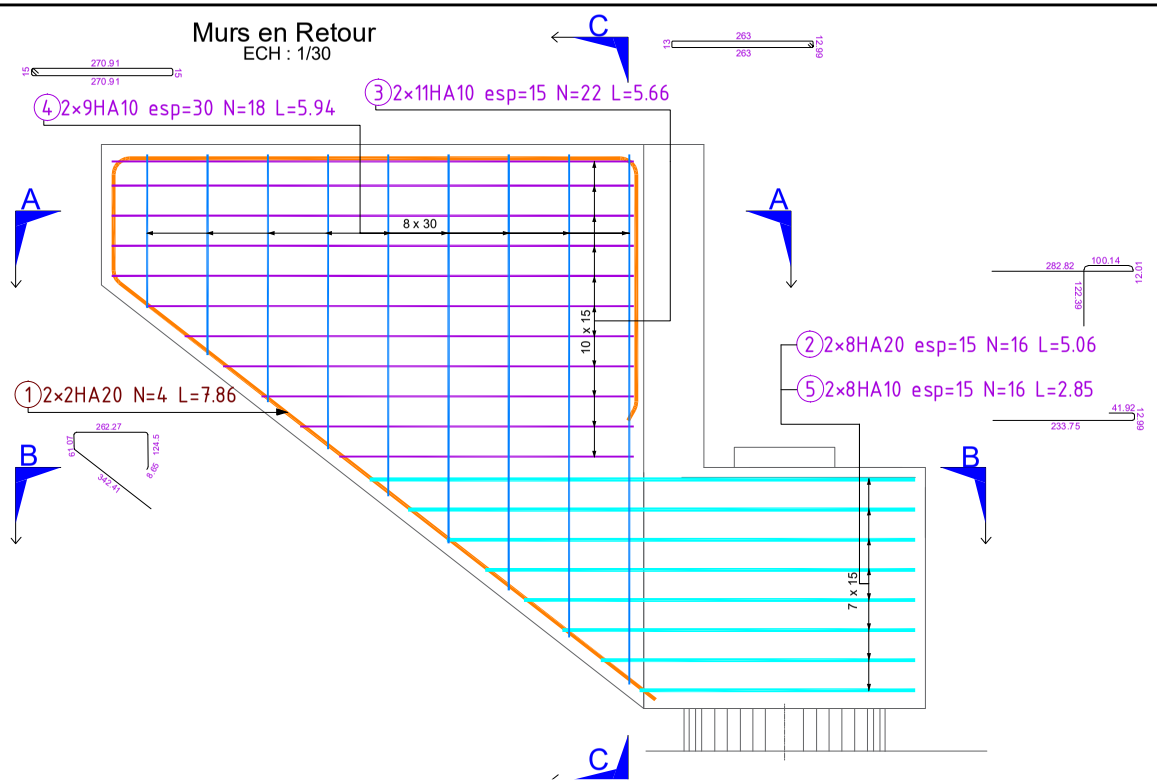
N°	TYPE	Dia [mm]	Façonnage [cm]	Long Unitaire [m]	Masse Unitaire [kg]	Nombre Total	Long Totale [m]	Masse Totale [kg]	%	Esp
①	HA	25		8.28	31.93	9	74.56	287.33	6.4%	15
②	HA	16		7.68	12.13	9	69.15	109.15	2.4%	15
③	HA	14		11.9	14.38	6	71.4	86.28	1.9%	30
④	HA	20		1.75	4.31	21	36.66	90.41	2%	15
⑤	HA	12		3.2	2.84	120	383.87	340.81	7.6%	10
⑥	HA	12		3.15	2.8	60	188.92	167.73	3.8%	20
⑦	HA	20		5.18	12.77	67	346.95	855.64	19.2%	15
⑧	HA	20		10.33	25.47	3	30.98	76.4	1.7%	15
⑨	HA	12		10.57	9.39	3	31.72	28.16	0.6%	15
⑩	HA	25		0.4	1.54	6	2.4	9.25	0.2%	200
⑪	HA	14		5.01	6.06	80	400.89	484.44	10.9%	15
⑫	HA	12		2.87	2.55	240	688.9	611.62	13.7%	15
⑬	HA	12		1.65	1.46	120	197.81	175.62	3.9%	30
⑭	HA	10		1.63	1	100	162.53	100.21	2.2%	10
⑮	HA	10		10	6.17	8	80	49.32	1.1%	15
⑯	HA	10		11.9	7.34	22	261.78	161.4	3.6%	15

⑰	HA	8		0.28	0.11	120	34.17	13.48	0.3%	30
⑱	HA	10		5.02	3.1	50	251.15	154.84	3.5%	20
⑲	HA	10		9.9	6.1	25	247.5	152.59	3.4%	20
⑳	HA	8		1.3	0.51	40	52.17	20.59	0.5%	25
㉑	HA	8		0.99	0.39	30	29.75	11.74	0.3%	100
㉒	HA	10		9.9	6.1	33	326.7	201.42	4.5%	15
A1	HA	25		5.63	21.71	9	50.71	195.42	4.4%	15
A2	HA	16		5.35	8.45	9	48.18	76.05	1.7%	15
Total mass = 4460 kg										

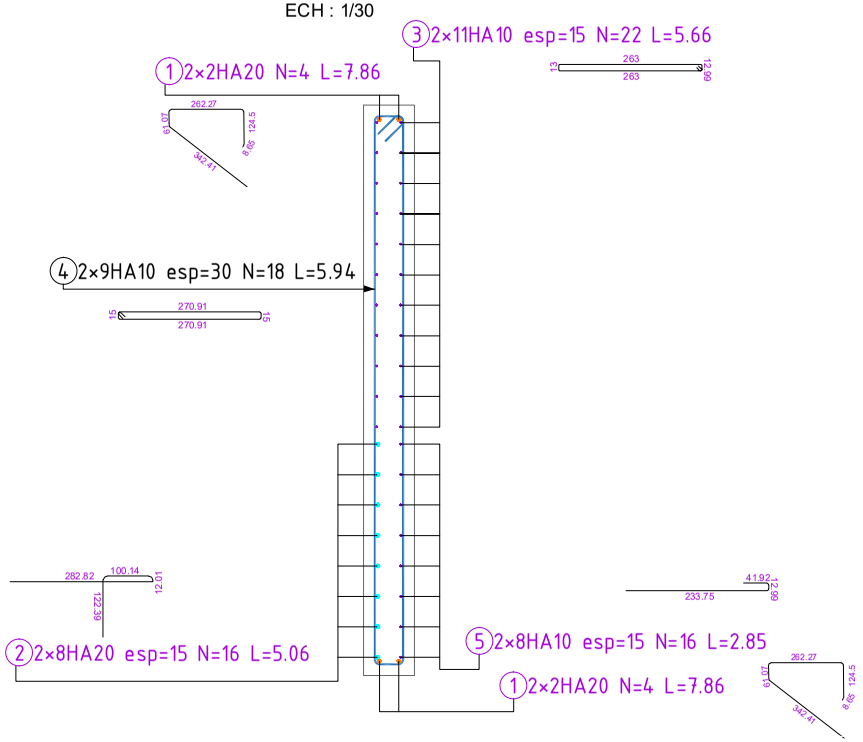
TYPE	Dia [mm]	Long Totale [m]	Masse Totale [kg]
HA	8	116.1	45.81
HA	10	1329.66	819.79
HA	12	1491.23	1323.93
HA	14	472.29	570.72
HA	16	117.33	185.19
HA	20	414.6	1022.46
HA	25	127.68	491.99

Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE			

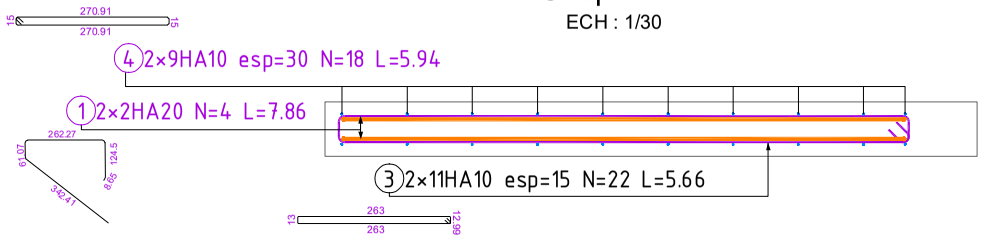
Murs en Retour
ECH : 1/30



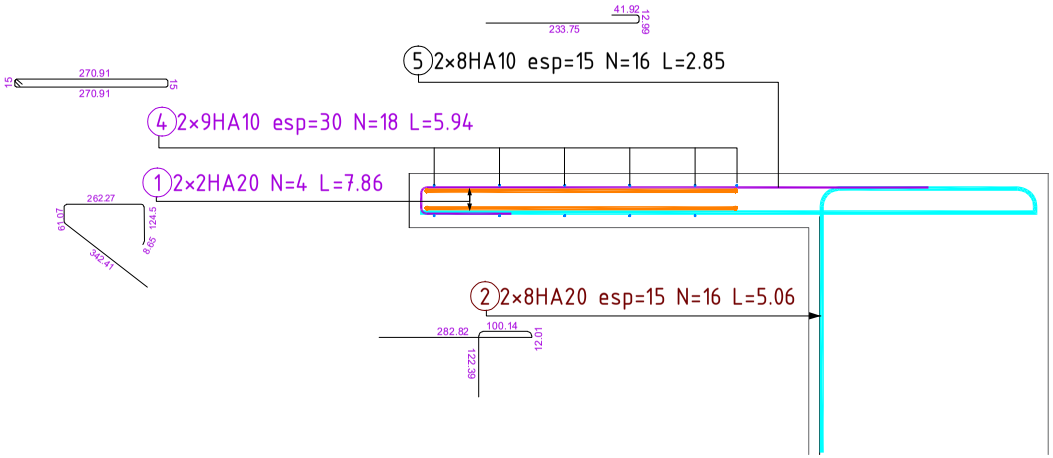
Coupe C-C
ECH : 1/30



Coupe A-A
ECH : 1/30



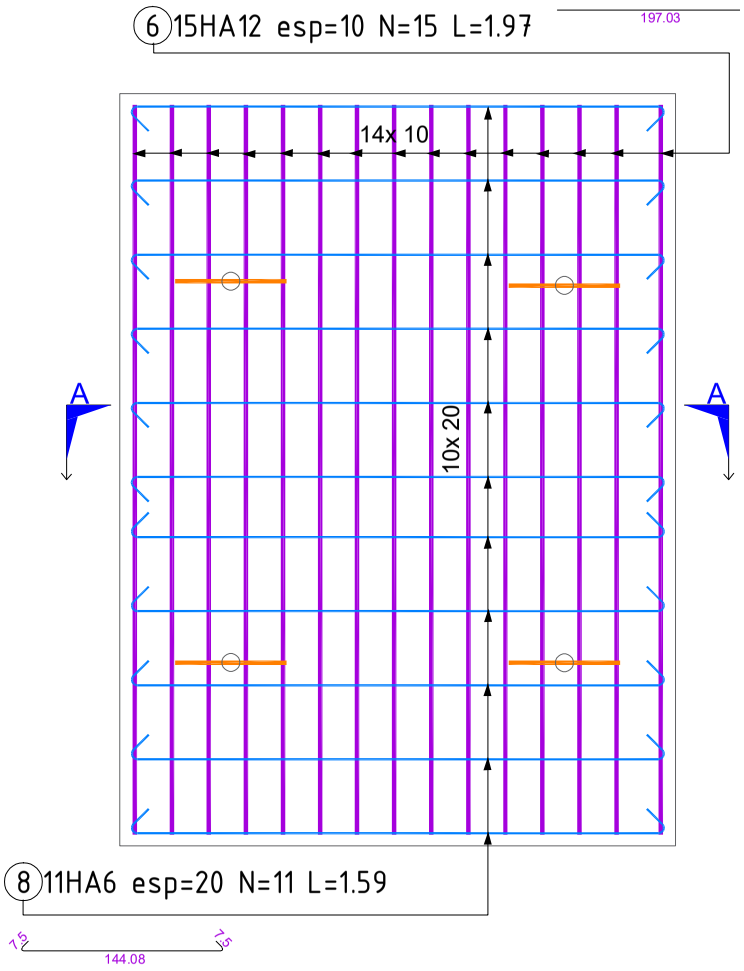
Coupe B-B
ECH : 1/30



Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement		INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ		2iE	INFRATP Ingénieur Conseil	ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE				

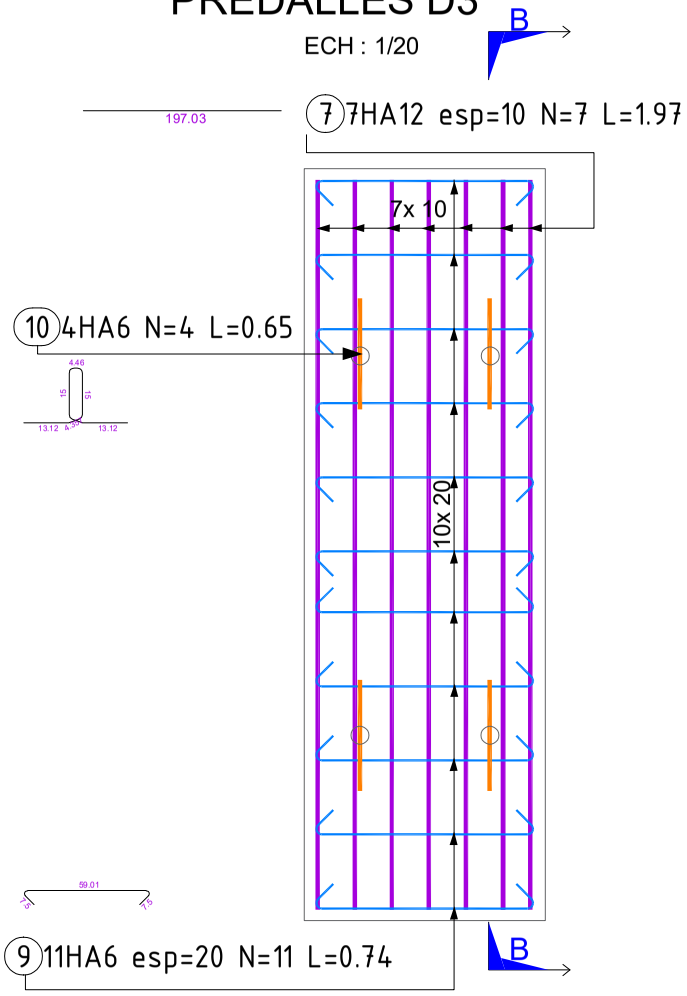
PREDALLES D1-D4

ECH : 1/20



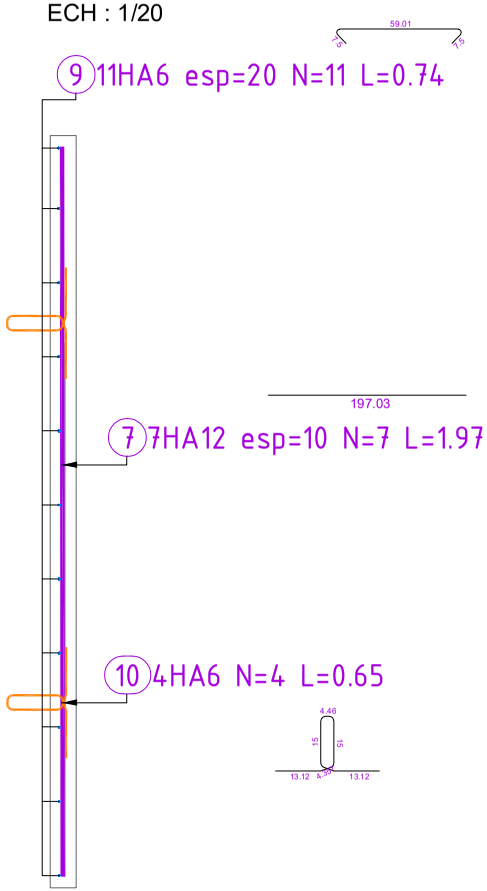
PREDALLES D3

ECH : 1/20



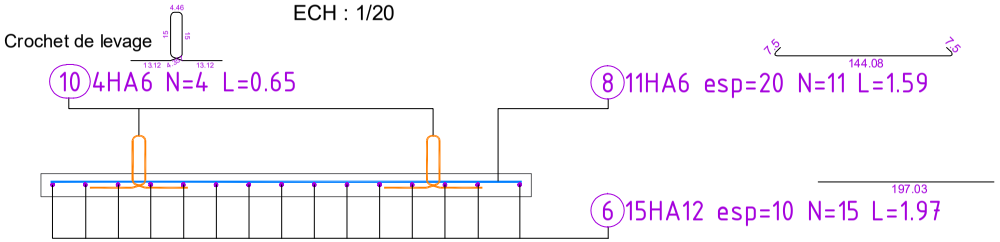
Coupe B-B

ECH : 1/20

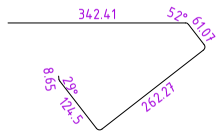
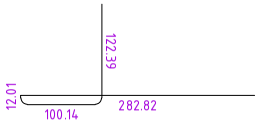
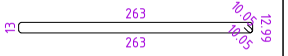
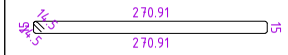
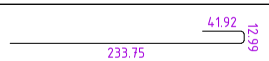
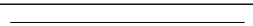
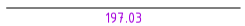
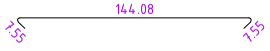
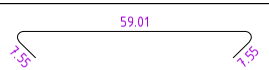
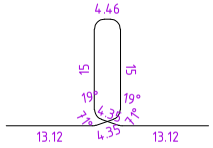


Coupe A-A

ECH : 1/20



Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement	2iE	INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ			INFRATP Ingénieur Conseil	ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE				

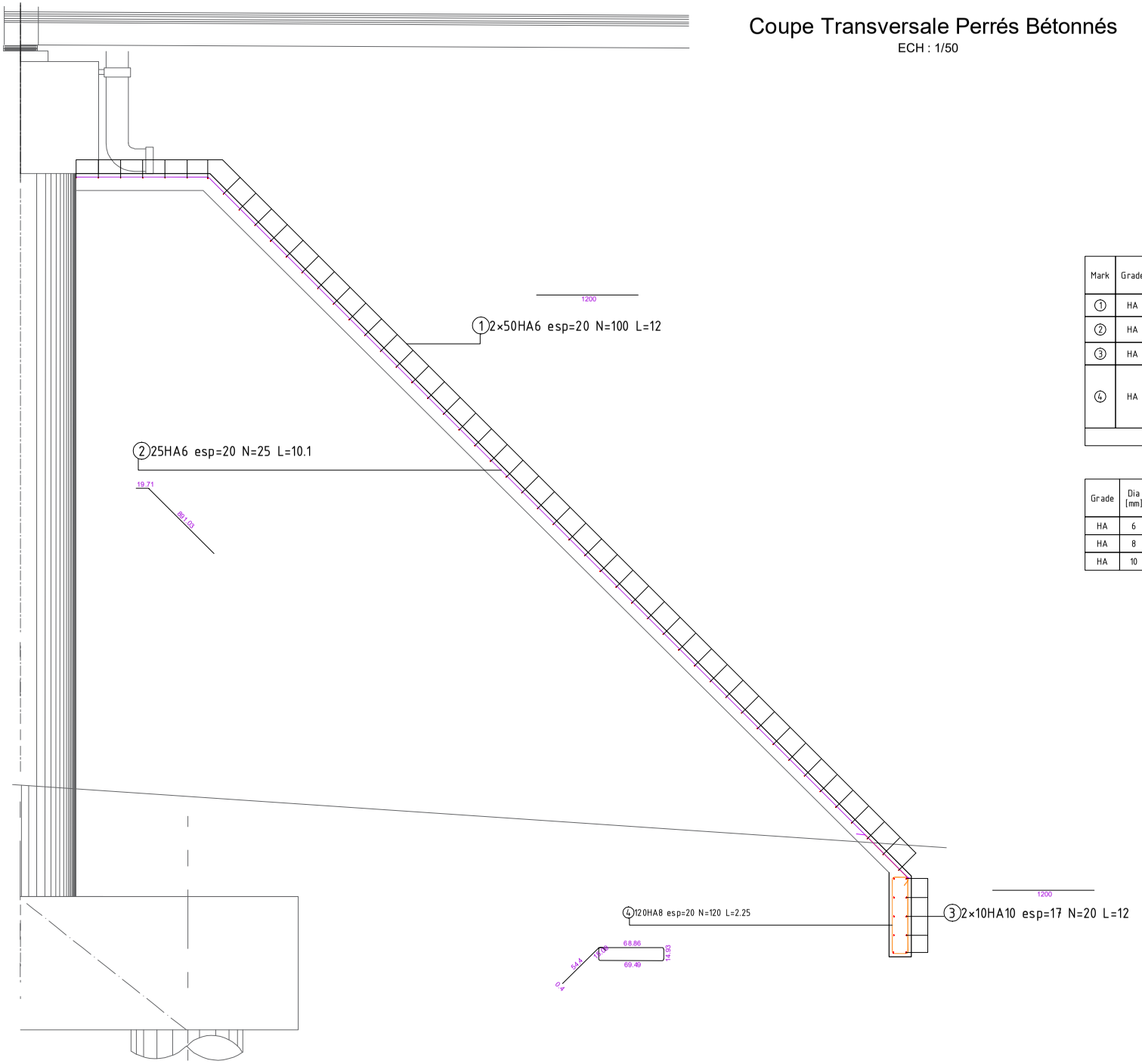
N°	TYPE	Dia [mm]	Façonnage [cm]	Long Unitaire [m]	Masse Unitaire [kg]	Nombre Total	Long Totale [m]	Masse Totale [kg]	%	Esp
①	HA	20		7.86	19.38	4	31.44	77.53	15.7%	
②	HA	20		5.06	12.49	16	81.04	199.85	40.5%	15
③	HA	10		5.66	3.49	22	124.44	76.72	15.6%	15
④	HA	10		5.94	3.66	18	106.99	65.96	13.4%	30
⑤	HA	10		2.85	1.75	16	45.52	28.07	5.7%	15
⑥	HA	12		1.97	1.75	15	29.55	26.24	5.3%	10
⑦	HA	12		1.97	1.75	7	13.79	12.24	2.5%	10
⑧	HA	6		1.59	0.35	11	17.5	3.88	0.8%	20
⑨	HA	6		0.74	0.16	11	8.14	1.81	0.4%	20
⑩	HA	6		0.65	0.14	4	2.61	0.58	0.1%	
Total mass = 493 kg										

TYPE	Dia [mm]	Long Totale [m]	Masse Totale [kg]
HA	6	28.24	6.27
HA	10	276.95	170.75
HA	12	43.35	38.48
HA	20	112.47	277.38

Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement		INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ		2iE	INFRATP Ingénieur Conseil	ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE				

Coupe Transversale Perrés Bétonnés

ECH : 1/50



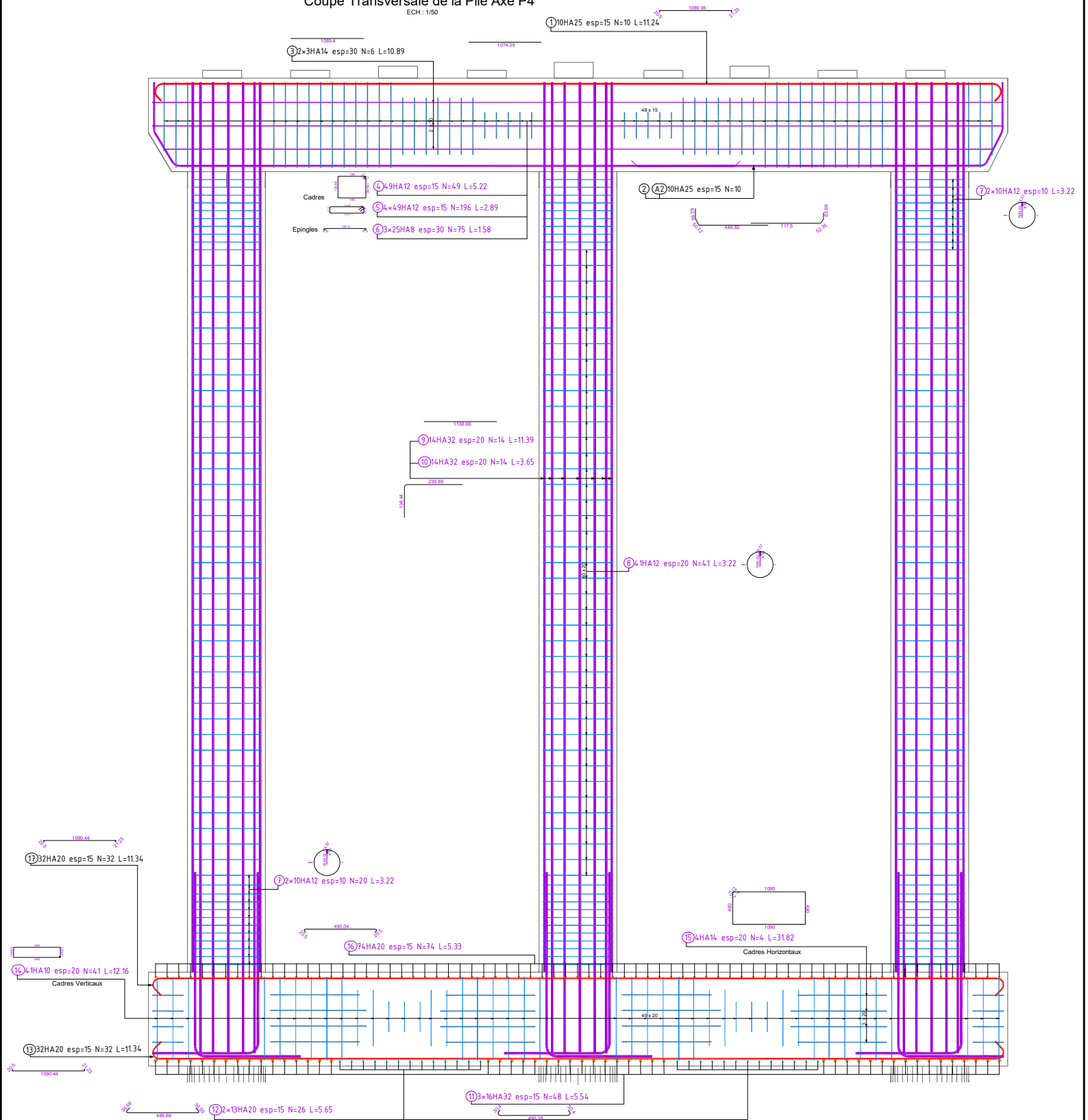
Mark	Grade	Dia (mm)	Bending shape (cm)	Cutting length (m)	Mass of each bar (kg)	Total number	Total length (m)	Total mass (kg)	%	Note
①	HA	6	1200	12	2.66	100	1200	266.34	46.2%	20
②	HA	6	19.71 891.03	10.1	2.24	25	252.61	56.07	9.7%	20
③	HA	10	1200	12	7.4	20	240	147.97	25.6%	17
④	HA	8	12.72 68.86 14.63 64.4 69.49 0°	2.25	0.89	120	270.3	106.66	18.5%	20
Total mass = 577 kg										

Grade	Dia (mm)	Total length (m)	Total mass (kg)
HA	6	1452.61	322.41
HA	8	270.3	106.66
HA	10	240	147.97

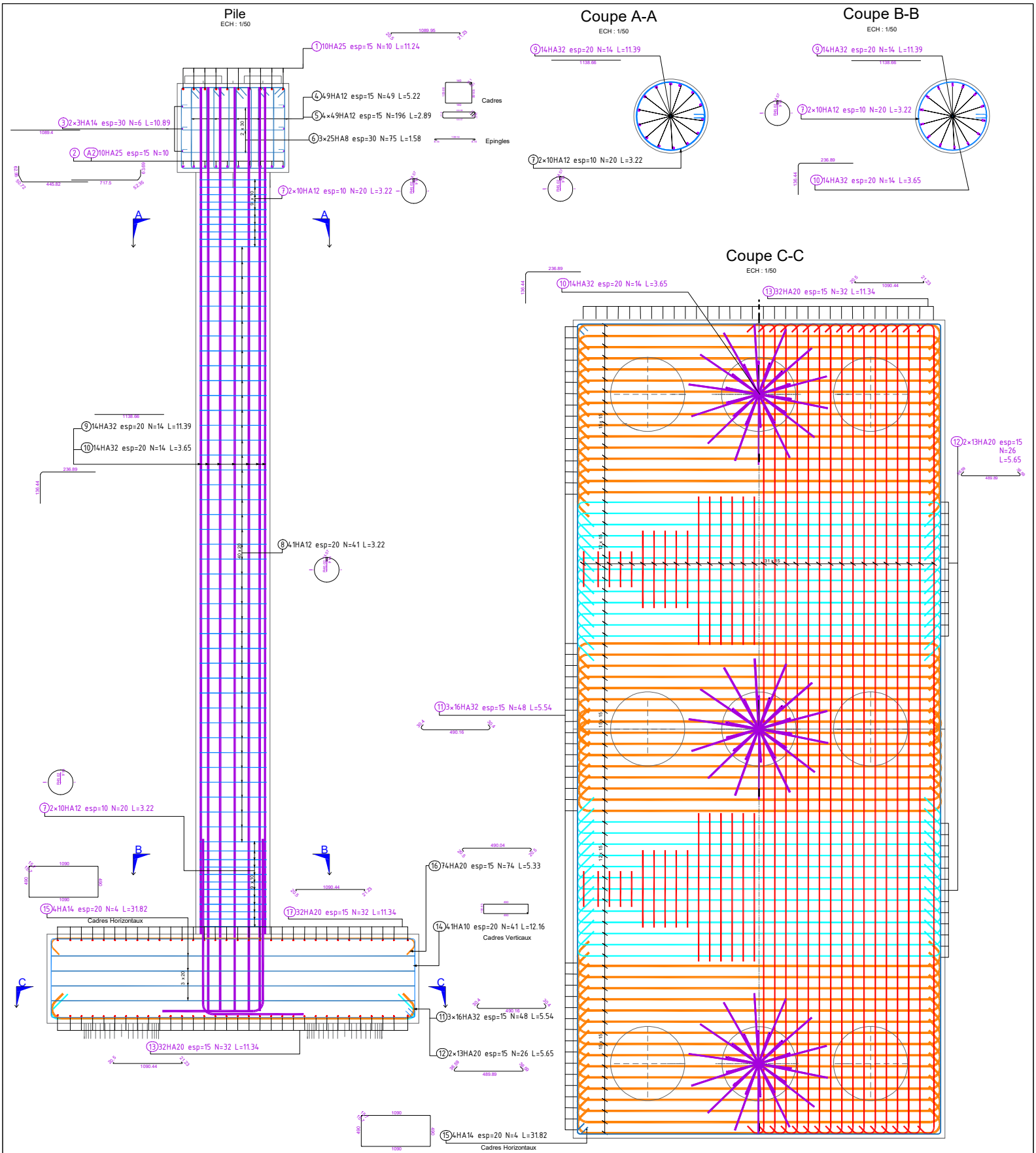
Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement		INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
09/10/2025	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ		2iE	INFRATP Ingénieur Conseil	ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE				

Coupe Transversale de la Pile Axe P4

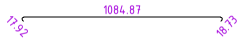
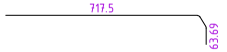
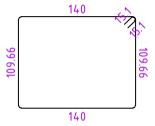
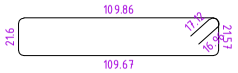
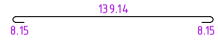
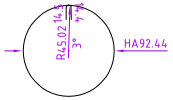
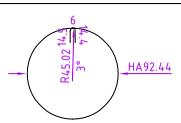
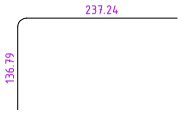
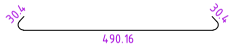
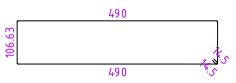
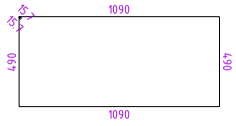
ECH : 1/50

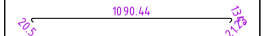
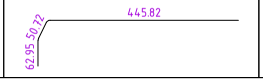


Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par			INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
28/01/2026	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE				



Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par			INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
28/01/2026	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement			ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE				

N°	TYPE	Dia [mm]	Façonnage [cm]	Long Unitaire [m]	Masse Unitaire [kg]	Nombre Total	Long Totale [m]	Masse Totale [kg]	%	Esp
①	HA	25		11.24	43.29	10	112.35	432.93	5%	15
②	HA	25		8.3	31.99	10	83.03	319.94	3.7%	15
③	HA	14		10.89	13.16	6	65.36	78.99	0.9%	30
④	HA	12		5.22	4.63	49	255.68	227	2.6%	15
⑤	HA	12		2.89	2.57	196	566.56	503	5.9%	15
⑥	HA	8		1.58	0.63	75	118.8	46.88	0.5%	30
⑦	HA	12		3.22	2.85	20	64.3	57.09	0.7%	10
⑧	HA	12		3.22	2.85	41	131.82	117.03	1.4%	20
⑨	HA	32		11.39	71.89	14	159.41	1006.43	11.7%	20
⑩	HA	32		3.65	23.07	14	51.15	322.92	3.8%	20
⑪	HA	32		5.54	34.96	48	265.77	1677.87	19.5%	15
⑫	HA	20		5.65	13.93	26	146.84	362.13	4.2%	15
⑬	HA	20		11.34	27.96	32	362.81	894.73	10.4%	15
⑭	HA	10		12.16	7.5	41	498.48	307.33	3.6%	20
⑮	HA	14		31.82	38.46	4	127.3	153.83	1.8%	20

⑯	HA	20		5.33	13.14	74	394.23	972.23	11.3%	15
⑰	HA	20		11.34	27.96	32	362.81	894.73	10.4%	15
A2	HA	25		5.56	21.42	10	55.6	214.24	2.5%	15
Total mass = 8589 kg										

TYPE	Dia [mm]	Long Totale [m]	Masse Totale [kg]
HA	8	118.8	46.88
HA	10	498.48	307.33
HA	12	1018.37	904.12
HA	14	192.66	232.81
HA	20	1266.68	3123.82
HA	25	250.98	967.12
HA	32	476.33	3007.22

Date	Indice	Observations	Etabli par	Vérifié par	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement		INFRATP IC	PLAN D'EXECUTION
28/01/2026	A	Création du document	William Tsakem Maguem	Dr Decroly DJOUBISSIÉ				ÉTUDES D'EXECUTION DE L'OUVRAGE D'ART DE TORTIYA (PONT A POUTRES DE 130 M) DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BITUMAGE DE LA ROUTE NIAKARA - TORTIYA (COTE D'IVOIRE).
			N° matricule: 2022 0067	M. Seydou KANE				