



Étude technique du pont de Sorey dans le cadre des travaux
d'aménagement et de bitumage de la Route Nationale N°1
au Niger

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

SPÉCIALITÉ Génie Civil – Bâtiment et Travaux Publics

Présenté et soutenu publiquement le 20 janvier 2026 par

OUSMANE MOUSSA TESSA Djibril (n° 20200607)

Encadrant 2iE : **Dr (MC) Abdou LAWANE GANA**, Enseignant-Chercheur,

Département Génie Civil, Institut 2iE

Maître de stage : **TANKARY MAMANE Mamane Lawali**, Ingénieur Génie Civil à

Entreprise Agali Construction (EAC).

Structure d'accueil du stage : **Entreprise Agali Construction (EAC)**

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : **Pr. Kokouvi Edem N'TSOUKPOE**

Membres : **Dr. Mamadou Pousga Junior KABORE**

M. Georges Kibalo TCHAMIE

Promotion 2025- 2026

Dédicace

Je dédie ce mémoire à ma chère famille, pour son soutien moral, sa présence constante et les valeurs qu'elle m'a transmises, qui ont largement contribué à l'aboutissement de ce travail.

Remerciements

La réalisation de ce mémoire n'aurait pu se concrétiser sans le précieux soutien de plusieurs personnes. je tiens tout particulièrement à exprimer mes sincères remerciements à :

- **M. Agali**, Directeur général d'Entreprise Agali Construction pour nous avoir offert l'opportunité de réaliser notre stage au sein de son agence ;
- **Mamane Lawali TANKARY MAMANE**, notre maître de stage, pour sa disponibilité, ses encouragements et ses conseils judicieux ;
- **Professeur Abdou LAWANE GANA**, notre Directeur de Mémoire, Enseignant-chercheur en Génie Civil à l'institut 2iE pour toute sa disponibilité et son attention à mon égard ;
- Tout le corps professoral du 2iE pour la formation de qualité qu'ils nous ont donnée ;
- **Dr SOUMANA Issa**, Hydrologue, Expert Eau et développement durable pour sa disponibilité et ses conseils précieux ;
- L'ensemble du personnel de l'entreprise, pour l'accueil chaleureux et l'environnement de travail convivial qui ont marqué notre stage ;
- Mes amis et camarades de classe pour le soutien, leurs encouragements et les moments de partage qui ont rendu ce parcours plus agréable et motivant ;
- À mes parents, pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices et leur soutien constant, qui ont été ma plus grande source de motivation. À mes frères et sœurs, pour leur présence, leurs encouragements et la force qu'ils m'ont apportés tout au long de ce parcours.

Résumé

Ce mémoire de fin d'études s'inscrit dans les efforts du Niger visant le désenclavement du territoire et le renforcement de la connectivité régionale, notamment vers les ports maritimes des pays voisins. Il porte sur les études techniques relatives à l'aménagement et au bitumage d'un linéaire de 10 km de la Route Nationale N°1 entre Niamey et Dosso, incluant la conception d'un ouvrage d'art majeur destiné au franchissement du cours d'eau de Sorey. Le projet prévoit la construction d'un pont de 100 m de longueur, destiné à sécuriser et fluidifier un corridor de transit stratégique pour l'économie nationale. La méthodologie adoptée repose sur une démarche rigoureuse, débutant par l'analyse du contexte climatique. L'étude fréquentielle des données pluviométriques, basée sur les lois de Gumbel et normale, a permis de déterminer une précipitation journalière maximale de 140 mm pour une période de retour de 100 ans. Ces données ont servi de base à la modélisation hydrologique du bassin versant selon les méthodes ORSTOM et CIEH, conduisant à un débit de crue de projet estimé à 648 m³/s. L'étude hydraulique a ensuite permis d'évaluer les conditions d'écoulement au droit de l'ouvrage, mettant en évidence une hauteur d'eau maximale de 2,43 m, une vitesse d'écoulement de 2,60 m/s et un affouillement total estimé à 4,20 m. Sur la base de ces résultats, une analyse comparative des solutions a conduit au choix d'un pont à poutres en béton armé à cinq travées indépendantes, répondant aux contraintes du site en termes de durabilité, de fiabilité et d'adaptabilité. Le dimensionnement structurel a porté sur quelques éléments de la superstructure (Poutre de section 45 × 125 cm, Hourdis *ep* 20 cm, Entretoise 25 × 90 cm, Chevêtre 130 × 90 cm, Fût de diamètre D80 cm, Dalle de transition *ep* 20 cm, et quelques éléments de la culée) et a été réalisé conformément aux normes en vigueur, conformément les sections proposées aux exigences de résistance, de stabilité et de service. Enfin, une évaluation préliminaire des impacts environnementaux et sociaux a complété l'étude à travers une notice.

Mots clés

- 1- Etudes techniques ;
- 2- Pont à poutres ;
- 3- Conception structurale ;
- 4- Superstructure ;
- 5- Travées indépendantes.

Abstract

This final-year thesis is part of Niger's efforts to open up its territory and strengthen regional connectivity, particularly toward the seaports of neighboring countries. It focuses on the technical studies related to the development and paving of a 10 km section of National Road No. 1 between Niamey and Dosso, including the design of a major engineering structure intended to cross the Sorey watercourse. The project involves the construction of a 100 m long bridge aimed at securing and improving the flow of a strategic transit corridor for the national economy. The adopted methodology is based on a rigorous approach, beginning with an analysis of the climatic context. A frequency analysis of rainfall data, based on the Gumbel and normal distributions, made it possible to determine a maximum daily rainfall of 140 mm for a 100-year return period. These data served as the basis for hydrological modeling of the watershed using the ORSTOM and CIEH methods, leading to a design flood discharge estimated at 648 m³/s. The hydraulic study then made it possible to assess the flow conditions at the bridge site, highlighting a maximum water depth of 2,43 m, a flow velocity of 2,60 m/s, and a total scour depth estimated at 4,20 m. Based on these results, a comparative analysis of the proposed alternatives led to the selection of a reinforced concrete girder bridge with five independent spans, meeting the site constraints in terms of durability, reliability, and adaptability. The structural design focused on several elements of the superstructure (a girder with a 45 × 125 cm cross-section, a 20 cm thick deck slab, cross-beams of 25 × 90 cm, a pier cap of 130 × 90 cm, piers with a diameter of 80 cm, a 20 cm thick transition slab, as well as some abutment elements). The design was carried out in accordance with the applicable standards, ensuring that the proposed sections satisfy the requirements of strength, stability, and serviceability. Finally, a preliminary assessment of environmental and social impacts completed the study through an environmental impact note.

Keywords

- 1- Technical studies ;
- 2- Girder bridge ;
- 3- Structural design ;
- 4- Superstructure ;
- 5- Independent spans.

Abréviations et sigles

ARP	Aménagement des Routes Principales
BAEL	Béton Armé aux Etats Limites
BB	Béton Bitumineux
BCEOM	Bureau Central d'Étude pour les équipements d'Outre-Mer
BV	Bassin Versant
BTP	Bâtiment Travaux Publics
Bc	Système de convoi à Camion
Br	Système de convoi à Roue
Bt	Système de convoi à Tandem
CIEH	Comité Interafricain d'Étude Hydraulique
ELU	Etat Limite Ultime
ELS	Etat Limite de Service
EAC	Entreprise Agali Construction
I.C.T.A.A.L	Instructions sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Autoroutes de Liaison
NF	Normes Française
PP73	Dossier technique sur les piles et palées
R.C.P.R	Règlement des Charges et Epreuves des Ponts Routiers
RN	Route Nationale
S.E.T.R.A	Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
TN	Terrain Naturel
UEMOA	Union Economique et Monétaire Ouest Africaine

Tables des matières

Dédicace	ii
Remerciements	iii
Résumé	iv
Abstract	v
Abréviations et sigles	vi
Tables des matières.....	vii
Liste des tableaux	ix
Liste des figures	xi
Introduction générale.....	1
Chapitre I. Présentation de la structure d'accueil et du projet	1
I.1 Présentation de la structure d'accueil.....	3
I.1.1 Historique.....	3
I.1.2 Domaine d'intervention	3
I.1.3 Objectifs et missions	3
I.1.4 Personnel.....	3
I.2 Présentation du projet	4
I.2.1 Contexte	4
I.2.2 Justification et objectif.....	5
I.2.3 Description du projet.....	5
I.2.4 Présentation de la zone d'étude.....	5
Chapitre II. Matériels et Méthodes.....	8
II.1 Matériels.....	8
II.1.1 Les supports numériques ou physiques	8
II.1.2 Les outils de traitement de données.....	8
II.2 Méthodes	8
II.2.1 Etude climatologique	9
II.2.2 Etude Hydrologique.....	10
II.2.3 Etude Hydraulique	18
II.2.4 Conception du pont.....	19
II.2.5 Etude structural	32
Chapitre III. Résultats et Discussions.....	39
III.1 Résultats de l'étude hydrologique	39

III.1.2 Discussion des résultats hydrologiques	39
III.2 Résultats de l'étude hydraulique	40
III.2.1 Discussion des résultats hydrauliques	40
III.3. Résultats de la conception du pont	40
III.3.1 Choix du type d'ouvrages courant	40
III.3.2 Présentation de chaque variante	41
III.4 Analyse multicritère	46
III.4.1 Discussion sur la conception du pont	48
III.5 Résultats de l'étude structurale	49
III.5.1 Dimensionnement des poutres	49
III.5.2. Dimensionnement de l'hourdis	50
III.5.3 Dimensionnement de l'entretoise	51
III.5.4 Dimensionnement du chevêtre sur pile	51
III.5.5 Dimensionnement du fût	52
III.5.6 Dimensionnement de la dalle de transition	53
III.5.7 Dimensionnement du mur garde grève et du corbeau d'appui	54
III.5.8. Dimensionnement du mur en retour	54
III.5.9 Dimensionnement de l'appareil d'appui	55
III.5.10 Dimensionnement du bossage d'appui	55
III.5.11 Discussion sur l'étude technique du pont	55
III.6. Notice d'impact environnemental et social	56
Conclusion générale et recommandations	57
Bibliographie	59
Annexes	61

Liste des tableaux

Tableau.1 : Les caractéristiques du bassin versant de Sorey.....	10
Tableau.2 : Typologie de la pente longitudinale [2].....	12
Tableau.3 : Typologie du relief en fonction de DS [2].....	14
Tableau.4 : Paramètres de l'équation de détermination de Kr70 pour la zone sahélienne en fonction de l'indice globale de pente et d'infiltrabilité [2].....	16
Tableau 5 : Paramètres de l'équation de détermination de Kr100 pour la zone Sahélienne en fonction de l'indice global de pente et de l'infiltrabilité [2].....	16
Tableau.6 Dimensionnement du cours d'eau de section trapézoïdale.....	18
Tableau.7 : Les différents type de dispositif de sécurité [8].....	27
Tableau.8 : Conditions d'essai d'acceptation d'un dispositif de sécurité [8].....	27
Tableau 9 : Caractéristiques du béton en fonction de la classe d'exposition.....	33
Tableau.10 : Charges permanentes.....	35
Tableau.11 : Coefficients de pondération en fonction du type de chargement.....	36
Tableau.12 : les différentes type de combinaison de charges à l'ELU.....	36
Tableau.13 : Les différentes type de combinaison de charges à l'ELS.....	37
Tableau.14 : Caractéristiques du pont.....	37
Tableau.15 : Récapitulatif étude hydrologique.....	39
Tableau.16 : Récapitulatif étude Hydraulique.....	40
Tableau.17 : Les caractéristiques des éléments du pont à poutres en béton armé.....	42
Tableau.18 : les caractéristiques des éléments du P.M.E en BA.....	43
Tableau.19 : les caractéristiques des éléments du pont PRAD.....	45
Tableau.20 : Analyse multicritère de chaque variante.....	47
Tableau.21 : Sollicitations dans la poutre.....	49
Tableau.22 : Récapitulatif ferrailage poutre.....	49
Tableau.23 : Sollicitations dans l'hourdis.....	50
Tableau.24 : Effort tranchant à l'ELU de l'hourdis.....	50
Tableau.25 : Récapitulatif ferrailage hourdis.....	50
Tableau.26 : Sollicitations dans l'entretoises.....	51
Tableau.27 : Récapitulatif ferrailage entretoise.....	51

Tableau.28 : Sollicitations dans le chevêtre.....	52
Tableau.29 : Récapitulatif ferrailage chevêtre.....	52
Tableau.30 : Sollicitations dans le fût.....	52
Tableau.31 : Récapitulatif ferrailage fût.....	53
Tableau.32 : Récapitulatif ferrailage dalle de transition.....	53
Tableau.33 : Sollicitations dans le mur en retour.....	54
Tableau 34 : Récapitulatif mur en retour.....	54
Tableau.35 : Récapitulatif dimensionnement de l'appareil d'appui.....	55

Liste des figures

Figure.1 : Localisation du projet.....	6
Figure.2 : Vue satellite de la zone d'étude.....	7
Figure.3 : Illustration BV en fonction de l'indice de forme.....	11
Figure.4 : Méthode de détermination de la pente transversale d'un BV.....	12
Figure.5 : Courbe Hypsométrique.....	13
Figure.6 : Illustration de la section transversale du cours d'eau.....	19
Figure.7 : Les différentes parties du pont.....	19
Figure.8 : Passages Inférieurs en Portique Ouvert.....	20
Figure.9 : Les types de pont dalles armée.....	22
Figure.10 : Types de section d'un pont à poutre.....	22
Figure.11 : Deux Perspectives d'un pont à poutre en BA.....	23
Figure.12 : Illustration d'un pont bipoutre mixte.....	23
Figure.13 : Coupe transversale pont à poutrelle enrobée.....	23
Figure.14 : Vue en détail du tablier d'un pont à poutrelle enrobée.....	24
Figure.15 : Illustration d'une bordure Type 1 [5].....	25
Figure.16 : Illustration Avaloir en PVC et Hauteur du débouché pour garantir une bonne évacuation des eaux.....	26
Figure.17 : Corniche Type PF1 [7].....	26
Figure.18 : Illustration d'une BN4 [8].....	27
Figure.19 : Illustration d'un appareil d'appui en élastomère fretté [9].....	28
Figure.20 : Position du joint de chaussée en fonction du type de pont [9].....	28
Figure.21 : Vue en plan de la zone d'étude.....	30
Figure.22 : Illustration vue en plan type d'un ouvrage	31
Figure.23 : Profil en travers type.....	31
Figure.24 : Classe d'exposition des éléments du pont au niveau de Sorey.....	33
Figure.25 : Profil en travers d'une partie du tablier.....	37
Figure.26 : Modélisation du tablier sur RSA.....	38
Figure.27 : Coupe transversale P.S.I.B.A.....	42



Figure.28 : Coupe longitudinale P.S.I.B.A.....	42
Figure.29 : Coupe transversale P.M.E	44
Figure.30 : Coupe longitudinale P.M.E	44
Figure.31 : Coupe transversale pont P.R.A.D.....	45
Figure.32 : Coupe longitudinale pont P.R.A.D.....	46

Introduction générale

Le développement socio-économique des nations modernes repose intrinsèquement sur la qualité de leurs infrastructures de transport, les corridors routiers constituant l'épine dorsale de la logistique, du commerce interrégional et de l'accès aux marchés mondiaux, une réalité particulièrement prégnante pour les pays enclavés. En Afrique de l'Ouest, l'amélioration de la connectivité et la sécurisation des voies d'accès aux ports sont des enjeux majeurs qui conditionnent la croissance et l'intégration des États.

C'est dans ce contexte que le Niger, dont l'axe routier Niamey-Dosso sur la RN1 représente une voie de desserte vitale pour le désenclavement et le commerce, a lancé, avec l'appui financier de la BOAD (30 milliards de FCFA), un vaste programme d'aménagement routier en 2023, visant à moderniser les infrastructures face à l'urbanisation rapide et à l'augmentation du trafic. Au cœur de ce projet structurant se trouve la construction stratégique d'un pont de 100 mètres à Sorey sur la RN1, un ouvrage dont la pérennité dépend de la rigueur des études de conception (climatologiques, hydrologiques et hydrauliques).

La problématique centrale du projet est donc : Comment concevoir et dimensionner un pont franchissant le kori de Sorey garantissant la sécurité hydraulique, la stabilité structurelle et la durabilité de l'ouvrage dans un contexte de contraintes environnementales et de données limitées ?

C'est dans ce cadre que notre étude a portée autour du thème « Étude technique du pont de Sorey dans le cadre des travaux d'aménagement et de bitumage de la Route Nationale N°1 au Niger ».

L'objectif de notre mémoire est de reprendre et de vérifier le dimensionnement initial, en menant parallèlement une étude technique indépendante de la superstructure afin de proposer une solution et un dimensionnement alternatif du pont de Sorey. Pour y répondre, nous articulons notre travail spécifiquement sur les points suivants :

- Concevoir un nouveau pont franchissant le cours d'eau de Sorey ;
- Dimensionner les éléments de la superstructure associés ainsi que les équipements appropriés pour faciliter la circulation et l'entretien ;
- Evaluer les impacts environnementaux et sociaux.

Ce présent document s'articule en 3 grands chapitres :

- Le premier chapitre traite d'une présentation générale de la structure d'accueil et du

projet ;

- Le deuxième chapitre porte sur la présentation de l'ensemble des matériels utilisés et les différentes méthodologies d'études appliquées à l'étude climatologique, hydrologique, hydraulique, de la conception et le dimensionnement du pont ;
- Le troisième chapitre expose l'ensemble des résultats obtenus au cours de cette étude.

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

Ce chapitre est consacré à la présentation de la structure d'accueil, et du projet dans son ensemble.

I.1 Présentation de la structure d'accueil

I.1.1 Historique

L'Entreprise Agaly Construction (EAC) est une entreprise spécialisée dans le domaine du BTP/Hydraulique (Génie Civil), fondée le 02 octobre 2007 à Tillabéry au Niger. Constituée en tant qu'Entreprise individuelle et représentée légalement par Agaly ALMAHDI, elle dispose d'un capital social de 10 000 000 FCFA. Le siège social de la structure est situé à Niamey, NIGER.

I.1.2 Domaine d'intervention

L'Entreprise Agaly Construction intervient dans les domaines suivants :

- Travaux de Génie Civil (Construction de dalots, des ponts, des passerelles, des buses, des glissières de sécurité, des murs en béton armé et en maçonnerie...) ;
- Travaux d'assainissement :(Réalisation des pavés, des bordures, des ouvrages en maçonnerie, des gabions, construction des caniveaux, des fossés revêtus...) ;
- Travaux de Terrassement :(Construction des pistes latéritiques, des digues...) ;
- Fournitures diverses (Fourniture d'engins, des pièces de rechange, des consommables...) ;
- Location de véhicules et Engins (Véhicule V8, des Hilux 4x4, des camions bennes, des camions grues, des Chargeuses, des niveleuses, des pelles hydrauliques à chenille et sur pneus, des bulls, des compacteurs, des manitous...).

I.1.3 Objectifs et missions

Les principales missions de l'entreprise sont :

- Effectuer des reconnaissances de sites ;
- Préparer des dossiers pour consultations ;
- Surveillance et contrôle général des travaux (SCGT) ;
- Pilotage et ordonnancement des travaux (POT),
- Travaux d'exécution

I.1.4 Personnel

Nous avons les fonctions suivantes au sein de l'entreprise :

- PDG

- Directeur technique
- Responsable des travaux
- Chef chantier
- Conducteurs de travaux
- Géotechnicien
- Comptable
- Psychologue

I.2 Présentation du projet

I.2.1 Contexte

Le projet de construction du pont de Sorey s'inscrit dans le cadre des efforts continus de l'État du Niger visant à renforcer les infrastructures de transport, améliorer la mobilité urbaine et périurbaine, et soutenir le développement socio-économique durable. La croissance démographique rapide de la ville de Niamey, combinée à l'augmentation du trafic routier et à l'extension des zones d'habitation, exerce une pression importante sur les infrastructures existantes, dont certaines sont devenues insuffisantes ou inadaptées aux besoins actuels.

Le quartier de Sorey, situé dans l'agglomération de Niamey, est traversé par un cours d'eau temporaire (koris) qui, en période de crue, constitue un obstacle majeur à la circulation des personnes et des biens. L'absence ou l'insuffisance d'ouvrages de franchissement fiables entraîne des coupures fréquentes de trafic, des risques accrus d'accidents, ainsi que des difficultés d'accès aux services essentiels tels que les établissements scolaires, sanitaires et commerciaux. Dans ce contexte, la construction du nouveau pont de Sorey apparaît comme une infrastructure stratégique pour assurer la continuité du réseau routier et améliorer la sécurité des usagers.

En 2023, le gouvernement du Niger a obtenu un financement de 30 milliards de FCFA auprès de la Banque Ouest Africaine de Développement (BOAD) pour la mise en œuvre d'un vaste programme d'aménagement et de modernisation du réseau routier de Niamey. Ce programme comprend :

- L'élargissement et le bitumage de la voie de sortie vers Dosso sur environ 10 km ;
- L'aménagement de la rocade Sud reliant la RN1 Est à la RN31 (route de Kollo) sur environ 5 km ;
- L'aménagement de la rocade Nord reliant la RN1 Est à la RN25 (route de Filingué) sur environ 12 km ;

- La construction d'un nouveau pont de 100 mètres de long à la place de l'ancien au niveau de Sorey.

I.2.2 Justification et objectif

La mise en œuvre de ce projet à l'origine de la construction du pont de Sorey trouve sa justification dans la nécessité de renforcer la résilience du réseau routier national, fortement perturbé par les crues saisonnières, la saturation du trafic et l'isolement ponctuel de certains quartiers de Niamey.

Il poursuit l'objectif d'améliorer la fluidité et la sécurité de la circulation, de garantir le désenclaver durablement des zones vulnérables, sous la maîtrise d'ouvrage du Ministère de l'Équipement et des infrastructures, avec un financement assuré par la BOAD. En plus de réduire les risques d'isolement liés aux crues, ce nouvel axe vise à désengorger la RN1, faciliter la desserte des quartiers périphériques. Sur le plan économique, les interruptions de trafic entraînent des pertes importantes liées au ralentissement des échanges commerciaux, à l'augmentation des coûts de transport et à la dégradation prématurée des véhicules. Socialement, l'isolement temporaire des populations riveraines affecte leur qualité de vie et limite l'accès aux opportunités économiques et aux services de base. Le projet vise ainsi à répondre à ces problématiques en offrant une solution durable, sécurisée et adaptée aux conditions hydrologiques locales.

I.2.3 Description du projet

Le projet de construction du pont de Sorey s'inscrit dans le programme d'amélioration de la mobilité et de la résilience des infrastructures routières de la ville de Niamey. Le projet prévoit la construction d'un pont principal de 100 ml constitué de deux tablier séparé le tout en 2x2 voies en béton bitumineux au niveau du quartier Sorey, des voies d'accès, des ouvrages de drainage, ainsi que la réhabilitation de certains tronçons adjacents afin d'assurer une continuité de trafic fiable en toute saison.

I.2.4 Présentation de la zone d'étude

Notre zone d'étude est située sur la Route Nationale 1 (RN1), l'axe stratégique reliant Niamey à Dosso, et se trouve spécifiquement dans le cadre du projet d'aménagement en 2x2 voies de la RN1, depuis le PK 4+187 jusqu'au PK 9+200 vers Dosso, et se situe dans un environnement de type périurbain/semi-urbain de la capitale, où l'infrastructure critique doit franchir un kori à forte dynamique hydrique pour garantir la résilience du transport régional.

Il est situé approximativement en Latitude : 13,4344°N et Longitude : 2,2356°E.

La figure 1 ci-dessous montre la localisation de la zone du projet qu'on a réalisée sur ArcGis et la figure 2 la vue satellite de la zone d'étude :

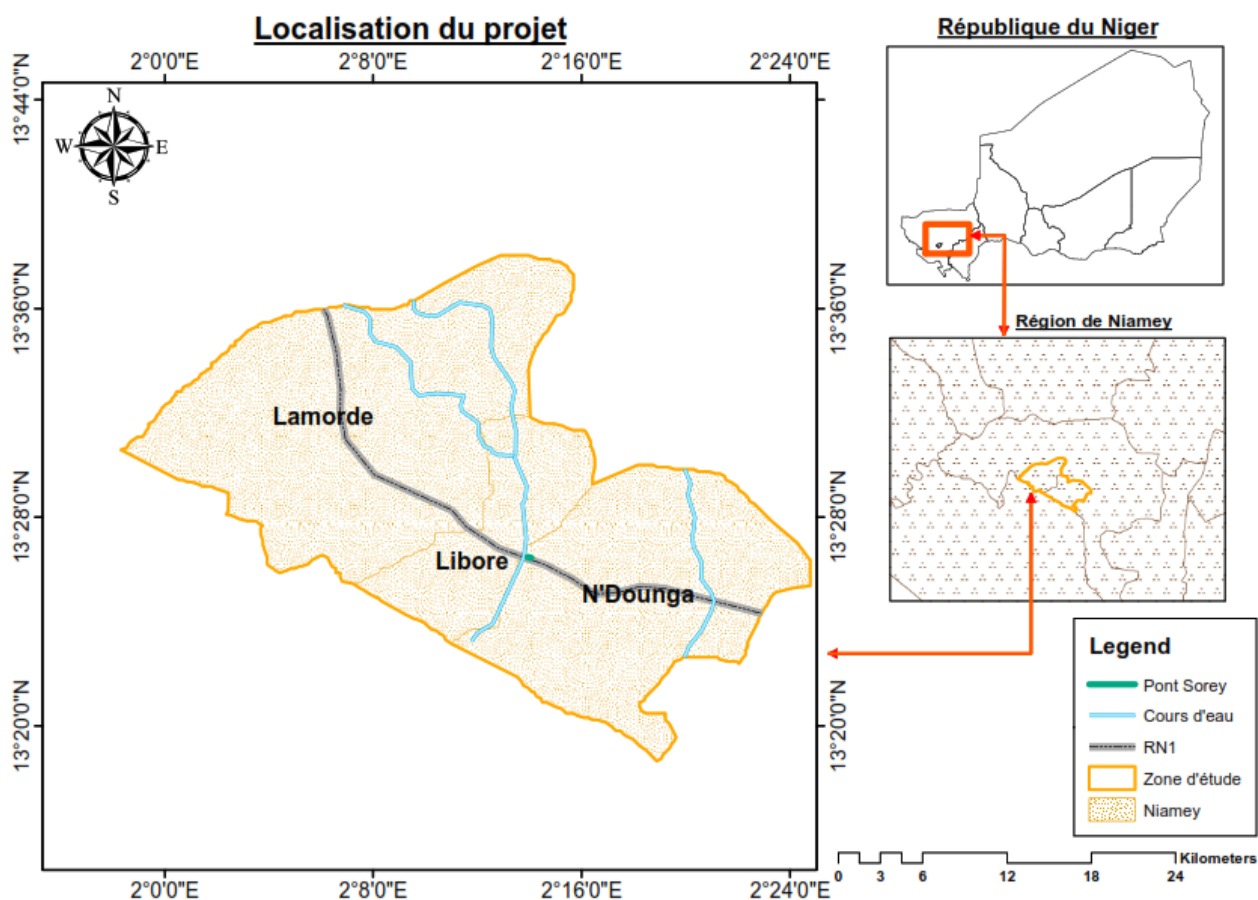


Figure.1 : Localisation du projet

Coordonnées géographiques : *Latitude :13,4344°N et Longitude :2,2356°E*



Figure.2 : Vue satellite de la zone d'étude

Chapitre II. Matériels et Méthodes

Ce chapitre est consacré à la présentation des matériels et méthodologies adoptés pour mener à bien cette étude. On présentera dans un premier temps les matériels puis les méthodes

II.1 Matériels

Cette section décrit l'ensemble des moyens matériels et logiciels mobilisés pour la collecte, l'analyse et le traitement des données, ainsi que leur rôle dans la réalisation de ce document.

II.1.1 Les supports numériques ou physiques

Ils désignent l'ensemble des sources et informations recueillies, qu'elles proviennent de recherches documentaires ou de collectes de terrain, et qui ont servi de base à la rédaction de ce mémoire.

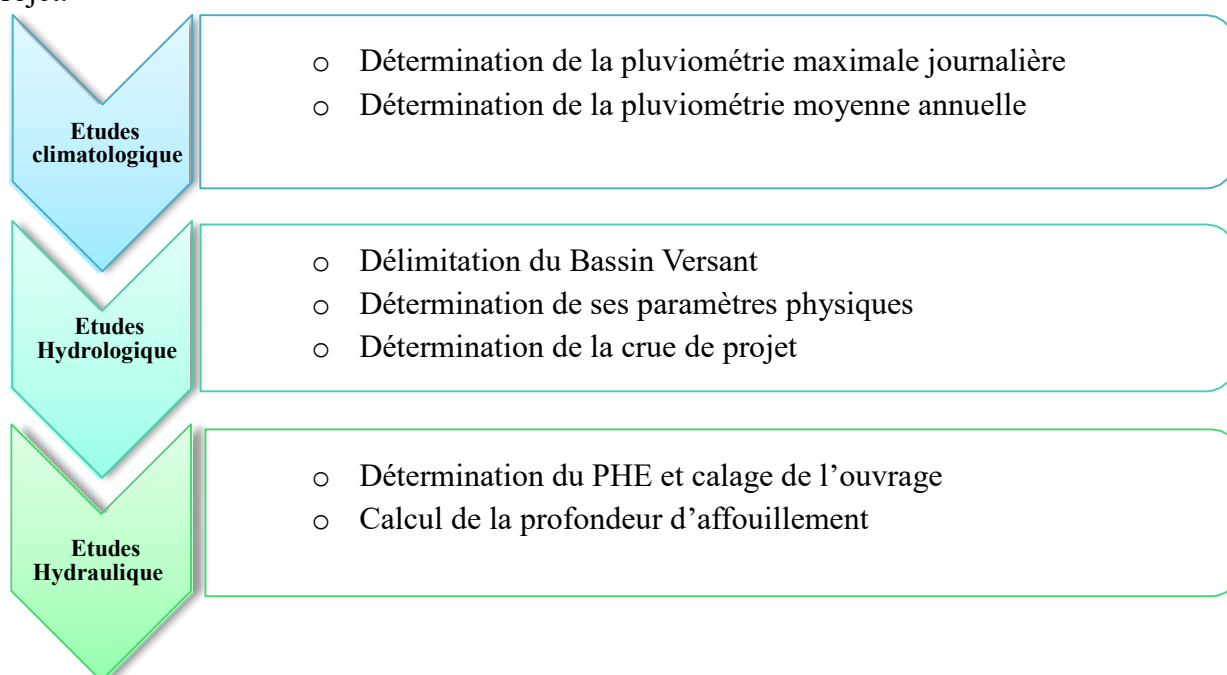
II.1.2 Les outils de traitement de données

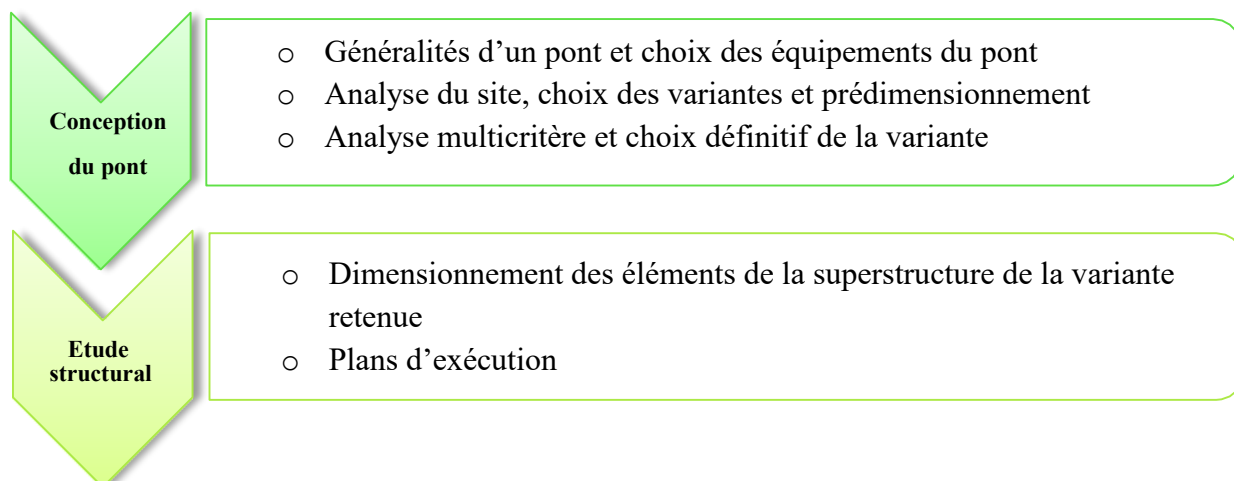
Pour analyser et exploiter les données, plusieurs outils informatiques ont été mobilisés, parmi lesquels :

- ArcGIS et Google Earth : Pour la délimitation du bassin versant à l'aide d'un modèle numérique de terrain (MNT) et la réalisation de la carte de localisation de la zone d'étude.
- Hyfran-Plus : pour calculer les pluies moyennes et décennales en fonction des périodes de retour à partir des données pluviométriques de notre zone d'étude, en appliquant les lois de Gumbel et de Gauss.
- Revit : Pour la modélisation architecturale, la conception et le tracé des plans techniques.
- Robot Structural Analysis et Expert 2010 : pour les analyses et calculs des structures.
- Pack Office et Zotero : pour la rédaction, la présentation et l'organisation des données.

II.2 Méthodes

L'organigramme ci-après illustre les différentes étapes suivies pour mener à bien l'étude de notre projet.





II.2.1 Etude climatologique

L'étude climatologique réalisée pour la zone de Niamey permet de déterminer la pluviométrie maximale journalière, la répartition mensuelle des précipitations ainsi que la moyenne annuelle, éléments essentiels pour calculer la crue de projet et mieux cerner les conditions climatiques locales.

Le site de l'ouvrage se situe dans la région de Niamey, caractérisée par un climat de type sahélien, marqué par l'alternance de deux saisons :

- Une saison sèche, s'étendant en moyenne d'octobre à mai, dominée par de fortes chaleurs et l'harmattan ;
- Une saison pluvieuse, plus courte, de juillet à septembre, au cours de laquelle se concentre l'essentiel des précipitations annuelles.

Des données climatiques fournies par la Direction de la Météorologie Nationale du Niger ont servi de base à l'étude des principaux paramètres météorologiques. Pour l'analyse détaillée du climat local, les relevés de la pluviométrie provenant de la station météorologique de Niamey-Aéro s'étendant de 1991 à 2024 ont été exploités :

- Pluie moyenne annuelle
- Pluie maximale journalière

La majorité du bassin versant est constituée de sols peu perméables. Cette classification a été établie à partir de la carte pédologique du Niger. Pour les besoins de l'étude, nous prendrons en compte ce type de sol, correspondant à la classe RI.

Le traitement des données de pluie maximale journalière et moyenne annuelle du poste de Niamey Aéro, réalisé à l'aide du logiciel Hyfran plus, a permis d'obtenir plusieurs résultats. Ceux-ci incluent notamment les précipitations correspondant à différentes périodes de retour,

les courbes de pluviométrie maximale journalière et annuelle, ainsi que les probabilités de non-dépassement calculées selon les lois de Gumbel et de Gauss (Loi normale). L'ensemble de ces résultats est présenté en détail en ANNEXE I.

II.2.2 Etude Hydrologique

L'étude hydrologique vise principalement à définir le débit de projet nécessaire pour dimensionner l'ouvrage de manière à ce qu'il reste hors d'eau même lors des crues exceptionnelles.

Dans notre cas, nous avons commencé par délimiter avec précision le bassin versant de Sorey à l'aide d'un modèle numérique de terrain et du logiciel ArcGIS qui est présenté en ANNEXE II. afin d'en connaître ses caractéristiques. Cette étape fournit les données indispensables pour estimer les écoulements de crue et fixer les paramètres hydrauliques qui serviront au calcul du débit de dimensionnement pour le calage de l'ouvrage.

Les caractéristiques du bassin versant après délimitation sont regroupées dans le tableau 1 ci-dessous, les autres caractéristiques physiques seront déterminées plus loin dans l'étude.

Tableau.1 : Les caractéristiques du bassin versant de Sorey

Surface S (km^2)	Périmètre P (km)	Longueur du Rectangle Équivalent L (km)	Altitude Maximale Z_{max} (m)	Altitude Minimale Z_{min} (m)
1359,86	285,31	132,38	284	185

II.2.2.1 Détermination des paramètres physiques et géomorphologiques du bassin versant

Pour mieux appréhender le comportement hydrologique du bassin, il est essentiel d'identifier ses principaux paramètres physiques et géomorphologiques, qui décrivent sa forme, sa taille et ses caractéristiques naturelles.

Les différents paramètres de notre bassin versant sont [1] :

- La superficie du BV (S) exprimée en [km^2]
On classe les bassins versant en général relativement à leur surface :
 - Si $0 \leq S \leq 10 \text{ km}^2$; il s'agit d'un « très petit bassin versant » ;
 - Si $10 \leq S \leq 200 \text{ km}^2$; il s'agit d'un « petit bassin versant » ;

- Si $200 \leq S \leq 2000 \text{ km}^2$; il s'agit d'un « grand bassin versant » ;
 - Si $S > 2000 \text{ km}^2$; il s'agit d'un « très grand bassin versant ».
- Le périmètre du BV (P) exprimé en [km]
 - La longueur du plus long cours d'eau du BV (L_i) exprimée en km
 - L'indice de compacité ou de Gravelius (K_G) :

L'indice de compacité K_G permet d'apprécier la forme d'un bassin versant : lorsqu'il est proche de 1, le bassin est presque circulaire, tandis qu'une valeur nettement supérieure à 1 révèle un bassin plutôt allongé. Comme illustré dans la figure 3 ci-dessous :

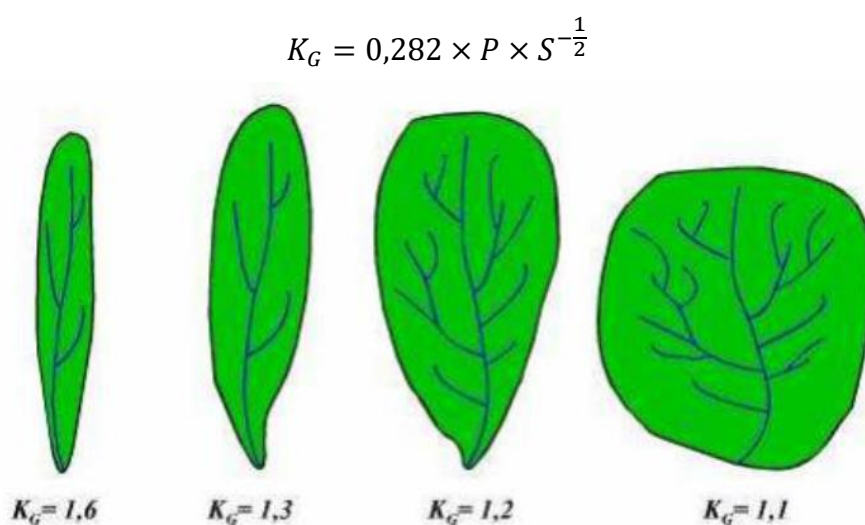


Figure.3 : Illustration BV en fonction de l'indice de forme [1]

- Longueur du rectangle équivalent exprimée en [Km] : La longueur du rectangle équivalent d'un bassin versant est la dimension du côté le plus long d'un rectangle fictif ayant la même superficie et une forme hydraulique comparable à celle du bassin réel, utilisée pour simplifier les calculs hydrologiques :

$$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16 \times S}}{4}$$

- La densité de drainage D_d exprimée en [km/km^2] : La densité de drainage correspond au rapport entre la longueur totale du réseau hydrographique (tous les cours d'eau permanents ou temporaires) et la superficie du bassin versant ; elle traduit la manière dont les eaux de ruissellement s'organisent et s'évacuent sur ce territoire.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$$

- La pente transversale I_t exprimée en [m/km] :

La pente transversale d'un bassin versant correspond à l'inclinaison moyenne du terrain perpendiculairement à l'axe principal d'écoulement. Elle indique à quel point les eaux de pluie vont rapidement s'écouler vers le cours d'eau central et influence la vitesse de ruissellement et l'érosion du sol. Cette pente a été déterminée dans notre cas à l'aide de ArcGIS en faisant la moyenne de 4 à 6 pentes transversales calculées en prenant la ligne de plus grande pente des versants illustrée dans la figure 4 ci-dessous :

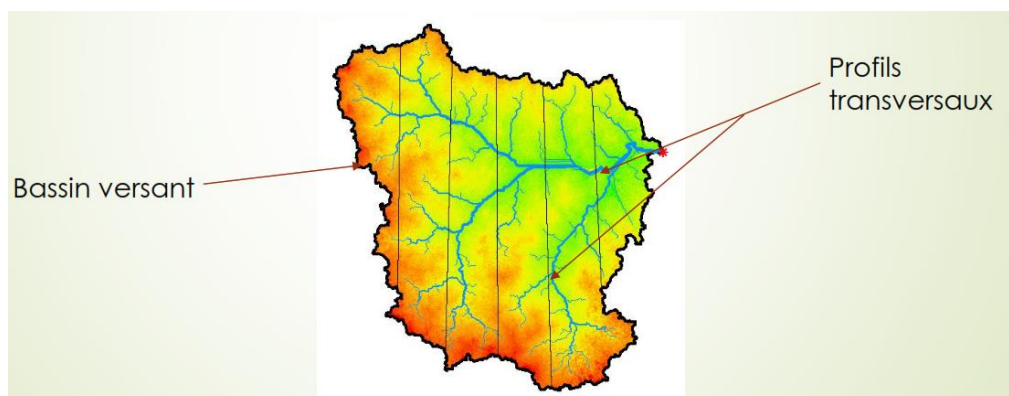


Figure.4 : Méthode de détermination de la pente transversale d'un BV

- La pente longitudinale I exprimée en $[m/km]$: La pente longitudinale d'un bassin versant correspond à l'inclinaison moyenne du terrain dans le sens de l'écoulement principal de l'eau comme l'indique le tableau 2 ci-dessous, c'est-à-dire du point le plus élevé du bassin versant vers la sortie ou l'exutoire. Elle influence la vitesse d'écoulement des eaux et le temps de concentration du bassin. Elle a été déterminée à l'aide de la Formule de GRESILLON :

Tableau.2 : Typologie de la pente longitudinale [2]

R1	Correspond à des bassins de pentes extrêmement faibles inférieures à 2 m/km (2‰).
R2	Correspond à des bassins de pentes faibles comprises entre 2 m/km et 5 m/km (2‰ et 5‰). Ce sont des bassins de plaine.
R3	Correspond à des bassins de pentes faibles comprises entre 5 m/km et 1 m/km (5‰ et 1‰). Ce sont des terrains intermédiaires entre la plaine et les zones à ondulation de terrain.
R4	Correspond à des bassins de pentes assez fortes : pentes longitudinales comprises entre 1‰ et 2‰.Pentes transversales supérieures à 2%. Ce sont des zones d'ondulations de terrain.
R5	Correspond à des bassins de pentes fortes : pentes longitudinales comprises entre 2‰ et 5‰.Pentes transversales supérieures entre 8 et 20%.Ce sont des régions de collines.
R6	Correspond à des bassins de pentes fortes : pentes longitudinales supérieures 5‰.Pentes transversales supérieures entre à 20%.Ce sont des régions de montagnes.

$$I = \frac{0,026 \times 1000}{\sqrt{S}}$$

- L'indice global de pente (I_g) : c'est l'indice caractérisant le relief d'un bassin. Il est défini par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{Alt_{5\%} - Alt_{95\%}}{L}$$

Où, I_g est exprimé en m/km, D représente la dénivelée, exprimée en m, séparant les altitudes ayant approximativement 5% et 95% de la surface du bassin au dessus-d'elles; Ces altitudes sont déterminées sur la courbe hypsométrique tracée sur Excel.

L est la longueur du rectangle équivalent, exprimée en km. La courbe hypsométrique est présentée dans la figure 5 ci-dessous :

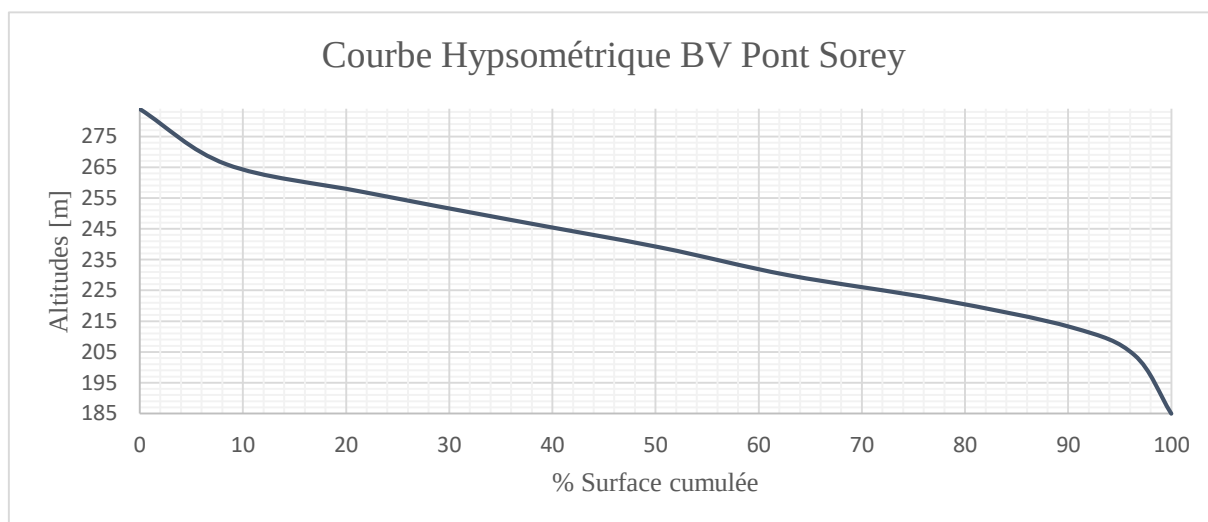


Figure.5 : Courbe Hypsométrique

- L'indice global de pente corrigée I_{gcorr} exprimée en [m/km] : L'indice global de pente corrigée est un paramètre qui résume l'inclinaison moyenne d'un bassin versant en tenant compte à la fois de la pente longitudinale I (dans le sens de l'écoulement) et de la pente transversale I_t (perpendiculaire à l'écoulement).

Il fournit une mesure plus réaliste de l'influence de la topographie sur le ruissellement et l'érosion, car il combine les deux directions de pente en un seul indice.

$$I_{gcorr} = \frac{(n - 1) \times I_g + I_t}{n}$$

n est un coefficient correcteur qui dépend de la longueur du rectangle équivalent $L[1]$:

- $n=2$ si $L \leq 5$ km
- $n=3$ si $5 \text{ km} < L \leq 25$ km
- $n=4$ si $25 \text{ km} < L \leq 50$ km
- $n=5$ si $L > 50$ km

- La pente moyenne d'un bassin versant I_{moy} exprimée en [m/km] : correspond à l'inclinaison moyenne du terrain sur l'ensemble du bassin, calculée généralement comme le rapport entre la différence d'altitude entre le point le plus haut et le point le plus bas et la racine carrée de la surface du BV. Elle donne une idée générale de la rapidité d'écoulement des eaux et du potentiel érosif du bassin.

$$I_{moy} = \frac{Alt(Point + haut) - Alt(Point + bas)}{\sqrt{S}}$$

- La dénivelée spécifique peut être définie comme la variation totale d'altitude d'un bassin versant, estimée en multipliant l'indice global de pente corrigée I_{gcorr} et par la superficie du bassin versant (S) exprimée en [m] :

$$Ds = I_{gcorr} \times \sqrt{S}$$

On peut distinguer différentes classes de relief en fonction de Ds comme l'illustre le tableau 3 suivant :

Tableau.3 : Typologie du relief en fonction de DS [2]

Relief faible	$D_s < 50 \text{ m}$
Relief Modéré	$50 \text{ m} < D_s < 100 \text{ m}$
Relief fort	$100 \text{ m} < D_s$

II.2.2.2 Estimation de la crue de projet

La crue centennale correspond à une crue ayant une probabilité d'occurrence d'une fois tous les 100 ans. Elle a été retenue comme crue de projet pour le dimensionnement du pont dans notre étude. Sa détermination s'appuie d'abord sur l'estimation de la crue décennale, qui survient en moyenne une fois tous les 10 ans. Cette dernière est évaluée à l'aide de deux méthodes empiriques permettant d'estimer les débits maximaux correspondants aux différentes périodes de retour :

- La méthode de ORSTOM

La méthode de ORSTOM s'applique à des bassins dont la superficie se situe entre quelques dizaines d'hectares et plus de 1500 km². Le débit de pointe correspondant au ruissellement superficiel de la crue décennale est défini par la relation suivante [2] :

$$Q_{r10} = \frac{16,7 \times A \times P_{10} \times K_{r10} \times \alpha_{10} \times S}{Tb_{10}}$$

Avec : A : Le coefficient d'abattement ;

P10 : La hauteur de pluie décennale [mm] ;

Kr10 : Le coefficient de ruissellement correspondant à la crue décennale ;

α_{10} : Le coefficient de pointe correspondant à la crue décennale ;

S : la superficie du BV [km²] ;

Tb10 : le temps de base correspondant à la crue décennale [mn].

Ces différents paramètres sont évalués à l'aide d'abaques ou de formules. Parmi eux, α_{10} dans de nombreux cas comme le nôtre, est considéré comme constant égal à 2,60, et 16,7 comme un coefficient de conversion pour donner un débit en m³/s.

- Le coefficient d'abattement (A) est un facteur qui permet de convertir, pour une fréquence donnée (par exemple la crue décennale), une hauteur de pluie ponctuelle en une hauteur moyenne sur une superficie donnée, située dans une zone où les précipitations sont relativement homogènes. Il se calcule à l'aide de la formule suivante [2] :

$$A = 1 - \left[\frac{161 - 0,042 \times \overline{Pan}}{1000} \times \log S \right]$$

Avec : S la superficie du BV en km²

$\overline{Pan}$ La hauteur moyenne de précipitation annuelle en mm

- La hauteur de pluie journalière décennale (P10) est déterminée à l'aide de Hyfran+, un logiciel de traitement de données, qui permet de calculer les précipitations maximales journalières correspondant à différentes périodes de retour.
- Le coefficient de ruissellement Kr10 pour une précipitation décennale P10 comprise entre 70 mm et 100 mm est obtenu par interpolation linéaire entre les coefficients Kr70 et Kr100. Ces coefficients correspondent respectivement à des précipitations décennales de P10=70 mm et P10=100 mm, et dépendent de la superficie du bassin versant (S), de l'infiltrabilité du sol et de l'indice global de pente.

Leur forme analytique générale est donnée par les expressions suivantes [2] :

$$Kr70 \text{ ou } Kr100 = \frac{a'}{S + b'} + c'$$

Ces formules ne sont valables que pour les bassins versants d'une superficie supérieure à 10 km². Pour les bassins plus petits, la détermination de Kr70 et Kr100 doit se faire par méthode graphique.

Les tableaux ci-dessous présentent les valeurs de a', b' et c' en fonction de l'indice global de pente et de l'infiltrabilité du sol :

Tableau.4 : Paramètres de l'équation de détermination de Kr70 pour la zone sahélienne en fonction de l'indice globale de pente et d'infiltrabilité [2]

Caractéristiques		a'	b'	c'
Infiltrabilité	Pente			
I	15	2000	100	29,5
	7	1620	100	27,5
	3	1250	100	25
RI	15	250	20	21,7
	7	200	20	18,5
	3	150	20	15
P	7	50	15	8

Tableau 5 : Paramètres de l'équation de détermination de Kr100 pour la zone Sahélienne en fonction de l'indice global de pente et de l'infiltrabilité [2]

Caractéristiques		a'	b'	c'
Infiltrabilité	Pente			
I	15	2400	100	32
	7	1940	100	30
	3	1440	100	28
RI	15	325	30	26
	7	240	30	22
	3	200	30	17
P	7	55	17	9,5

En hydrologie, le temps de base est la durée totale de l'écoulement direct d'une crue, mesurée sur l'hydrogramme entre le début de la montée du débit et le retour au débit de base. Pour la région sahélienne, Tb10 se calcule à partir de la formule :

$$Tb10 = a \times S^{0.35} + b$$

Les paramètres a et b varient en fonction de la pente [2] :

-Pour $ig = 3$: $Tb10 = 250 \times S^{0.35} + 300$;

-Pour $ig = 7$ $Tb_{10} = 126 \times S^{0.35} + 100$ Le temps de base de notre étude, correspondant à l'indice de pente considéré, a été déterminé par interpolation entre les valeurs de temps de base calculées pour les indices de pentes $ig = 3$ et $ig = 7$.

Le passage de la crue décennale à la crue de projet ou crue centennale se fait par la méthode du GRADEX qui est une relation linéaire de la forme :

$$Q_{100} = C \times Q_{10}$$

Dans laquelle C, est un coefficient majorateur supérieur à 1.

$$C = 1 + \left[\frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{\left(\frac{Tb_{10}}{24 \times 60} \right)^{0.12}}{Kr_{10}} \right]$$

On considérera $\frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} = 0.45$ en zone sahélienne pour notre étude

Et Kr_{10} est le coefficient de ruissellement de la crue décennale (exprimé en fraction et non en pourcentage). Dans le cas de l'étude hydrologique de l'ancien pont de Sorey, seule la méthode ORSTOM fut utilisée, déterministe, qui fournit un débit fixe pour un scénario donné et est adaptée aux petits et moyens bassins. Dans notre étude, nous compléterons cette approche en utilisant également la méthode CIEH, statistique, qui tient compte de la variabilité des crues et permet d'estimer des débits associés à différentes périodes de retour, offrant ainsi une meilleure fiabilité pour la conception du pont.

- La méthode C.I.E.H

L'estimation du débit de pointe Q_{10} a été réalisée à l'aide d'un modèle de régression multiple, dont l'expression générale s'écrit comme suit [2] :

$$Q_{10} = a \times S^s \times Pan^p \times Ig^i \times Kr_{10}^k \times D_d^d$$

S : est la superficie du bassin versant en km^2 ;

Ig : est l'indice global de pente en m/km ;

Pan : est la pluie annuelle moyenne en mm ;

Kr_{10} est le coefficient de ruissellement décennal en % ;

D_d est la densité de drainage en km^{-1} .

a, s, p, i, k, d ... sont des coefficients à déterminer à l'aide du tableau de détermination des coefficients ;

Nous allons utiliser différentes équations proposées par le CIEH en fonction des découpages afin d'obtenir le débit décennal [2] :

$$Eq41 : Q_{10} = 0,407 \times S^{0.532} \times Kr10^{0.941}$$

$$Eq42 : Q_{10} = 0,0912 \times S^{0.643} \times I_g^{0.399} \times Kr10^{1.019}$$

$$Eq27 : Q_{10} = 0,56 \times S^{0.619} \times I_g^{0.279} \times Kr10^{0.51}$$

$$Eq10 : Q_{10} = 0,08332 \times S^{0.696} \times I_{gcorr}^{0.953} \times Kr10^{0.534}$$

Le passage du débit de pointe Q_{10} à la crue de projet Q_{100} s'effectue selon la méthode GRADEX présentée précédemment. Enfin, le débit décennal est obtenu en faisant la moyenne des quatre valeurs de débits calculées à partir des formules vues précédemment.

II.2.3 Etude Hydraulique

L'étude hydraulique nous permet d'attribuer à la structure un gabarit capable d'évacuer le débit de crue évalué dans la partie «II.2.2 Etude Hydrologique». Pour cela l'évaluation du niveau des Plus Hautes Eaux (PHE) est nécessaire afin de caler l'ouvrage.

Le débit hydraulique dépend de la morphologie du lit de Sorey. On a utilisé la méthode de Calcul en écoulement uniforme de Manning-Strickler.

Le débit est donné par l'expression suivante :

$$Q = K_s \times S_m \times Rh^{2/3} \times I^{1/2}$$

Q : débit de crue de projet retenue (m^3/s) ; S_m : section mouillée (m^2) ;

Rh : rayon hydraulique ;

I : pente du lit dans les environs de l'ouvrage ;

K_s : coefficient de Strickler qui représente la rugosité globale du lit ($K_s = 25$).

A partir du point le plus bas du lit du cours d'eau, on calcule les différents débits.

Tableau.6 : Dimensionnement du cours d'eau de section trapézoïdale

Dimensionnement du cours d'eau de section trapézoïdale					
Données	Q	Ks	I (%)	m	b (en m)
	647,9841	25	0,035	1	100

On assimile l'écoulement dans le lit du cours d'eau à celui dans d'une section trapézoïdale comme illustrée dans la figure 6 ci-dessous :

Formules :

$$S = y(b + my) \quad P = b + 2y\sqrt{1 + m^2} \quad R_h = \frac{S}{P} \quad D = K_S \times S_m \times Rh^{2/3}$$

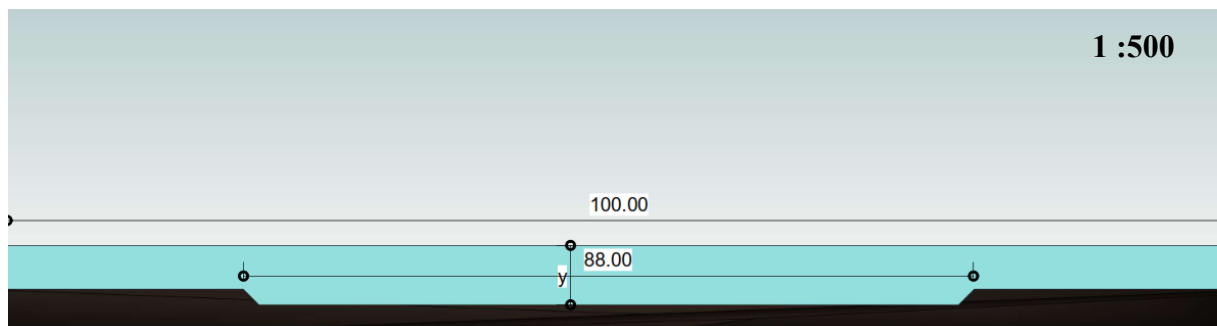


Figure.6 : Illustration de la section transversale du cours d'eau

II.2.4 Conception du pont

II.2.4.1 Généralité sur les ouvrages d'art

Un ouvrage d'art courant est un pont ou une structure de dimensions et de conception standards (portée inférieure à 40 m, et une surface de tablier inférieure à environ 1 200 m²) réalisés avec des techniques usuelles, tandis qu'un ouvrage d'art non courant désigne tout ouvrage dépassant ces limites ou présentant des particularités techniques, géométriques ou architecturales exigeant des études et des méthodes de construction spéciales, comme un viaduc de grande portée, un pont mobile ou un pont-canal.

II.2.4.1.1 Les ponts

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit *in situ*, permettant à une voie de circulation (dite « voie portée ») de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont routier), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont ferroviaire) ou, plus rarement, une voie d'eau [17] comme l'illustre la figure 7 ci-dessous :

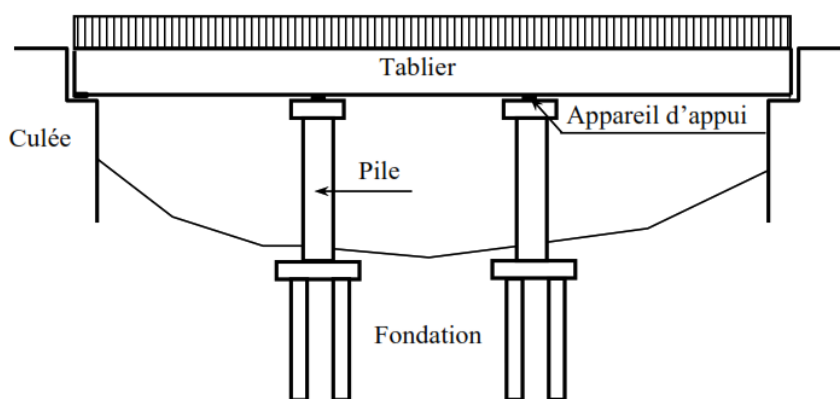


Figure.7 : Les différentes parties du pont[3]

Un pont se compose des parties suivantes :

- **Tablier** : Élément principal porteur de la chaussée, il supporte le trafic et repose sur les appuis grâce à des dispositifs d'appui spécifiques ;
- **Appuis** : Ces parties relient l'ouvrage au terrain naturel ou aux remblais et transfèrent au sol les efforts générés par les charges, via les fondations. On distingue généralement les piles (ou appuis intermédiaires) et les culées (ou appuis de rive) ;
- **Fondations** : Elles assurent la continuité entre les appuis et le sol d'assise en recevant l'ensemble des sollicitations de l'ouvrage et en les répartissant dans le terrain porteur.

II.2.4.1.2 Différents types de ponts courants routiers, autoroutiers et ferroviaires

Les ponts types du SETRA (Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes) ont été introduits dans les années 1960, à une époque où la construction du réseau autoroutier français s'intensifiait et nécessitait un grand nombre d'ouvrages variés. Afin d'uniformiser les conceptions, de simplifier la réalisation et de réduire les coûts, le SETRA a élaboré un catalogue détaillé de modèles de ponts, dont la conception a pu être standardisée grâce aux progrès de l'informatique. Ce catalogue regroupe une douzaine familles principales, parmi lesquelles :

- **PI-CF et PI-PO** : passages inférieurs respectivement en cadre fermé et en portique ouvert ;
- **POD** : portique ouvert double ;
- **PSI-DA et PSI-DP** : passages supérieurs ou inférieurs en dalle armée ou en dalle précontrainte.

D'autres variantes sont également définies, telles que :

- **PSI-DN** : passage supérieur ou inférieur en dalle nervurée ;
- **PSI-BA** : passage supérieur ou inférieur à poutres en béton armé ;
- **PR-AD** : poutres précontraintes par adhérence ;

Les paramètres de classifications des ponts sont divers et variables, et permettent de distinguer les ponts les uns des autres. Mais, en général la classification est axée sur les paramètres suivants :

- **La portée** : Ouvrage courant et non courant ;
- **Le type structure** : les ponts à poutres, ponts en arc, pont à haubans, pont à voute, ponts Suspendus, etc ;
- **Le type de voies portées** : ponts rails, ponts routes, pont aqueducs ; passerelles, cours d'eau etc ;

- **Les matériaux de construction** : ponts métalliques, en béton précontraint, en béton armé, Ponts en bois, ponts mixte acier-béton ;
- **La mobilité** : ponts levants, ponts basculants, les ponts transbordeurs, les ponts levis, les ponts flottants et les ponts tournants.

Les figures suivantes montrent quelque exemple de ponts, organisés en fonction de leur structure :

- Les passages inférieurs en portique ouvert (PI-PO) se présentent sous la forme d'un U inversé. Leurs parois verticales, ou piédroits, reposent sur des semelles superficielles ou sur des fondations profondes généralement une ou deux rangées de pieux par piédroit en fonction de la nature du sol, et sont reliées à la traverse supérieure au moyen d'un gousset. Ces ouvrages servent au franchissement de voies de largeur moyenne, comprise entre 10 et 20 mètres. La construction s'effectue le plus souvent en béton coulé sur place, mais il est également possible de recourir à des éléments préfabriqués.

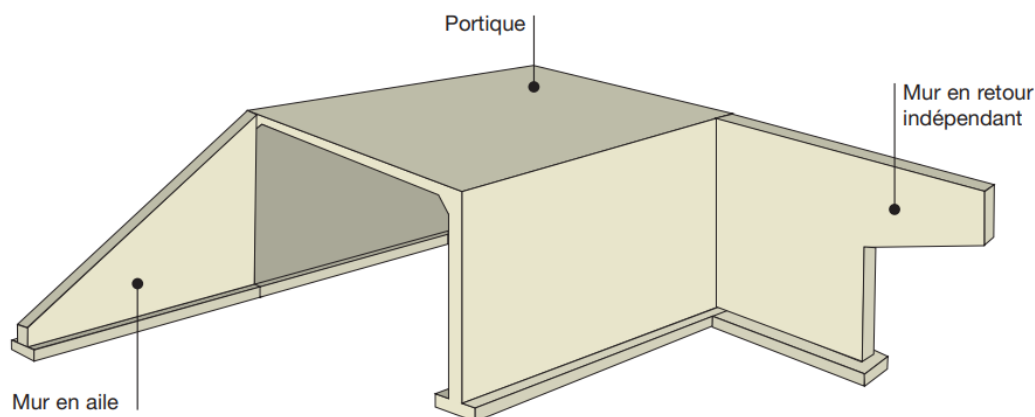


Figure.8 : Passages Inférieurs en Portique Ouvert[3]

- Les ponts dalles armées

Les Passages Supérieurs ou Inférieurs en Dalle Armée (PSI-DA) se composent d'une dalle en béton armé de section généralement rectangulaire, à épaisseur constante, pouvant être réalisée avec ou sans chanfreins sur les côtés.

Ces ouvrages sont réalisés en béton coulé sur cintres et peuvent comporter deux, trois ou quatre travées, selon la configuration de la voie à franchir et l'angle de croisement. Une conception à trois travées est particulièrement adaptée aux passages routiers ou autoroutiers, car elle permet d'éviter la mise en place d'un appui intermédiaire sur le terre-plein central.

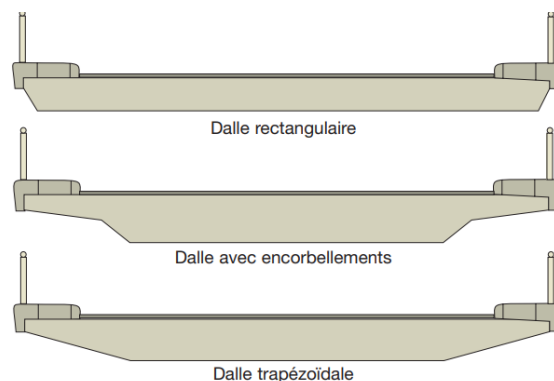


Figure.9 : Les types de pont dalles armée[3]

○ Les ponts à poutres en béton armé

Le tablier est constitué de poutres longitudinales en béton armé, souvent préfabriquées et de hauteur uniforme, qui sont reliées entre elles grâce à des entretoises dans les travées, aux appuis, et par la dalle supérieure. Selon la conception, les travées peuvent être indépendantes ou continues.

Les poutres peuvent être de section rectangulaire, ou en forme de double T en section courante et rectangulaire aux extrémités.

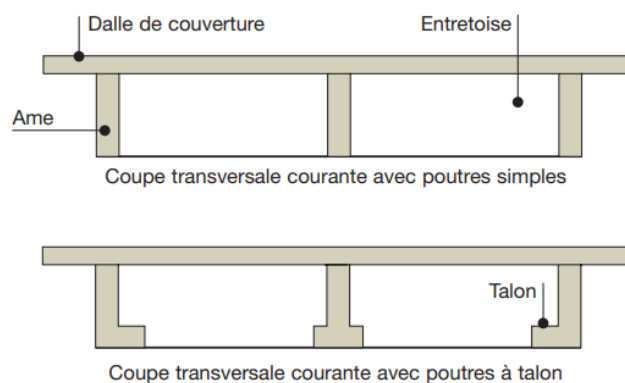
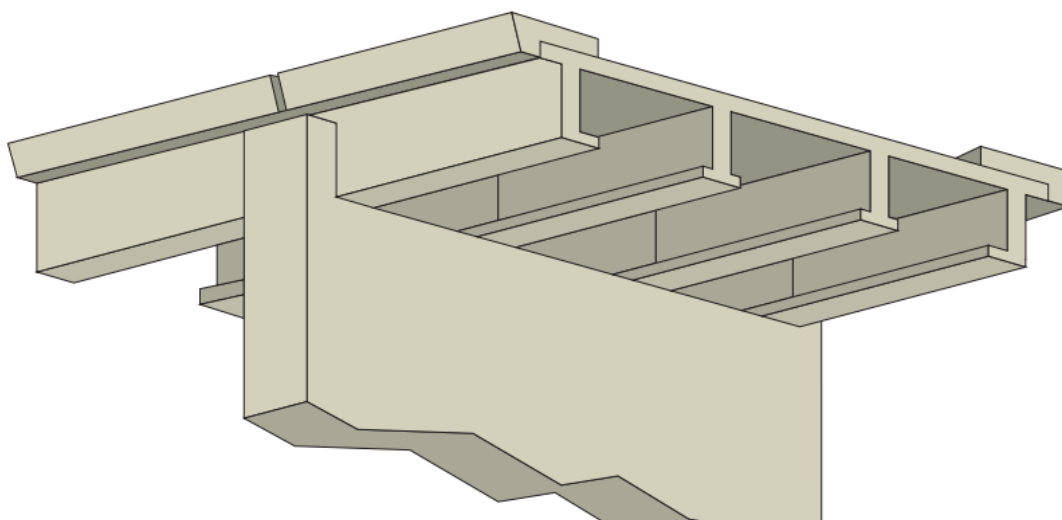


Figure.10 : Types de section d'un pont à poutre[3]



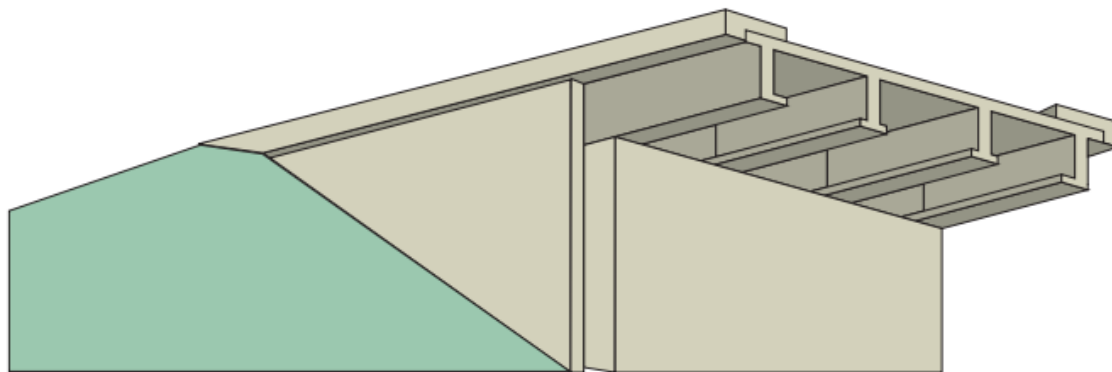


Figure.11 : Deux Perspectives d'un pont à poutre en BA[3]

- Les bipoutres mixtes

Le tablier des bipoutres mixtes est constitué d'une dalle de couverture en béton, connectée à 2 poutres métalliques (poutres sous chaussée), de manière à former un ensemble monolithique. Il peut être à travées indépendantes ou continues.

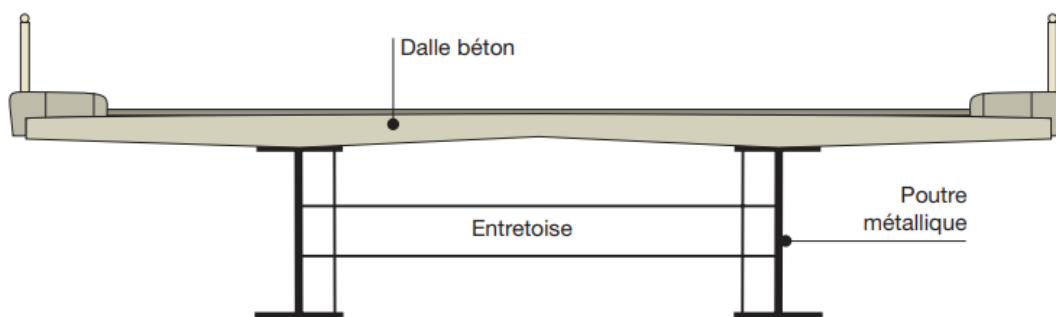


Figure.12 : Illustration d'un pont bipoutre mixte[3]

- Les ponts à poutrelles enrobées

Il s'agit de poutrelles métalliques de hauteur constante, enrobées de béton. Le principe de construction consiste à poser les poutrelles, puis à couler le béton sur un coffrage perdu reposant sur les ailes inférieures des poutrelles.



Figure.13 : Coupe transversale pont à poutrelle enrobée [4]

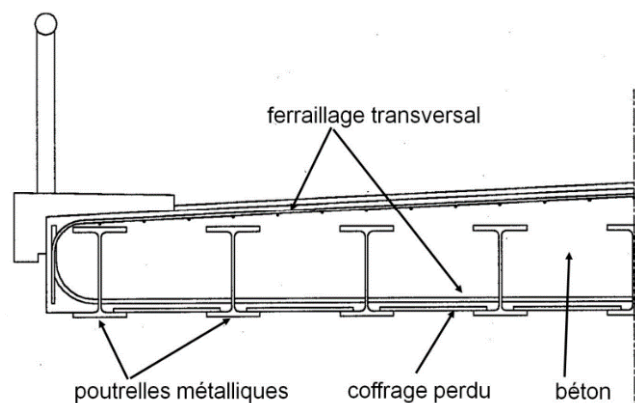


Figure.14 : Vue en détail du tablier d'un pont à poutrelle enrobée[4]

II.2.4.2 Les équipements du pont

Les équipements d'un pont sont l'ensemble des éléments ajoutés à la structure principale pour en garantir l'usage, la sécurité et la durabilité. Dans notre projet, ils se déclinent ainsi :

- Dispositifs de retenue et de sécurité : garde-corps, glissières et bordures assurent la protection des piétons comme des véhicules ;
- Systèmes d'étanchéité et d'évacuation : corniches, joints et drains maintiennent l'ouvrage au sec et prolongent sa durée de vie ;
- Accès et entretien : aménagements permettant aux équipes de maintenance d'intervenir facilement ;
- Confort des usagers : éléments contribuant à une circulation fluide et agréable ;
- Fonctionnement global : installations favorisant une exploitation optimale du pont au quotidien.

Ces équipements ont été choisis spécifiquement pour répondre aux besoins identifiés dans le cadre de notre projet :

II.3.4.2.1 L'étanchéité

On applique sur la surface supérieure de la dalle un revêtement imperméable destiné à protéger les armatures contre la corrosion provoquée par les infiltrations d'eau. Le type d'étanchéité retenu est choisi en fonction des caractéristiques du site de l'ouvrage.

Les principales exigences pour ce type de protection sont :

- Durabilité : capacité à conserver ses propriétés sur le long terme ;
- Adhérence au tablier : liaison parfaite entre le revêtement et la structure ;
- Résistance mécanique : aptitude à supporter fatigue, fissuration et fluage ;
- Tenue au choc thermique : aptitude à résister aux variations de température lors de la mise en place de la couche de roulement.

On choisira une étanchéité de 3 cm par feuilles préfabriquées revêtues d'une couche d'asphalte coulé gravillonné (environ 20 à 25 mm) soit 25 mm, [13]

II. 3.4.2.2 Les trottoirs et bordures

La circulation des piétons doit être assurée en prévoyant deux espaces pour piétons de largeur minimale 1,00 m [14], dans notre cas nous choisissons une largeur de trottoir de 1,50 m à cause d'une légère intensité de la circulation piétonnière au niveau de Sorey et une surlargeur des voies de 0,25 m pour marquage horizontale et pour les avaloirs. Pour ce projet, les trottoirs seront conçus avec une hauteur de 20 cm, une largeur de 1,50 m avec une bordure de type T1 selon la norme NF EN 1340.

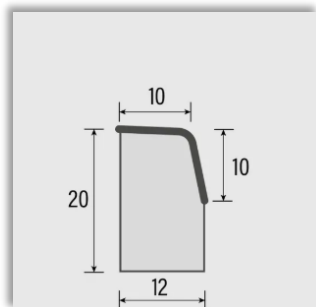


Figure.15 : Illustration d'une bordure Type 1 [5]

La pente des trottoirs est fonction de la nature du matériau, il est conseillé de prévoir une pente transversale de 2% pour les trottoirs dallés autres que ceux constitués de pavés et pour les revêtements hydrocarbonés. [25]

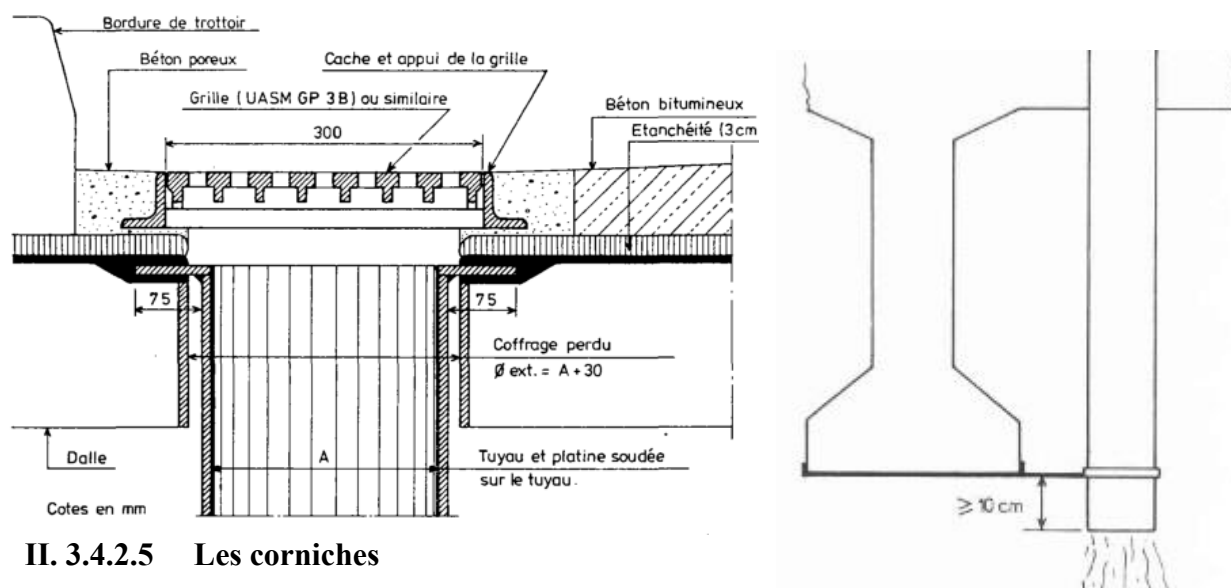
II. 3.4.2.3 La couche de roulement

Pour assurer la sécurité des usagers, la surface de circulation doit offrir une excellente adhérence entre les pneus et la chaussée, tout en procurant un confort de conduite optimal. Dans le cadre de ce projet, l'épaisseur prévue pour cette couche est du BB de 6 cm.

II. 3.4.2.4 Les dispositifs d'évacuation des eaux et réseaux divers

Le dispositif d'évacuation des eaux pluviales seront des avaloirs positionnés aux extrémités du tablier, juste avant les bordures de trottoir. Cela assure la protection du tablier contre les infiltrations dans la couche de roulement en évacuant rapidement l'eau sur le tablier.

Les avaloirs seront en PVC avec un diamètre de 150 mm, une grille de protection et un débouché $\geq 10 \text{ cm}$ du tuyau au niveau de l'intrados de l'ouvrage [6] comme illustrée dans la figure 16 ci-dessous, et pour les réseaux divers des fourreaux PVC de 100 mm de diamètre.



II. 3.4.2.5 Les corniches

Figure.16 : Illustration Avaloir en PVC et Hauteur du débouché pour garantir une bonne évacuation des eaux

Fonctionnellement, les corniches assurent la protection latérale du tablier contre les intempéries. Elles garantissent l'étanchéité en recouvrant l'extrémité de la dalle, prévenant ainsi toute infiltration hydrique au niveau du hourdis, et participent à l'aspect visuel de la structure. Leur conception peut varier, se déclinant principalement en trois catégories :

- Corniches en béton coulé in situ.
- Corniches en béton précontraint préfabriqué.
- Corniches métalliques (en acier, aluminium, ou matériaux composites tels que le PRV Polyester Renforcé de Verre).

Pour notre projet on choisira une corniche préfabriquée PF1. Exécutées dans un moule métallique, elles sont dotées d'armature en attente qui viennent s'enchevêtrer dans les armatures en attente de la contre-corniche, voir la Figure 17 ci-dessous. Le choix de la corniche préfabriquée PF1 se justifie par sa qualité de fabrication contrôlée en usine, sa pose rapide sur chantier qui réduit les délais, et sa rentabilité économique, en faisant une solution optimale pour allier performance, durabilité et efficacité et en s'appuyant sur la Collection du guide technique GC 1994, Corniches [7]. Il y est présenté une vue plus détaillée de la corniche Type PF1.

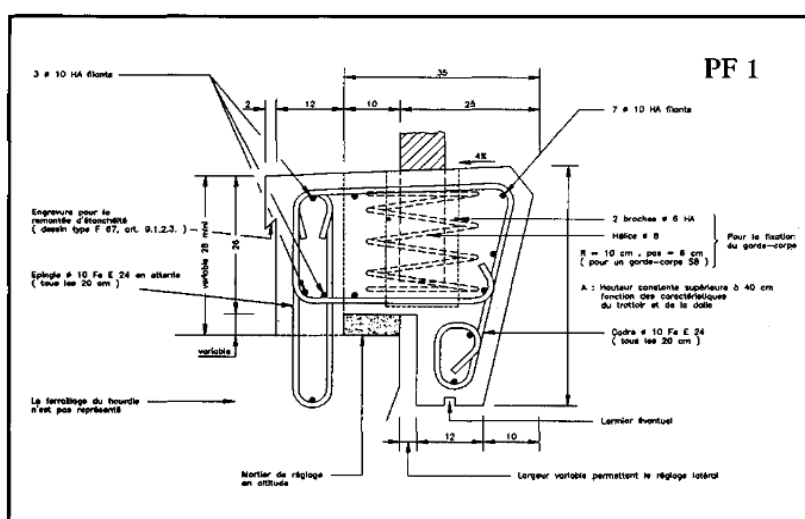


Figure.17 : Corniche Type PF1 [7]

II. 3.4.2.6 Les dispositifs de retenus

Compte tenu de la nécessité de dimensionner le pont pour la circulation de poids lourds et légers sur la RN1, l'installation d'un système de sécurité capable de retenir les véhicules en perte de contrôle apparaît essentielle. Les niveaux de sécurité sont fixés par plusieurs normes, en particulier les normes européennes transposées en NF EN 1317.1 et 2. On distingue :

- Pour les piétons, le niveau garde-corps ;
- Pour les véhicules légers, le niveau N (retenue « normale », correspondant aux glissières)
- Pour les véhicules lourds, le niveau H (retenu « haute », correspondant aux barrières)

Les conditions de l'essai d'acceptation d'un dispositif de retenue selon les niveaux sont résumées dans le tableau 7 et 8 ci-dessous, la figure 18 illustre une barrière BN4 :

Tableau.7 : Les différents type de dispositif de sécurité [8]

Dénomination	Niveau de performance	Matériau constitutif	Référence (norme ou circulaire)	Propriété industrielle et commerciale
BN1-2	H2	Béton armé et lisse métallique	XP P 98.422	
BN3	H2	Béton armé avec câble de précontrainte	C88.49 du 09/05/88	
BN4	H2	Acier	XP P 98.421	
BHO	H2	Acier	NF P 98.420	
TETRA S13	H2	Acier	C3 - 93	Sté Equipement routier
DBA/GBA	H2	Béton non armé	NF P 98.420	
BN4-16	H3	Acier	C95-68 du 28/07/95	
TETRA S16	H3	Acier	C3-93	Sté Equipement Routier
BHab	H3	Acier		

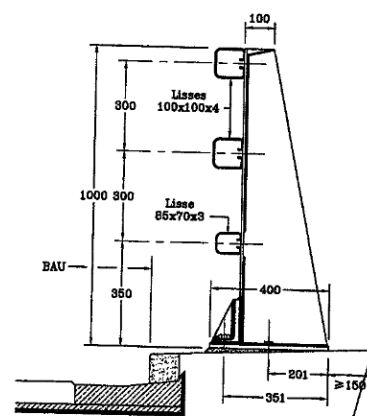


Figure.18 : Illustration d'une BN4 [8]

Tableau.8 : Conditions d'essai d'acceptation d'un dispositif de sécurité

Niveau	Conditions de l'essai d'acceptation		
	Vitesse d'impact (en km/h)	Angle d'impact (en degrés)	Masse totale du véhicule (en t)
N1	80	20	1,5
N2	110	20	1,5
	100	20	0,9
H1	70	15	10
H2	70	20	13
H3	80	20	16
H4a	65	20	30 (rigide)
H4b	65	20	38 (semi-remorque)

La classe du dispositif de retenue choisie est celle de la barrière de niveau H2 (BN4).

II. 3.4.2.7 Appareils d'appui et joints de chaussée

- Un appareil d'appui en élastomère fretté est un équipement de transmission des efforts composé d'un empilage de feuilles d'élastomère (généralement du néoprène) et de plaques d'acier minces, solidarisées par vulcanisation, dont la fonction est de transmettre les charges verticales et horizontales de la superstructure vers l'infrastructure tout en permettant des rotations et, selon sa nature (fixe, mobile ou guidé), des déplacements horizontaux contrôlés [9]. Selon les recommandations du SETRA, On choisira des appareils d'appui en élastomère fretté de type B ce choix se justifie par leur adoption majoritaire pour les ouvrages d'art courants, en raison de leur parfait équilibre entre capacité portante, tolérance aux déplacements et rotations, et leur compétitivité économique. Les détails de calcul sont en Annexe V-6.

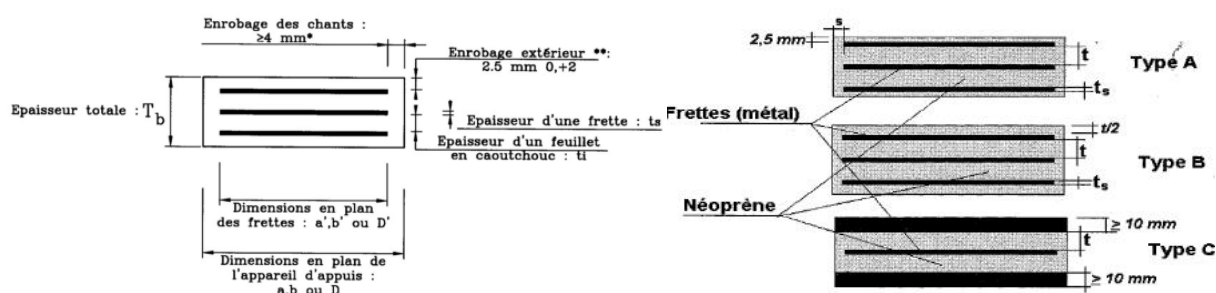


Figure.19 : Illustration d'un appareil d'appui en élastomère fretté [9]

Sur un pont routier, on distingue plusieurs types de joints de chaussée comme l'indique la figure 20 ci-dessous :

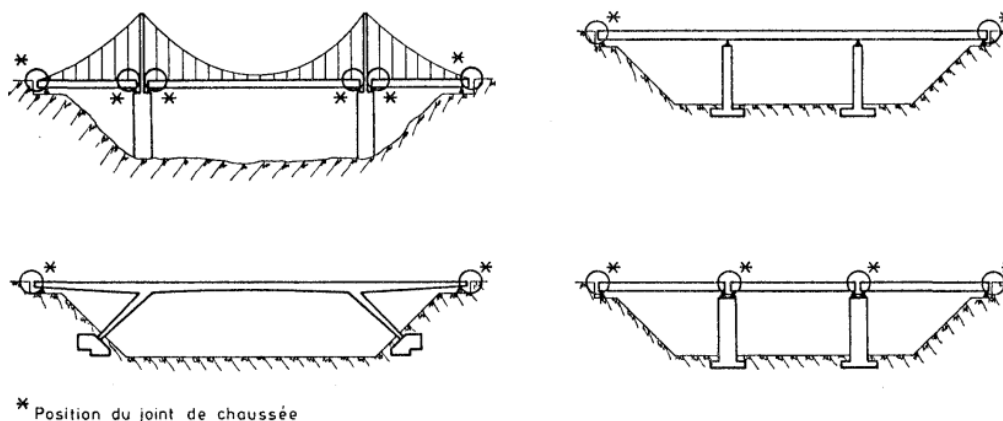


Figure.20 : Position du joint de chaussée en fonction du type de pont [9]

- Joints chaussée : Les joints de chaussée regroupent à la fois les joints de dilatation, qui permettent d'absorber les mouvements dus aux variations de température, aux tassements ou aux déformations de l'ouvrage, et les joints de rupture, qui assurent la séparation entre différentes parties de la structure afin de limiter la transmission des efforts et garantir le

confort de circulation, leur choix repose sur une classification qui prend en compte l'intensité du trafic, le souffle et l'étanchéité sur l'ouvrage.

- **Joints de dilatation** : permettent d'absorber les mouvements relatifs entre les travées ou entre le tablier et la chaussée adjacente, dus à la dilatation thermique, aux tassements ou aux déformations.
- **Joints de rupture** : servent à séparer certaines parties du pont pour limiter la transmission des efforts et mieux contrôler les déformations.
- **Joints de construction** : apparaissent lorsque le béton est coulé en plusieurs phases, garantissant la continuité de l'ouvrage sans compromettre sa résistance.

II.3.4.3 Analyse des variantes

Cette section a pour objectif de déterminer la typologie d'ouvrage offrant le meilleur compromis économique tout en satisfaisant aux exigences fonctionnelles et environnementales. La démarche retenue vise à élaborer une conception optimisée pour assurer la fonction de franchissement, en recensant toutes les contraintes techniques et naturelles ainsi que les solutions structurales envisageables. Après avoir identifié et comparé les différentes alternatives, une analyse multicritère permettra de sélectionner la variante la plus performante, intégrant à la fois les prescriptions techniques, les recommandations en matière de conception et les spécificités topographiques du site d'implantation.

II.3.4.3.1 Bilan des données et contraintes nécessaires au projet

II.3.4.3.1.1 Données Administratives

- Enveloppe budgétaire : 30 milliards de FCFA
- Financement : Banque Ouest Africaine de Développement (BOAD)
- Délai : 2 ans
- Travaux d'aménagement et de bitumage de la voie de sortie de Niamey vers Dosso (RN1)
- Construction d'un nouveau pont au niveau de Sorey sur la RN1
- MOA : Autorités Nigériennes
- Ouvrage franchie : cours d'eau Sorey

II. 3.4.3.1.2 Données naturelles

Données Topographique

- Longueur totale de la brèche : 100 m
- Pente transversale tablier : 2,5% [13]
- Côte TN : 185 m
- Côte intrados : 189,93 m

✚ Données hydrologiques et hydrauliques

- Côte des plus haute eaux (PHE) : +2,43 m
- Tirant d'air (Hauteur libre) : 2,50 m

✚ Données Climatiques

- Température : Température moyenne maximale et minimale (41,6°C et 28,6°C) [Climate to travel]

II. 3.4.3.1.3 Données fonctionnelles

✚ Données relatives à la voie portée

La figure 21 ci-dessous montre la zone d'étude en période de pluie :

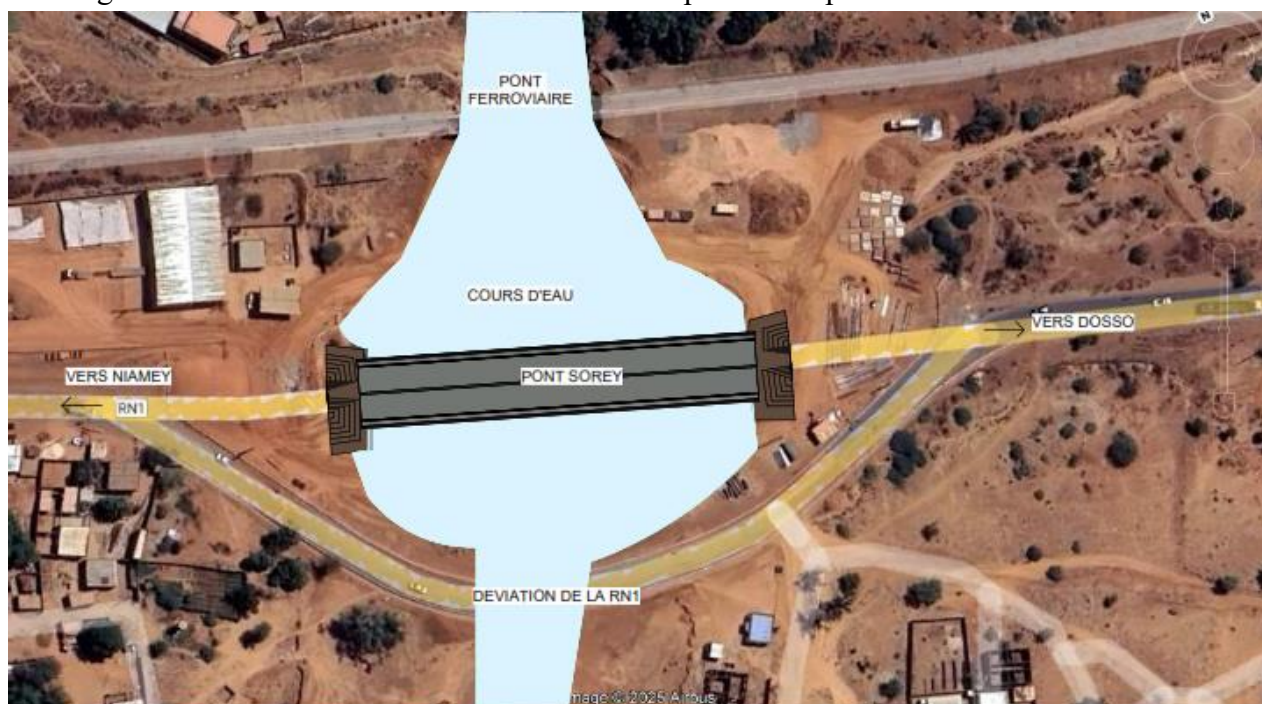


Figure.21 : Vue en plan de la zone d'étude

- Tracée en plan

Dans notre projet, il s'agit d'un pont dont l'axe longitudinal est perpendiculaire aux lignes d'appui transversales. Comme cet axe est également à angle droit avec l'axe de la voie franchie, l'angle de franchissement est droit, ce qui correspond exactement à notre cas d'étude comme l'illustre la figure 22 ci-dessous :

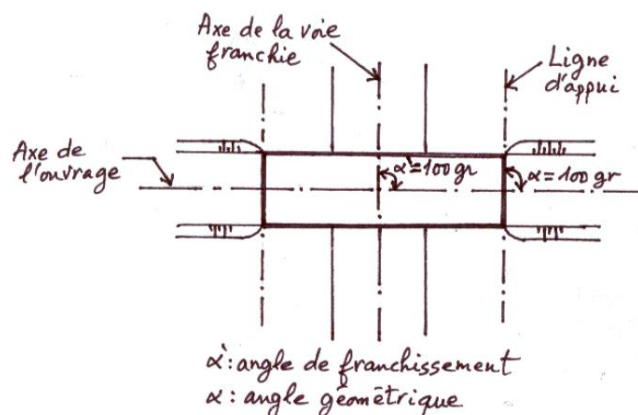


Figure.22 : Illustration vue en plan type d'un ouvrage

○ Le profil en travers

Le Pont de Sorey se trouvant sur un axe stratégique RN1 accueillant majoritairement des poids lourds et trafic international, le projet prévoit une autoroute de type 2 x 2 voies. Un profil en travers avec les caractéristiques suivantes :

- Sens 1 (Niamey vers Dosso) : 2 voies + accotement de largeur 3,5 m chacune ;
- Sens 2 (Dosso vers Niamey) : 2 voies + accotement de largeur 3,5 m chacune ;
- Séparation centrale : Espace vide séparant les deux tabliers de 0,5 m.

Donc on aura un tablier avec une largeur fonctionnelle de 8,75 m sur le sens aller et retour, et une largeur totale de l'ouvrage de 19,76 m en intégrant le vide de 0,5 m et la largeur occupée par les corniches (0,4 m×2) et les GBA (0,48 m×2). Comme l'illustre la figure 23 ci-dessous :

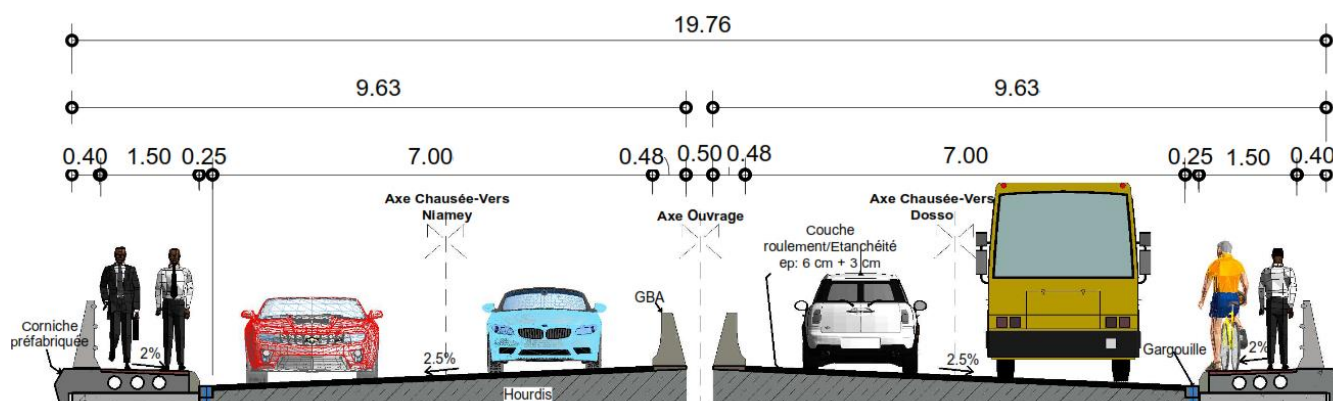


Figure.23 : Profil en travers type

II. 3.4.3.1.4 Données relatives à l'environnement

Les données relatives sont présentées en détails en ANNEXE VII .

II.3.4.4 Variantes envisagées

II.3.4.4.1 La comparaison des fonctions mécaniques des ponts

Dans le choix d'un type de pont, il est essentiel de comparer les caractéristiques des travées continues et des travées indépendantes afin de déterminer la solution la plus adaptée au projet.

Les ponts à travées continues offrent une meilleure répartition des charges sur plusieurs appuis, ce qui réduit les moments fléchissant dans les poutres, améliore la rigidité de l'ouvrage et permet une utilisation plus économique des matériaux. Ils présentent également une durabilité accrue et nécessitent moins d'entretien, car les fissures localisées sont moins fréquentes. Cependant, leur construction est plus complexe, exige des fondations solides et un suivi précis lors de la mise en œuvre. À l'inverse, les ponts à travées indépendantes offrent une grande souplesse de conception, chaque travée pouvant être réalisée et installée séparément. Cette autonomie implique que chaque travée supporte les charges de manière indépendante, ce qui peut concentrer les efforts aux joints de dilatation. Ces joints, s'ils sont nombreux, peuvent générer des désagréments pour les usagers et nécessitent un entretien plus régulier en raison de l'usure et des risques de détérioration. Ainsi, le choix entre ces deux types d'ouvrages dépend à la fois des conditions du site, des contraintes économiques et des exigences de durabilité et de confort pour les usagers.

En résumé, le pont à travées continue se distingue par son efficacité structurelle et son économie de matériaux, alors que le pont à travée indépendante privilégie la simplicité de construction et l'adaptabilité au terrain.

II.2.5 Etude structural

II.2.5.1 Normes, règlements et hypothèse de calcul

Afin de réaliser correctement les calculs, il convient de prendre en compte les hypothèses retenues ainsi que les règles de calcul applicables :

II.2.5.1.2 Normes et règlements de calcul appliqués

Les références normatives suivantes ont été utilisées comme fondement pour la réalisation de notre étude :

- BAEL91 modifié 99 Règle technique de conception et de calcul des ouvrages en béton armé
- Fascicule 61 Titre II Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art
- Fascicule N°62 Titre I Section I & Section II Règles techniques de conception et de Calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisé 99 : Béton Armé aux États Limites)
- Fascicule N°65 exécutions des ouvrages de génie civil en béton
- Fascicule N°62 Titre V Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil

II.2.5.2 Hypothèse de calcul

II.2.5.2.1 Durabilité-enrobage

Les éléments de la superstructure du pont seront soumis à la vérification à l'État Limite de Service et Ultime, conformément aux prescriptions du BAEL et du Fascicule N°65, afin de garantir la durabilité et le confort d'usage de l'ouvrage.

Selon le Fascicule N°65 exécutions des ouvrages de génie civil en béton on retiendra dans notre cas d'étude une classe d'exposition XC4 pour les éléments de la superstructure comme l'indique le tableau ci-dessous, qui désigne un béton exposé à l'air extérieur ou à l'humidité, soumis à des cycles répétés d'humidification et de séchage favorisant la carbonatation pour le tablier, les piles et les culées.

Cette classe d'exposition nous indique que la classe de résistance minimale de béton à prendre en compte est du C30/37 qui signifie que le béton a une résistance caractéristique minimale à 28 jours de 30 MPa pour une éprouvette cylindrique et 37 MPa pour une éprouvette cubique.

Les valeurs d'enrobage sont conformes aux normes NF EN 1992-2 [10] Ainsi pour les appuis (piles et les culées) on prendra un enrobage $e=40$ mm et pour les autres éléments de la superstructure $e=30$ mm.

Tableau 9 : Caractéristiques du béton en fonction de la classe d'exposition

	Corrosion induite par carbonatation			
	XC1	XC2	XC3	XC4
Rapport $E_{eff}/liant$ éq maximal ^{d)}	0,60	0,60	0,55	0,50 ^{l)}
Classe de résistance minimale ^{c)}	C25/30	C25/30	C30/37	C30/37
Teneur mini en liant éq (kg/m ³) ^{b) c) d)}	280	280	300	330
Absorption d'eau maxi pour les produits préfabriqués en usine (%)	6,5 ^{m)}	6,5 ^{m)}	6 ^{m)}	6 ^{m)}
Teneur minimale en air (%)	—	—	—	—

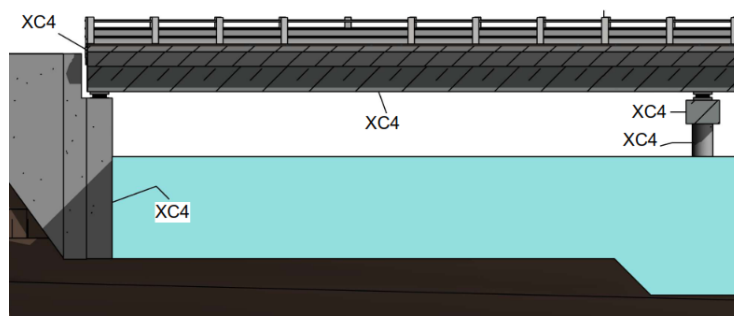


Figure 24 : Classe d'exposition des éléments du pont au niveau de Sorey

II.2.5.2.2 Caractéristiques des matériaux

a.1 Le béton

Le béton utilisé pour le tablier et les éléments de la superstructure auront une classe de résistance C 30/37 et possède les caractéristiques suivantes :

- Poids volumique du béton : 25 kN/m^3
- Résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,4 \text{ MPa}$
- Contrainte du béton :

A l'ELU on a $f_{bu} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = 17 \text{ MPa}$

Avec,

0,85 : pour tenir compte de la durée d'application des charges et d'éventuelles détériorations du béton en surface.

θ : Coefficient qui dépend de la durée probable "t" d'application de la combinaison d'action considérée. Il prend les valeurs suivantes :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{lorsque } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{lorsque } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{lorsque } t \leq 1 \text{ heure} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité tel que,

$\gamma_b = 1,5$ en situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.

A l'ELS on a $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

-Module de déformation instantanée (courte durée) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} = 34179,56 \text{ MPa}$$

-Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}} = 11496,76 \text{ MPa}$$

-Coefficient de poisson

$$v = \begin{cases} 0,2 & \text{Zone non fissurée (ELS)} \\ 0 & \text{Zone fissurée} \end{cases}$$

a.2 L'acier

Les aciers utilisés sont des aciers à haute adhérence désignés par le symbole H.A., de classe FeE 500 et de limite d'élasticité 500 MPa.

-La limite d'élasticité à l'Etat Limite Ultime (ELU)

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{Pour la situation normale} \end{cases}$$

-La contrainte limite de traction à Etat Limite de service (ELS)

Cette contrainte limite dépend de type de fissuration et du cas de situation, La fissuration étant considérée comme préjudiciable, on a donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \text{ Avec } \eta = 1,6 \text{ pour les aciers de Haute Adhérence (HA)}$$

- Module d'élasticité de l'acier

Le module d'élasticité est pris égal à $E_s = 200\,000\text{ MPa}$.

II.2.5.3 Définition des charges et surcharges

Les matériaux sont régis par le Fascicule 61 Titre 1. Les surcharges d'exploitation proviennent du Fascicule 61, titre II et les deux tabliers étant identique on fera les calculs suivant un seul tablier et une seule travée :

-Les charges permanentes :

Tableau.10 : Charges permanentes

Désignation	Poids nominal	Kmax	Kmin
Revêtement de chaussée	24 kN/m^3	1,4	0,8
Etanchéité	22 kN/m^3	1,4	0,8
Corniches Type PF3	$3,06\text{ kN/ml}$	1,03	0,97
Relevé de béton	25 kN/m^3	1,03	0,97
Bordure de trottoir T1	$0,56\text{ kN/ml}$	1,03	0,97
Trottoir	25 kN/m^3	1,03	0,97
Hourdis	25 kN/m^3	1	1
Poutre	25 kN/m^3	1	1
Autres équipements (gargouilles, fourreaux, autres canalisations)	$1,50\text{ kN/ml}$	1	1
GBA	6 kN/ml	1	1
Barrière BN4	$0,65\text{ kN/ml}$	1,5	0,9
Entretoise	25 kN/m^3	1	1
Prédalle	25 kN/m^3	1	1

Après calculs nous avons eu $G_{max} = 3306,0025\text{ kN}$ et $G_{min} = 3100,8025\text{ kN}$ par travée.

-Surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation prise en compte dans ce projet sont de quatre (4) types :

- Les charges routières normales avec deux systèmes différents : Système A et système B ;
- Les charges routières à caractère particulier du type militaire et du type exceptionnel ;
- Les charges sur les trottoirs du type local et du type général ;
- Les efforts dus au freinage ;
- la charge du vent et de la température ;
- La charge hydrodynamique.

Les détails de calcul des charge permanente et d'exploitation sont présentés en ANNEXE IV .

II.2.5.3.1 Combinaison des charges

Tableau.11 : Coefficients de pondération en fonction du type de chargement

Type de Charge	ELU	ELS
Charge Permanente	1,35	1
Convoi Normal (A, B)	1,6	1,2
Convoi Militaire (M)	1,35	1
Convoi Exceptionnel	1,35	1
Surcharge sur trottoir	1,6	1,2
Surcharge sur remblai	1,6	1,2
Charge hydrodynamique	1,35	1

Ces coefficients seront multipliés par le coefficient de majoration dynamique des chargements du système Bc, BcNiger, Bt, Br, Mc120 dont les calculs sont présentés en ANNEXE IV .

Tableau.12 : les différentes type de combinaison de charges à l'ELU

ELU	Combinaison de charges
ELU A(L)	$1,35G + 1,6 (A(L) + S_{trottoir}) + \Delta\theta$
ELU Bc	$1,35G + 1,6S_{trottoir} + 1,81Bc + \Delta\theta$
ELU BcNiger	$1,35G + 1,6S_{trottoir} + 1,82Bc + \Delta\theta$
ELU Bt	$1,35G + 1,6 S_{trottoir} + 1,76Bt + \Delta\theta$
ELU Br	$1,35G + 1,6 S_{trottoir} + 1,73Br + \Delta\theta$
ELU Mc120	$1,35G + 1,6 S_{trottoir} + 1,51Mc120 + \Delta\theta$
ELU Convoi Type D	$1,35(G + Convoi Type D) + 1,6 S_{trottoir} + \Delta\theta$
ELU Convoi Type E	$1,35(G + Convoi Type E) + 1,6 S_{trottoir} + \Delta\theta$

Tableau.13 : Les différentes type de combinaison de charges à l'ELS

ELS	Combinaison de charges
ELS A(L)	$G + 1,2(A(L) + S_{trottoir}) + \Delta\theta$
ELS Bc	$G + 1,2(S_{trottoir} + Bc) + \Delta\theta$
ELS BcNiger	$G + 1,2(S_{trottoir} + BcNiger) + \Delta\theta$
ELS Bt	$G + 1,2(S_{trottoir} + Bt) + \Delta\theta$
ELS Br	$G + 1,2(S_{trottoir} + Br) + \Delta\theta$
ELS Mc120	$G + 1,2 S_{trottoir} + Mc120 + \Delta\theta$
ELS Convoi Type D	$G + Convoi\ Type\ D + 1,2 S_{trottoir} + \Delta\theta$
ELS Convoi Type E	$G + Convoi\ Type\ E + 1,2 S_{trottoir} + \Delta\theta$

II.2.5.4 Paramètres caractérisant le pont

La figure 25 ci-dessous montre le profil en travers d'une partie du tablier :

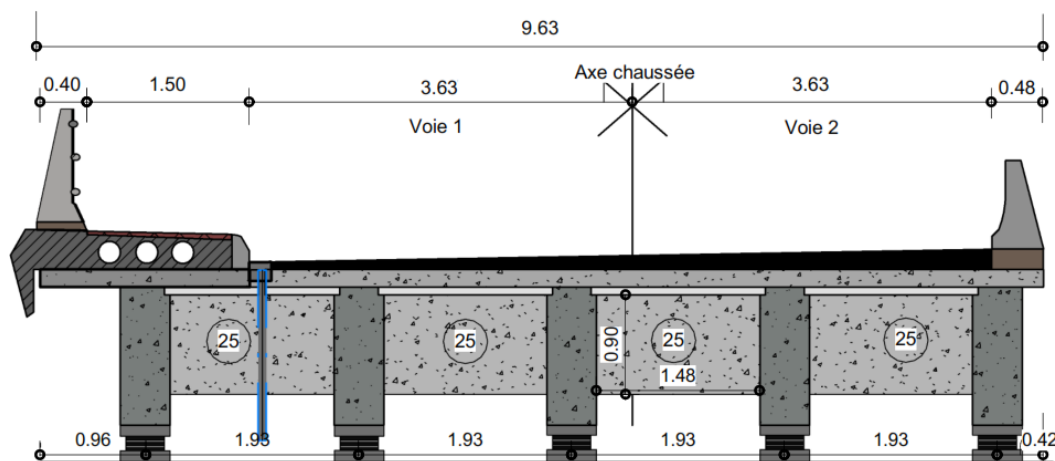


Figure.25 : Profil en travers d'une partie du tablier

Le Tableau 14 ci-dessous, nous résume les différents paramètres caractérisant le pont :

Tableau.14 : Caractéristiques du pont

Désignation	Valeur en m
Largeur totale du tablier	9,63
Largeur roulable Lr	7,25
Largeur chargeable Lc	7,25
Nombre de voies Nv	2
Largeur d'une voie V	3,63
Classe du pont	Première classe

Les détails de calcul de ces paramètres sont présentés en ANNEXE IV .

II.2.5.5 Modélisation du pont et détermination des sollicitations

La modélisation vise à concevoir un modèle capable de représenter le comportement d'un ouvrage ou d'un matériau dans diverses conditions de sollicitation. Cette approche, fondée sur la méthode des éléments

finis (MEF), s'appuie sur plusieurs disciplines des sciences de l'ingénieur, notamment la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique assisté par ordinateur. La méthode des éléments finis est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds. Cela est basé sur une équation appelée :

Équation fondamentale de la MEF : $[K] \{U\} = \{F\}$ Avec,

$[K]$ - matrice de rigidité caractérisant le système ($n \times n$).

$\{U\}$ - vecteur des DDL – Degrés De Libertés (n), inconnus ; par exemple, les déplacements et les rotations des nœuds en mécanique des solides et des structures.

$\{F\}$ - vecteur des sollicitations appliquées {vecteur forces} (n) connu ;

II.2.5.5.1 Présentation du logiciel Robot Structural Analysis

Autodesk Robot Structural Analysis est un logiciel de calcul de structures basés sur la méthode des éléments finis, qui permet de modéliser, d'analyser et de dimensionner différents types d'ouvrages, en simulant son comportement sous l'action des charges afin de déterminer avec précision les efforts internes, les déformations et la stabilité de l'ensemble selon les normes en vigueur.

Dans notre cas d'étude la modélisation s'est faite comme suit et est présenté en détails en **annexe 6** du document avec les différentes sollicitations au niveau de l'hourdis, les poutres, l'entretoise, chevrete :

- La structure des poutres, entretoise, chevrete est définie par des éléments barres ;
- La structure de la dalle est définie par un élément de type panneau ;
- Les sections et les matériaux définis en amont ;
- Les appuis sont considérés comme des appuis simples/double pour l'hourdis.

Un appui simple d'un côté pour permettre la dilatation du tablier sous les effets thermique ou retrait du béton et de l'autre coté sur un appui double assurant une stabilité longitudinale.

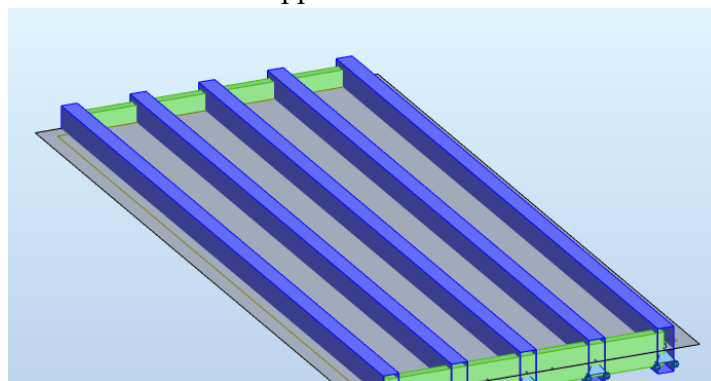


Figure.26 : Modélisation du tablier sur RSA

Chapitre III. Résultats et Discussions

Dans cette partie, nous présenterons les résultats et discussions obtenus en ce qui concerne l'étude hydrologique, l'étude hydraulique et la conception et l'étude technique du pont.

III.1 Résultats de l'étude hydrologique

Choix du débit de crue du projet : Après avoir déterminé les crues centennales à partir des deux méthodes, la crue de projet définitive est obtenue en faisant la moyenne des valeurs ainsi calculées. Voir ANNEXE II

Tableau.15 : Récapitulatif étude hydrologique

Désignation	Formules	Unité	Qprojet
$Q100_{ORSTOM}$	$Q10 = \frac{A \times P10 \times Kr10 \times \alpha_{10} \times S}{Tb10} \times C$	m^3/s	515,46
$Q100_{CIEH}$	$Q10m = \frac{\sum Q10.}{4} \times C$	m^3/s	780,51
Crue de projet retenue	$Q100_{retenue} = \frac{Q100_{ORSTOM} + Q100_{CIEH}}{2}$	m^3/s	647,985

$$Q_{projet} = 648 \text{ m}^3/s$$

III.1.2 Discussion des résultats hydrologiques

L'étude hydrologique a conduit à la détermination de la crue de projet nécessaire au dimensionnement hydraulique du pont. Les calculs réalisés à partir des méthodes ORSTOM et CIEH ont permis d'obtenir des valeurs de débit proches, confirmant la cohérence des hypothèses et des paramètres hydrologiques considérés. Afin d'assurer une meilleure fiabilité, la moyenne des résultats a été retenue, donnant ainsi un débit centennal à environ 648 m³/s.

Cette valeur s'accorde avec la superficie relativement importante du bassin versant (1359 km²) et son contexte sahélien, marqué par des précipitations intenses et concentrées sur une période courte. Le recours à la crue centennale comme référence de projet se justifie pleinement dans la mesure où il s'agit de garantir la pérennité de l'ouvrage face à des événements extrêmes.

Il convient toutefois de souligner que les séries pluviométriques Niamey Aéro utilisées, bien qu'issues de la Direction météorologique Nationale du Niger avec un pas de temps long (1991–2024), demeurent soumises à des incertitudes. Les changements climatiques, l'évolution de l'occupation des sols et la variabilité interannuelle des pluies peuvent influencer les débits futurs. Néanmoins, l'approche combinée adoptée (méthode déterministe et méthode statistique) renforce la robustesse de l'évaluation.

III.2 Résultats de l'étude hydraulique

L'étude hydraulique a pour but la détermination de la cote des plus hautes eaux pour le calage de l'ouvrage. Les résultats de l'étude hydraulique sont regroupés dans le tableau 16 ci-dessous :

Tableau.16 : Récapitulatif étude Hydraulique

Désignation	Valeurs (m)
Y PHE	2,43
Côte TN	185
Côte PHE	187,43
Tirant d'air	2,50
Côte Intrados	189,93
Affouillement total	4,20

Les détails des calculs sont présentés en ANNEXE II

III.2.1 Discussion des résultats hydrauliques

Sur la base du débit de projet retenu, l'étude hydraulique a permis de dimensionner le gabarit du pont. Le calcul des écoulements par la formule de Manning-Strickler, en assimilant le lit de Sorey à une section trapézoïdale, a permis d'évaluer la cote des plus hautes eaux (PHE), fixée à 187,43 m par rapport à la cote la plus basse de notre zone d'étude. Un tirant d'air de 2,50 m a été ajouté, garantissant une marge de sécurité suffisante vis-à-vis des crues exceptionnelles et des débris flottants.

La vitesse moyenne d'écoulement, estimée à 2,6 m/s, nous indique un risque d'érosion du lit et d'affouillement des fondations. Pour contrer ce phénomène, on prévoit de mettre en place un dispositif de protection constitué d'un enrochement d'environ 0,60 m de diamètre au pied des appuis. Ce choix contribue à sécuriser la stabilité des piles face aux sollicitations hydrauliques.

Ces résultats mettent en évidence une conception prudente et adaptée. Ils traduisent également la nécessité de prévoir un entretien régulier du dispositif d'enrochement, afin d'assurer sa performance à long terme. Le dimensionnement adopté reflète donc un compromis satisfaisant entre sécurité hydraulique et contraintes techniques.

III.3. Résultats de la conception du pont

III.3.1 Choix du type d'ouvrages courant

En nous servant du guide projeteur sur Ouvrage d'art pont courant [11], On peut déterminer la gamme de portée idéale pour notre projet. Après analyse des données du projet, plusieurs options sont envisagées pour le type de pont.

Le cours d'eau au niveau de Sorey n'étant pas permanent, on peut aussi envisager les ouvrages en béton construits sur cintres au sol.

Par conséquent, on peut envisager les 3 types de ponts suivants à l'aide du tableau sur les ouvrages courants Voir ANNEXE III

III.3.2 Présentation de chaque variante

 P.S.I.B.A. (Pont à poutres en béton armé à travée isostatique)

Un pont à poutres en béton armé est une structure dont la résistance principale provient de poutres capables de reprendre les charges grâce à leur flexion. Ces poutres, posées parallèlement à l'axe de l'ouvrage, transmettent l'essentiel des efforts aux appuis sous forme de réactions verticales. Le tablier se présente comme une structure linéaire composée de plusieurs travées continues ou indépendantes. Pour une longueur totale de 100 m, nous avons opté pour une configuration de cinq travées 20 m chacune, reposant sur des appuis simples et renforcées par des entretoises pour assurer la stabilité et la bonne répartition des charges.

a) Prédimensionnement des éléments du tablier

Ce prédimensionnement s'appuie sur les recommandations et normes en vigueur établies [11], qui servent de référence pour définir les dimensions optimales des ouvrages d'art courants. Les calculs détaillés figurent en ANNEXE III

L'ensemble des résultats est présenté de façon synthétique dans le tableau 17 ci-dessous :

Tableau.17 : Les caractéristiques des éléments du pont à poutres en béton armé

Élément	Caractéristiques	Dimensions
Poutre	Hauteur	$H_p = 1,25 \text{ m}$
	Largeur	$b_0 = 0,45 \text{ m}$
	Longueur	$L_p = 20 \text{ m}$
	Nombre	$N_p = 10$
	Prédalle	$L = 1,58 \text{ m}$ $e = 0,07 \text{ m}$

Entretoise	Hauteur	$H_e = 0,90\text{ m}$
	Epaisseur	$b_1 = 0,25\text{ m}$
	Longueur	$L_e = 8,17\text{m}$ Par appui intermédiaire de chaque tablier $L_e = 16,84\text{m}$ Par culée
	Nombre	$Ne_{appui_inter} = 8$ Pour les deux tabliers $Ne_{Culée} = 2$
Hourdis	Epaisseur	$h_0 = 20\text{ cm}$

Les figures 27 et 28 ci-dessous illustrent respectivement la coupe transversale et la coupe longitudinale du tablier.

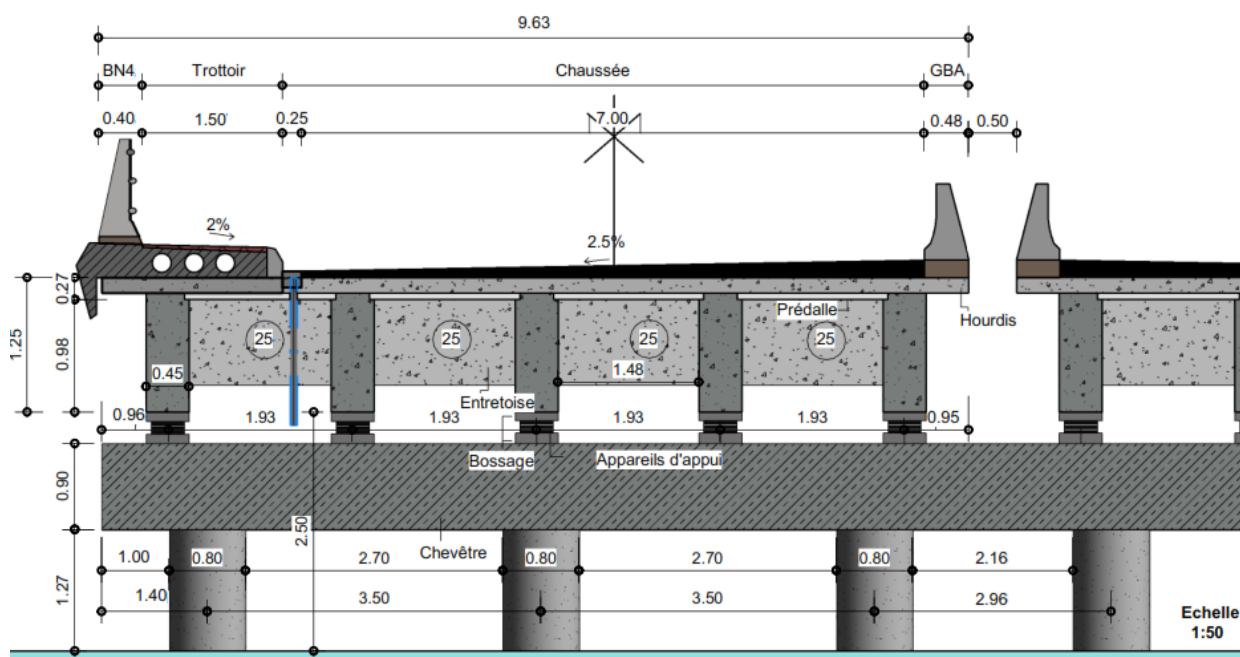


Figure.27 : Coupe transversale P.S.I.B.A

Echelle 1:500

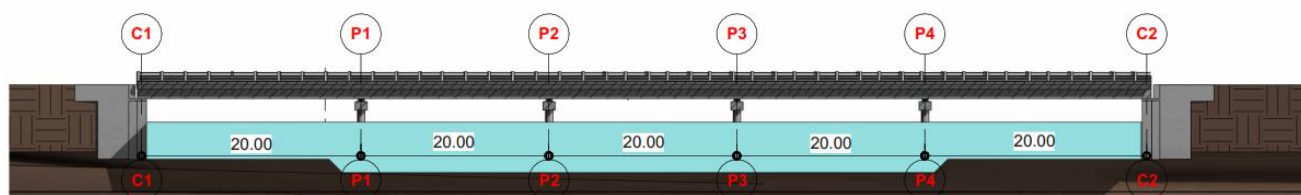


Figure.28 : Coupe longitudinale P.S.I.B.A

- ✚ Poutrelles métallique enrobée de BA

Un pont à poutrelles métalliques enrobées de béton armé est une structure dont l'élément porteur principal est constitué de poutrelles en acier recouvertes de béton, capables de reprendre les charges par flexion. Ces poutrelles, disposées parallèlement à l'axe du pont, transmettent les efforts aux appuis principalement sous forme de réactions verticales. Le tablier se présente comme une structure linéaire composée de plusieurs travées continues ou indépendantes. Pour une longueur totale d'environ 100 m, nous avons retenu une configuration de cinq travées de 20 m chacune, reposant sur des appuis simples et complétées par des entretoises pour assurer la stabilité et une bonne répartition des charges.

a) Prédimensionnement des éléments du tablier

Ce pré dimensionnement s'appuie sur les recommandations et normes en vigueur établies par le Guide SETRA poutrelles enrobées [4], qui servent de référence pour définir les dimensions optimales des ouvrages d'art courants. Les calculs détaillés figurent en ANNEXE III

. L'ensemble des résultats est présenté de façon synthétique dans le tableau 18 ci-dessous.

Tableau.18 : les caractéristiques des éléments du P.M.E en BA

Élément	Caractéristiques	Dimensions
Poutrelle HEB	Hauteur	$H_p = 0,55m$
	Largeur	$b_0 = 0,3 m$
	Longueur	$L_p = 20 m$
	Nombre	$N_p = 24$
Hourdis	Prédalle	$L = 0,58 m$ $e = 0,07 m$
	Epaisseur	$h_0 = 65 cm$

Les figures 29 et 30 illustrent respectivement la coupe transversale et la coupe longitudinale du tablier :

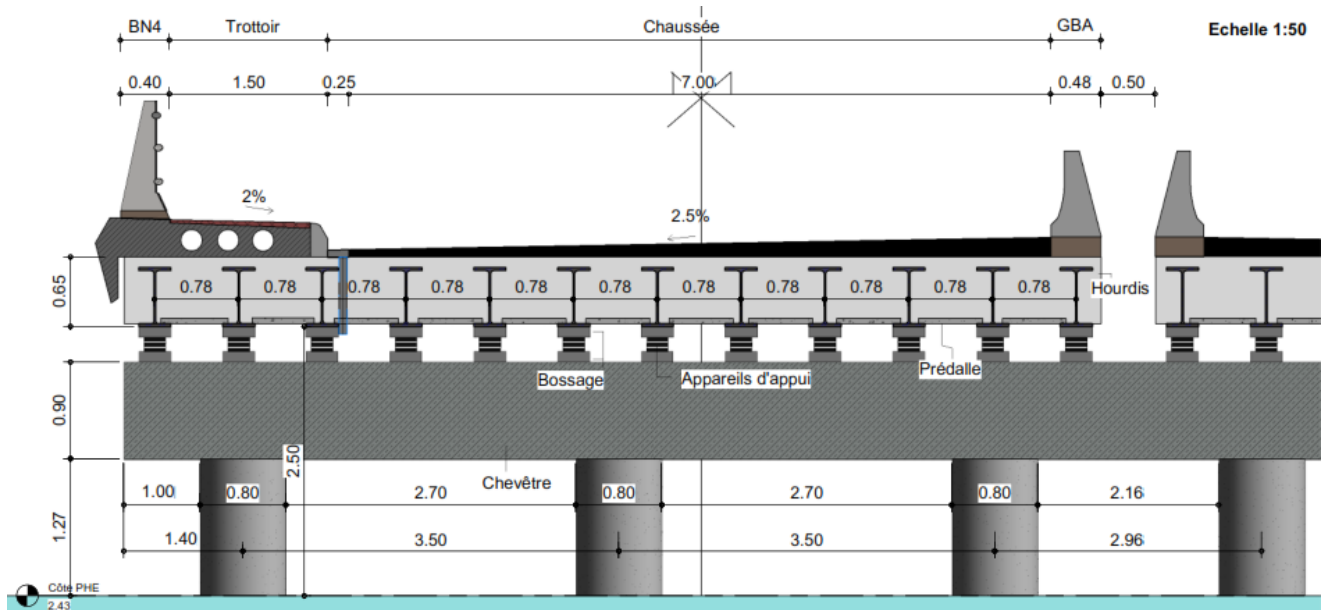


Figure.29 : Coupe transversale P.M.E

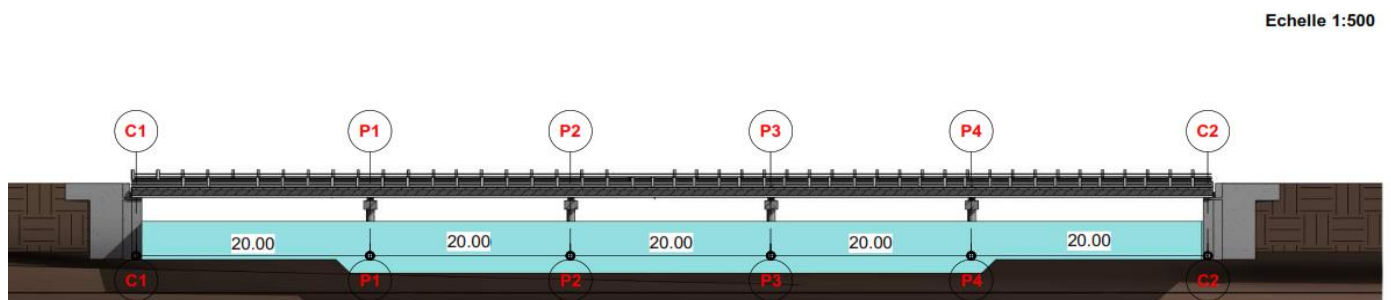


Figure.30 : Coupe longitudinale P.M.E

P.R.A.D (Poutre préfabriquées précontrainte par adhérence)

Un pont à **poutres préfabriquées précontraintes par adhérence**, est une solution largement utilisée pour des portées comprises entre 10 et 35 mètres. Les poutres, fabriquées en usine, sont précontraintes grâce à des câbles ou torons tendus avant le durcissement du béton. Une fois le béton pris, la libération de ces armatures induit une compression qui renforce la résistance en flexion et limite l'apparition de fissures.

Pour une longueur totale d'environ 100 mètres, le pont sera composé de quatre travées de 25 mètres chacune, reposant sur des appuis simples. Les poutres sont reliées par des entretoises situées aux niveaux des appuis, ce qui assure la stabilité transversale du tablier. Un hourdis en béton, coulé sur place, complète la structure en garantissant sa continuité et sa rigidité. Cette solution présente plusieurs avantages : la préfabrication industrielle assure une qualité constante des éléments, le montage sur site est rapide et ne nécessite pas d'échafaudage complexe, et la précontrainte contribue à la durabilité et à la solidité de l'ouvrage.

a) Prédimensionnement des éléments du tablier

Prédimensionnement repose sur les recommandations et normes du Guide SETRA Conception PRAD 1996 [12], qui constituent la référence pour déterminer les dimensions optimales des ouvrages d'art courants. Les calculs détaillés sont présentés en ANNEXE III

L'ensemble des résultats est présenté de façon synthétique dans le tableau 19 et Les figures 31 et 32 ci-dessous :

Tableau.19 : les caractéristiques des éléments du pont PRAD

Élément	Caractéristiques	Dimensions
Poutre en I constante	Hauteur	$H_p = 1,00 \text{ m}$
	Largeur Talon	$L_{talon} = 0,45 \text{ m}$
	Hauteur Talon	$H_{talon} = 0,20 \text{ m}$
	Longueur	$L_p = 20 \text{ m}$
	Nombre	$N_p = 10$
	Epaisseur âme	$b_0 = 0,20 \text{ m}$
	Hauteur âme	$H_0 = 0,60 \text{ m}$
	Prédalle	$L = 1,95 \text{ m}$ $e = 0,07 \text{ m}$
Hourdis	Epaisseur	$h_0 = 18 \text{ cm}$

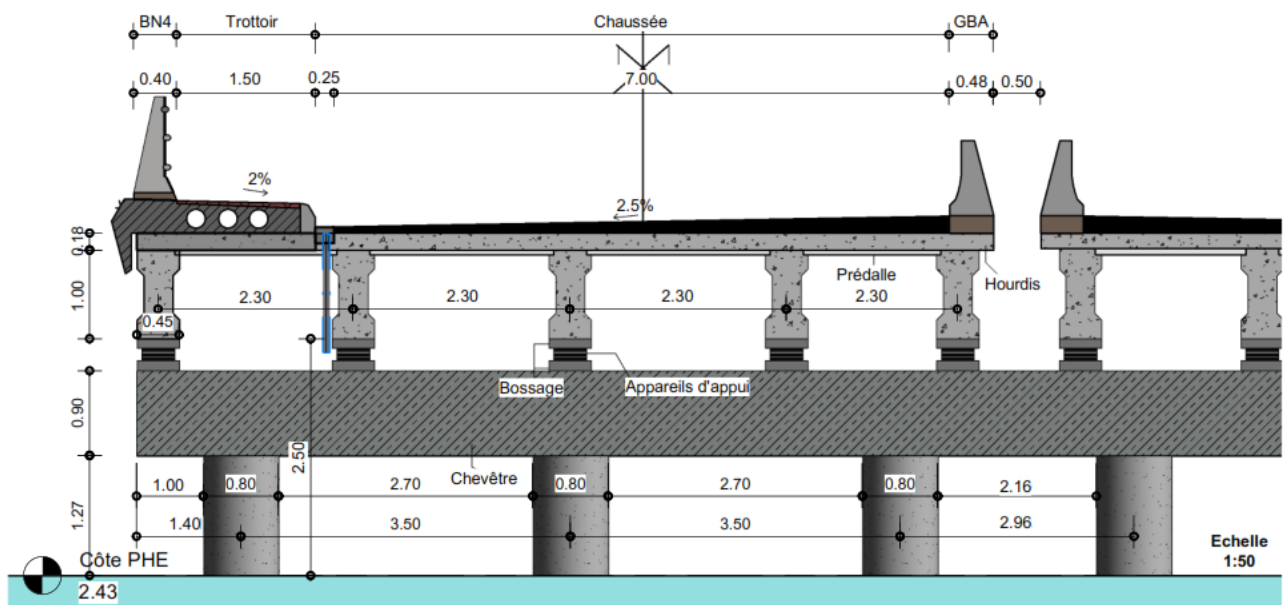


Figure.31 : Coupe transversale pont P.R.A.D

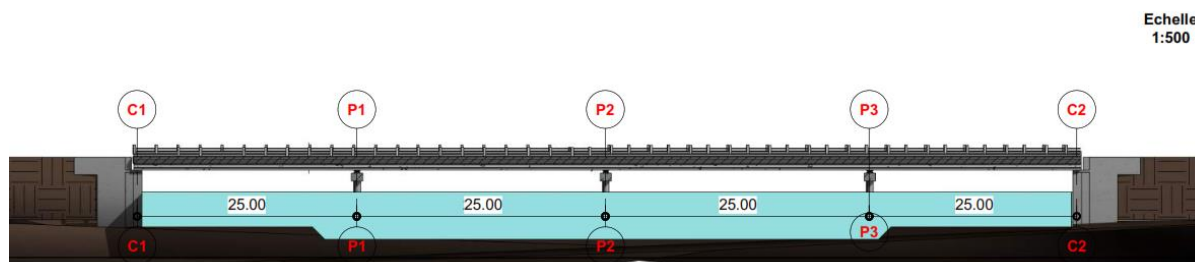


Figure.32 : Coupe longitudinale pont P.R.A.D

III.4 Analyse multicritère

L'analyse multicritère est une méthode qui aide à la prise de décision en comparant plusieurs options à partir de différents critères, qu'ils soient techniques, économiques, environnementaux ou esthétiques. Elle permet de considérer simultanément l'ensemble des aspects importants d'un projet, plutôt que de se baser sur un seul facteur. Cette approche est particulièrement utile lorsque les décisions sont complexes, car elle aide à évaluer et à hiérarchiser les alternatives en tenant compte de l'importance relative de chaque critère.

Les items ou critères

Critères techniques

- Portée et schéma structural : capacité de la solution à franchir de grandes distances et diversité des configurations possibles.
- Facilité d'exécution : degré de complexité du chantier, des coffrages à l'assemblage.
- Longévité et maintenance : résistance dans le temps face au climat et besoins en réparations.
- Adaptation au terrain : aptitude de l'ouvrage à s'ajuster aux conditions géotechniques et hydrologiques du site.

Critères économiques

- Investissement initial : estimation du budget global de construction.
- Quantité de ressources : volume d'acier et de béton requis.
- Durée des travaux : rapidité d'exécution et impact sur la circulation.
- Coût de gestion future : dépenses prévisibles pour l'entretien et la réparation sur plusieurs décennies.

Critères architecturaux et visuels

- Harmonie urbaine : capacité de l'ouvrage à s'intégrer au paysage et à l'environnement bâti.

- Esthétique et discrétion : qualité de la silhouette et perception par les usagers ou riverains.

Critères de faisabilité locale

- Compétence technique disponible : maîtrise des procédés de construction par les entreprises locales.
- Accès aux ressources : disponibilité sur place des matériaux et de la main-d'œuvre spécialisée

Détail des critères pour chaque variante

La synthèse des points forts et des limites de chaque type de pont est présentée dans le Tableau 20 suivant :

Tableau.20 : Analyse multicritère de chaque variante

Variante	N°2 Pont à poutres à travées indépendantes en béton armé	N°1 Pont à poutrelles métalliques enrobées de BA	N°3 Pont PRAD (poutres préfabriquées précontraintes par adhérence)
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Ressources locales : ciment, sable, gravier et acier d'armature disponibles autour de Niamey, ce qui réduit les coûts d'importation. ✓ Exécution facile ✓ Souplesse de conception : facile d'adapter les dimensions du tablier ou des appuis aux conditions du cours d'eau de Sorey et à des fondations profondes. ✓ Entretien maîtrisable : si la cure est bien réalisée, la structure résiste bien à la chaleur et à l'humidité. ✓ Bonne tenue face aux grandes variations de température 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Rapidité d'exécution : éléments métalliques posés rapidement, limitant l'exposition aux pluies et aux crues. ✓ Poids réduit : avantage pour les sols parfois médiocres sur les berges du Niger. ✓ Esthétique : silhouette plus fine, intégration urbaine plus légère que le BA coulé. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Pose très rapide : idéal pour éviter les aléas de la saison des pluies. ✓ Grande durabilité : précontrainte limitant les fissures et réduisant les besoins d'entretien. ✓ Qualité d'usine : finition soignée, aspect moderne et régulier
Note 1	+5	+3	+3
	<ul style="list-style-type: none"> ✗ Risques climatiques : température élevée favorise le retrait et la fissuration si la cure n'est pas rigoureuse. ✗ Consommation importante de béton : sections massives, 	<ul style="list-style-type: none"> ✗ Entretien anticorrosion : humidité et poussières de Niamey accélèrent la rouille, exigeant peinture et inspections régulières. 	<ul style="list-style-type: none"> ✗ Transport complexe : acheminer des poutres de 25 m sur les routes nigériennes nécessite des convois spéciaux et une coordination coûteuse.

Inconvénients	aspect visuel plus lourd, besoin de coffrages et étaielements coûteux.	<ul style="list-style-type: none"> ✖ Acier importé : coût élevé, dépendance aux marchés extérieurs. ✖ Main-d'œuvre spécialisée : besoin d'équipes qualifiées pour la soudure et l'assemblage, pas toujours présentes sur place. ✖ Durée : Délais de livraison des profilés élevée 	<ul style="list-style-type: none"> ✖ Infrastructure de préfabrication : nécessité d'une usine locale ou d'importer depuis un pays voisin (Bénin, Nigeria), ce qui augmente les frais et les délais. ✖ Levage lourd : grues de grande capacité et personnel hautement qualifié indispensables, rarement disponibles sur place. ✖ Esthétique : Manque d'harmonie et de transparence
Note 2	-2	-4	-4
Note 1+Note 2	+3	-1	-1

Ainsi, la variante n°2 se révèle comme l'option la plus adaptée pour ce projet et sera retenue pour l'étude technique à venir. Le prédimensionnement des éléments de la superstructure sont également présenté à L'ANNEXE III

III.4.1 Discussion sur la conception du pont

La conception du pont a reposé sur une analyse multicritère intégrant des aspects techniques, économiques, fonctionnels et environnementaux. Plusieurs variantes structurelles ont été étudiées, notamment les ponts en dalle armée, les poutres précontraintes (PRAD) et les Poutrelles métallique enrobée de BA.

Le choix final s'est porté sur une structure à poutres en béton armé, avec 5 travées indépendantes de 20 m et entretoises intermédiaires au niveau des appuis, ce qui offre un équilibre entre faisabilité, durabilité et coût. Cette solution présente de nombreux atouts :

- **Simplicité d'exécution** : adaptée aux moyens techniques et logistiques disponibles localement, avec la possibilité de recourir à la préfabrication de certaines pièces.
- **Coût maîtrisé** : par rapport aux solutions métalliques, cette variante limite les dépenses en matériaux importés

Cependant, ce choix comporte également certaines contraintes. L'utilisation de travées indépendantes implique la présence de joints de dilatation multiples, qui peuvent engendrer un entretien plus fréquent. De même, l'ouvrage devra supporter des sollicitations importantes liées au trafic poids lourds, nécessitant une vigilance accrue dans le suivi en exploitation.

En sommes, la variante retenue se distingue par son adéquation au contexte du projet, tant du point de vue technique qu'économique. Elle illustre un compromis rationnel, où la durabilité et la facilité d'entretien priment sur des solutions plus complexes mais coûteuses.

III.5 Résultats de l'étude structurale

III.5.1 Dimensionnement des poutres

Les résultats des sollicitations maximales T et M, en kN et en kN.m, à l'ELS et à l'ELU pour la poutre se présentent dans le tableau ci-dessous, et qui sont obtenues sous le convoi militaire Mc120. Les diagrammes des différentes sollicitations sont présentés en **Annexe V-1**.

Tableau.21 : Sollicitations dans la poutre

Combinaison de charge	Moment fléchissant M (kN.m)	Effort tranchant T (kN)
ELU Mc120	4163,54	873,08
ELS Mc120	2929,49	613,91

-Principe de ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple en Fissuration préjudiciable. Nous allons considérer la sollicitation maximale pour le calcul des armatures à l'aide de robot expert. Les détails des calculs sont présentés en **Annexe V-1**. Le plans de ferrailage est présenté en **ANNEXE VIII** . Les résultats sont présentés dans le tableau 22 ci-dessous :

Tableau.22 : Récapitulatif ferrailage poutre

Armatures	Section d'acier		
	Théorique (cm ²)	Adoptée(cm ²)	Choix
Longitudinales (As1)	104,4	106,33	12HA32+2HA25
Transversales	-	-	HA12
Peau	3,21	4,62	3HA14/face
Longitudinales(As2)	12,6	14,73	3HA25
Montage	6,9	9,42	3HA20

III.5.2. Dimensionnement de l'hourdis

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier.

L'hourdis est soumis à la flexion simple et le tableau 23 ci-dessous, rassemble les sollicitations dues à la combinaison la plus défavorable Mc120 sur l'hourdis.

Tableau.23 : Sollicitations dans l'hourdis

Combinaison Moment fléchissant	Suivant XX		Suivant YY	
	En travée (kN.m)	Sur appui (kN.m)	En travée (kN.m)	Sur appui (kN.m)
ELU Mc120	64,79	35,25	68,58	9,03
ELS Mc120	42,86	24,90	47,19	6,04

Tableau.24 : Effort tranchant à l'ELU de l'hourdis

	Suivant XX (kN)	Suivant YY (kN)
ELU Effort tranchant	101,92	56,89

-Principe de ferrailage : Le calcul se fait à l'aide du logiciel robot expert. Les détails des calculs sont présentés en **Annexe V-2** et le plan de ferrailage est présenté en **ANNEXE VIII** ,Les résultats sont présentés dans le tableau 25 ci-dessous :

Tableau.25 : Récapitulatif ferrailage hourdis

Nappe	Armatures transversales				Armatures longitudinales			
	Théorique (cm ²)	Adoptée(cm ²)	Choix	Esp (cm)	Théorique (cm ²)	Adoptée(cm ²)	Choix	Esp (cm)
Supérieure	6,5	6,79	6HA12	20	2,1	7,92	6HA12	20
Inférieure	11,6	14,07	7HA16	15	12,7	14,07	7HA16	15

III.5.3 Dimensionnement de l'entretoise

Les entretoises du pont sont celles situées en appui ; elles ont pour rôle de solidariser la section transversale. Elles sont dimensionnées sous le poids du tablier car elles supportent ce dernier lors des opérations de vérinage pour le changement des appareils appuis. Elle sera donc calculée comme une poutre reposant sur quatre appuis qui constituent les vérins lors des opérations de vérinage recevant comme charge son poids propre et les réactions du tablier qui sont des charges localisées. Le tableau 26 ci-dessous rassemble les sollicitations obtenues à l'aide de robot structural analysis les détails des calculs sont présentés en **Annexe V-3**.

Tableau.26 : Sollicitations dans l'entretoises

Combinaison	Moment fléchissant maximal	
	Sur appui (kN.m)	En travée (kN.m)
ELU Vérinage	470,50	159,22
ELS Vérinage	387,64	126,62

Et un effort tranchant maximale à l'ELU de 460,94 kN.

-Principe de ferrailage : Le calcul se fait à l'aide du logiciel robot expert et le plan de ferrailage est présenté en **ANNEXE VIII** .

Tableau.27 : Récapitulatif ferrailage entretoise

Armatures	Section d'acier		
	Théorique (cm ²)	Adoptée (cm ²)	Choix
Longitudinales (As2)	20,00	24,54	5HA25
Longitudinales (As1)	6,1	6,16	4HA14
Transversales	-	-	HA10
Peau	2,7	3,39	3HA12/face

III.5.4 Dimensionnement du chevrete sur pile

L'étude du chevrete sur pile se fera en deux étapes : Premièrement une étude à la flexion simple et ensuite à la torsion. Le chevrete sera calculé comme une poutre reposant sur trois appuis dans un premier temps en flexion simple. Il reçoit 5 appareils d'appui qui reprennent chacun les efforts sous une poutre qui seront considérés comme des charges ponctuelles et le poids propre du chevrete transmis linéaire sur tout la longueur du chevrete. Les sollicitations maximale pour chaque cas sont récapitulées dans le tableau ci-dessous, Les détails des calculs sont présentés en **Annexe V-4**.

Tableau.28 : Sollicitations dans le chevêtre

Moment fléchissant (kN.m)				Effort tranchant (kN)	
ELU		ELS		ELU	ELS
Sur Appui	En travée	Sur Appui	En travée		
629,92	555,63	618,98	550,26	1810,54	1792,22

Pour l'étude en torsion : La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion [22]. Le moment en torsion obtenu après calcul vaut $C = 118,24 \text{ kN.m}$

-Principe de ferrailage : Le calcul se fait à l'aide du logiciel robot expert. Le plan de ferrailage est en ANNEXE VIII .

Tableau.29 : Récapitulatif ferrailage chevêtre

Armatures	Section d'acier			Espacement (cm)
	Théorique (cm^2)	Adoptée (cm^2)	Choix	
Longitudinales (As2)	30,5	34,36	7HA25	20
Longitudinales (As1)	27	34,36	7HA25	20
Transversales	-	-	HA10	-
Torsion	5,99	6,16	4HA14	20

III.5.5 Dimensionnement du fût

Le fût est soumise dans le sens de la circulation à la force de freinage et dans la direction perpendiculaire à celle-ci, à la force hydrodynamique et à l'action du vent. Pour le calcul du fût, nous avons effectué la descente de charge sur le fût centrale en considérant les charges et surcharges maximales qui proviennent du tablier. Il est dimensionné en flexion composée à l'ELU. Les sollicitations maximale pour chaque cas sont récapitulées dans le tableau ci-dessous, Les détails des calculs sont présentés en Annexe V-5.

Tableau.30 : Sollicitations dans le fût

Combinaisons	Sollicitation de calcul		
	Effort verticaux N (kN)	Effort horizontaux H (kN)	Moment fléchissant M (kN.m)

ELU	2515,13	672	268,8
ELS	2468,63	504	201,6

-Principe de ferrailage : Le calcul du ferrailage se trouve en annexe 6. Le plan de ferrailage est en ANNEXE VIII .

Tableau.31 : Récapitulatif ferrailage fût

Armatures	Section d'acier			Espacement (cm)
	Théorique (cm^2)	Adoptée(cm^2)	Choix	
Longitudinales	22,20	37,70	12HA20	15
Transversales	6,52	6,79	6HA12	15

III.5.6 Dimensionnement de la dalle de transition

Tableau.32 : Récapitulatif ferrailage dalle de transition

Nappe	Armatures longitudinales				Armatures transversales			
	Théorique (cm^2)	Adoptée(cm^2)	Choix	Esp (cm)	Théorique (cm^2)	Adoptée(cm^2)	Choix	Esp (cm)
Supérieure	3	3,93	5HA10/ml	25	3	3,93	5HA10 +3HA12	25
Inférieure	27,2	28,27	9HA20/ml	12,5		10,18	9HA12+ 3HA20	12,5
Côté Remblai			Cadre HA10					
Côté tablier			Goujons 25 mm	tous les 2 m				

La dalle de transition est assimilée à une poutre reposant sur deux (02) appuis Une rotule au niveau du corbeau d'appui et un appui fictif situé à 0,25 m de l'autre extrémité de la dalle de transition., Elle est soumise à des actions permanentes telles que son poids propre, le poids du revêtement et du remblai. La surcharge à prendre en compte est celle d'un camion Bc ou Bt selon le PP73. Les détails des calculs sont présentés en **Annexe V-6**. Les sollicitations maximale obtenues à l'ELU et l'ELS sont respectivement : $M_U = 278,38 \text{ kN.m}$ et $M_S = 212,69 \text{ kN.m}$.

-Principe de ferrailage : Le calcul se fait à l'aide du logiciel robot expert. Le plan de ferrailage est présenté en ANNEXE VIII .

III.5.7 Dimensionnement du mur garde grève et du corbeau d'appui

Nous adoptons alors le ferrailage type du mur garde grève proposé au paragraphe 2.3.1. de la pièce 1.3.2. du PP73 du S.E.T.R.A. Pour une hauteur comprise entre 1 et 2 mètres, le ferrailage se présente comme suit : Ferrailage Vertical $\emptyset 12$ HA tous les 0,1 m sur la face arrière et tous les 0,2 m sur la face avant et pour le ferrailage horizontal : $\emptyset 10$ HA tous les 0,15 m sur les deux faces et également le ferrailage type pour le corbeau d'appui corbeau qui est soumis à la réaction de la dalle de transition qui prend appui sur elle à travers des goujons définis au paragraphe 2.2.6 de la pièce 1.3.2 du PP73 du guide S.E.T.R.A Les détails du ferrailage sont présentés en ANNEXE VIII .

III.5.8. Dimensionnement du mur en retour

Le mur en retour est calculé en flexion simple. Il sera ferrailé horizontalement et verticalement car il est soumis à des actions dans ces deux sens. La moitié du ferrailage horizontal sera disposé sur le quart de la hauteur du mur de front et l'autre moitié sur le reste de la hauteur selon les recommandations du SETRA. Les détails du calcul sont présentés en Annexe V-6.

Tableau.33 : Sollicitations dans le mur en retour

Combinaisons	Sollicitation de calcul	
	Moments verticaux N ($kN.m$)	Moments horizontaux H ($kN.m$)
ELU	118,22	72,72
ELS	117,24	54,06

-Principe de ferrailage : Le calcul se fait à l'aide du logiciel robot expert. Les sections d'aciers trouvées sont regroupées dans le tableau 34 ci-dessous. Le plan de ferrailage est présenté en ANNEXE VIII .

Tableau 34 : Récapitulatif mur en retour

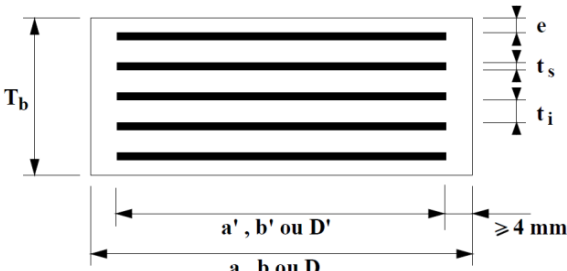
Nappe	Armatures horizontales				Armatures verticales			
	Théorique (cm^2)	Adoptée(cm^2)	Choix	Esp (cm)	Théorique (cm^2)	Adoptée(cm^2)	Choix	Esp (cm)
coté remblai	9,2	9,42	3HA20	15	10,6	14,73	3HA25	15
coté tablier	3,14	3,39	3HA12	15	4,91	9,42	3HA20	15

Pour les Armature transversale elles seront constituées par des cadres et étriers $\emptyset 10$ horizontaux et verticaux sur chacune des faces.

III.5.9 Dimensionnement de l'appareil d'appui

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de Non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU. Les dimensions sont récapitulés dans le tableau suivant ,et les calculs détaillés sont présentés en **Annexe V-6**.

Tableau.35 : Récapitulatif dimensionnement de l'appareil d'appui

Dimensions	Valeurs (mm)	
a	500	
b	500	
t_i	10	
t_s	2,5	
$e (t/2)$	5	
T_b	62,5	
T	50	

III.5.10 Dimensionnement du bossage d'appui

Les bossages d'appui sont soumis à la compression simple sous la charge verticale du tablier. Selon le guide SETRA Appareils d'appui, Les armatures doivent être capables de reprendre 4% de N_{max} , Avec $N_{max} = 1208,25$ kN on trouve :

$$A_s = \frac{0,04 \times N_{max}}{\sigma_{st}} = \frac{0,04 \times 1,20825}{434,78} = 1,11 \text{ cm}^2$$

Ainsi on adoptera des frettes supérieure et inférieure de Ø8,le plan de ferrailage est présenté en **ANNEXE VIII** .

III.5.11 Discussion sur l'étude technique du pont

Dans ce chapitre, nous avons présenté les hypothèses de calcul, les normes et règlements applicables, ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés. Nous avons également défini les différentes charges et surcharges agissant sur les différents éléments de la superstructure de notre pont, puis nous avons procédé au calcul des charges permanentes, les charges d'exploitation et les coefficients de majoration dynamique.et enfin nous avons effectué des combinaisons suivant l'ELU et l'ELS. Avec ces données conformément aux recommandations des normes en vigueur, ont permis d'évaluer les sollicitations mécaniques et de dimensionner les sections d'armatures nécessaires dans l'optique de produire les plans de ferrailage qui seront présentés en **ANNEXE VIII** .

III.6. Notice d'impact environnemental et social

La présente notice d'impact environnemental et social a pour objectif d'identifier, d'analyser et d'évaluer les effets potentiels du projet de construction du pont de sur l'environnement biophysique et humain, conformément aux exigences réglementaires en vigueur. Elle constitue un document de cadrage environnemental, réalisé en phase d'études techniques, permettant d'intégrer les considérations environnementales et sociales dès la conception du projet.

Compte tenu de la nature et de l'ampleur du projet, la présente notice s'appuie sur les données disponibles, les reconnaissances de terrain, ainsi que sur les résultats des études préliminaires réalisées par les services compétents de l'Etat. Elle ne substitue pas une Étude d'Impact Environnemental et Social (EIES) complète, mais vise à apprécier les impacts majeurs et à proposer des mesures d'atténuation adaptées, les détails de cette notice sont présentés en ANNEXE VII, ainsi nous avons :

- Impacts négatifs :

- ✕ Dégradation temporaire des sols ;
- ✕ Poussières, bruit et émissions des engins ;
- ✕ Risques de pollution des eaux et des sols ;
- ✕ Risque d'accident de circulation.

- Mesures d'atténuation :

- Arrosage régulier et entretien des engins ;
- Gestion contrôlée des déchets et hydrocarbures ;
- Signalisation du chantier et respect des règles HSE ;
- Audits environnementaux ;

- Impacts positifs :

- ✓ Amélioration de la sécurité routière ;
- ✓ Réduction de l'isolement des populations ;
- ✓ Développement des activités socio-économiques.

Conclusion générale et recommandations

A.1 Conclusion générale

Le présent mémoire s'inscrit dans le cadre des efforts entrepris par l'Etat du Niger pour améliorer la connectivité nationale et renforcer la résilience des infrastructures de transport face aux contraintes climatiques et hydrologiques.

L'objectif principal de ce travail a été de réaliser une analyse technique rigoureuse du pont de Sorey, depuis les études de base jusqu'au dimensionnement structurel, afin de vérifier la pertinence des choix techniques retenus et de garantir la sécurité, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. La méthodologie adoptée repose sur une démarche progressive intégrant successivement les études climatologiques, hydrologique et hydraulique constituant les fondements essentiels de la conception des ouvrages d'art.

L'étude climatologique, basée sur l'analyse des données pluviométriques de la zone d'étude, a permis de caractériser le régime des précipitations et de déterminer une pluie maximale journalière de 140 mm pour une période de retour de 100 ans. Ces résultats ont servi de base à l'étude hydrologique, au cours de laquelle les méthodes ORSTOM et CIEH ont été appliquées pour estimer le débit de crue du bassin versant de Sorey. Le débit de projet retenu est de l'ordre de $647,98 \text{ m}^3/\text{s}$.

L'étude hydraulique a permis d'analyser les conditions d'écoulement au droit de l'ouvrage et de définir les paramètres hydrauliques nécessaires au calage du pont. Les résultats obtenus indiquent une hauteur maximale d'eau d'environ 2,43 m, une vitesse d'écoulement de 2,60 m/s et un affouillement total estimé à 4,20 m, valeurs déterminantes pour la conception et la protection de l'ouvrage.

Sur la base de ces études, la conception du pont a été définie en tenant compte des contraintes géométriques, fonctionnelles et des impacts environnementaux du site. Le choix d'un pont en béton armé à 5 travées indépendantes, de portée totale 100 m, s'est avéré adapté aux conditions locales et aux exigences du projet. L'étude structurelle a porté sur le dimensionnement des principaux éléments de la superstructures notamment les poutres, l'hourdis, les entretoises, les chevêtres, les piles, les appareils d'appui, la dalle de transition et certains éléments de la culée. Les calculs réalisés conformément aux normes en vigueur ont montré que les éléments dimensionnés satisfont aux critères de résistance, de stabilité et de durabilité requis.

A.2 Recommandations

L'étude technique du pont de Sorey a permis de définir une solution structurelle fiable sur la base des hypothèses retenues.

Cependant, pour la phase d'exécution et pour garantir la pérennité de l'ouvrage, les recommandations suivantes sont formulées afin de compléter et d'affiner l'étude

- **Mesures topographiques et hydrométriques sur site**

Pour pallier l'estimation indirecte du débit, il est recommandé d'utiliser des levés topographiques détaillés du cours d'eau réel au niveau de Sorey. Ces données permettront de vérifier et d'affiner l'estimation du débit de crue et de confirmer la garde hydraulique du pont.

- **Etude de détails des équipements (Joints de chaussée et de dilatation)**

L'étude n'ayant pas porté sur tous les équipements, une étude spécifique est requise pour le choix et dimensionnement des joints de chaussée et de dilatation. Ces éléments sont essentiels à la durabilité de l'ouvrage, car ils absorbent les mouvements dus aux variations thermiques et aux déformations.

- **Exploitation des données géotechniques et achèvement du dimensionnement**

Bien que des données géotechniques aient été produites, ces informations n'ont pas été accessibles et intégrées à la présente étude. Il est impératif que l'équipe chargée de la construction obtienne et exploite ces données afin de :

-Confirmer la typologie des fondations proposée et calculer la capacité portante réelle des fondations en fonction des sollicitations obtenues lors de notre étude.

-Ajuster le dimensionnement des fondations, de la culée en fonction des caractéristiques mécaniques réelles du sol.

Cette Approche prudente a été adoptée pour éviter tout risque de sous-dimensionnement lié à une estimation incorrecte des caractéristiques du sol.

- **Une étude d'impact environnemental et social (EIES)**

Une étude EIES plus poussée afin de prendre en compte toutes les composantes de l'environnement et proposer les mesures adéquates à leur atténuation.

Bibliographie

- [1] Musy,A & HigyC. « *Hydrologie appliquée* », Edition HGA, Bucarest,1998.
- [2] Organisation des Nations Unies pour l'Alimentation et l'Agriculture (FAO), en collaboration avec CIEH, ORSTOM, LCT-CEMAGREF, ENAGREF. « *Crues et apports : manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche* », Bulletin FAO d'irrigation et de drainage, N°54, Rome, Italie, 1996.
- [3] CIMBETON. « *Bétons et ouvrages d'Art-Tome 1 : Les ponts courants en béton* », Collection Technique Cimbéton, T 41, France, Septembre 2005.
- [4] Servant, Claude. « *Pont-route à tablier en poutrelles enrobées* », EIFFAGE TRAVAUX PUBLICS, s.d.
- [5] AFNOR.NF EN 1340 « *Bordures de voirie en béton-Exigences et méthodes d'essai* », Saint-Denis La plaine : Association Française de Normalisation (AFNOR), s.d.
- [6] Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) « *Assainissement des ponts routes : Evacuation des eaux, drains* », Guide technique, France, Juin 1989.
- [7] Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) « *Collection du Guide Technique GC - Corniches* », Guide technique, France, décembre 1994.
- [8] Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) « *Choix d'un dispositif de retenue en bord libre d'un pont en fonction du site* », Guide technique, France, Février 2002.
- [9] Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) « *APPAREILS D'APPUI EN ÉLASTOMÈRE FRETTE* », Bulletin technique, France, décembre 1974.
- [10] AFNOR.NF EN 1992-2 « *Ponts en béton-Calcul et dispositions constructives* », Saint-Denis La plaine : Association Française de Normalisation (AFNOR).
- [11] Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) « *Guide du Projeteur Ouvrages d'art : Ponts courants* », Guide technique, Janvier 1999.
- [12] Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) « *Pont-route à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence* », PRAD Guide de conception, Bagneux, France,1996.
- [13] Fascicule 67 Titre I-Section I « *Étanchéité des ponts routes support en béton de ciment* », CCTG, Édition consolidée,1998.

-
- [14] Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) « *Aménagement des routes principales* », Guide technique, France, 5 août 1994.
- [15] Edwige Yirdon HIEN « *Dimensionnement hydraulique et structural d'un ouvrage de franchissement sur l'axe Botou-Boulel dans la région Est du Burkina Faso* », Master ingénierie de l'eau et de l'environnement : Option Génie civil, Burkina Faso, Octobre 2012.
- [16] Fascicule n° 62 - Titre I - Section I « *Règles techniques de conception et de calcul des Ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEI 91 Révisé 99* ».
- [17] JEAN-ARMAND CALGARO et Anne BERNARD-GELY « *Conception des ponts* », Support académique, 1994.
- [18] SETRA.PP 73 « *Piles et Palées Règles de conception et de calcul des ouvrages d'art* », Service d'Etudes Techniques des routes et Autoroutes, France 1977.
- [19] Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) « *Dalles de transition des ponts – routes : Techniques et réalisation* », Guide technique, France, 1994.
- [20] SETRA.RCPR « *Règlement sur les charges et la protection des ponts et ouvrages d'Art* », SETRA, 1994. Édition consolidée, 1975.
- [21] RAFII Houssam « *Étude d'exécution d'un pont à poutre en béton armé sur Oued Ouarzazate* », Mémoire de Projet de Fin d'Etudes d'ingénieur d'état, Marrakech, Maroc, 2017.
- [22] TOUILA Mohamed « *Etude de l'infrastructure d'un Pont à Poutres Multiples en Béton Précontraint par Post-tension* », Mémoire de Projet de Fin d'Etudes d'ingénieur d'état, Alger, Algérie, 2014.
- [23] Jean-Marie Husson « *Etude des structures en béton armé BAEI 91 mod 99* », Casteilla, 2002.
- [24] SETRA « *Cours d'eau et ponts* », France, 2007.
- [25] Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) « *Les trottoirs sur les ponts et aux abords immédiats* », Guide technique, France, Août 2005.
- [26] BENSALAM WASSIM « *Conception et étude d'un ouvrage d'art sur Oued Bou-saada CW05 au Pk 00+381 de 167m de longueur* », Mémoire de Projet de Fin d'Etudes d'ingénieur d'état, Alger, Algérie, 2022.

Annexes

ANNEXE I ETUDES CLIMATOLOGIQUE.....	60
ANNEXE II ETUDES HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE.....	65
ANNEXE III CONCEPTION DU PONT.....	76
ANNEXE IV CALCULS DES CHARGES, SURCHARGES, ET MODELISATION STRUCTURELLE DU PONT.....	84
ANNEXE V DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU PONT.....	102
ANNEXE VII APERÇU IMPACT ENVIRONNEMENTAL.....	140
ANNEXE VIII PLANS DE FERRAILLAGE.....	144

ANNEXE I

ETUDES CLIMATOLOGIQUE :

A. Ajustement statistique des pluies maximales journalière de la station Niamey-Aéro :

- Données pluviométrique de Niamey-Aéro de 1991 à 2024

Tableau I : Pluie maximale journalière à Niamey de 1991 à 2024

Pluie maximale journalière	Années
61.1	1991
50.3	1992
31.6	1993
129	1994
43.9	1995
43.1	1996
44.4	1997
97.7	1998
70.1	1999
51.6	2000
50.8	2001
62.1	2002
52.8	2003
70.7	2004
61.4	2005
42.4	2006
73.8	2007
72.5	2008
61.7	2009
70.5	2010
45.8	2011
119.2	2012
45.7	2013
66.6	2014
57.6	2015
38.1	2016
135.9	2017
53.5	2018
55	2019
66.5	2020
75.4	2021
55	2022
51.8	2023
48.5	2024

Results of the fitting

Gumbel (Method of moments)

Number of observations 34

Parameters

u 52.489398
alpha 18.927601

Quantiles

q = F(X) : non-exceedance probability
T = 1/(1-q)

T	q	XT	Standard deviation	Confidence interval (95%)	
10000.0	0.9999	227	31.8	164	289
2000.0	0.9995	196	26.4	145	248
1000.0	0.9990	183	24.1	136	230
200.0	0.9950	153	18.7	116	189
100.0	0.9900	140	16.3	108	172
50.0	0.9800	126	14.0	98.9	154
20.0	0.9500	109	11.0	87.2	130
10.0	0.9000	95.1	8.69	78.0	112
5.0	0.8000	80.9	6.44	68.3	93.5
3.0	0.6667	69.6	4.86	60.1	79.1
2.0	0.5000	59.4	3.82	51.9	66.9
1.4286	0.3000	49.0	3.51	42.1	55.9
1.2500	0.2000	43.5	3.74	36.2	50.8
1.1111	0.1000	36.7	4.32	28.2	45.2
1.0526	0.0500	31.7	4.90	22.1	41.3
1.0204	0.0200	26.7	5.58	15.7	37.6
1.0101	0.0100	23.6	6.02	11.8	35.4
1.0050	0.0050	20.9	6.42	8.35	33.5
1.0010	0.0010	15.9	7.19	1.81	30.0
1.0005	0.0005	14.1	7.48	-0.557	28.8
1.0001	0.0001	10.5	8.06	-5.34	26.3

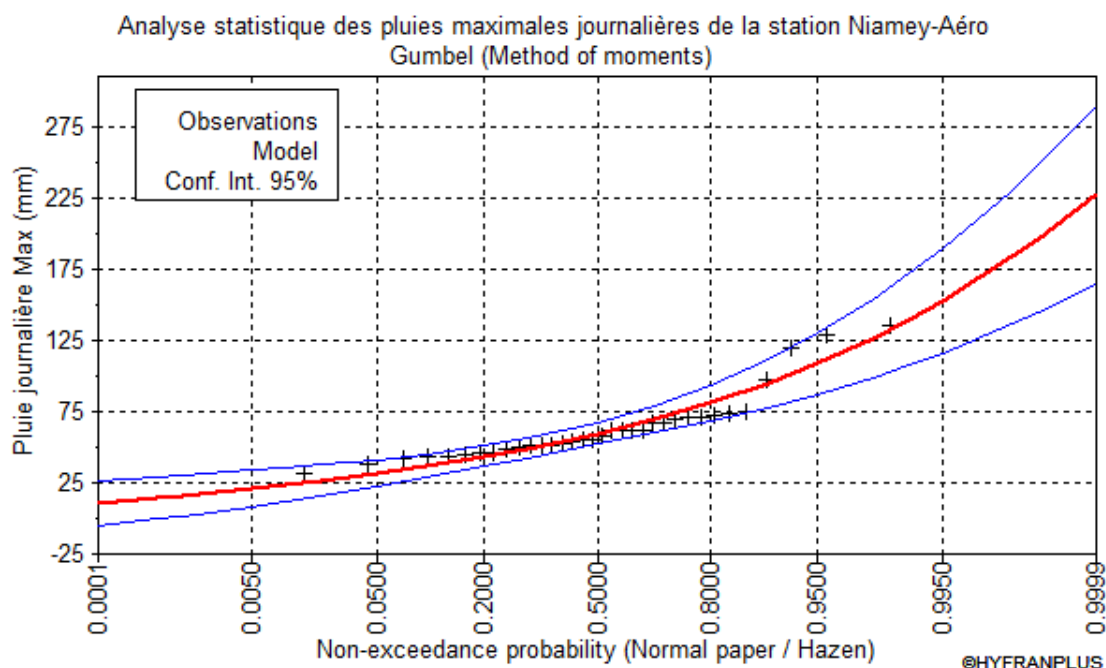


Figure I : Résultats de l'analyse fréquentielle avec la loi de Gumbel

B. Ajustement statistique des pluies moyenne annuelles par la loi normale ou la loi de Gauss

- Données pluviométrique de Niamey-Aéro de 1991 à 2024

Tableau II : Pluie moyenne annuelle à Niamey de 1991 à 2024

Pluie Annuelle	Années
436.4	1991
671.2	1992
426.4	1993
706.4	1994
539.5	1995
548.1	1996
410.7	1997
816.3	1998
641.3	1999
458.2	2000
604.5	2001
485.5	2002
577	2003
448.7	2004
645.7	2005
422.9	2006
522.5	2007
472.3	2008
570.9	2009
543.1	2010
359.8	2011
621.3	2012
550.4	2013
563.3	2014

574.4	2015
556.3	2016
833.2	2017
442.4	2018
461.4	2019
704.3	2020
437.5	2021
345.6	2022
416.6	2023
676.4	2024

Results of the fitting

Normal (Maximum Likelihood)

Number of observations 34

Parameters

mu 543.838235

sigma 120.311321

Quantiles

q = F(X) : non-exceedance probability

T = 1/(1-q)

T	q	XT	Standard deviation	Confidence interval (95%)	
10000.0	0.9999	991	58.8	876	1110
2000.0	0.9995	940	52.9	836	1040
1000.0	0.9990	916	50.2	817	1010
200.0	0.9950	854	43.4	769	939
100.0	0.9900	824	40.2	745	903
50.0	0.9800	791	36.8	719	863
20.0	0.9500	742	31.9	679	804
10.0	0.9000	698	28.0	643	753
5.0	0.8000	645	24.1	598	692
3.0	0.6667	596	21.6	553	638
2.0	0.5000	544	20.6	503	584
1.4286	0.3000	481	22.0	438	524
1.2500	0.2000	443	24.1	395	490
1.1111	0.1000	390	28.0	335	445
1.0526	0.0500	346	31.9	283	408
1.0204	0.0200	297	36.8	225	369
1.0101	0.0100	264	40.2	185	343
1.0050	0.0050	234	43.4	149	319
1.0010	0.0010	172	50.2	73.6	270
1.0005	0.0005	148	52.9	44.2	252
1.0001	0.0001	96.4	58.8	-18.9	212

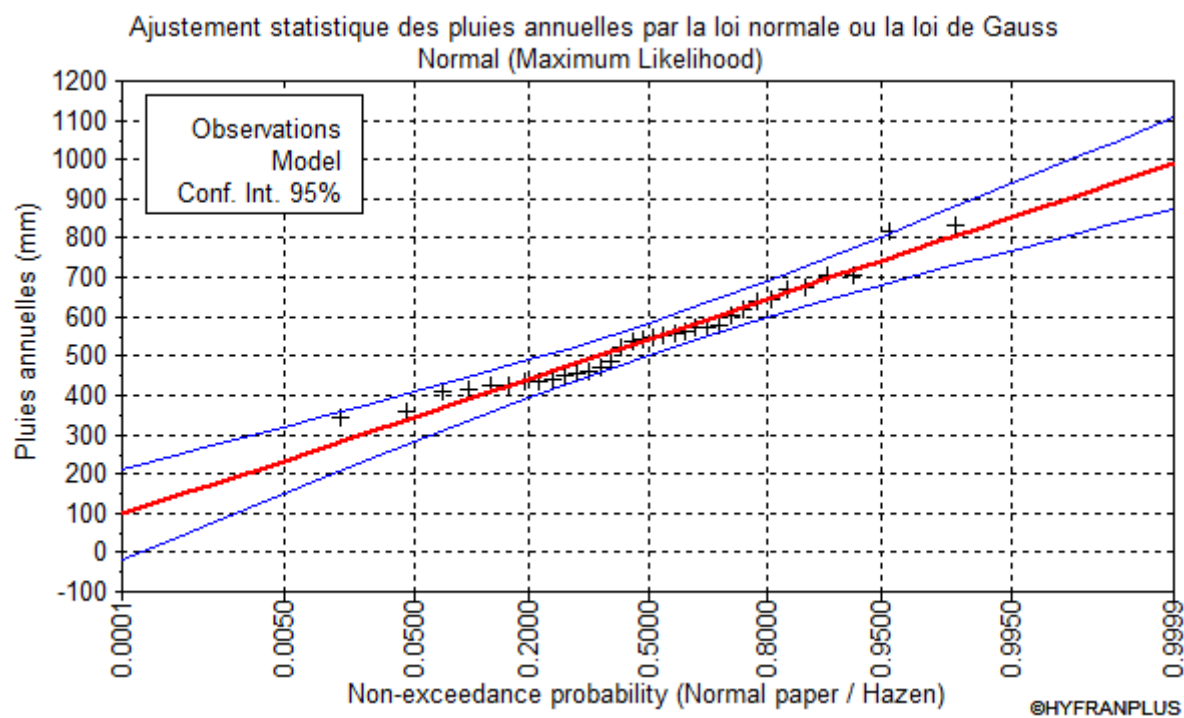
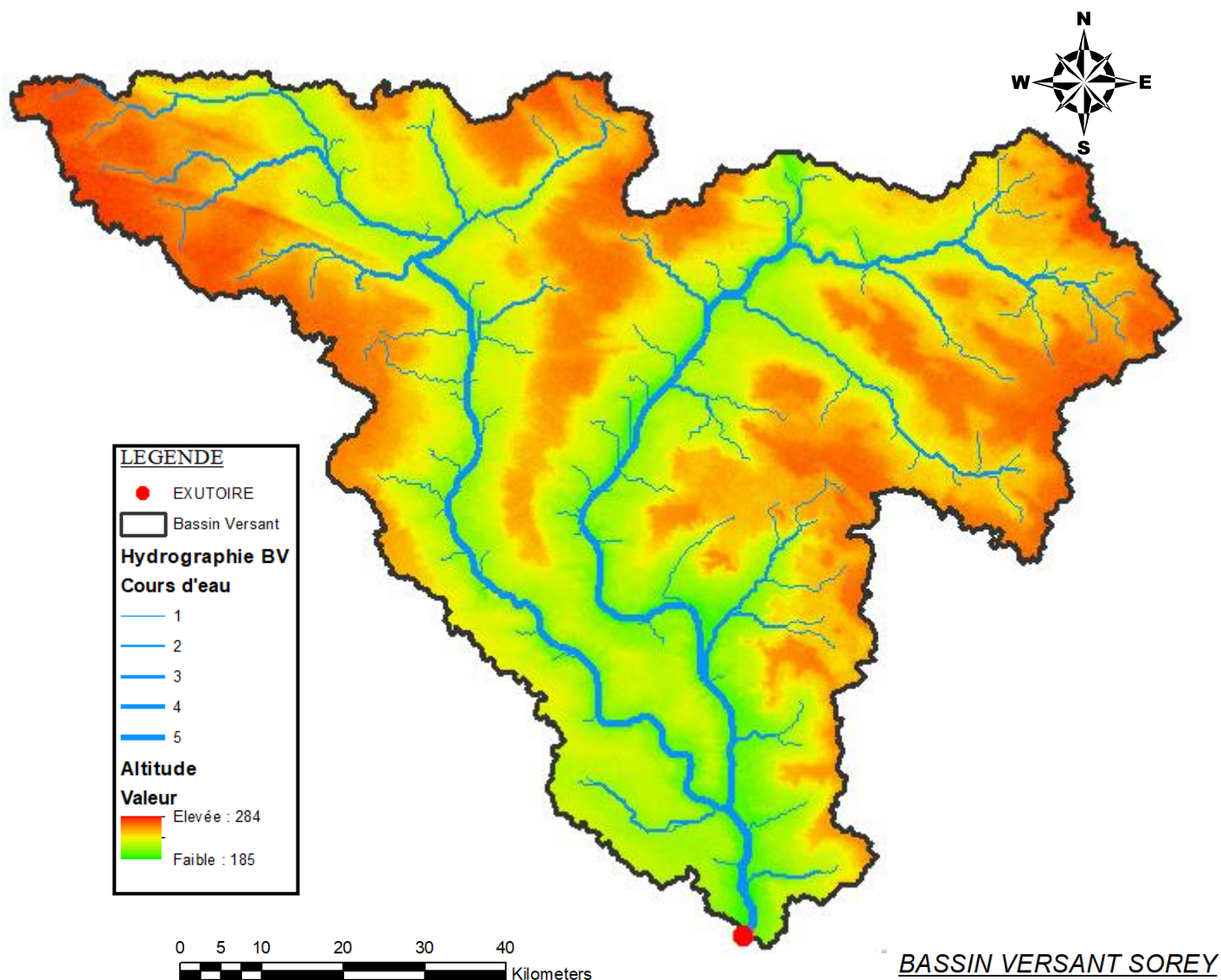


Figure II : Résultats de l'analyse fréquentielle avec la loi normale ou loi de Gauss

ANNEXE II

ETUDES HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE :

A. Etudes Hydrologique :



○ Paramètres physiques du bassin versant

Le tableau 3 ci-dessous présente les différents paramètres physiques du bassin versant de Sorey

Tableau III : Paramètres physiques du bassin versant

Désignations	Formules	Unités	Résultats
Superficie	S (Lecture dans ArcGIS)	km^2	1359,863
Périmètre	P (Lecture dans ArcGIS)	km	285,316
Longueur du plus long cours d'eau	L_i (Lecture dans ArcGIS)	km	533,628
Indice de compacité de Gravelius	$Kg = 0,282 \times P \times S^{-1/2}$	-	2,18
Longueur du rectangle équivalent	$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16 \times S}}{4}$	km	132,386
Densité de drainage	$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$	km/km^2	0,39
Pente transversale	I_t	m/km	5,45

Pente longitudinale	$I = \frac{0,026 \times 1000}{\sqrt{S}}$	m/km	0,70
Indice globale de pente	$I_g = \frac{Alt_{5\%} - Alt_{95\%}}{L}$	m/km	0,48
Indice globale de pente corrigé	$I_{gcorr} = \frac{(n - 1) \times I_g + I_t}{n}$	m/km	1,48
Pente moyenne du BV	$I_{moy} = \frac{Alt(Point + haut) - Alt(Point + bas)}{\sqrt{S}}$	m/km	2,68
Dénivelée Spécifique	$Ds = I_g \times \sqrt{S}$	m	54,48
Altitude avec 5% de la surface au-dessus	Lecture sur la courbe Hypsométrique	m	271
Altitude avec 95% de la surface au-dessus	Lecture sur la courbe Hypsométrique	m	207

- Crue de projet

La crue centennale Q100 ou crue de projet retenue est calculée avec la méthode de ORSTOM et C.I.E.H, on fera ensuite la moyenne de ces deux débits pour avoir la crue de projet finale.

Nous présentons dans le tableau ci-dessous un récapitulatif des différents calculs effectués pour déterminer la crue centennale à partir de la méthode ORSTOM :

Tableau IV : Débit de pointe Q_{10} et crue de projet Q_{100} par la méthode d'ORSTOM

Désignations	Formules	Unités	Résultats
Formules méthode ORSTOM	$Q_{r10} = \frac{A \times P_{10} \times K_{r10} \times \alpha_{10} \times S}{T_{b10}}$	m^3/s	117,15
Coefficient d'abattement A	$A = 1 - \left[\frac{161 - 0,042 \times \overline{Pan}}{1000} \times \log S \right]$	-	0,57
Pluviométrie moyenne annuelle	$\overline{Pan}$	mm	544
Superficie du Bassin Versant	S (Lecture dans ArcGIS)	km^2	1359,863
Logarithme de la superficie	LogS	-	3,13
Coefficient de pointe correspondant à la crue décennale	α_{10}	-	2,60
Coefficient de ruissellement Kr70 pour $I_g = 3$	$\left[\frac{a'}{S + b'} + c' \right]$	%	15,11
Coefficient de ruissellement Kr100 pour $I_g = 3$	$\left[\frac{a'}{S + b'} + c' \right]$	%	17,14
Coefficient de ruissellement Kr70 pour $I_g = 7$	$\left[\frac{a'}{S + b'} + c' \right]$	%	18,64
Coefficient de ruissellement Kr100 pour $I_g = 7$	$\left[\frac{a'}{S + b'} + c' \right]$	%	22,17

Coefficient de ruissellement Kr70 pour $I_g = 1.48$	En faisant une interpolation entre Kr70 pour $I_g = 3$ et Kr70 $I_g = 7$	%	13,77
Coefficient de ruissellement Kr100 pour $I_g = 1.48$	En faisant une interpolation entre Kr100 pour $I_g = 3$ et Kr100 $I_g = 7$	%	15,23
Coefficient de ruissellement décennal Kr10 retenu	Par interpolation entre Kr70 pour $I_g = 1.48$ et Kr100 pour $I_g = 1.48$	%	14,98
Pluie Maximale journalière décennale	P10	mm	95,1
Temps de base Tb10 pour $I_g = 3$	$Tb10 = 250 \times S^{0.35} + 300$	mn	3423,657
Temps de base Tb10 pour $I_g = 7$	$Tb10 = 126 \times S^{0.35} + 100$	mn	1674,323
Temps de base Tb10 pour $I_g = 1.48$	Par interpolation entre Tb10 pour $I_g = 3$ et $I_g = 7$	mn	4088,40
Pluie maximale journalière centennale	P100	mm	140
Coefficient de majoration C	$C = 1 + \left[\frac{P_{100}-P_{10}}{P_{10}} \times \frac{\left(\frac{Tb_{10}}{24 \times 60}\right)^{0.12}}{Kr_{10}} \right]$ Avec $\frac{P_{100}-P_{10}}{P_{10}} = 0.45$ en zone sahélienne	-	4,40
Crue de projet Q100	$Q_{100} = C \times Q_{10}$	m ³ /s	515,46

La méthode C.I.E.H. nous a permis de choisir quatre formules, à savoir les équations 10, 27, 41 et 42 (Manuel FAO : Estimation des crues et apports), utilisées en fonction du découpage du bassin pour le calcul du débit décennal Q_{10} . La crue décennale a été obtenue en faisant la moyenne des débits issus de ces formules, puis multipliée par le coefficient de majoration C final pour déterminer la crue de projet Q_{100} .

EQ41 :

Tableau V : Débit de pointe Q_{10} par la formule 41 de la méthode C.I.E.H

Désignation	Formules	Unités	Résultats
Formule méthode C.I.E.H	$Eq41 : Q_{10} = 0.407 \times S^{0.532} \times Kr10^{0.941}$	m^3/s	241,42
Superficie du Bassin Versant	S (Lecture dans ArcGIS)	km^2	1359,863
Coefficient de ruissellement décennal Kr10 retenu	Kr10	%	14,98

EQ42 :

Tableau VI : Débit de pointe Q_{10} par la formule 42 de la méthode C.I.E.H

Désignation	Formules	Unités	Résultats
Formule méthode C.I.E.H	$Eq42 : Q_{10} = 0.0912 \times S^{0.643} \times I_g^{0.399} \times Kr10^{1.019}$	m^3/s	174,02
Superficie du Bassin Versant	S (Lecture dans ArcGIS)	km^2	1359,863
Coefficient de ruissellement décennal Kr10 retenu	Kr10	%	14,98
Indice globale de pente	$I_{gcorr} = \frac{(n - 1) \times I_g + I_t}{n}$	m/km	1,48

EQ27 :

Tableau VII : Débit de pointe Q_{10} par la formule 27 de la méthode C.I.E.H

Désignation	Formules	Unités	Résultats
Formule méthode C.I.E.H	$Eq27 : Q_{10} = 0.56 \times S^{0.619} \times I_g^{0.279} \times Kr10^{0.51}$	m^3/s	216,19
Superficie du Bassin Versant	S (Lecture dans ArcGIS)	km^2	1359,863
Coefficient de ruissellement décennal Kr10 retenu	Kr10	%	14,98
Indice globale de pente corrigé	$I_{gcorr} = \frac{(n-1) \times I_g + I_t}{n}$	mm	1,48

EQ10 :

Tableau VIII : Débit de pointe Q_{10} par la formule 10 de la méthode C.I.E.H

Désignation	Formules	Unités	Résultats
Formule méthode C.I.E.H	$Eq10 : Q_{10} = 0.08332 \times S^{0.696} \times I_{gcorr}^{0.953} \times Kr10^{0.534}$	m^3/s	77,92
Superficie du Bassin Versant	S (Lecture dans ArcGIS)	km^2	1359,863
Pluie Moyenne décennale	Kr10	mm	54,15
Indice globale de pente corrigé	$I_{gcorr} = \frac{(n-1) \times I_g + I_t}{n}$	m/km	1,48

Tableau IX : Crue de projet définitive retenue

Débit décennale moyenne	$Q_{10m} = \frac{\sum Q_{10}}{4}$	m^3/s	177,39
Coefficient de majoration C	$C = 1 + \left[\frac{P_{100}-P_{10}}{P_{10}} \times \frac{\left(\frac{Tb_{10}}{24 \times 60}\right)^{0.12}}{Kr10} \right]$ Avec $\frac{P_{100}-P_{10}}{P_{10}} = 0.45$ en zone sahélienne	-	4,40
Crue de projet par CIEH	$Q_{100} = C \times Q_{10}$	m^3/s	780,51

B. Etudes Hydraulique :

Le débit est donné par l'expression suivante :

$$Q = K_S \times S_m \times Rh^{2/3} \times I^{1/2}$$

Q : débit crue de projet retenue (m³/s) ; S_m : section mouillée (m²) ; R_h : rayon hydraulique ;

I : pente du lit dans les environs de l'ouvrage

K_s : coefficient de Strickler qui représente la rugosité globale du lit (K_s = 25).

A partir du point le plus bas du lit du cours d'eau, on calcule les différents débits

On assimile l'écoulement dans le lit du cours d'eau à celui dans d'une section trapézoïdale

Tableau X : Données du cours d'eau de Sorey

Dimensionnement du cours d'eau de section trapézoïdale					
Données	Q	K _s	I (%)	m	b (en m)
	647,9841	25	0,035	1	100

Formules :

$$S = y(b + my) \quad P = b + 2y\sqrt{1 + m^2} \quad R_h = \frac{S}{P} \quad D = K_s \times S_m \times R_h^{2/3}$$

- Après itération, en variant progressivement le tirant d'eau du cours d'eau, nous avons obtenu les résultats suivants :

Tableau XI : Détermination du tirant d'eau par la méthode de débitance

Méthode de débitance						
y	S	P	R _H	D	Q/√I	D - Q/√I
1,9	193,61	105,374	1,84	7261,015	10952,93	3691,915
2	204	105,657	1,93	7907,85	10952,93	3045,078
2,1	235,29	106,51	2,21	9977,72	10952,93	975,207
2,432625	249,18	106,88	2,33	10952,93	10952,93	0,004

Nous avons donc une hauteur des plus hautes eaux égale à **2,43 m**, ce qui équivaut à une cote

de 187,43 m par rapport à l'altitude du terrain naturel au droit du lit du cours d'eau sous le pont qui fait 185 m.

On prend donc la cote des plus hautes eaux (PHE) de = 187,43 m.

- Calage du pont

Pour déterminer le calage du pont, on ajoute à la valeur de PHE un tirant d'air

Appelé encore revanche comme mesure de sécurité. Cette revanche a pour but de prévenir les débris flottants de heurter l'intrados du tablier en cas de crue

Le tableau ci-dessous présente la hauteur minimale libre des ponts en milieu urbain et en rase campagne.

Tableau XII : La hauteur minimale libre des ponts en milieu urbain et en rase campagne [24]

Fonctions à rétablir	Hauteur libre minimale
Petite faune	0,70 m
Piétons, pêcheurs, bétails	2,00 m
Cyclistes	2,50 m
Chevreuril, sanglier, cavaliers,	3,50 m
Cerf, daim,	4,00 m
Agricole, forestier	4,60 m

Notre ouvrage est situé en rase campagne, donc le tirant d'air à dégager est de 2,00 m. selon le BCEOM pour des ponts de longueur supérieure à 50 m on ajoute 0,50 m au tirant d'eau minima choisi, donc on aura un tirant d'air de 2,50 m

Ce qui donne une côte minimum de l'intrados = PHE + tirant d'air

$$\text{Cote} = 187,43 + 2,50$$

$$\text{Cote intrados} = 189,93 \text{ m}$$

○ L'affouillement

On distingue l'affouillement local et l'affouillement global comme illustré dans la figure 3 ci-dessous :

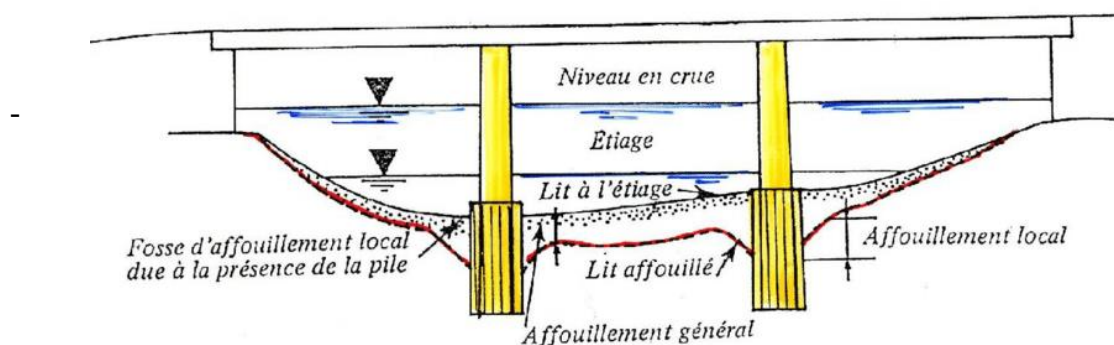


Figure III : Illustration des différents type d'affouillement

-Affouillement local : Hl

L'affouillement local correspond à un creusement qui se manifeste en aval des piles. Ce phénomène est directement lié aux vitesses du courant au contact de l'obstacle. Son ampleur dépend principalement de la composition des matériaux du lit et du diamètre de la pile (D).

Dans le cas de piles circulaires ou allongées, la profondeur d'affouillement peut être estimée à l'aide de la formule empirique de BREUSERS.

$$Hl = 1,4 \times P \text{ Avec}$$

Hl : profondeur de l'affouillement

P : diamètre ou largeur de la pile sur un plan perpendiculaire à l'écoulement en (m). En supposant le diamètre maximal des piles $d \leq 1,5 \text{ m}$, nous aurons :

$$P = 1,5 \text{ m} \Rightarrow Hl = 2,1 \text{ m}$$

-Affouillement global : H_g

Il touche l'ensemble du lit du cours d'eau et apparaît lors d'une crue qui entraîne la mise en suspension des sédiments du fond. Lorsque ce processus devient marqué, il peut compromettre la stabilité de l'ouvrage. Pour s'en prémunir, les fondations sont implantées à une profondeur supérieure à celle de l'affouillement maximal.

L'évaluation de l'affouillement global se fait à l'aide de la formule proposée par Hayni et Simons :

$$H_g = 0,48 \times Q^{0,36} - \frac{S_m}{B}$$

Avec :

Q : débit de crue calculé auparavant $647,98 \text{ m}^3/\text{s}$

S_m : Section mouillée correspondant à la PHE = $182,5 \text{ m}$

B : Largeur du lit mineur = 88 m

$$H_g = 0,48 \times 647,98^{0,36} - \frac{249,18}{88} = 2,10 \text{ m}$$

Affouillement total H_t :

$$H_t = Hl + H_g = 2,1 + 2,10 = 4,20 \text{ m}$$

-Protection des piles contre l'affouillement

Pour éviter tout risque d'affouillement, il convient d'appliquer les protections localisées telle que la mise en place des pierres (roches) tout autour des piles dans le rayon probable de la fosse qui peut être créé. Le diamètre de l'enrochement est donné par la formule d'Izbach suivante :

$$V = 0,6 \times \sqrt{2 \times g \times \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \times \Delta}$$

Avec :

V : Vitesse d'écoulement en crue

$$V = \frac{Q_{crue}}{S} = \frac{647,9841}{249,18} = 2,60 \text{ m/s}$$

$$\rho_s: \text{Poids volumique de l'enrochement} \left(\frac{kg}{m^3} \right) = 2600 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho: \text{Masse volumique de l'eau} \left(\frac{kg}{m^3} \right) = 1000$$

Δ : Diamètre de l'enrochement en m

$$g: \text{La pesanteur} = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\Delta = \frac{V^2}{0,6^2 \times 2 \times g} \times \frac{\rho}{\rho_s - \rho} = \frac{2,51^2}{0,6^2 \times 2 \times 9,81} \times \frac{1000}{2600 - 1000} = 0,598 \text{ m} \cong 0,60 \text{ m}$$

Le diamètre des enrochements vaut $\Delta = \mathbf{60 \text{ cm}}$.

ANNEXE III

CONCEPTION DU PONT :

Tableau XIII : Détermination des différentes gamme de portée en fonction du type d'ouvrage [17]

OUVRAGES COURANTS

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

Type d'ouvrage	gamme de portée	élancement		observations	balancement optimal
		sur pile	à la clé		
ouvrages mixtes courants (acier/béton)					
Poutrelles métal enrobées de BA (élancement métal seul)	10 à 25 m 10 à 30 m	1/33 1/38	Idem Idem	travées indépendantes travées continues	1.0 0.7 à 0.8
P.S.I.P.A.P. Poutrelles ajourées précontraintes transversalement (élancement métal seul)	< 28 m < 36 m	1/38 1/38	Idem Idem	travées indépendantes travées continues	1.0 0.7 à 0.8
ouvrages types en béton construits sur cintres au sol					
P.I.C.F. - P.I.P.O. P.O.D. (Ponts cadres et portiques en BA)	< 10-12 m 8-10 à 20-22 m	1/25 1/25	Idem Idem		/ /
P.S.I.B.A. (Poutres en BA)	< 25-30 m < 20-25 m	1/15 1/20	Idem Idem	travée isostatique travées continues	1.0 0.8
P.S.I.D.A. (Dalles en BA)	6-8 à 18-20 m	1/20 1/26 1/28	Idem Idem Idem	travée isostatique deux travées trois travées ou plus	1.0 1.0 0.8
P.S.I.D.P. (dalle pleine en BP)	18 à 25-30 m	1/25 1/28 1/33	Idem Idem Idem	travée isostatique deux travées trois travées ou plus	1.0 1.0 0.65 à 0.7
P.S.I.D.P. (Dalles en BP à larges encorbellements)	20 à 30-35 m	1/22 1/25 1/28	Idem Idem Idem	travée isostatique deux travées trois travées ou plus	1.0 1.0 0.65 à 0.7
P.S.I.D.E. (Dalles éléées 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

Tableau XIV : Choix du type d'ouvrage en fonction de la portée

N°	Propositions	Gamme de portée (m)	Commentaire
1	Poutrelles métallique enrobée de BA	10 à 30	Travée continue
2	P.S.I.B.A.	< 25 à 30	Travée isostatique
3	P.R.A.D	10-15 à 25-30	Travée isostatique – Pré tension

A. Predimensionnement de chaque variante :

 Pont à poutres en B.A

Suivant la conception des ponts issus des guides CALGARO, l'élancement des poutres dépend essentiellement de leur portée et des contraintes admissibles du béton qui les constitue. L'élancement de la poutre est défini comme suit :

○ **Hauteur de la poutre**

$$\frac{1}{17} \leq \frac{H_p}{L} \leq \frac{1}{15}$$

Avec H_p : Hauteur totale de la poutre et L : La portée de la poutre

Avec une portée de 20 m nous avons $1,18 \leq H_p \leq 1,33$

Nous choisissons une hauteur de poutre de $H_p = 125 \text{ cm}$

○ **Épaisseur de la poutre**

$$b_p = \left(\frac{1}{4} \text{ à } \frac{1}{3} \right) \times H_p$$

$$b_p = 45 \text{ cm}$$

○ **Nombre de poutre**

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

Tableau XV : Nombre de poutre en fonction de la largeur du tablier [17]

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

En considérant une largeur de 9,63 m le nombre de poutres correspondant est de 4 poutres. Dans le but d'optimiser la distribution des charges sans risque d'augmentation des dimensions des poutres, nous majorons le nombre de poutre à 5 pour chaque tablier.

○ **Entraxe de la poutre**

L'écartement des poutres dans la section transversale résulte d'un équilibre à trouver entre deux options : soit utiliser des poutres plus légères placées à intervalles réduits, ce qui implique davantage de pièces à manipuler, soit opter pour des poutres plus massives mais plus espacées. Ce choix met ainsi en évidence la corrélation étroite entre le nombre de poutres et la distance qui les sépare.

$$b_0 = \frac{L_T}{N} = \frac{9,63}{5} = 1,93$$

○ Les prédalles

Les prédalles sont de minces dalles en béton préfabriqué, généralement légèrement armé, utilisées comme coffrage pour le coulage du hourdis. Leur épaisseur, ajustable par pas d'un centimètre, se situe en pratique entre 6 cm et 12 cm. On prendra dans notre cas des prédalles de **7 cm** d'épaisseur débordant de 5 cm dans les

Poutres. Ainsi, nous obtenons $l = 1,93 - 0,45 + ((2 \times 0,05)) = 1,58$ m.

○ Le Hourdis

L'épaisseur du hourdis est fonction de l'entraxe des poutres.

L'épaisseur est prise égale à 14 à 20cm. Pour le cas de ce projet nous prenons une

Épaisseur : $E_h = 20$ cm. En prenant en compte les prédalles servant de coffrage perdu, l'épaisseur totale à mobiliser est de $E_h = 27$ cm.

○ Entretoise

Les entretoises assurent la répartition des charges entre les poutres tout en maintenant un écart régulier entre celles-ci.

* La hauteur de l'entretoise est égale à

$$(0,6 \times H_p' \leq h_e \leq 0,9 \times H_p')$$

Avec H_p' : Hauteur de la poutre sans l'hourdis = 1.00

$$\Rightarrow 0,60 \leq h_e \leq 0,90$$

Ainsi, on prendra $h_e = 90$ cm .

* Epaisseur des entretoises L'épaisseur des entretoises est donnée par l'expression

Suivante : $b_e \geq \frac{h_e}{4}$ ainsi on prendra $b_e \geq 22,5$ cm soit $b_e = 25$ cm .

✚ Poutrelles métallique enrobée B.A

En considérant une travée principale de 20 m l'on a :

○ Epaisseur du tablier : $E_{p_tablier} = L_{travée} \times Elancement$

$$e_p = L_{travée} \times Elancement$$

$$e_p = 20 \times \frac{1}{38} = 0,55$$

On a une hauteur de 550 mm, on choisira donc un profilé de type HEB 550

h=0,55 m ; B=0,3 m

○ Espacement maximale

$$E_{max} = \frac{h}{3} + 0,60 = \frac{0,55}{3} + 0,60 = 0,78 \text{ m}$$

$$E = E_{max}$$

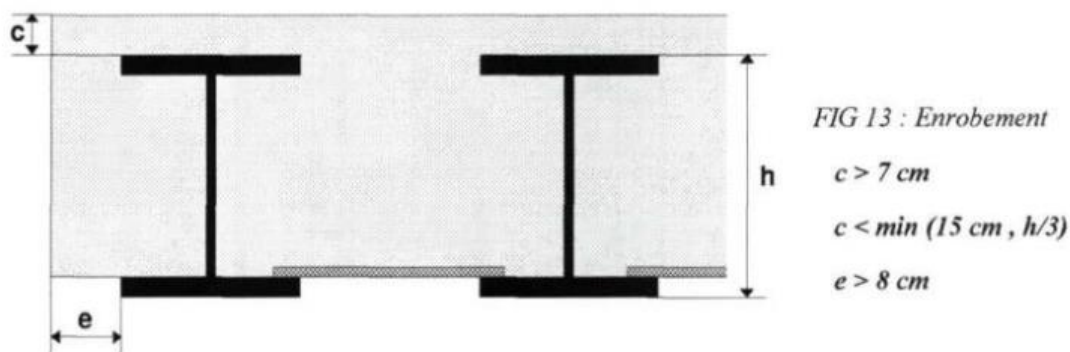


Figure IV : Enrobement d'une poutrelle métallique enrobée B.A [4]

- Espacement minimal

$$a = E - 2 \times \left(\frac{B}{3}\right) = 0,78 - 2 \times \left(\frac{0,30}{3}\right) = 0,58 \text{ m}$$

- Détermination du nombre de profilé

Largeur du tablier : 9,63 m

$$Nb_{profilé} = \frac{L_{tablier}}{E} = \frac{9,63}{0,78} = 12,34 \text{ soit } \mathbf{12 \text{ profilés}}$$

- L'enrobement

$$7 \text{ cm} < c < \min\left(15 \text{ cm}; \frac{h}{3}\right)$$

$$7 \text{ cm} < c < \min(15 \text{ cm}; 18,33 \text{ cm})$$

$$7 \text{ cm} < c < 15 \text{ cm}$$

Prenons $c=10 \text{ cm}$, on aura ainsi une épaisseur totale de **65 cm**

$$e = \frac{L_{tablier} - (Nb_{profilé} \times E)}{2} = \frac{9,63 - (12 \times 0,78)}{2} = 0,135 \text{ m soit } 13,5 \text{ cm} > 8 \text{ cm ok !}$$

P.R.A.D

En partant d'une portée de 25 m en 4 travées et du Guide SETRA Conception PRAD l'on retient une poutre en I de section constante La gamme des hauteurs courantes va de 0,80 à 1,20 mètre. Les largeurs de talon sont de l'ordre de 40 à 50 centimètres. La largeur de l'âme, généralement comprise entre 15 et 20 centimètres [12],

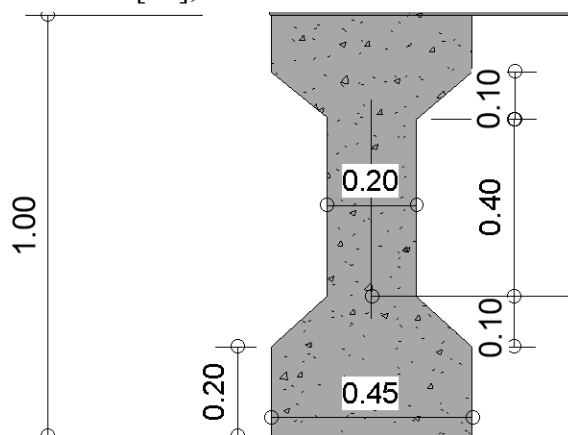


Figure V :
Caractéristiques de
la poutre en I

- Détermination du nombre de poutre suivant le tableau de CALGARO

Tableau XVI : Détermination du nombre de poutre en fonction de la largeur du tablier [17]

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

Avec une largeur de notre tablier de 9,63 m le nombre de poutre correspond à 4 mais toujours dans le but d'optimiser la distribution des charges on majore à 5 poutres.

- **L'entraxe et l'épaisseur de l'hourdis**

L'épaisseur du hourdis est fonction de l'entraxe des poutres. Le tableau ci-après de CALGARO propose des épaisseurs de hourdis en fonction des classes d'entraxe :

Tableau XVII : Détermination de l'épaisseur du hourdis en fonction de l'entraxe des poutres [17]

a (m) ou E_p	2	2,5	3	3,5
E_h (cm)	16	18	20	22

$$a = \frac{L_{travée} - B}{N - 1} = \frac{9,63 - 0,45}{5 - 1} = 2,295 \cong 2,30 \text{ m}$$

On prendra un épaisseur d'hourdis de $E_h = 18 \text{ cm}$.

B. Prédimensionnement des éléments secondaires de la superstructure :

- **Prédimensionnement des piles**

La pile d'un pont constitue un appui intermédiaire qui soutient le tablier. On distingue principalement deux types de piles : les colonnes et les voiles. Pour ce projet, nous avons choisi des piles de type colonne à section circulaire, car le cours d'eau de Sorey, traversé par le pont, n'étant pas navigable, la résistance aux chocs de véhicules ou d'embarcations n'est pas une contrainte majeure.

Selon les recommandations du PP73 [18], l'épaisseur des colonnes ne devrait pas être inférieure à 60 cm et l'entraxe entre deux colonnes peut atteindre 3 m. Pour ce projet, il a été décidé de retenir une épaisseur de **80 cm** et un espacement de **3,5 m**, afin d'augmenter la stabilité et la résistance de l'ouvrage face aux charges prévues et aux conditions du site, tout en améliorant la durabilité globale des colonnes.

- **Prédimensionnement des chevêtres**

Le chevêtre doit faciliter l'installation des appareils d'appui ainsi que la création des niches destinées aux vérins, nécessaires pour leur remplacement.

- **Largeur :**

La largeur du chevêtre dépend des dimensions des colonnes, de la zone d'appui et de l'espacement entre les travées. Pour notre projet, elle a été fixée à **1,30 m**.

- Longueur

La longueur du chevêtre est déterminée par les dimensions des colonnes, la largeur du tablier et l'espacement entre le bord des appareils d'appui et celui du chevêtre. Pour notre cas d'étude, elle a été fixée à **9,63 m**.

- Hauteur :

Sa hauteur, comprise entre 80 et 100 cm, sera fixée à **90 cm** pour notre projet.

○ Prédimensionnement des éléments de la culée

Les culées jouent un double rôle : elles servent d'appuis extrêmes pour le tablier et assurent la liaison entre le pont et les remblais d'accès. On distingue plusieurs types de culées : remblayées, enterrées, creuses, en terre armée ou contrepoids. Malgré leurs différences, toutes remplissent deux fonctions principales : une fonction mécanique, qui consiste à transmettre les efforts au sol et à limiter les tassements verticaux, et une fonction technique, qui permet l'accès à l'intérieur de l'ouvrage. Pour notre projet, une culée remblayée sera choisie, car le pont est implanté sur un remblai.

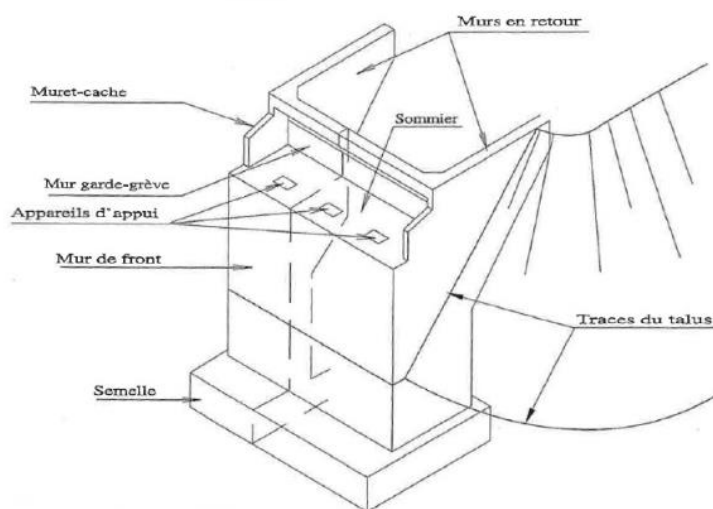


Figure VI : Culée remblayée [18]

- Le mur garde grève :

Il a pour fonction de séparer le tablier du remblai. Il s'agit d'un voile en béton armé conçu pour résister aux poussées de terre situées à l'arrière ainsi qu'aux efforts de freinage.

D'après le guide SETRA PP73 [18] sa hauteur est comprise entre 1 m et 2m dans notre cas on choisira $H_g=1,60$ m et une épaisseur égale à $0,1 + 0,1H_g$ si le mur garde grève est 1 m à 2 m de hauteur soit **30 cm** et sa longueur correspond à la largeur du tablier.

- **Le corbeau d'appui :**

Le corbeau supporte la dalle de transition, qui relie le tablier à la chaussée et transmet les charges du trafic à la culée. Etant donné que l'épaisseur maximale du corbeau est de $e=45$ cm [18], nous avons choisi de retenir une épaisseur de **$e=30$ cm** pour notre projet.

- **Le mur de front :**

Le mur de front est une paroi en béton armé solide qui supporte le tablier. Il doit être suffisamment rigide pour garantir la stabilité de la culée et transmettre correctement les charges verticales du tablier. Pour notre projet, nous avons choisi une épaisseur de **1 m** et une hauteur de $H_f=4,60$ m en à partir du TN jusqu'au sommier d'appuis [18].

- **La dalle de transition :**

Derrière le mur garde-grève se situe la dalle de transition, destinée à réduire les différences de niveau entre la chaussée et le tablier du pont provoqué par de légers tassements du remblai d'accès. Cette dalle, présente une longueur généralement comprise entre 3 et 6 m, en fonction de la hauteur H du remblai [19].

Sa longueur est donnée par la formule suivante :

$$L = \text{Min}[6 \text{ m}; \text{Max}(3 \text{ m}; 0,6H)] \text{ avec } H_r: \text{Hauteur du remblai}$$

On a une hauteur de remblai d'environ 6,20 m à partir du TN jusqu'au niveau fini de l'hourdis, donc on aura une longueur de $L = \text{Min}[6 \text{ m}; \text{Max}(3 \text{ m}; 0,6 \times 6,20)]=3,72$ m ,on prendra une longueur de **4 m** et une épaisseur $e=0,30$ m.

- **Le mur en retour**

Selon J.A. Calgaro [17] l'épaisseur e du mur de retour est comprise entre 30cm et 45cm.

Nous optons pour une épaisseur : **$e = 30$ cm** avec une la longueur de **2,76 m** Cette approximation est acceptable pour un remblai de hauteur modérée, tout en garantissant la continuité structurale et la stabilité du talus.

La hauteur du mur en retour est égale à la hauteur totale de la culée :

$$H_{\text{mur en retour}} = \text{hauteur du mur de front} + \text{hauteur du mur de grève}$$

$$H_{\text{mur en retour}} = 4,60 + 1,60 = \mathbf{6,20 \text{ m}}$$

- **Le bossage d'appui**

On distingue le bossage supérieur et inférieur. Leur épaisseur est de $e=10\text{ cm}$ avec des débords de 5cm minimum par rapport aux appareils d'appui.

Ci-dessous une illustration des différents éléments de la culée :

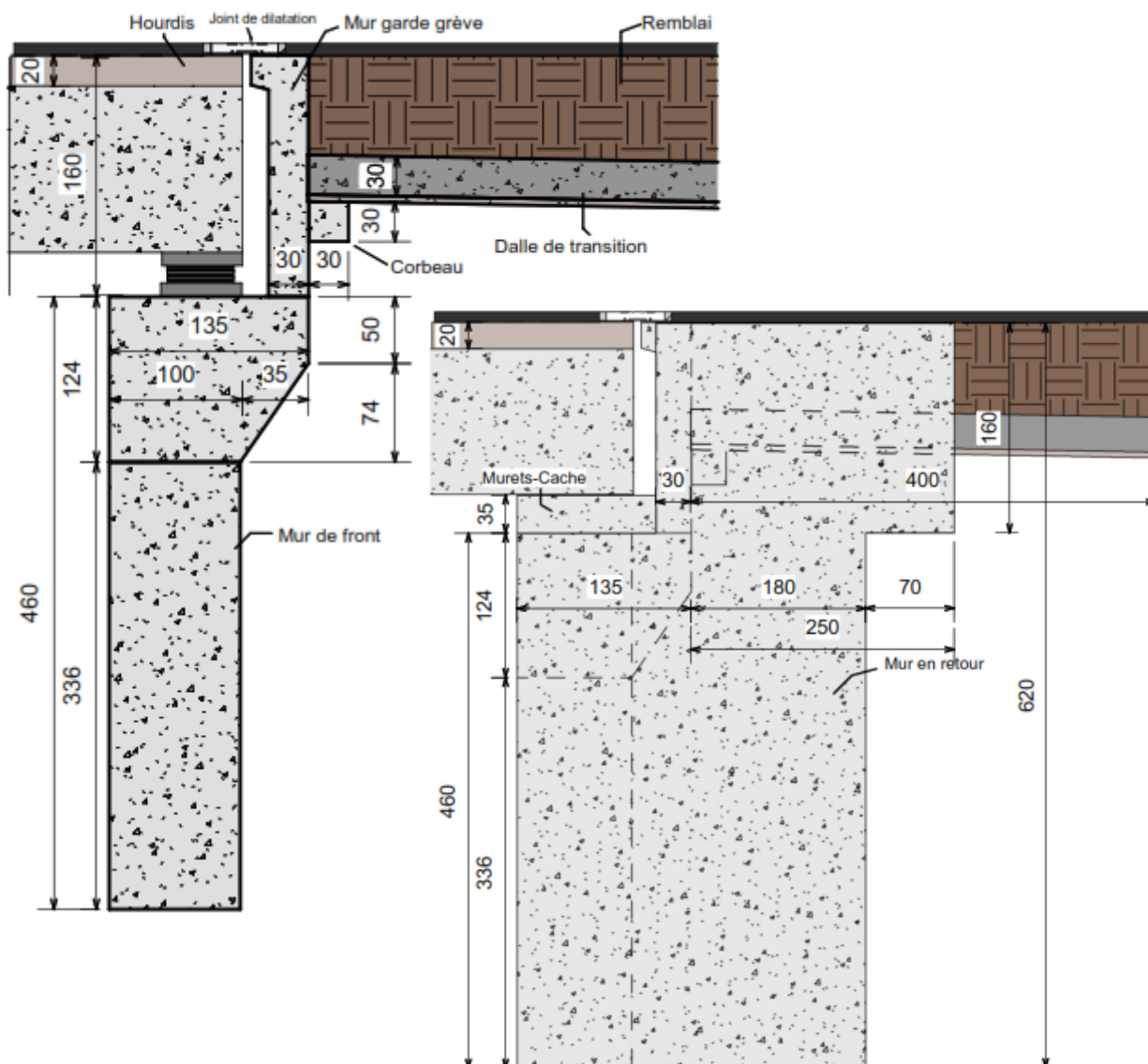


Figure VII : Différents éléments de la culée

ANNEXE IV

CALCULS DES CHARGES, SURCHARGES, ET MODELISATION STRUCTURELLE DU PONT :

A. Caractéristiques des matériaux :

a.1 Le béton

Le béton utilisé pour le tablier et les éléments de la superstructure auront une classe de résistance C30/37 et possède les caractéristiques suivantes :

-Poids volumique du béton : 25 kN/m^3

-Résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

-Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,4 \text{ MPa}$

-Contrainte du béton :

A l'ELU on a $f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c_j}}{\theta \times \gamma_b} = 17 \text{ MPa}$

Avec,

0,85 : pour tenir compte de la durée d'application des charges et d'éventuelles détériorations du béton en surface.

θ : Coefficient qui dépend de la durée probable "t" d'application de la combinaison d'action considérée. Il prend les valeurs suivantes :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{lorsque } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{lorsque } 1 \leq t < 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{lorsque } t \leq 1 \text{ heure} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité tel que,

$\gamma_b = 1,5$ en situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.

A l'ELS on a $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

-Module de déformation instantanée (courte durée) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} = 34179,56 \text{ MPa}$$

-Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}} = 11496,76 \text{ MPa}$$

-Coefficient de poisson

$$v = \begin{cases} 0,2 & \text{Zone non fissurée (ELS)} \\ 0 & \text{Zone fissurée} \end{cases}$$

a.2 L'acier

Les aciers utilisés sont des aciers à haute adhérence désignés par le symbole H.A., de classe FeE500 et de limite d'élasticité 500 MPa.

-La limite d'élasticité à l'Etat Limite Ultime (ELU)

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ pour la situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ Pour la situation normale} \end{cases}$$

-La contrainte limite de traction à Etat Limite de service (ELS)

Cette contrainte limite dépend de type de fissuration et du cas de situation, La fissuration étant considérée comme préjudiciable, on a donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \text{ Avec } \eta = 1,6 \text{ pour les aciers de Haute Adhérence (HA)}$$

- Module d'élasticité de l'acier

Le module d'élasticité est pris égal à $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$

B. Définition des charges et surcharges :

NB : Les deux tabliers du pont étant identiques nous allons évaluer les charges d'un seul tablier.

Les matériaux sont régis par la norme Française NFP 06-001.

Les surcharges d'exploitation proviennent du Fascicule 61, titre II.

b.1 Charges permanente (Pour une travée)

Tableau XVIII : Les charges permanentes

Désignation	Poids nominal	Kmax	Kmin
Revêtement de chaussée	24 kN/m ³	1,4	0,8
Etanchéité	22 kN/m ³	1,4	0,8
Corniches Type PF3	3,06 kN/ml	1,03	0,97
Relevé de béton	25 kN/m ³	1,03	0,97
Bordure de trottoir T1	0,56 kN/ml	1,03	0,97
Trottoir	25 kN/m ³	1,03	0,97
Hourdis	25 kN/m ³	1	1
Poutre	25 kN/m ³	1	1

Autres équipements (gargouilles, fourreaux, autres canalisations)	1,50 kN/ml	1	1
GBA	6 kN/ml	1	1
Barrière BN4	0,65 kN/ml	1,5	0,9
Entretoise	25 kN/m ³	1	1
Prédalle	25 kN/m ³	1	1

b.1.1 Evaluation des charges permanentes des éléments porteurs G1

• **Poids propre de la poutre**

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

Avec S : La surface de la poutre en m² et L la longueur de la poutre sur 1 m

$$\Rightarrow V_{poutre} = 0,45 \times 1,05 \times 1 = 0,4725 \text{ m}^3/\text{ml} \text{ d'où}$$

$P_{poutre} = V_{poutre} \times \gamma_b$ Avec γ_b : Poids volumique du béton

$$\Rightarrow P_{poutre} = 0,4725 \times 25 = 11,8125 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{P_{poutre} = 11,8125 \text{ kN/ml}}$$

• **Poids propre de l'hourdis**

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

Avec S : La surface de l'hourdis en m² et L la longueur de la poutre sur 1 m

$$\Rightarrow V_{hourdis} = 0,20 \times 9,63 \times 1 = 1,926 \text{ m}^3/\text{ml} \text{ d'où}$$

$P_{hourdis} = V_{hourdis} \times \gamma_b$ Avec γ_b : Poids volumique du béton

$$\Rightarrow P_{hourdis} = 1,926 \times 25 = 48,15 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{P_{hourdis} = 48,15 \text{ kN/ml}}$$

• **Poids propre de l'entretoise**

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

Avec S : La surface de l'entretoise en m² et L la longueur transversale de l'entretoise

$$\Rightarrow V_{entretoise} = 0,90 \times 0,25 \times 8,17 = 1,84 \text{ m}^3 \text{ d'où}$$

$P_{entretoise} = V_{entretoise} \times \gamma_b$ Avec γ_b : Poids volumique du béton

$$\Rightarrow P_{entretoise} = 1,84 \times 25 = 45,96 \text{ kN}$$

Pour une entretoise on a $P_{entretoise} = 45,96 \text{ kN}$ et sur une travée on 2 entretoise d'about

Tableau XIX : Charges permanentes des éléments porteur

Éléments	Nombre d'élément sur une travée	Poids d'un élément kN/ml	Poids total G_1 (kN/ml)	Kmax	Kmin	G_1 max	G_1 min
Poutres	5	11,8125	59,0625	1	1	59,0625	59,0625
Hourdis	1	48,15	48,15	1	1	48,15	48,15
Total G_1 (kN/ml)						107,2125	107,2125
Total G_1 (kN/ml $\times 20$) + $2 \times P_{entretoise}$ (91,9125 kN)						2236,1625	2236,1625

b.1.2 Evaluation des charges complémentaires permanentes ou des éléments non porteurs G_2
Elles sont constituées des poids propres des éléments suivants :

- Revêtement.
- L'étanchéité.
- Relevé de béton.
- Prédalle
- Trottoir

• Poids du revêtement

$$P_{revêtement} = S_{revêtement} \times \gamma_{bb} \text{ Avec}$$

γ_{bb} : Poids volumique du béton bitumineux (24 kN/m^3)

$$\Rightarrow P_{revêtement} = 0,06 \times 7,25 \times 24 = 10,44 \text{ kN/ml}$$

$$P_{revêtement} = 10,44 \text{ kN/ml}$$

• Poids de l'étanchéité

$$P_{étanchéité} = S_{étanchéité} \times \gamma_e \text{ Avec } \gamma_e: \text{Poids volumique de la chape } (22 \text{ kN/m}^3)$$

$$\Rightarrow P_{étanchéité} = 0,03 \times 7,25 \times 22 = 4,78 \text{ kN/ml}$$

$$P_{revêtement} = 4,785 \text{ kN/ml}$$

• Trottoirs

$$P_{trottoir} = S_{trottoir} \times \gamma_b \text{ Avec } \gamma_b: \text{Poids volumique du béton } (25 \text{ kN/m}^3)$$

$$\Rightarrow P_{trottoir} = 0,20 \times 1,50 \times 25 = 7,5 \text{ kN/ml}$$

$$P_{trottoir} = 7,5 \text{ kN/ml}$$

• Relevé de béton

$$P_{RB} = S_{RB} \times \gamma_b \text{ Avec } \gamma_b: \text{Poids volumique du béton } (25 \text{ kN/m}^3)$$

$$\Rightarrow P_{RB} = 0,15 \times 0,48 \times 25 = 1,18 \text{ kN/ml}$$

$$P_{RB} = 1,18 \text{ kN/ml}$$

• Prédalle

$$P_{PD} = S_{PD} \times \gamma_b \text{ Avec } \gamma_b: \text{Poids volumique du béton } (25 \text{ kN/m}^3)$$

$$P_{PD} = 0,07 \times 1,58 \times 25 = 2,76 \text{ kN/ml}$$

$$P_{PD} = 2,765 \text{ kN/ml}$$

Tableau XX : Charges permanentes des éléments non porteur

Éléments	Nombre d'élément sur une travée	Poids d'un élément (kN/ml)	Poids total G2 (kN/ml)	Kmax	Kmin	G ₂ max	G ₂ min
Revêtement	1	10,44	10,44	1,4	0,8	14,616	8,352
Étanchéité	1	4,78	4,78	1,4	0,8	6,692	3,824
Trottoirs	1	7,5	7,5	1,03	0,97	7,725	7,275
Relevé de béton	1	1,18	1,18	1,03	0,97	1,2154	1,1446
Prédalle	4	2,76	11,04	1	1	11,04	11,04
GBA	1	6	6	1	1	6	6
BN4	1	0,65	0,65	1,5	0,9	0,975	0,585
Autres équipements (Canalisation ..)	-	1,50	1,50	1	1	1,50	1,50
Bordure de trottoir T1	1	0,56	0,56	1,03	0,97	0,5768	0,5432
Corniches	1	3,06	3,06	1,03	0,97	3,1518	2,9682
Total (kN/ml)						53,492	43,232
Total G ₂ (kN/ml × 20)						1069,84	864,64

$$G_{max} = G_1_{max} + G_2_{max} \text{ et } G_{min} = G_1_{min} + G_2_{min}$$

$$\Rightarrow G_{max} = 2236,1625 + 1069,84 = 3306,0025 \text{ kN}$$

$$\text{Et } G_{min} = 2236,1625 + 864,64 = 3100,8025 \text{ kN}$$

b.2 Surcharges (Pour une travée)

Les surcharges prises en compte dans les calculs sont celles préconisées dans le fascicule 61 titre II relatives aux surcharges routières.

b.2.1 La largeur roulable

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou les bordures. Dans notre cas :

$$L_r = 7,25 \text{ m}$$

b.2.2 La largeur chargeable

Elle se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0.5m le long de chaque dispositif de retenue (glissière, barrière) lorsqu'il existe, Dans le cas de notre étude la largeur roulable est égale à la largeur chargeable.

$$L_r = L_c = 7,25 \text{ m}$$

b.2.3 La classe du pont

On distingue trois (03) différentes classes de pont en fonction de la largeur roulable :

Tableau XXI : Classes de pont en fonction de la largeur roulable

Classe du pont	La largeur roulable (L_r)
1 ^{ère} classe	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2 ^{ème} classe	$5,5 \leq L_r \leq 7 \text{ m}$
3 ^{ème} classe	$L_r < 5,5 \text{ m}$

Nous avons $L_r \geq 7 \text{ m}$, par conséquent notre ouvrage est de la première classe.

b.2.4 Nombre de voie

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

$$N_v = E\left(\frac{L_c}{3}\right)$$

$$\Rightarrow N_v = E\left(\frac{7,25}{3}\right) = E(2,42) = 2, \text{ Ainsi on a 2 voies de largeur } 3,63 \text{ m.}$$

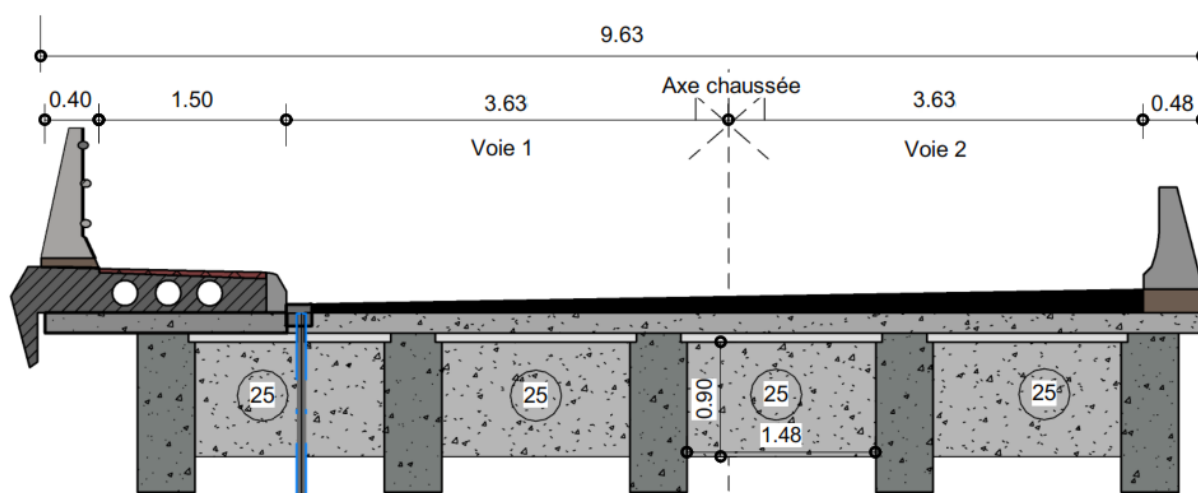


Figure VIII : Profil en travers du tablier

Tableau XXII : Caractéristiques du profil en travers du tablier

Désignation	Valeur en m
Largeur totale du tablier	9,64
Largeur roulable L_r	7,25
Largeur chargeable L_c	7,25
Nombre de voies N_v	2
Largeur d'une voie V	3,63
Classe du pont	Première classe

b.2.4 Les surcharges routières

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge A(l) ;
- Le système des charges B (système Bc et système Bt, et système Br) ;
- La surcharge militaire (système Mc 120 et Me 80) ;
- Les charges exceptionnelles (Convoi type D et E) ;
- Les autres surcharges (trottoirs, Efforts de freinage, charge sur remblai.)

b.2.4.1 Evaluation des surcharges

b.2.4.1.1 Surcharge A(l)

Pour les ponts de portées unitaires inférieures à 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) et doit être multipliée par des coefficients a_1 et a_2 .

Selon le fascicule 61 titre II On définit la charge A(l) en kN/m² par :

$$A(l) = 2,30 + \frac{360}{L+12} \text{ Avec } L \text{ la longueur chargée en m (20 m)}$$

$$\Rightarrow A(l) = 2,30 + \frac{360}{20+12} = 13,55 \text{ kN/m}^2$$

-Déterminons $A(l)$ pondérée: $A(L) = A(l) \times a_1 \times a_2$

Tableau XXIII : valeur du coefficient a_1 en fonction du nombre de voie N_v et de la classe du pont.

Détermination de a_1						
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	---	---	---

La valeur de a_2 est exprimé comme suit :

$$a_2 = \frac{V_0}{V} ; V \text{ étant la largeur d'une voie et } V_0 \text{ ayant les valeurs suivantes :}$$

Tableau XXIV : Valeur de V_0 en fonction de la classe du pont

Classe du pont	V_0
I	3,5 m
II	3,0 m
III	2,75 m

Pour le coefficient a_1 on a un pont de première classe et 2 voies chargées donc $a_1 = 1$ et pour le coefficient a_2 on a $V_0 = 3,5 \text{ m}$ d'où $a_2 = \frac{3,5}{3,63} = 0,96$

Donc pour le système de type A on a :

$$A(L) = A(l) \times a_1 \times a_2 \Rightarrow A(L) = 13,55 \times 1 \times 0,96 = 13,008 \text{ kN/m}^2$$

$$A(L) = 13,008 \text{ kN/m}^2$$

b.2.4.1.2 Le système de chargement B

Il comprend 4 sous-systèmes dont les effets pour chaque élément de ponts sont examinés indépendamment :

- Le sous-système Bc qui se compose de camions types de 30 tonnes
- Le sous-système Bc-Niger 42t s'applique aux pays enclavés de l'espace UEMOA
- Le sous-système Bt se compose de deux (2) essieux
- Le sous-système Br se compose d'une roue isolée de 10t

Les charges du système B sont affectées par un coefficient de majoration dynamique

Applicable aux trois (3) Système Bc, Bt et Br donné par l'expression :

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

Avec : L : La longueur de la travée exprimée en m ; G : la charge permanente de l'ouvrage ; S : Charge maximale des essieux du Système B (Bc, Bt ou Br) qui peut être disposé sur cette travée.

- **Système Bc**

Il se compose de camions types de 30t disposés comme suit :

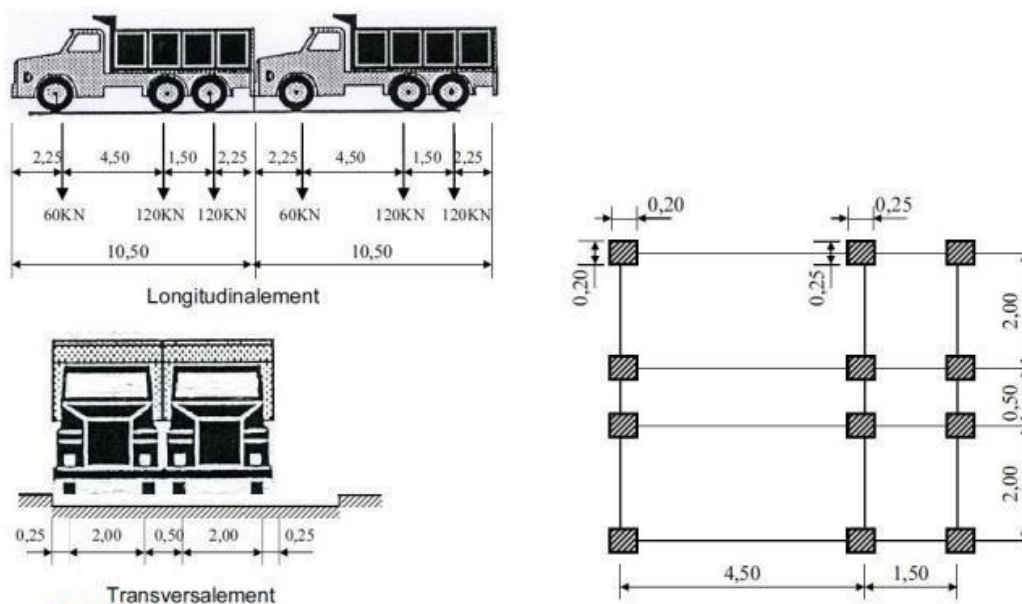


Figure IX : Disposition longitudinale et transversale du convoi Bc sur le tablier

Selon la classe du pont et du nombre de voies ou files considérées, les valeurs des charges du système Bc sont multipliées par des coefficients bc donnés selon le Fascicule N°61 Titre II, Les coefficients bc sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau XXV : Valeurs du coefficient B_c

Nombre de files considérées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont .	Première*** . . .	1.20	1.10	0.95	0.8	0.7
	Deuxième	1.00	1.00	—	—	—
	Troisième	1.00	0.8	—	—	—

Nous avons $N_v = 2$ et notre pont est de la première classe, donc on a $b_c = 1,10$.

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le Coefficient b_c ainsi :

Avec 2 files sur la longitudinale

$$S_{bc} = (300 \times 4) \times 1,10 = 1320 \text{ kN Pour une travée de } 20 \text{ m}$$

On a $G = 3306,0025 \text{ kN}$ et $L = 20 \text{ m}$

$$\text{Ainsi } \delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{3306,0025}{1320}} = 1,13$$

$$\delta_{bc} = 1,13$$

• Système b_c Niger

Le camion B_c de 30 tonnes du fascicule 61 est remplacé par le camion B_c -Niger de 42 tonnes définis par le schéma représentatif ci-dessous.

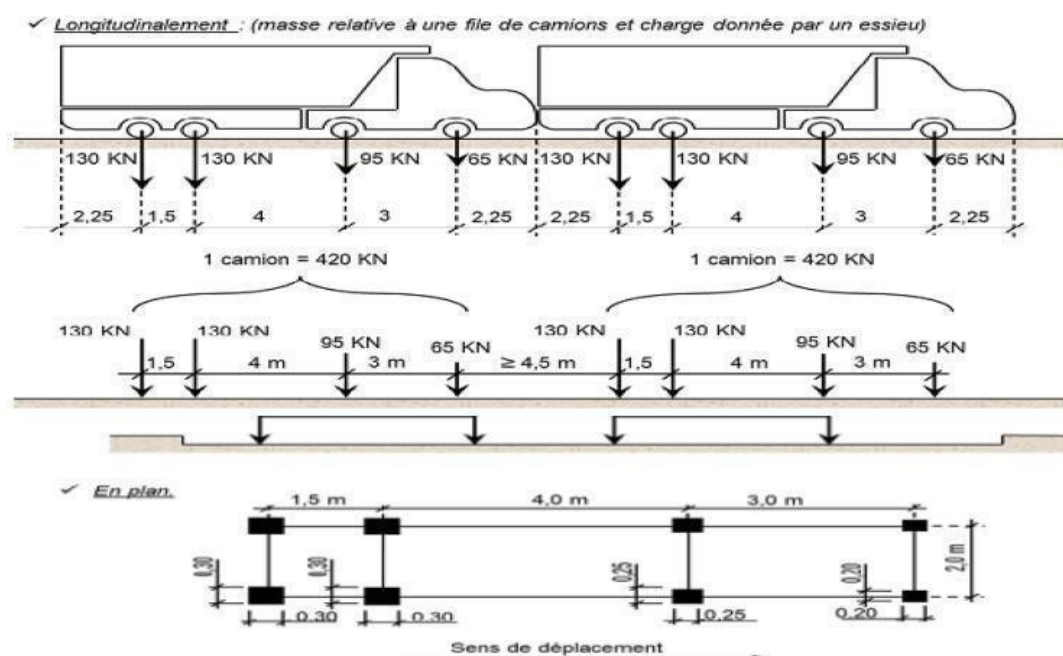


Figure X : Disposition longitudinale et transversale du convoi B_c Niger sur le tablier

La charge maximale du système B_c Niger est :

Le coefficient b_c est le même que pour le système B_c classique.

$$S_{bcNiger} = (420 \times 2 + 355 \times 2) \times 1,10 = 1705 \text{ kN} \text{ Pour une travée de 20 m}$$

Le coefficient de majoration dynamique du sous-système Bc Niger vaut alors :

$$\text{Ainsi } \delta_{bcNiger} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{3306,0025}{1705}} = 1,14$$

$$\delta_{bcNiger} = 1,14$$

- **Système Bt**

Il comporte deux essieux de 16 t (160 kN), tous deux à roues simples. La figure ci-après présente le système Bt :

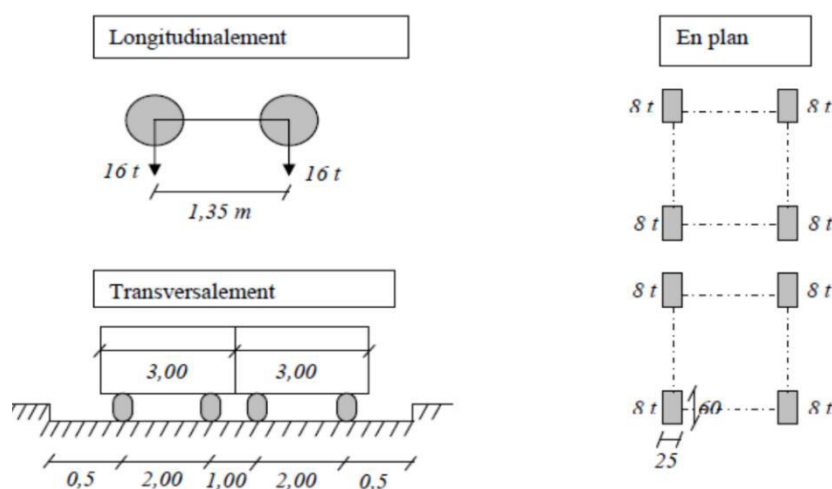


Figure XI : Dispositions du système Bt

Le coefficient multiplicateur $b_t = 1$ pour un pont de 1ère classe.

Tableau XXVI : Valeurs du coefficient B_t

Classe du pont	Première.	Deuxième.
Coefficient	1.0	0.9

Le poids total maximal S des essieux du système Bt est alors égal à :

$$S_{bt} = (160 \times 4) \times 1 = 640 \text{ kN}$$

Le coefficient de majoration dynamique du sous-système Bt vaut alors :

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{3306,0025}{640}} = 1,10$$

$$\delta_{bt} = 1,10$$

- **Système Br**

Ce chargement représente une roue unique de 10t (100 kN) qui peut être disposée n'importe où sur la chaussée. La surface d'impact sur la chaussée est un rectangle de 0,6m transversalement et 0,3 m longitudinalement. Ce chargement sera utilisé pour les vérifications locales.

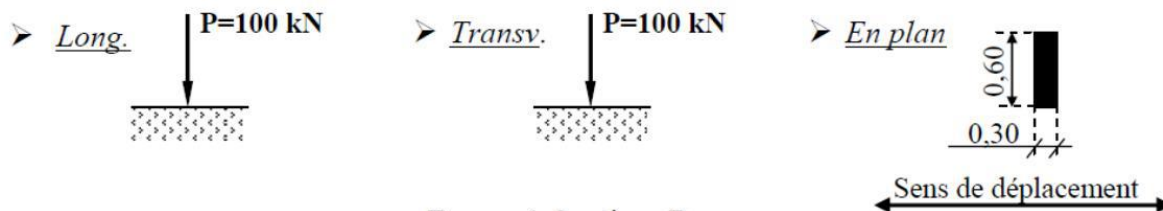


Figure XII : Dispositions du système Br

Les charges du système Br sont également pondérées par un coefficient de majorations dynamiques. Ce coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule :

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

Avec $G = 3306,0025$ kN et $S = 100$ kN

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{3306,0025}{100}} = 1,08$$

$$\delta_{br} = 1,08$$

b.2.4.1.3 Les charges routières à caractère militaire

Les charges militaires sont de deux classes : M 80 et M 120. Chaque classe se compose de 2 Systèmes distincts :

Mc : véhicule type à chenilles ; Me : groupe de 2 essieux.

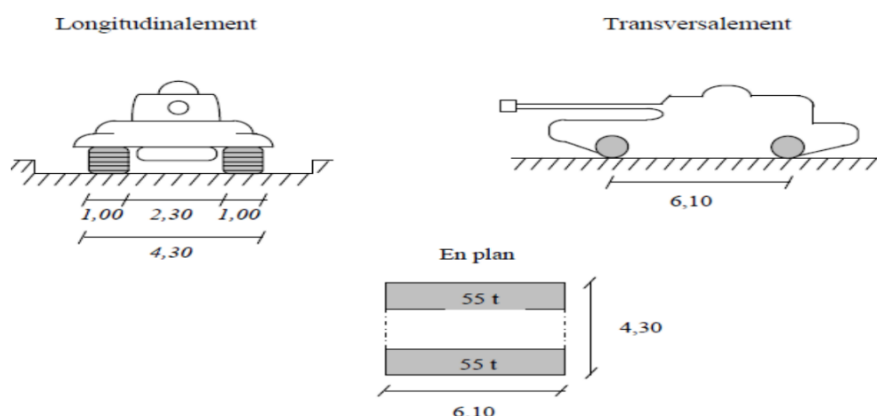


Figure XIII : Dimensions chars à chenilles 110 t

Le système Mc à chenille étant le plus utilisé, et compte tenu du fait que la classe M 120 est très souvent plus contraignante que la classe M 80, nous faisons l'hypothèse que le pont ne sera dimensionné que pour les convois du type Mc 120.

Le système Mc120 est constitué d'un char militaire de 110 tonnes réparties sur deux chenilles supportant 55 tonnes chacune et pouvant circuler sur toute la largeur de la chaussée. Dans ce cas de système on ne peut pas place plus d'un char car dans un convoi de surcharges militaires, la distance entre chars est de 36,60 m.

Le coefficient de majoration dynamique du fascicule 61-Titre II pour la charge Mc 120 est alors déterminé par la formule :

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

Avec $G = 3306,0025$ kN et $S = 1100$ kN

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{3306,0025}{1100}} = 1,12$$

$$\delta_{Mc120} = 1,12$$

b.2.4.1.4 Convoi exceptionnel de type D et E

- **Le convoi-type D280**

Le convoi-type D280 comporte deux remorques supportant chacune 140 tonnes, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et 11 mètres de long ; la distance entre axes des deux rectangles est de 19 mètres.

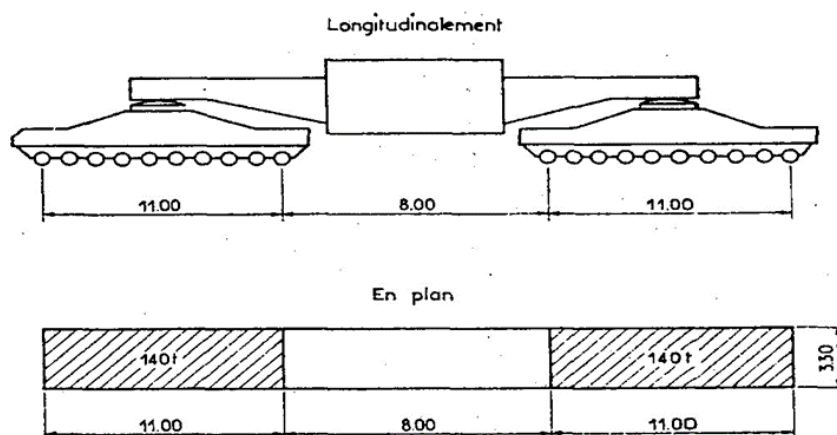


Figure XIV : Dimensions du convoi type D280

Dans ce cas de système aussi on ne peut pas place plus d'un char militaire, ainsi l'on a : $S(D)=1400$ kN.

- **Le convoi de type E400**

Le convoi type E400 comporte 2 remorques portant chacune 200 tonnes repartis au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,3 m de large et 15 m de long. La distance entre axe des 2 rectangles est de 33 m.

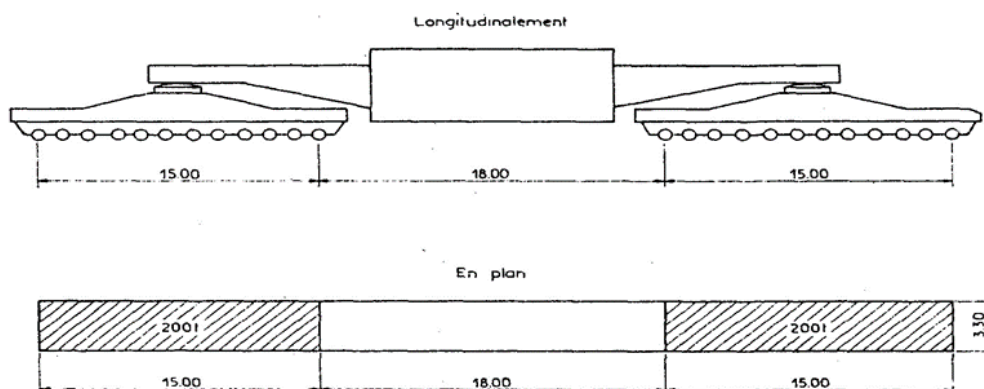


Figure XV : Dimensions du convoi type E400

La charge maximale du système E d'une remorque sur la travée est $S(E)=2000$ kN.

b.2.4.1.5 Autres surcharges

• Les surcharges du trottoir

Les charges de trottoirs à prendre en compte dans le dimensionnement des éléments de la structure sont de deux sortes :

-Charge locale

Une surcharge uniforme de $4,5 \text{ kN/m}^2$ de trottoir qui sera à prendre en compte pour le calcul du hourdis et des entretoises.

-Charges générale

Elles sont prises en compte pour la justification des poutres et ont une valeur de $1,5 \text{ kN/m}^2$.

• Efforts de freinage

Les systèmes de charges A et B_c sont susceptibles de développer de forces de freinage « F_A » et « F_{B_c} ». Les efforts de freinage n'intéressent pas en général la stabilité des tabliers mais sont considérés pour la stabilité des appuis (piles et culées) et pour la résistance des appareils d'appui.

-Effort de freinage correspondant à la charge A

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

Avec $S = \text{Largeur chargeable} \times \text{Longueur de la travée} = 145 \text{ m}^2$.

En considérant le cas de deux voies chargées l'on a :

$$F_{rAL} = \frac{A(L) \times S}{20 + 0,0035 \times S} = \frac{13,008 \times 145}{(20 + 0,0035 \times 145)} = 91,97 \text{ kN}$$

$$Fr_{AL} = 91,97 \text{ kN}$$

- Effort de freinage correspondant à la charge Bc Niger et Bc

Chaque essieu d'un camion du système Bc Niger ou Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids, parmi les camions Bc Niger et Bc que l'on peut placer, un seul est supposé freiner. Ainsi l'on a :

$$Fr_{BcNiger} = B_{cNiger} = 420 \text{ kN}$$

Et

$$Fr_{Bc} = B_c = 300 \text{ kN}$$

• Les actions du vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée sur toute la surface de la structure, et il développe une pression de :

2 kN/m^2 lorsque l'ouvrage est en service et $1,25 \text{ kN/m}^2$ lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.

• La force du courant

Les actions hydrodynamiques du courant sont évaluées à partir des niveaux de l'eau relative à la situation considérée.

Pour former les combinaisons, cette action est assimilée à une action permanente. Sa valeur Caractéristique est notée F_w .

$$F_{wa} = k \times \rho_w \times h \times b \times v^2 [\text{Fascicule 62 CCTG}]$$

Avec : $k = 0,35$ un coefficient de forme pour une pile de section transversale horizontale circulaire et $k = 0,72$ pour une section transversale horizontale rectangulaire

ρ_w : 10 kN/m^3 Masse volumique de l'eau

h : Profondeur de l'eau n'incluant pas le cas échéant, la sur profondeur due à l'affouillement en mètres ;

b : Largeur de l'élément

v : $2,60 \text{ m/s}$ Vitesse du courant

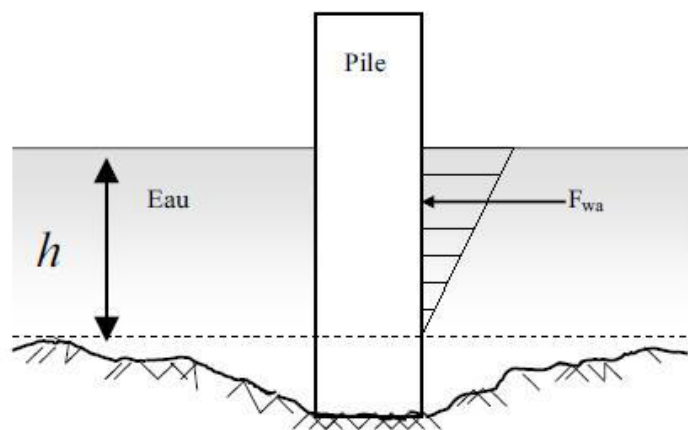


Figure XVI : Les différentes charges appliquées à la pile

- **Surcharge sur remblai**

Sur les remblais d'accès aux ouvrages, on dispose une charge uniforme répartie sur toute la largeur de la plateforme et d'intensité égale à 10 kN/m^2 . Elle intervient dans la justification de la stabilité des culées. En outre, pour la justification des éléments de faible dimension (tel que mur garde grève), il est recommandé de disposer sur le remblai les systèmes Bt ou Br (sans majoration dynamique), qui peuvent donner des effets plus défavorables que celui de 10 kN/m^2 et la poussée de la surcharge concentrée dont la valeur est de 20 kN horizontalement et 40 kN verticalement.

- **Action thermique**

Le gradient thermique, dans le cas d'un pont est la variation de température entre la surface supérieure et la surface inférieure du tablier, provoquant des déformations différentielles susceptibles d'engendrer des contraintes internes et des flèches dans la structure. Le gradient thermique peut être de signe quelconque. Le signe conventionnel admis par le programme est positif si la face supérieure du tablier est plus chaude que sa face inférieure, négatif dans le cas contraire.

En général, les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique sont données dans le tableau suivant [20] :

Tableau XXVII : Gradient thermique en fonction du type de structure [20]

Type de structure	$\Delta\theta$ Gradient en phase de construction (C°)	$\Delta\theta$ Gradient en phase de service (C°)
Tablier métallique	± 18	± 10
Tablier mixte	± 15	± 8
Tablier en béton	± 12	± 7

C. Combinaison des charges

Un coefficient de pondération est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante

Tableau XXVIII : Coefficient de pondération à l'ELU et l'ELS

Type de Charge	ELU	ELS
Charge Permanente	1,35	1
Convoi Normal (A, B)	1,6	1,2
Convoi Militaire (M)	1,35	1
Convoi Exceptionnel	1,35	1
Surcharge sur trottoir	1,6	1,2
Surcharge sur remblai	1,6	1,2
Charge hydrodynamique	1,35	1

Ces coefficients seront multipliés par le coefficient de majoration dynamique des chargements du système Bc, BcNiger, Bt, Br, Mc120.

Tableau XXIX : Combinaisons de charges à l'ELU

ELU	Combinaison de charges
ELU A(L)	$1,35G + 1,6 (A(L) + S_{trottoir}) + \Delta\theta$
ELU Bc	$1,35G + 1,6S_{trottoir} + 1,81Bc + \Delta\theta$
ELU BcNiger	$1,35G + 1,6S_{trottoir} + 1,82Bc + \Delta\theta$
ELU Bt	$1,35G + 1,6 S_{trottoir} + 1,76Bt + \Delta\theta$
ELU Br	$1,35G + 1,6 S_{trottoir} + 1,73Br + \Delta\theta$
ELU Mc120	$1,35G + 1,6 S_{trottoir} + 1,51Mc120 + \Delta\theta$
ELU Convoi Type D	$1,35(G + Convoi Type D) + 1,6 S_{trottoir} + \Delta\theta$
ELU Convoi Type E	$1,35(G + Convoi Type E) + 1,6 S_{trottoir} + \Delta\theta$

Tableau XXX : Combinaisons de charge à l'ELS

ELS	Combinaison de charges
ELS A(L)	$G + 1,2(A(L) + S_{trottoir}) + \Delta\theta$
ELS Bc	$G + 1,2(S_{trottoir} + Bc) + \Delta\theta$
ELS BcNiger	$G + 1,2(S_{trottoir} + BcNiger) + \Delta\theta$
ELS Bt	$G + 1,2(S_{trottoir} + Bt) + \Delta\theta$
ELS Br	$G + 1,2(S_{trottoir} + Br) + \Delta\theta$
ELS Mc120	$G + 1,2 S_{trottoir} + Mc120 + \Delta\theta$

ELS Convoi Type D	$G + \text{Convoi Type D} + 1,2 S_{\text{trottoir}} + \Delta\theta$
ELS Convoi Type E	$G + \text{Convoi Type E} + 1,2 S_{\text{trottoir}} + \Delta\theta$

D. Modélisation et analyse du pont

La modélisation vise à concevoir un modèle capable de représenter le comportement d'un ouvrage ou d'un matériau dans diverses conditions de sollicitation. Cette approche, fondée sur la méthode des éléments finis (MEF), s'appuie sur plusieurs disciplines des sciences de l'ingénieur, notamment la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique assisté par ordinateur. La méthode des éléments finis est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds. Cela est basé sur une équation appelée :

Équation fondamentale de la MEF : $[K] \{U\} = \{F\}$ Avec,

$[K]$ - matrice de rigidité caractérisant le système ($n \times n$).

$\{U\}$ - vecteur des DDL – Degrés De Libertés (n), inconnus ; par exemple, les déplacements et les rotations des nœuds en mécanique des solides et des structures.

$\{F\}$ - vecteur des sollicitations appliquées {vecteur forces} ;(n), connu.

D.1 Présentation du logiciel Robot Structural Analysis

Autodesk Robot Structural Analysis est un logiciel de calcul de structures basés sur la méthode des éléments finis, qui permet de modéliser, d'analyser et de dimensionner différents types d'ouvrages, en simulant son comportement sous l'action des charges afin de déterminer avec précision les efforts internes, les déformations et la stabilité de l'ensemble selon les normes en vigueur.

D.2 Modélisation des éléments de la superstructure du pont

Dans notre cas l'ouvrage est un pont à poutre en béton armé avec cinq (5) travées isostatiques et identiques, on étudiera donc une seule travée, En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure
- La définition des différentes sections de l'ouvrage
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
- La définition des conditions d'appui.
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- Vérification et calcul de l'élément
- Résultats de calcul.

Dans notre cas d'étude la modélisation s'est faite comme suit :

- La structure des poutres est définie par des éléments barres.
- La structure de la dalle est définie par un élément de type panneau
- Les sections et les matériaux définis en amont
- Les appuis sont considérés comme des appuis simples/double

Un appui simple d'un côté pour permettre la dilatation du tablier sous les effets thermique ou retrait du béton et de l'autre coté sur un appui double assurant une stabilité longitudinale

- Les charges et surcharges avec ses combinaisons définies en amont

D.2.1 Modélisation et étude du tablier (Hourdis, poutre, entretoise)

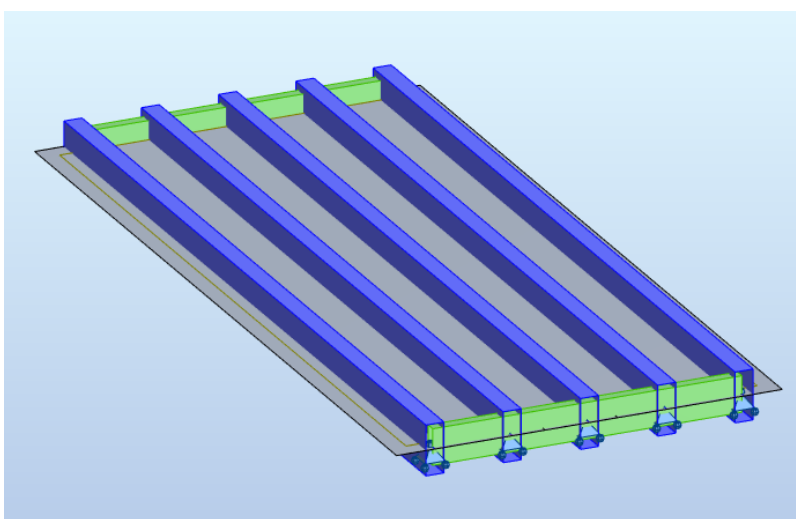


Figure XVII : Modélisation du tablier sur RSA

Les charges appliquées sur le modèle global de la structure sont les différents cas de charges définis précédemment à l'ELU ET l'ELS.

La charge constituée par le poids propre des éléments en béton armé (poutres, hourdis et Entretoises) sont calculées automatiquement par le logiciel.

Les autres charges permanentes sont appliquées comme suit :

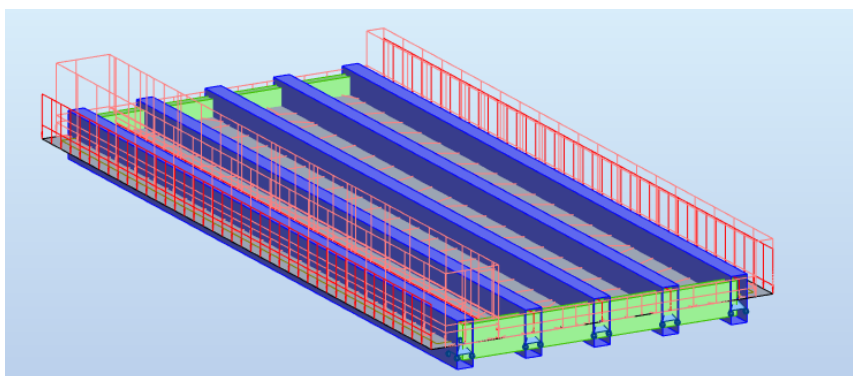


Figure XVIII : Application des charges sur le tablier

Les surcharges A(L) sont modélisées comme des charges réparties sur la Surface totale du revêtement et le gradient thermique uniquement sur la dalle. Les charges (Bc, BcNiger, Bt, MC120, D280,E400,) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne dans le but de positionner le véhicule dans la position désirée.ci dessous un exemple du chargement du convoi Type D280 sur la chaussée :

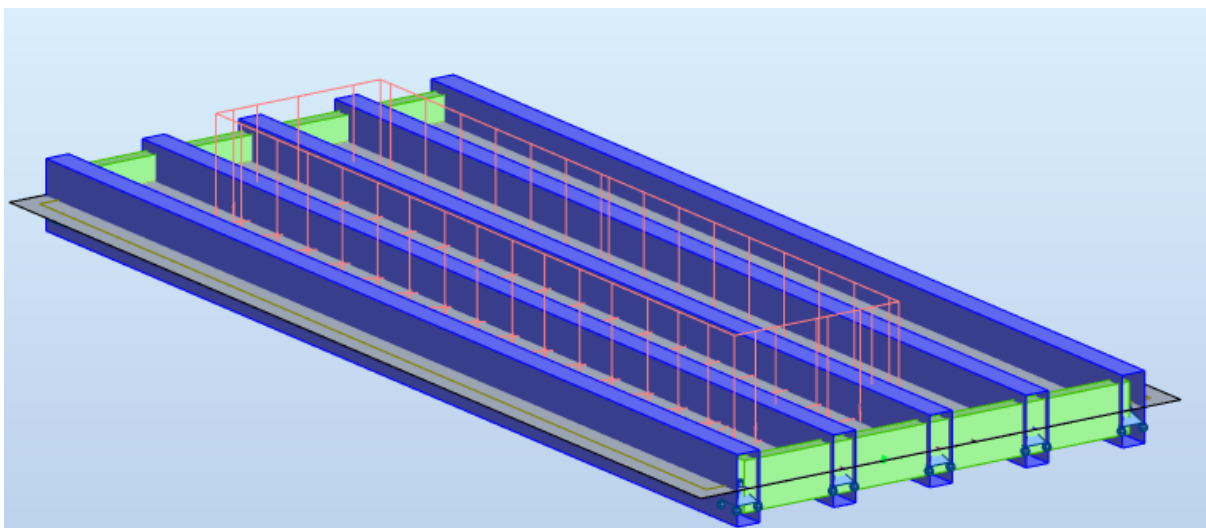


Figure XIX : Chargement du convoi type D280 sur le tablier

ANNEXE V

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU PONT :

Annexe V-1

I. Dimensionnement de la poutre

Les résultats des sollicitations maximales V et M, en KN et en KN.m, à l'ELS et à l'ELU pour la poutre sont montrées dans les diagrammes ci-dessous, et qui sont obtenues sous le convoi militaire Mc120.

- Moment fléchissant maximal à l'ELU

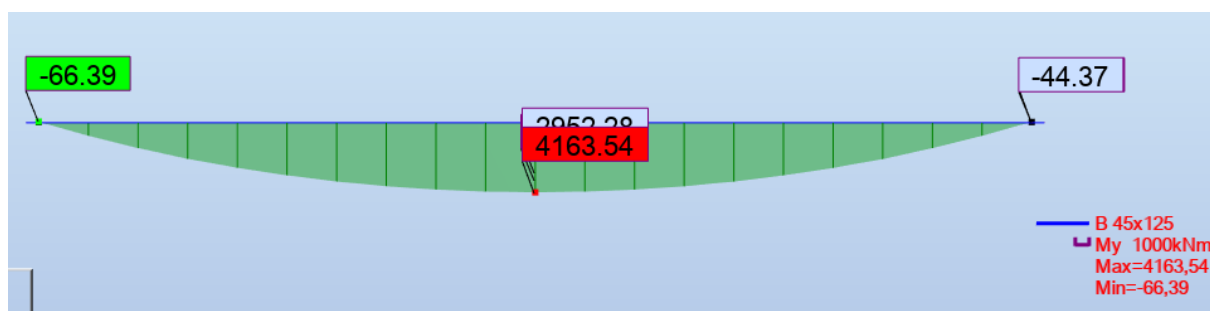


Figure XX : Moment fléchissant maximal dans la poutre à l'ELU

- Moment fléchissant maximal à l'ELS

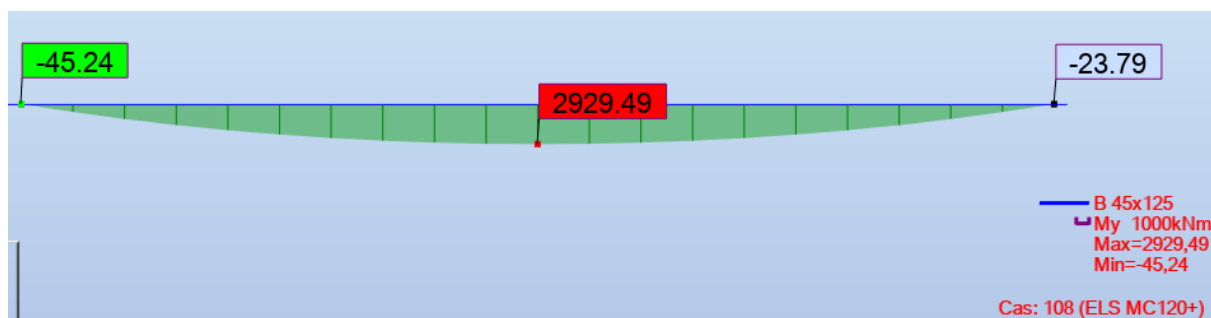


Figure XXI : Moment fléchissant maximal dans la poutre à l'ELS

- Effort tranchant à l'ELU

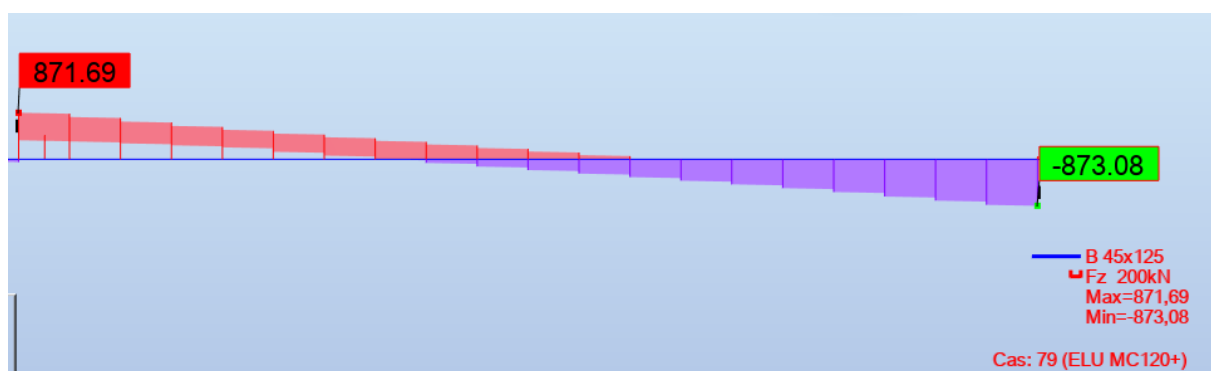


Figure XXII : Effort tranchant maximal dans la poutre à l'ELU

- Effort tranchant à l'ELS

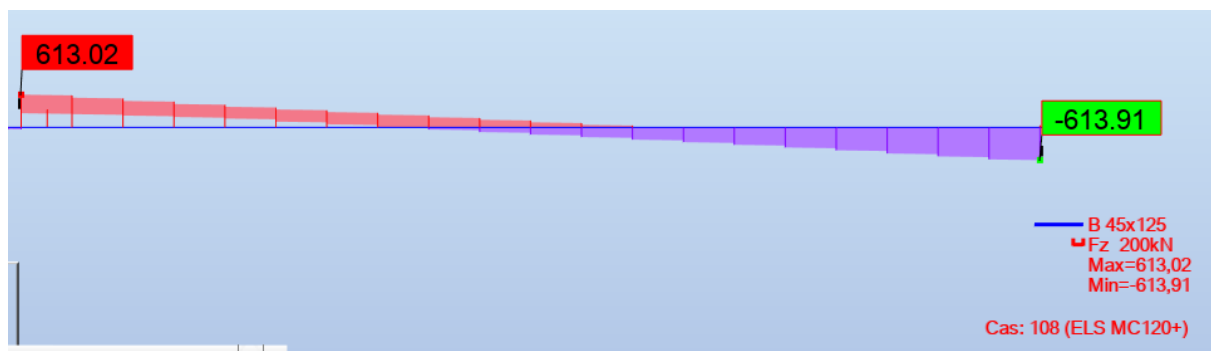


Figure XXIII : Effort tranchant maximal dans la poutre à l'ELS

Le tableau ci-dessous résume les différentes sollicitations plus défavorables :

Tableau XXXI : Récapitulatif des sollicitations dans la poutre

Combinaison de charge	M (kN.m)	T (kN)
ELU Mc120	4163,54	873,08
ELS Mc120	2929,49	613,91

Ferraillage de la poutre :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b_f = 193,0$ (cm)

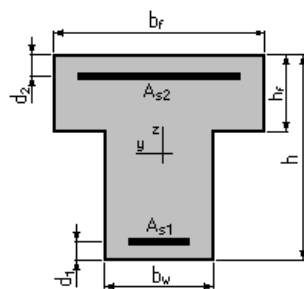
$b_w = 45,0$ (cm)

$h = 125,0$ (cm)

$h_f = 20,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN.m)	M_{min} (kN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	4163,54	-66,39
Etat Limite de Service	2929,49	-45,24
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 104,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 12,6$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 6,9$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 2,13$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,13$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU	$M_{max} = 4163,54$	(kN.m)	$M_{min} = -66,39$	(kN.m)
Coefficient de sécurité :	1,00		Pivot : A	
Position de l'axe neutre :	$y = 16,1$	(cm)		
Bras de levier :	$Z = 115,6$	(cm)		
Déformation du béton :	$b = 1,52$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier :				
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		
comprimée:	$\sigma'_s = 26,0$	(MPa)		

Cas ELS	$M_{max} = 2929,49$	(kN*m)	$M_{min} = -45,24$	(kN*m)
Coefficient de sécurité :	1,00			
Position de l'axe neutre :	$y = 39,5$	(cm)		
Bras de levier :	$Z = 111,9$	(cm)		
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 0,3$	(MPa)		
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 18,0$	(MPa)		
Contrainte de l'acier :				

tendue: $\sigma_s = 25,6$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 4,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

5. Vérification de l'effort tranchant et calcul des aciers transversaux :

τ_u (contrainte tangentielle de la poutre) < τ_{ul} (Contrainte tangentielle limite)

- τ_u

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0} \text{ avec } d = 0,9 \times h = 0,9 \times 1,25 = 1,125$$

$$\tau_u = \frac{873,08 \times 10^{-3}}{1,125 \times 0,45} = 1,72 \text{ MPa}$$

- τ_{ul}

$$\tau_{ul} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,15 \times 30}{1,5} = 3 \text{ MPa} \right.$$

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

$$\tau_u < \tau_{ul} \text{ (Condition vérifiée)}$$

-Calcul des armatures transversaux φ_t

$$\varphi_t \geq \frac{1}{3} \varphi_{lmax} = \frac{1}{3} \times 32 = 10,66 \text{ mm}$$

On prendra donc des cadres de 4HA12 et des épingles de diamètre 12 mm

-Espacement des cours d'armature transversales

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

$$S_t \leq \min(101,25; 40 \text{ cm})$$

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

-Ecartement initial

$$S_{t0} \leq \frac{0,9 f_{su} \times A_t}{(\tau_u - 0,3 \times f_{t28}) \times b_0} = \frac{0,9 \times 434,78 \times 4,52}{(1,72 - 0,3 \times 2,4) \times 45} = 39,30 \text{ cm}$$

On prend $S_{t0} = 15 \text{ cm}$

Vérifions que :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_{t0}} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{4,52 \times 500}{45 \times 20} = 2,51 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa}$$

-Détermination des armatures de peau

Si la hauteur des poutres dépasse 50 cm, il faut prévoir des armatures de peau. Ces armatures de peau sont censées limiter les fissurations dues au retrait dans les retombées de la poutre.

Selon l'article A.8.3 du BAEL 91 révisée 99, les sections des armatures de peau est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

$$A_p = 3 \times 1,07 = 3,21 \text{ cm}^2 \text{ par face}$$

-Aciers de montage et de peau

- Aciers de montage : 3HA20 couvrant une section de $9,42 \text{ cm}^2$ supérieur à la section d'armature théorique minimale.
- Acier de peau : 3HA14 par face couvrant une section de $4,62 \text{ cm}^2$ supérieur à la section d'armature théorique.

Annexe V-2

I. Dimensionnement de l'hourdis

Nous utilisons l'option « cartographie des panneaux » du logiciel RSA pour voir et relever les valeurs des moments fléchissant pour chaque combinaison dus à la charge MC 120. La Figure suivante montre les valeurs des moments extrême :

- Moment fléchissant ELU suivant l'axe X (Suivant le sens transversal du tablier)

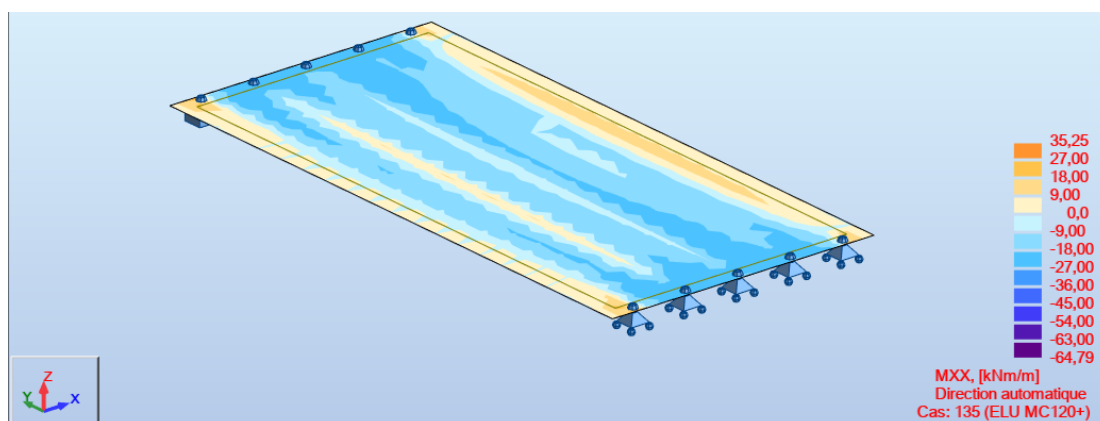


Figure XXIV : Moment fléchissant dans l'hourdis à l'ELU suivant l'axe X

- Moment fléchissant ELU suivant l'axe Y (Suivant le sens longitudinal du tablier)

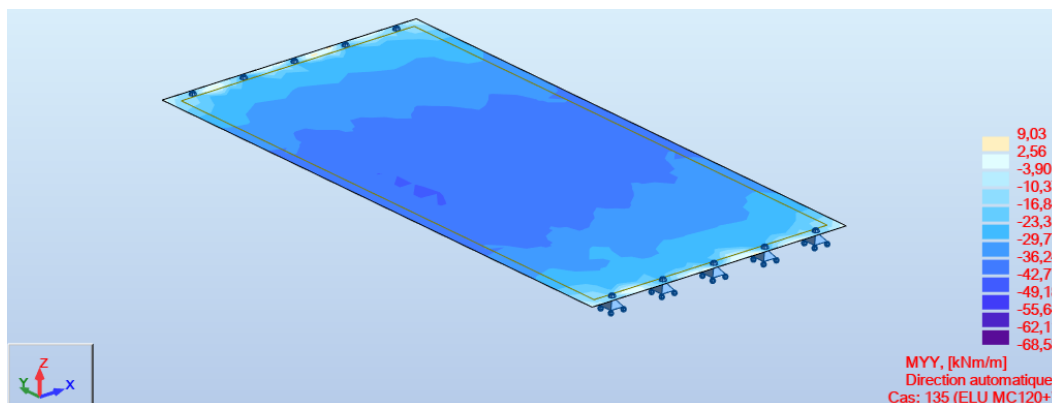


Figure XXV : Moment fléchissant dans l'hourdis à l'ELU suivant l'axe Y

- Moment fléchissant ELS suivant l'axe X (Suivant le sens transversal du tablier)

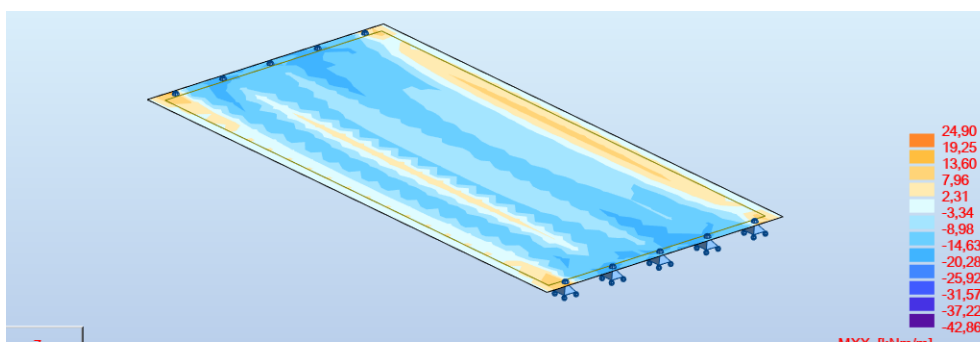


Figure XXVI : Moment fléchissant dans l'hourdis à l'ELS suivant l'axe X

- Moment fléchissant ELS suivant l'axe Y (Suivant le sens longitudinal du tablier)

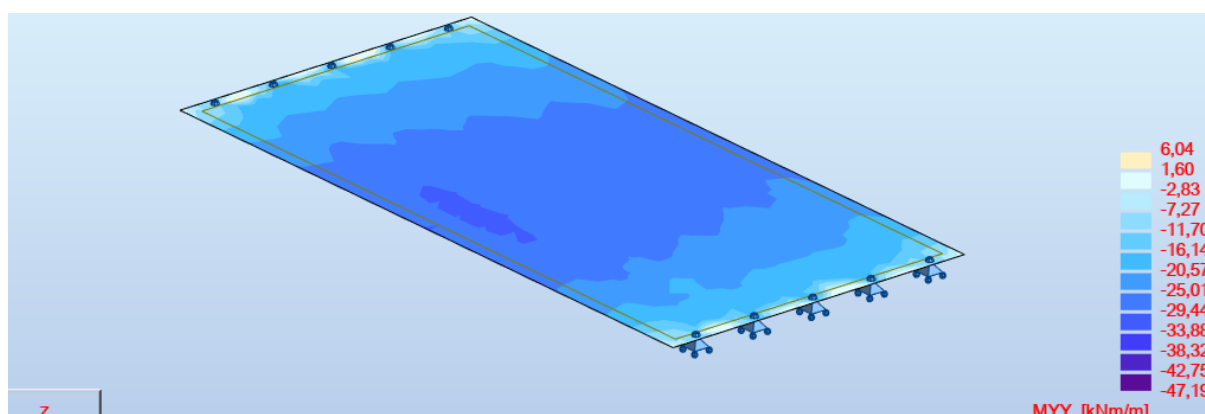


Figure XXVII : Moment fléchissant dans l'hourdis à l'ELS suivant l'axe Y

Le tableau ci-dessous résume les différents moments fléchissant sous les états limite :

Tableau XXXII : Récapitulatif des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS dans l'hourdis

Combinaison	Suivant XX		Suivant YY	
	Sur appui (kN.m)	En travée (kN.m)	Sur appui (kN.m)	En travée (kN.m)
ELU Mc120	35,25	64,79	9,03	68,58
ELS Mc120	24,90	42,86	6,04	47,19

Nous utilisons de même l'option « cartographie des panneaux » pour avoir les efforts tranchant à l'ELU comme l'illustre les figures suivantes :

- Effort tranchant à l'ELU suivant XX :

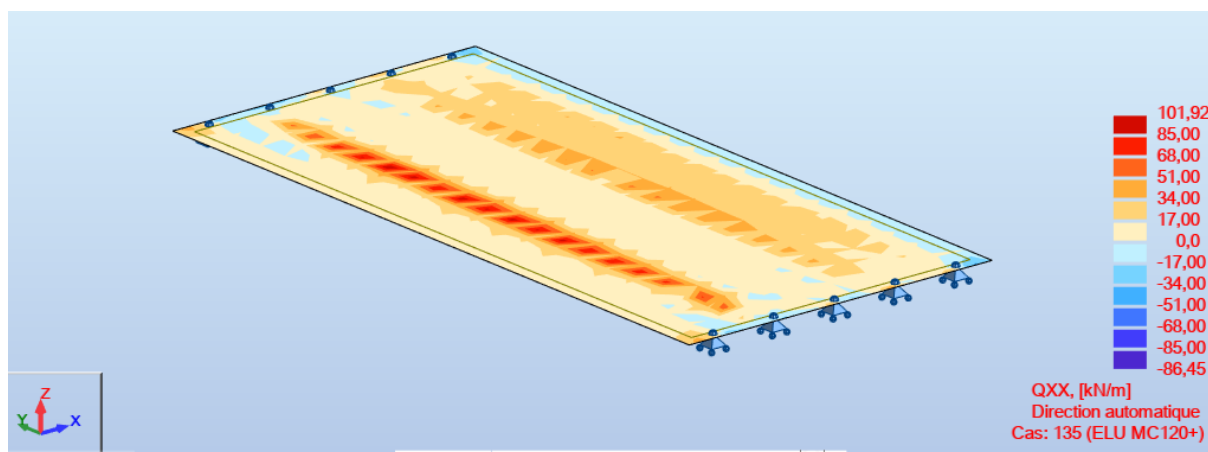


Figure XXVIII : Effort tranchant dans l'hourdis à l'ELU suivant XX

- Effort tranchant à l'ELU suivant YY :

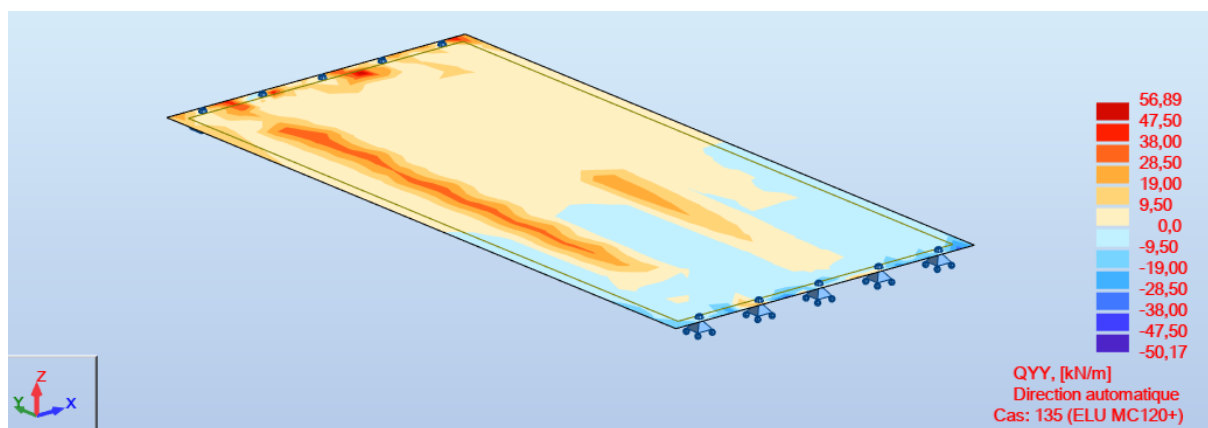


Figure XXIX : Effort tranchant dans l'hourdis à l'ELU suivant YY

Le tableau ci-dessous résume les différents efforts tranchant à l'ELU :

Tableau XXXIII : Récapitulatif effort tranchant de l'hourdis à l'ELU

	Suivant XX	Suivant YY
ELU	101,92	56,89

II. Ferrailage de l'hourdis

Suivant XX :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

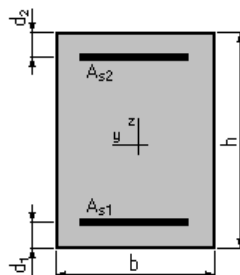
2. Section :

$b = 100,0$ (cm)

$h = 20,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	64,79	-35,25
Etat Limite de Service	42,86	-24,90
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 11,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 6,5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 2,1$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 1,07$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU	$M_{max} = 64,79$ (kN*m)	$M_{min} = -35,25$ (kN*m)
Coefficient de sécurité :	1,21	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	$y = 3,4$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 15,6$ (cm)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 2,51$ (‰)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier :		
Tendue :	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS	$M_{max} = 42,86$ (kN*m)	$M_{min} = -24,90$ (kN*m)
Coefficient de sécurité :	1,00	
Position de l'axe neutre :	$y = 5,8$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 15,1$ (cm)	
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 5,9$ (MPa)	
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier :		
Tendue :	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)	
Comprimée :	$\sigma'_s = 28,6$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)	

Ferraillage de l'hourdis :

Suivant YY :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

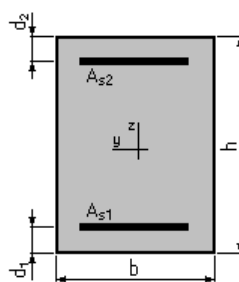
2. Section :

$b = 100,0$ (cm)

$h = 20,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)



3. Moments appliqués :

Etat Limite Ultime (fondamental)

Etat Limite de Service

Etat Limite Ultime (Accidentel)

M_{max} (kN*m)

68,58

M_{min} (kN*m)

-9,03

-6,04

0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 12,7$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{min}} = 2,1$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,87$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0,12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 2,1$ (cm²)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 68,58$ (kN*m) $M_{min} = -9,03$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,24 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 3,9$ (cm)

Bras de levier : $Z = 15,5$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 2,93$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 47,19$ (kN*m) $M_{min} = -6,04$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 6,2$ (cm)

Bras de levier : $Z = 14,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0,8$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 7,6$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 8,8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

5. Vérification de l'effort tranchant et calcul des aciers transversaux du hourdis

Cette vérification se fait suivant une poutre de base (b_0) égale à 1 m et une hauteur (h) égale à 0,20 m, on a un effort tranchant maximale de $V_u = 101,92$ kN.

τ_u (contrainte tangentielle de l'hourdis) < τ_{ul} (Contrainte tangentielle limite)

- τ_u

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0} \text{ avec } d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,20 = 0,18$$

$$\tau_u = \frac{101,92}{1 \times 0,18} = 0,57 \text{ MPa}$$

- τ_{ul}

$$\tau_{ul} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{4 \text{ MPa}}{1,5} = 3 \text{ MPa} \right.$$

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

τ_u

< τ_{ul} (Condition vérifiée pas besoin d'armatures transversales dans la dalle)

-l'espacement maximal entre les barres S_t :

Cas de fissuration préjudiciable :

$$S_t \leq \min(2 \times h; 25 \text{ cm}) \text{ dans les deux sens}$$

$$S_t \leq \min(2 \times 20; 25 \text{ cm})$$

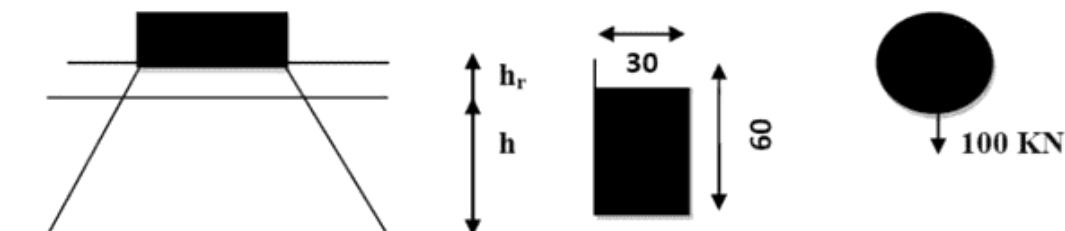
$$S_t \leq \min(40; 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On prendra donc un espacement de 20 cm et 15 cm suivant xx et suivant yy.

6. Vérification de non poinçonnement du hourdis

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle ; sous l'action des forces localisées telle que le « Br. », il y a lieu de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement :



La condition suivante doit être vérifiée pour qu'il n'y ait pas poinçonnement :

$$q_{ELU} \leq q_{adm} = \frac{0,045 \times h \times U_c \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_{ELU} : Charge de calcul à l'état limite ultime ;

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen ;

h : Épaisseur totale de la dalle ;

h_r : Épaisseur du revêtement ;

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

$$q_{ELU} = 1,6 \times \delta_{br} \times q = 1,6 \times 1,08 \times 100 = 172,8 \text{ kN}$$

$$U_c = 2(U_0 + V_0) \text{ avec } U_0 = a + h + h_r = 30 + 20 + 9 = 59 \text{ cm}$$

$$V_0 = b + h + h_r = 60 + 20 + 6 = 89 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } U_c = 2(59 + 89) = 296 \text{ cm}$$

$$q_{adm} = \frac{0,045 \times 0,20 \times 2,96 \times 30000}{1,5} = 719,28 \text{ kN}$$

$$\text{On a } q_{ELU} \leq q_{adm}$$

Donc il n'y a pas risque de poinçonnement de la dalle ou du hourdis !

Annexe V-3

I. Dimensionnement de l'entretoise

Pour le bon fonctionnement du pont, le changement des appareils d'appuis est indispensable, car leur durée de vie est limitée entre 10 et 15 ans en fonction du type. Pour cela, on utilise des vérins placés entre le corps d'appui (chevêtre) et le tablier (au niveau des entretoises) pour

soulever ce dernier, les charges sont transmises aux appuis par l'intermédiaire des entretoises et développent par conséquent des efforts importants avec lesquels le ferrailage des entretoises sera obtenu. L'entretoise doit être vérifiée dans le cas de charge correspondant au soulèvement qui est le cas le plus défavorable.

Puisque le nombre des poutres est impair, on opte pour le positionnement montré dans la figure ci-dessous :

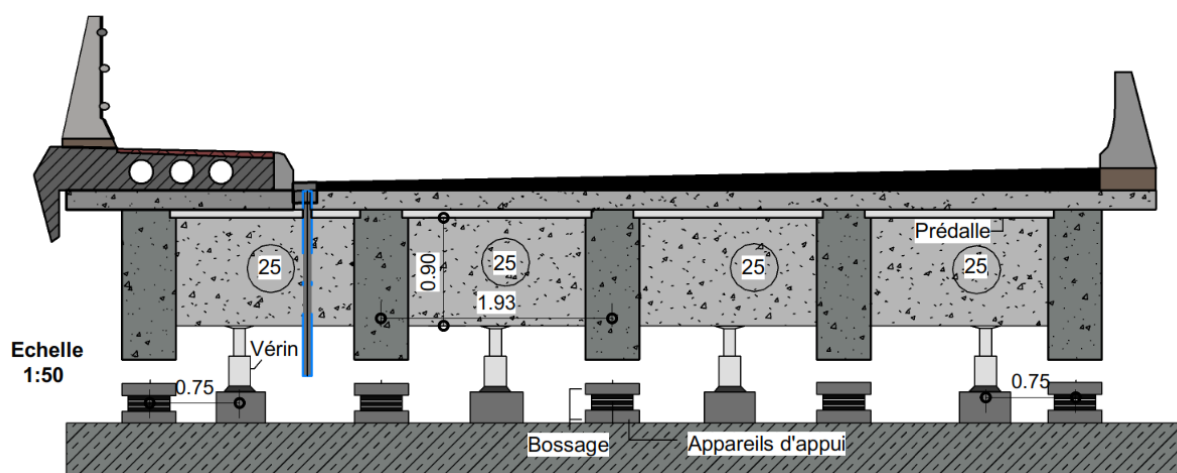


Figure XXX : Illustration du vérinage

L'entretoise sera assimilée à une poutre continue de 8.17 m de longueur, reposant sur 4 appuis, le remplacement des appareils d'appui se fera à vide, les vérins doivent soulever la charge permanente du tablier transmise à l'entretoise par le biais des poutres en charge ponctuelles, on suppose que les vérins sont des appuis simples.

On adopte le schéma statique donné par la figure suivante :

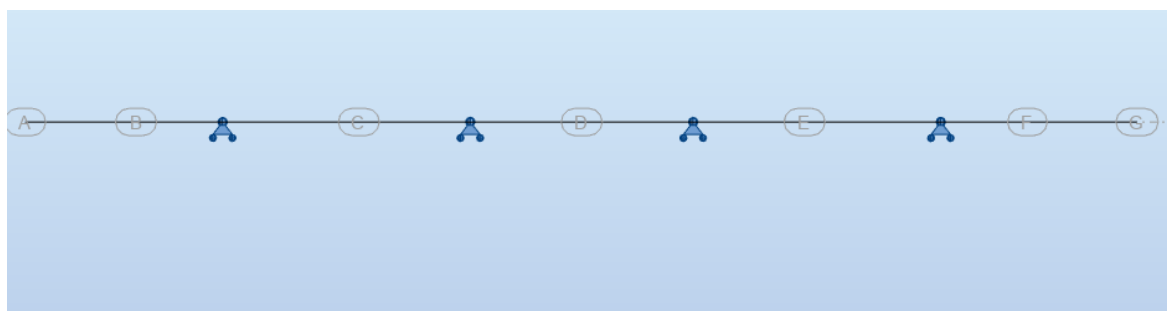
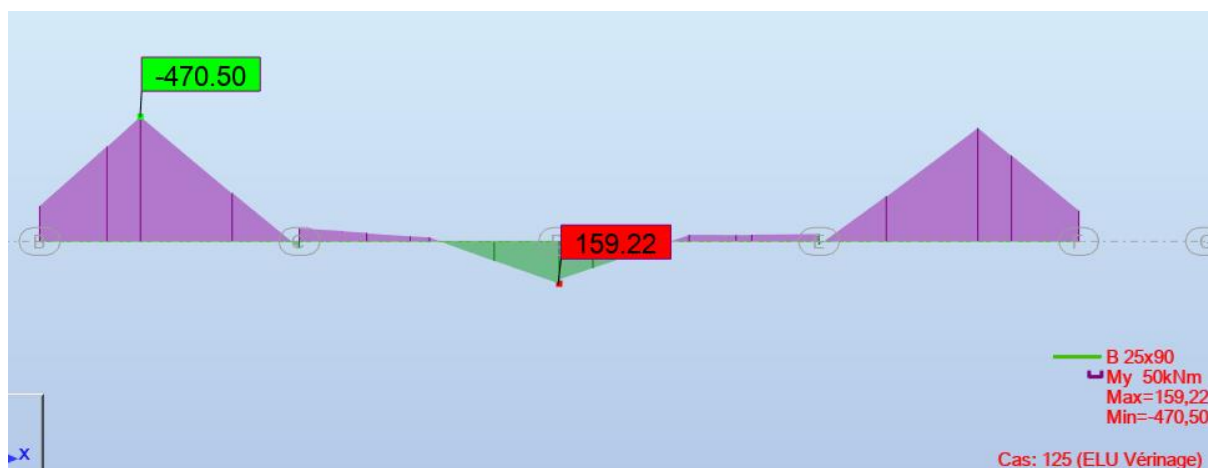


Figure XXXI : Schéma statique de l'entretoise



Le moment fléchissant à l'ELU et l'ELS sont donnés dans les figures suivante :

Figure XXXIII : Moment fléchissant à l'ELU lors du vérinage dans l'entretoise

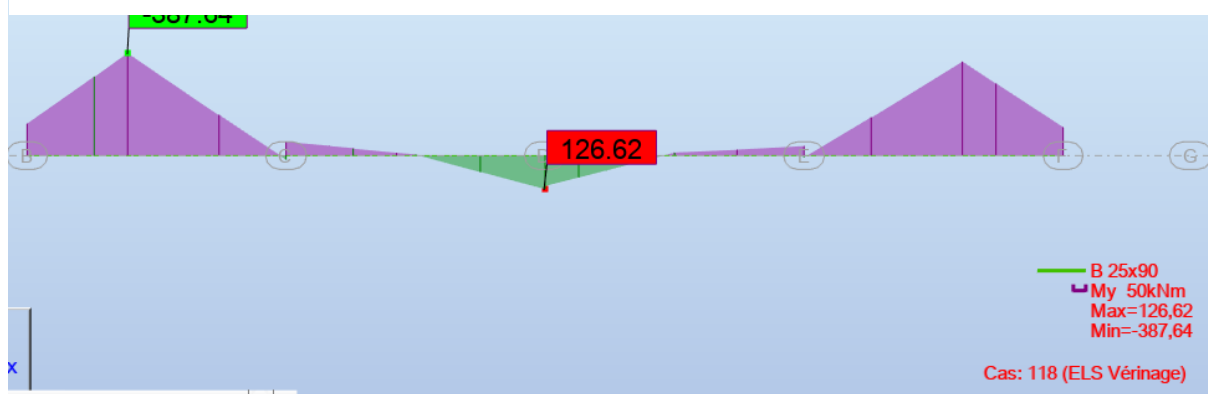


Figure XXXII : Moment fléchissant à l'ELS lors du vérinage dans l'entretoise

L'effort tranchant à l'ELS et l'ELU sont également donnés dans les figures suivantes :

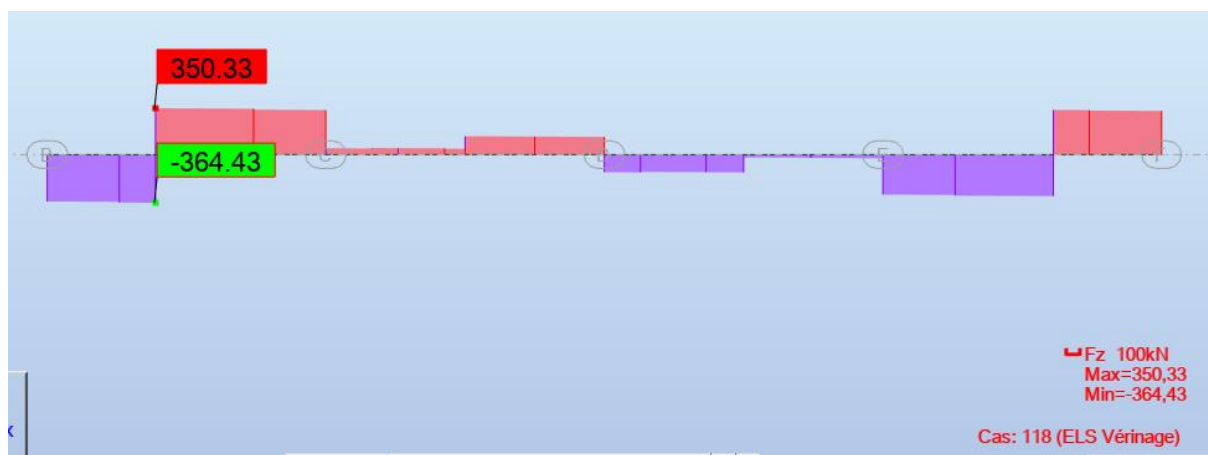


Figure XXXIV : Effort tranchant à l'ELS lors du vérinage dans l'entretoise

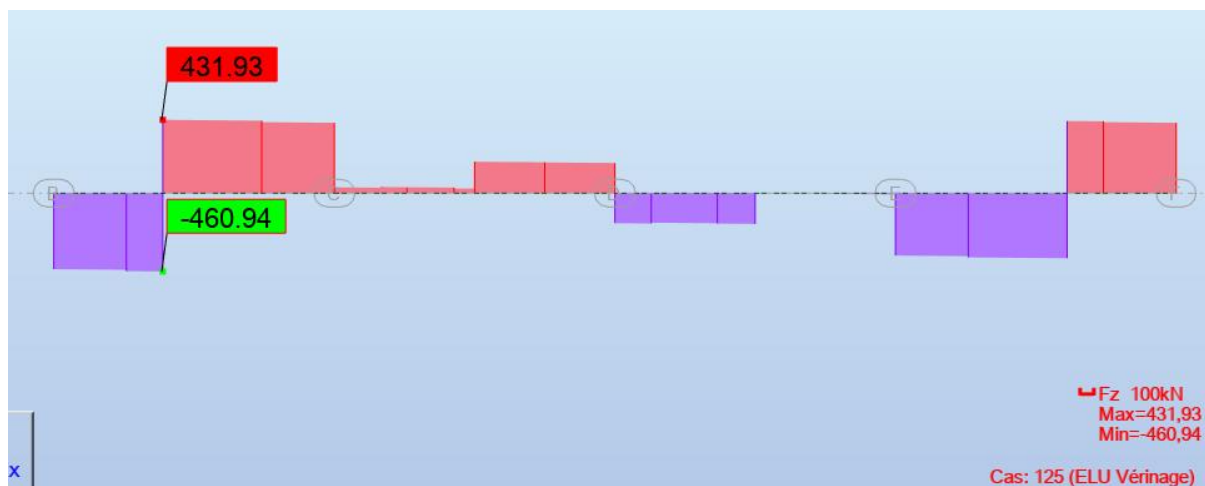


Figure XXXV : Effort tranchant à l'ELU lors du vérinage dans l'entretoise

Le tableau ci-dessous résume les différentes sollicitations les plus défavorables :

Tableau XXXIV : Récapitulatif moments fléchissant maximale lors du vérinage à l'ELU et l'ELS

Combinaison	Moment fléchissant maximale	
	Sur appui (kN.m)	En travée (kN.m)
ELU Vérinage	470,50	159,22
ELS Vérinage	387,64	126,62

Et un effort tranchant maximale à l'ELU de **460,94 kN**

II. Ferrailage de l'entretoise

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

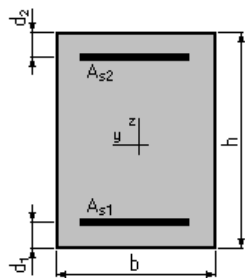
Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration peu préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$\begin{aligned} b &= 25,0 \text{ (cm)} \\ h &= 63,0 \text{ (cm)} \\ d_1 &= 3,0 \text{ (cm)} \\ d_2 &= 3,0 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	159,22	-470,50
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 6,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 21,9 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 1,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 1,88 \text{ (\%)} $		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas :

Cas ELU	$M_{\max} = 159,22 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = -470,50 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité :	1,00	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	$y = 19,9 \text{ (cm)}$	
Bras de levier :	$Z = 52,1 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 3,50 \text{ (\%)} $	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 7,07 \text{ (\%)} $	
Contrainte de l'acier :		
Tendue :	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	
Comprimée :	$\sigma'_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

5. Vérification de l'effort tranchant et calcul des aciers transversaux :

τ_u (contrainte tangentielle de l'entretoise) < τ_{ul} (Contrainte tangentielle limite ultime)

- τ_u

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0} \text{ avec } d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,63 = 0,56$$

$$\tau_u = \frac{460,94 \times 10^{-3}}{0,56 \times 0,25} = 3,29 \text{ MPa}$$

- τ_{ul}

$$\tau_{ul} = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{5 \text{ MPa}}{1,5} = 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_{ul} = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{ul} \text{ (Condition vérifiée)}$$

-Calcul des armatures transversales φ_t

$$\varphi_t \geq \frac{1}{3} \varphi_{lmax} = \frac{1}{3} \times 25 = 6,66 \text{ mm}$$

On prendra donc des cadres de HA10

-Espacement des cours d'armature transversales

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

$$S_t \leq \min(72,9; 40 \text{ cm})$$

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

-Détermination des armatures de peau

$$A_p = 3 \times 0,9 = 2,7 \text{ cm}^2 \text{ par face}$$

Soit 3HA12 par face couvrant une section de $3,39 \text{ cm}^2$ supérieur à la section d'armature théorique.

Annexe V-4

I. Dimensionnement du chevêtre

Dans cette partie nous allons considérer la réaction d'appuis recensée au niveau des poutres la plus défavorable due à la combinaison Mc120 à l'ELU et l'ELS :

$$1,35G + 1,6 S_{trottoir} + 1,51Mc120 + \Delta\theta$$

$$R_{max} = 1208,25 \text{ kN à l'ELU contre } R_{min} = 846,56 \text{ kN à l'ELS}$$

Ainsi l'étude du chevêtre sur pile se fera en deux étapes :

Premièrement une étude à la flexion simple et ensuite à la torsion.

- L'étude à la flexion simple

L'étude du chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide du logiciel RSA, il sera considéré comme porteur car les points d'appui ne sont pas disposés en face des colonnes. Le chevêtre est modélisé telle une poutre avec trois appuis représentant les piles et on considérera une longueur de 9,63 m pour le chevêtre avec un poids propre de 39,49 kN/ml transmis linéairement.

Les figures ci-dessous représentent respectivement les caractéristiques géométriques du chevêtre, le schéma statique sur RSA, le diagramme du moment fléchissant et le diagramme de l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.

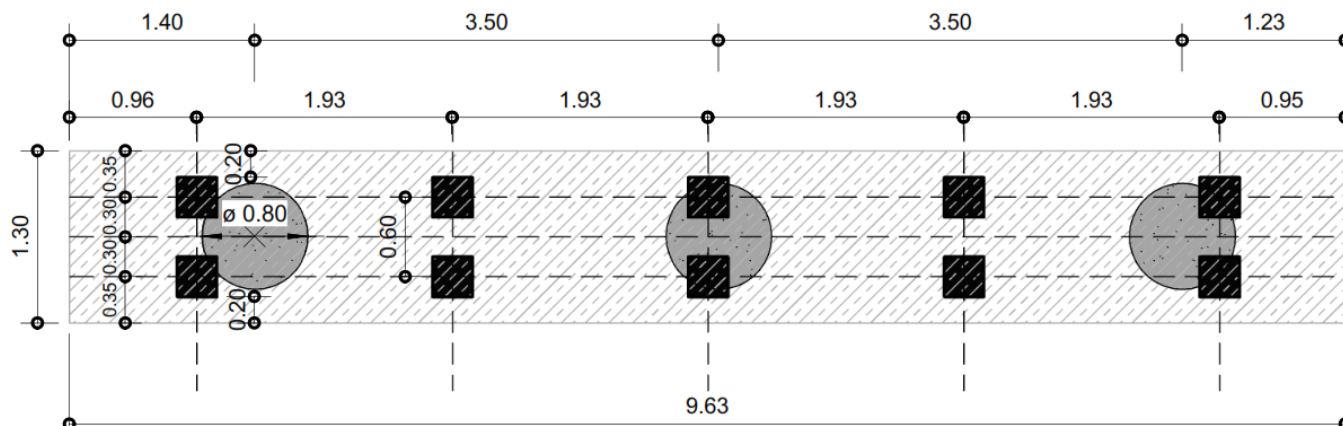


Figure XXXVI : Caractéristiques du chevêtre et dispositions des appareils d'appui

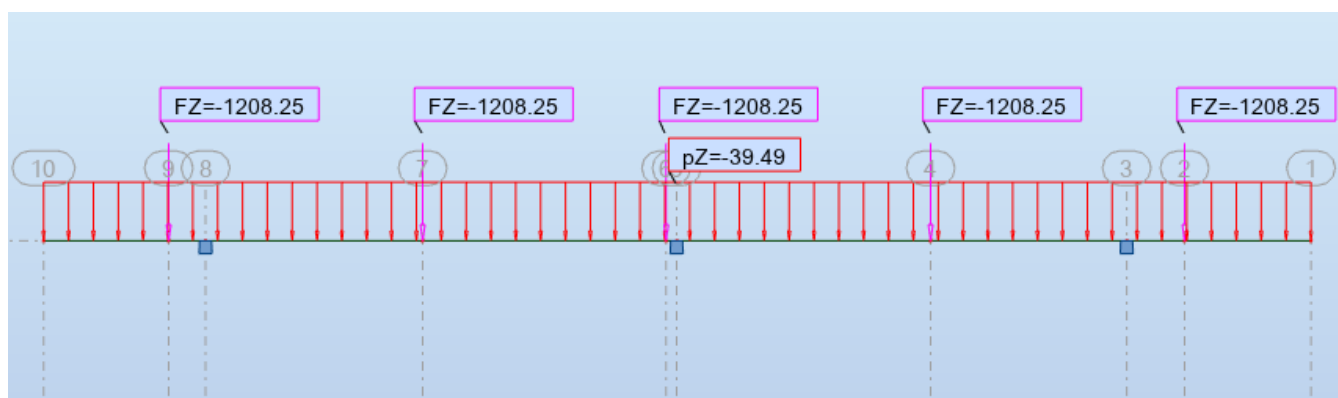


Figure XXXVII : Schéma statique des charges appliquées sur le chevêtre

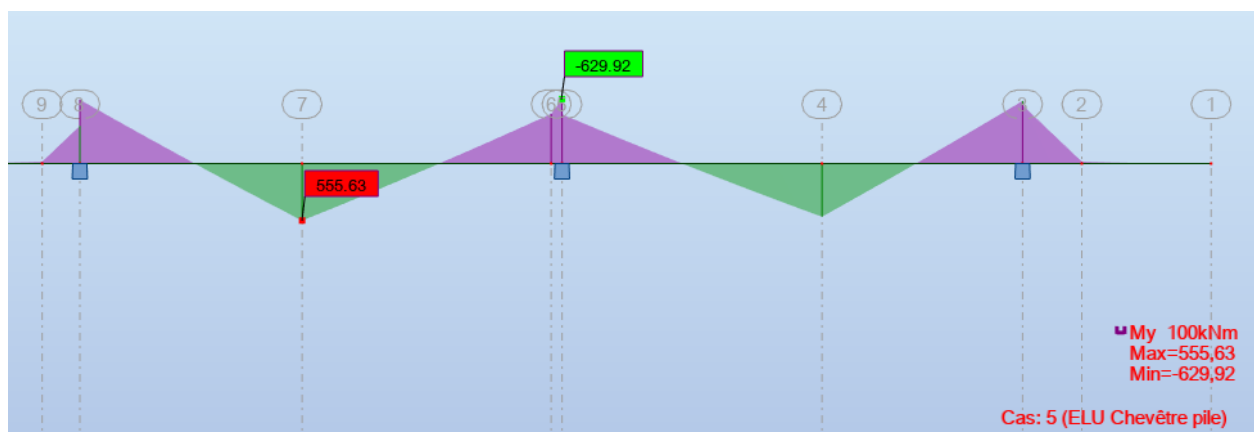
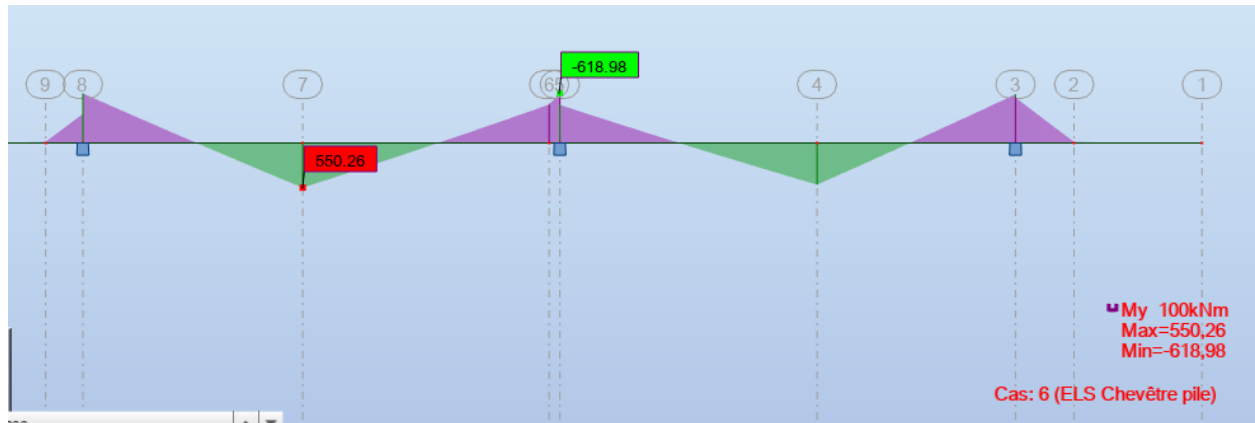
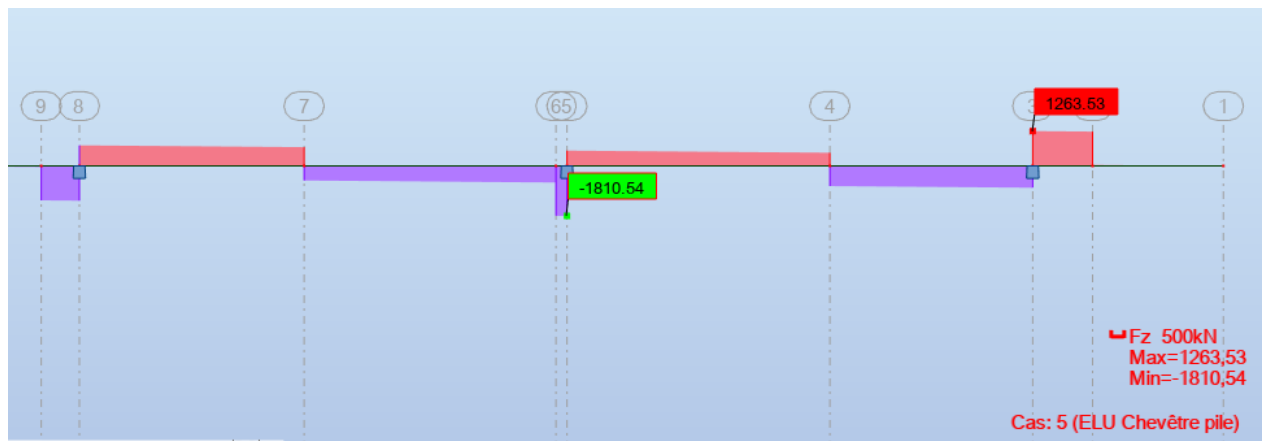
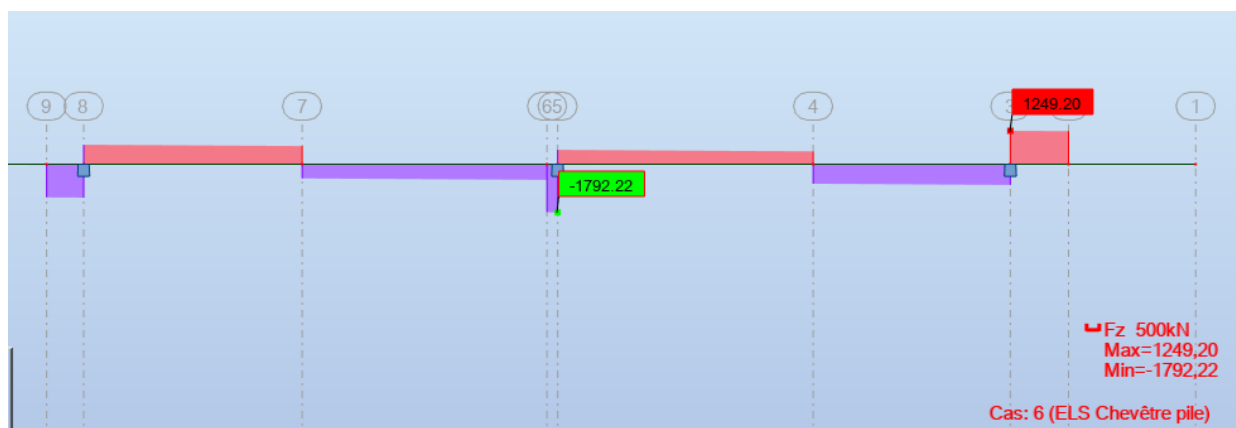


Figure XXXVIII : Moment fléchissant dans le chevêtre à l'ELU



Les sollicitations maximale pour chaque cas sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau XXXV : Récapitulatif des efforts dans le chevêtre

Moment fléchissant (kN.m)				Effort tranchant (kN)	
ELU		ELS		ELU	ELS
Sur Appui	En travée	Sur Appui	En travée		
629,92	555,63	618,98	550,26	1810,54	1792,22

- Etude du chevêtre à la torsion

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion [21].

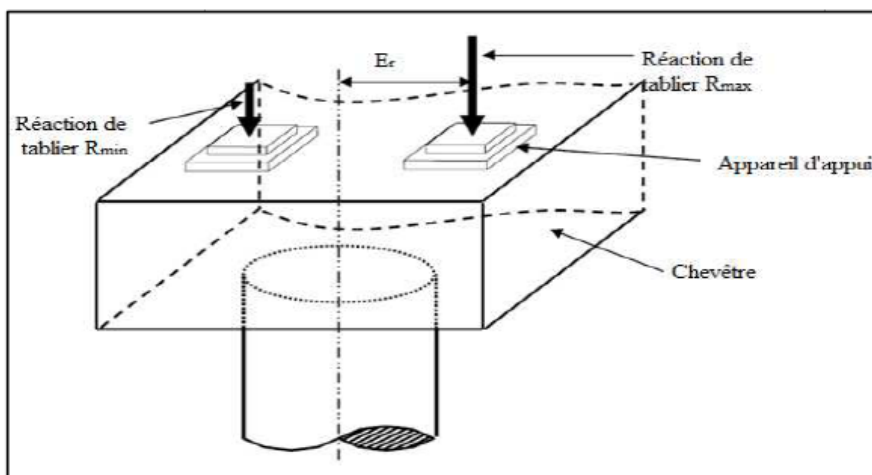


Figure XLII : Illustration de la torsion au niveau du chevêtre [21]

Avec $R = R_{max} - R_{min}$

Les valeurs de R_{max} et R_{min} obtenues au niveau des Appuis des poutres ont résumées dans le tableau suivant :

-Le moment de flexion transversal

Tableau XXXVI : Valeurs de R_{max} et R_{min}

Combinaisons	R_{max} (kN)	R_{min} (kN)	R (kN)
ELU Mc120	1208,25	222,87	985,38
ELS Mc120	846,56	175,08	671,48

$$M = 2 \times E_r \times R [21] \text{ Avec } E_r = 0,60 \text{ m}$$

$$M = 2 \times 0,60 \times 985,38 = 236,49 \text{ kN.m}$$

-Moment de torsion

$$C = \frac{M}{2} = \frac{236,49}{2} = 118,24 \text{ kN.m}$$

Evaluation du moment de torsion $C = 118,24 \text{ kN.m}$

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e = 0,60 \text{ m}$.

Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur L_t est limitée par [26] :

$$\begin{aligned} L_t &= L_c & \text{si } L_c \leq \Phi + H_c \\ L_t &= L_c + \Phi & \text{si } L_c > \Phi + H_c \end{aligned}$$

-Application numérique :

$$H_c = 0,90 \text{ m}$$

$$L_c = 1,30 \text{ m}$$

$$\Phi = 0,80 \text{ m}$$

On a donc $L_t = L_c$

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $b_n = H_c/6$

C : moment de torsion maximal par ml

Ω : l'aire de la torsion, $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

$$b_n = \frac{0,90}{6} = 0,15 \text{ m}$$

$$\Omega = (0,90 - 0,15) \times (1,30 - 0,15) = 0,862 \text{ m}^2$$

-Ferrailage longitudinale :

$$A_s = \frac{C \times P}{\overline{\sigma}_{st} \times 2\Omega}$$

Avec P : périmètre du chevêtre $= 3,8 \text{ m}$

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible de l'acier

$$P = 2(0,90 - 0,15) + 2(1,30 - 0,15) = 3,8 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{C \times P}{\sigma_{st} \times 2 \Omega} = 5,99 \text{ cm}^2 \text{ soit 4HA14 totalisant une section pratique de } 6,16 \text{ cm}^2.$$

II. Ferrailage du chevrete sur pile

Calcul de Section en Flexion Simple

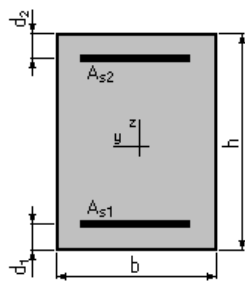
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 130,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 90,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)		
Etat Limite de Service	550,26	-618,98
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 27,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 30,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 11,3 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0,51 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas :

Cas ELU	$M_{\max} = 555,63 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = -629,92 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité :	1,78	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	$y = 6,3 \text{ (cm)}$	
Bras de levier :	$Z = 84,5 \text{ (cm)}$	

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0,78$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Comprimée : $\sigma'_s = 80,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 550,26$ (kN*m) $M_{\min} = -618,98$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 19,3$ (cm)

Bras de levier : $Z = 80,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 4,8$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma'_s = 60,4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

5. Vérification de l'effort tranchant et calcul des aciers transversaux :

τ_u (contrainte tangentielle du chevêtre) < τ_{ul} (Contrainte tangentielle limite)

- τ_u

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0} \text{ avec } d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,9 = 0,81$$

$$\tau_u = \frac{1810,54 \times 10^{-3}}{0,81 \times 1,30} = 1,72 \text{ MPa}$$

- τ_{ul}

$$\tau_{ul} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,15 \times 30}{1,5} = 3 \text{ MPa} \right.$$

$$\left. \tau_{ul} = 3 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u < \tau_{ul} \text{ (Condition vérifiée).}$$

-Calcul des armatures transversaux φ_t

$$\varphi_t \geq \frac{1}{3} \varphi_{lmax} = \frac{1}{3} \times 25 = 8,33 \text{ mm}$$

On prendra donc des cadres et des épingles de HA10.

-Espacement des cours d'armature transversales

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

$$S_t \leq \min(101,25; 40 \text{ cm}) \text{ donc } S_t \leq 40 \text{ cm.}$$

Annexe V-5

I. Dimensionnement de la pile

Les caractéristiques géométriques de la pile sont illustrées sur la Figure ci-dessous :

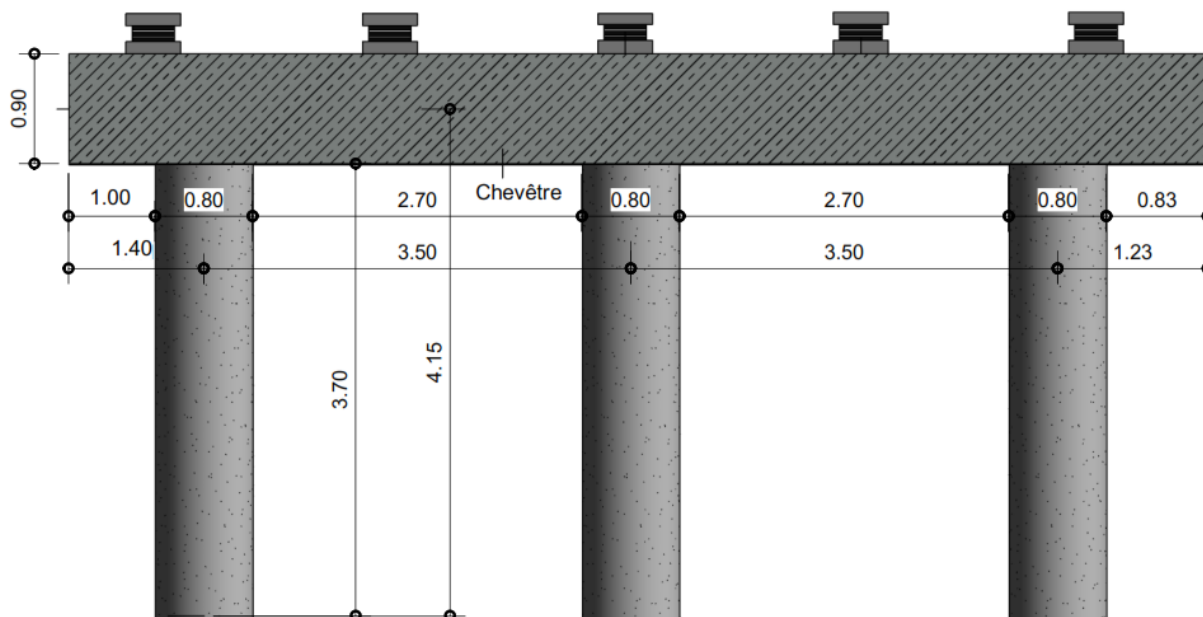


Figure XLIII : Caractéristiques géométriques de la pile

- Inventaire des charges :

-Charges verticale

Nous allons considérer la réaction d'appuis obtenu au niveau des nœuds supérieurs des piles par l'intermédiaire du chevêtre, due à la surcharge routière Mc120 à l'ELU la plus défavorable calculée plus haut dans la partie :

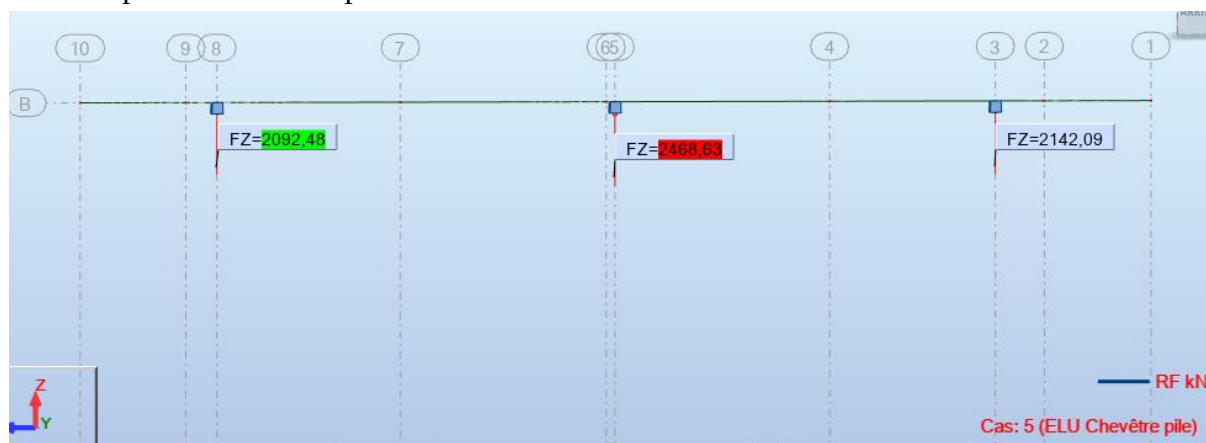


Figure XLIV : Schéma statique du chevêtre

$$R_{max} \text{ sous chevêtre} = 2468,63 \text{ kN}$$

-Les charges horizontale

✚ L'effort de freinage max dû à la surcharge BcNiger $Fr_{BcNiger} = B_{cNiger} = 420 \text{ kN}$.

✚ Effet dû au vent

Hypothèse :

- Le vent agit sur une surface latérale du pont avec une intensité $q = 2,5 \text{ kN}$;
- Lorsque le vent qui souffle le pont est supposé sans chargement sur la chaussée ainsi qu'au niveau des trottoirs ;
- Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal.

Ainsi on a :

- L'action qui s'exerce en tête de fût

$$Q_{vent} = (S_{latérale} \times q) = 1,25 \times 20 \times 2,5 = 62,5 \text{ kN}$$

Le moment induit par la charge Q sur la tête du fût par ml

$$M_{Q_{vent}} = (H_{fût} \times Q_{vent}) = 0,9 \times 62,5 = 56,25 \text{ kN.m}$$

- La force du vent qui s'exerce sur le fût par mètre de longueur du fût

$$q_{fût} = 0,8 \times 1 \times 2,5 = 2 \text{ kN}$$

Le moment induit par la charge $q_{fût}$ est égal à

$$M_{q_{fût}} = 2 \times 3,70 = 7,4 \text{ kN.m}$$

- Les efforts dus au retrait et dilatation sont supposés négligeables

 La force du courant

$$F_{wa} = k \times \rho_w \times h \times b \times v^2 [16]$$

Avec : $k = 0,35$ un coefficient de forme pour une pile de section transversale horizontale circulaire et $k = 0,72$ pour une section transversale horizontale rectangulaire

ρ_w : 10 kN/m^3 Masse volumique de l'eau

h : Profondeur de l'eau n'incluant pas le cas échéant (profondeur due à l'affouillement en mètres) ;

b : Largeur de l'élément

v : $2,60 \text{ m/s}$ Vitesse du courant

$$F_{wa} = 0,35 \times 10 \times 2,43 \times 0,8 \times 2,60^2 = 46 \text{ kN}$$

Le moment induit par la pression hydrodynamique est égal à :

$$MF_{wa} = F_{wa} \times \frac{2}{3} h = 46 \times \frac{2}{3} (2,43) = 74,52 \text{ kN.m}$$

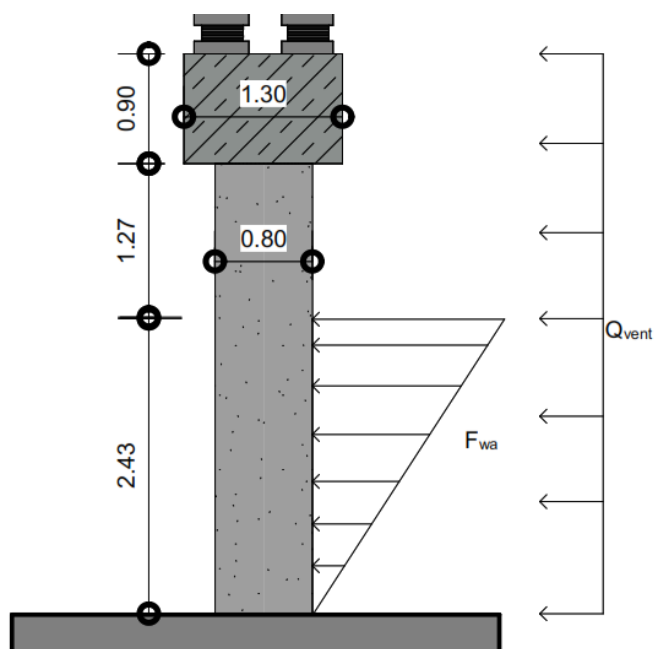


Figure XLV : Illustration des forces sur le fût

Le tableau ci-dessous résume les efforts et moments dus au vent et à la pression hydrodynamique :

Tableau XXXVII : Les efforts et moments dus au vent et à la pression hydrodynamique

Désignation	Effort (kN)	Moment (kN.m)
Vent	62,5	56,25
	2	7,4
Pression hydrodynamique	46	74,52

-Récapitulatif des charges

Tableau XXXVIII : Récapitulatif des charges appliquées au fût

Désignation	Effort verticaux (kN)	Effort horizontaux (kN)		Moment M (kN.m)		Cas
	N	Hx	Hy	Mx	My	
Permanente (Charge tablier + Poids propre fût)	2468,63					Cas 1
Freinage BcNiger			420	168		Cas 2
Vent		62,5			56,25	Cas 3
Pression de l'eau		46			74,52	Cas 4

Combinaison des charges :

ELU 1 : 1,35 Cas 1 + 1,6 Cas 2

ELU 2 : 1,35 Cas 1 + 1,2 Cas 3 + Cas 4

ELS 1 : Cas 1 + 1,2 Cas 2

ELS 2 : Cas 1 + Cas 3 + Cas 4

Tableau XXXIX: Combinaison des charges qui s'appliquent sur le fût à l'ELU et L'ELS

Etats limites	Désignation	Effort verticaux(kN)	Effort horizontaux(kN)		Moment M(kN. m)	
		N	Hx	Hy	Mx	My
ELU	ELU 1	2515,13		672	268,8	
	ELU 2	2515,13	123,4			142,02
ELS	ELS 1	2468,63		504	201,6	
	ELS 2	2468,63	110,5			130,77

Tableau XL : Sollicitations de calcul sur le fût

	Sollicitations de calcul		
	N (kN)	H(kN)	M (kN. m)
ELU	2515,13	672	268,8
ELS	2468,63	504	201,6

. Donc la vérification de la stabilité de l'appui se fera suivant ces deux combinaisons :

- **Vérification au flambement**

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec l_f : Longueur de flambement et i : Rayon de giration

le fût est relié au chevrete donc $l_f = 0,707 \times l_0$

Avec l_0 la hauteur libre du fût donc

$$l_f = 0,707 \times 3,70 = 2,61 \text{ m et } i = \frac{\phi}{4} = \frac{0,8}{4} = 0,2$$

D'où

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,61}{0,2} = 13,05 < 50 \text{ Pas de risque de flambement}$$

Le calcul se fera en flexion composée avec un effort de compression :

- **Calcul de l'excentricité de la charge :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{268,8 \times 10^{-3}}{2,51513} = 0,11 \text{ m}$$

- **Calcul de l'effort de compression centré maximal supportable par le béton :**

$$N_{bmax} = \frac{\pi \times \emptyset^2}{4} \times f_{bu} = \frac{\pi \times 0,8^2}{4} \times 17 = 8,545 \text{ MN}$$

- **Calcul du coefficient de remplissage du diagramme de contrainte ψ_1 :**

$$\text{On a } \psi_1 = \frac{N_u}{N_{bmax}} = \frac{2515,13 \times 10^{-3}}{8,545} = 0,29 < 0,81 \text{ ok!}$$

- **Comme $\psi_1 = 0,29 < \frac{2}{3}$ on détermine ainsi l'excentricité critique relative :**

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,29}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,29})} = 0,1565$$

- **Calculons e_{NC} et comparons e_{NC} à e :**

$$e_{NC} = \xi \times \emptyset = 0,1565 \times 0,80 = 0,1252 \text{ m}$$

On a $e < e_{NC}$ donc la section est entièrement comprimée et l'état limite n'est pas atteint par conséquent la section sera ferrailée longitudinalement avec la section d'armatures comprises entre A_{smin} et A_{smax} :

$$A_{smin} = \frac{0,2B}{100}$$

$$A_{smin} = 0,001005 \text{ m}^2 = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et } A_{smax} = 5\%B = 5\% \times \frac{\pi \times 0,8^2}{4} = 0,025132 \text{ m}^2 = 251,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} \leq A_s \leq A_{smax}$$

- **Conditions de non fragilité**

$$A_s \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times \pi \times \emptyset^2$$

- $A_s \geq 22,20 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales**

L'effort horizontal maximal appliquée à chaque fût est égale à $V_u = 672 \text{ kN}$

-Vérification de la contrainte tangentielle

Dans le cas des sections circulaires, on a :

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{1,4 \times V_u}{\phi \times d} \\ \phi = 0,8 \text{ m} \\ d = 0,72 \text{ m} \\ \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \end{cases} \text{ on a } \tau_u = 1,63 < 3 \text{ MPa ok !}$$

-Armatures transversales minimales

$$\frac{A_t}{\phi \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}$$

Pour $S_t = 15 \text{ cm}$ l'on a : $A_t \geq 4,89 \text{ cm}^2$ Pour l'armature transversale, on prendra des cerces de HA12 espacés de 15 cm.

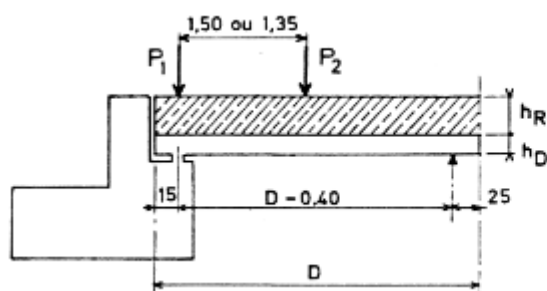
Annexe V-6

Dimensionnement de la culée :

F.1 Dimensionnement de la dalle de transition

I. Sollicitations dans la dalle de transition

La dalle de transition est assimilée à une poutre reposant sur deux (02) appuis, La dalle de transition a une épaisseur de 30cm. Elle est soumise à des actions permanentes telles que son



h_R = hauteur moyenne de chaussée sur la dalle de transition

h_D = épaisseur de la dalle de transition

Figure XLVI : Illustration de la disposition de la dalle de transition [19]

pois propre, le poids du revêtement et du remblai. La surcharge à prendre en compte est celle d'un camion Bc ou Bt [18] mais dans notre cas nous allons considérer le cas de Bt avec un coefficient de majoration de 1,76 obtenu en ANNEXE IV :

-Une rotule au niveau du corbeau d'appui et un appui fictif situé à 0,25 m de l'autre extrémité de la dalle de transition.

On a $D = 4 \text{ m}$ donc $l = D - (0,15 + 0,25) = 4 - (0,15 + 0,25) = 3,60 \text{ m}$

- Les sollicitations

-Charges permanente :

Poids surfacique : $g_1 = \text{épaisseur}_{D_t} \times \gamma_b = 0,30 \times 25 = 7,5 \text{ kN/m}^2$

Revêtement surfacique : $g_2 = \text{épaisseur}_{RV} \times \gamma_{bb} = 0,09 \times 24 = 2,16 \text{ kN/m}^2$

Remblai : $g_3 = \text{épaisseur}_{RB} \times \gamma_R = 0,70 \times 18 = 12,6 \text{ kN/m}^2$

$G = g_1 + g_2 + g_3 = 22,26 \text{ kN/m}^2$ Avec la largeur de la dalle de transition de $D = 4 \text{ m}$, on a comme valeur de la charge permanente : $G = 89,04 \text{ kN/ml}$ d'où :

$$M_g = \frac{G \times l^2}{8} = \frac{89,04 \times 3,60^2}{8} = 144,245 \text{ kN.m}$$

-Surcharge routière

D'après le PP 73 les deux roues P1 et P2 sont placées distant chacune de l'autre respectivement de : 1,5 m ou 1,35 m. cette charge sera assimilée à une charge linéaire répartie de $G_{bt} = 40 \text{ kN/ml}$

$$M_{max} = \frac{G_{bt} \times l}{2} \times \left(1 - \frac{1,35}{2 \times l}\right)^2 = \frac{40 \times 3,60}{2} \times \left(1 - \frac{1,35}{2 \times 3,60}\right)^2 = 47,53 \text{ kN.m}$$

-Combinaisons des sollicitations

$$M_U = 1,35M_g + 1,76M_{max} = 1,35 \times 144,245 + 1,76 \times 47,53 = 278,38 \text{ kN.m}$$

$$M_S = M_g + 1,2M_{max} = 144,245 + 1,44 \times 47,53 = 212,68 \text{ kN.m}$$

II. Ferrailage de la dalle de transition

Calcul de Section en Flexion Simple

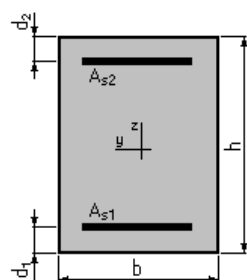
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration peu préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{max} \text{ (kN.m)}$	$M_{min} \text{ (kN.m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	278,38	0,00

Etat Limite de Service	212,69	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 27,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 1,01 \text{ (\%)} $		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas :

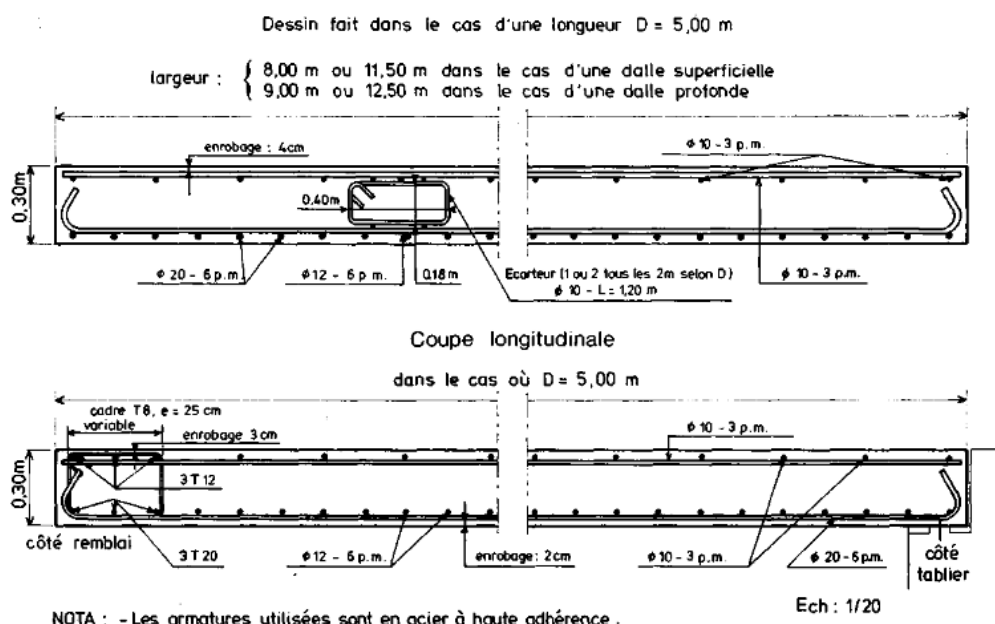
Cas ELU $M_{\max} = 278,38 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : B
Position de l'axe neutre : $y = 8,7 \text{ (cm)}$
Bras de levier : $Z = 23,5 \text{ (cm)}$
Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$
Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 7,36 \text{ (‰)}$
Contrainte de l'acier :
Tendue : $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 212,69 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,11
Position de l'axe neutre : $y = 11,3 \text{ (cm)}$
Bras de levier : $Z = 23,2 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 16,2 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier :
Tendue : $\sigma_s = 336,3 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s \lim} = 500,0 \text{ (MPa)}$

Le ferrailage se fera à l'aide du guide SETRA Dalles de transition des ponts routes [19] et CERAMA :



F.2 Dimensionnement du mur garde grève

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres : poussée des terres, poussée de charges locales en arrière du mur garde grève, freinage et à des efforts moindres sur la face avant. Nous adoptons alors le ferrailage type proposé au paragraphe 2.3.1. de la pièce 1.3.2. du PP73 du S.E.T.R.A. Pour une hauteur comprise entre 1 et 2 mètres, le ferrailage se présente comme suit :

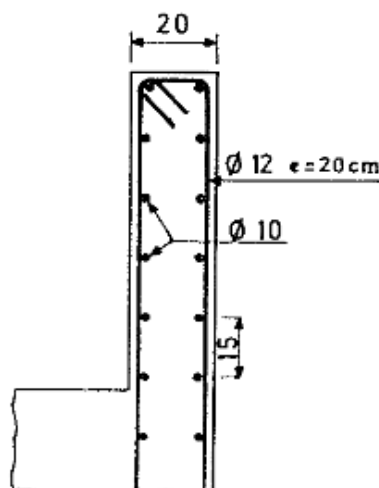


Figure XLVII : Ferrailage type du Mur garde grève [18]

Ferrailage Vertical Ø12 HA tous les 0,1 m sur la face arrière et tous les 0,2 m sur la face avant et pour le ferrailage horizontal : Ø10 HA tous les 0,15 m sur les deux faces.

F.3 Dimensionnement du corbeau d'appui

Nous adopterons également le ferrailage type défini au paragraphe 2.2.6 de la pièce 1.3.2 du PP73 du guide S.E.T.R.A.

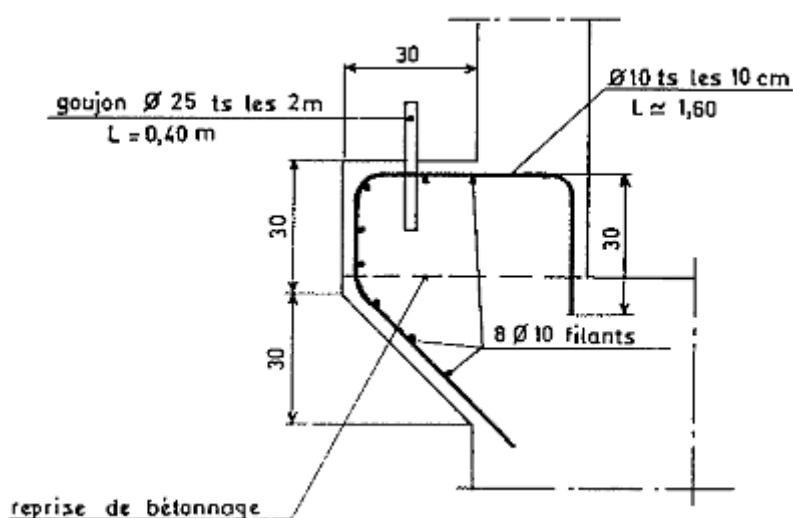


Figure XLVIII : Ferrailage type du corbeau d'appui [18]

F.4 Dimensionnement du mur en retour

I. Sollicitations dans le mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, le mur en retour est encastré au niveau de la semelle ainsi qu'au niveau du mur de front, Il est sollicité selon le PP73 par des charges verticales et horizontales :

- Poids propre et poids de la superstructure.
- Poussée horizontale.
- Charges concentrées

- **Evaluation des efforts horizontaux**

- **La poussée des terres :**

$P_T = \frac{K_a \times \gamma \times h_r^2}{2}$; avec une hauteur de remblai de $h_r = 6,20 \text{ m}$; $\gamma_T = 18 \text{ kN/m}^3$ et en supposant un coefficient de poussée $K_a = 0,33$ l'on a :

$$\Rightarrow P_T = \frac{0,33 \times 18 \times 6,20^2}{2} = 114,17 \text{ kN/ml}$$

$$P_T = 114,17 \text{ kN/ml}$$

- **La poussée des surcharges sur remblai :**

$$P_{SR} = K_a \times \gamma_{SR} \times h_r \text{ avec } \gamma_{SR} = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow P_{SR} = 0,33 \times 10 \times 6,20 \times 1 = 20,46 \text{ kN/ml}$$

$$P_{SR} = 20,46 \text{ kN/ml}$$

- **La poussée de la surcharge concentrée horizontale :**

$$P_{SCH} = S_c \times 1,2 \text{ Avec } S_c = 20 \text{ kN}$$

$$P_{SCH} = 20 \times 1,2 = 24 \text{ kN}$$

$$P_{SCH} = 24 \text{ kN}$$

- **Les moments horizontaux**

- **La poussée des terres :**

$$M_T = P_T \times \frac{h_r}{3} = 114,17 \times \frac{6,20}{3} = 235,95 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_T = 235,95 \text{ kN.m/ml}$$

- **La poussée des surcharges sur remblai :**

$$M_{SR} = P_{SR} \times \frac{h_{sup_{mur \text{ en retour}}}}{2} = 20,46 \times \frac{2,70}{2} = 27,62 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{SR} = 27,62 \text{ kN.m/ml}$$

- **La poussée de la surcharge concentrée horizontale**

$$M_{SCH} = \frac{P_{SCH} \times h_r}{h_{sup_{mur \text{ en retour}}}} = \frac{24 \times 6,20}{2,7} = 55,11 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{SCH} = 55,11 \text{ kN.m/ml}$$

- **Combinaison des charges**

$$M_{ELU} = 1,35M_T + 1,6 (M_{SR} + M_{SCH})$$

$$\Rightarrow M_{ELU} = 1,35 \times 235,95 + 1,6 (27,62 + 55,11) = 450,90 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{ELS} = M_T + 1,2 (M_{SR} + M_{SCH})$$

$$\Rightarrow M_{ELS} = 235,95 + 1,2(27,62 + 55,11) = 335,23 \text{ kN.m/ml}$$

- **Efforts verticaux :**

-Poids propre du mur

$$P_{PM} = \gamma_b \times e_{mur} \times H_{mur} \times 1 = 25 \times 0,30 \times 6,20 \times 1 = 46,5 \text{ kN/ml}$$

$$P_{PM} = 46,5 \text{ kN/ml}$$

-Poussée de la surcharge concentrée verticale

$$P_{SCV} = S_c \times 1,2 \text{ Avec } S_c = 40 \text{ kN}$$

$$P_{SCV} = 40 \times 1,2 = 48 \text{ kN}$$

-Poids propre de la superstructure

$$P_S = 3 \text{ kN/ml}$$

- Les moments suivant la verticale

-Poids propre du mur

$$M_{GM} = P_{PM} \times \frac{H_{mur}}{2} = 46,5 \times \frac{6,20}{2} = 144,15 \text{ kN.m/ml}$$

-Poussée de la surcharge concentrée verticale

$$M_{SCV} = \frac{P_{SCV} \times h_r}{h_{sup_{mur \text{ en retour}}} = \frac{48 \times 6,20}{2,7} = 110,22 \text{ kN.m/ml}$$

- Poids propre de la superstructure

$$M_{PS} = P_S \times e_{mur} = 3 \times 0,3 = 0,9 \text{ kN.m/ml}$$

-Combinaison des charges

$$M_{ELU} = 1,35M_{GM} + 1,6 (M_{SCV} + M_{PS})$$

$$\Rightarrow M_{ELU} = 1,35 \times 144,15 + 1,6 (110,22 + 0,9) = 372,39 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{ELS} = M_{GM} + 1,2 (M_{SCV} + M_{PS})$$

$$\Rightarrow M_{ELS} = 144,15 + 1,2(110,22 + 0,9) = 369,29 \text{ kN.m/ml}$$

II. Ferrailage du mur en retour

Ferrailage horizontal :

-Section d'acier

Le ferrailage se fait en flexion simple l'on a :

$$M_U = \frac{450,90}{6,20} = 72,72 \text{ kN.m et } M_S = 54,06 \text{ kN.m}$$

Avec le logiciel robot expert l'on a $A_S = 9,2 \text{ cm}^2$ on opte pour 3HA20/ml totalisant une section de $A_S = 9,42 \text{ cm}^2$ / coté remblai avec un espacement de 15 cm.

-Armatures de construction

$A'_S = \frac{A_S}{3} = 3,14 \text{ cm}^2$ donc on opte pour 3HA12/ml totalisant une section de $A'_S = 3,39 \text{ cm}^2$ / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

- **Ferraillage de suspension (Vertical)**

-Section d'acier

Le calcul se fait en flexion simple, l'on a :

$$M_U = \frac{372,39}{3,15} = 118,22 \text{ kN.m} \text{ et } M_S = \frac{369,29}{3,15} = 117,24 \text{ kN.m}$$

Avec le logiciel robot expert l'on obtient pour $A_{\text{Sthéorique}} = 10,6 \text{ cm}^2$ l'on opte pour **3HA25/ml** totalisant une section pratique de $A_S = 14,73 \text{ cm}^2$ / **coté remblai** avec un espacement de 15 cm.

-Armatures de construction

$A'_S = \frac{A_S}{3} = 4,91 \text{ cm}^2$ donc on opte pour **3HA20/ml** totalisant une section pratique de $A'_S = 9,42 \text{ cm}^2$ / **coté tablier** avec un espacement de 15 cm.

- **Armature transversale**

Ils seront constitués par des cadres et étriers $\phi 12$ horizontaux et verticaux sur chacune des faces. et des U de fermetures $\phi 14$

F.5 Dimensionnement de l'appareil d'appui

On utilisera des appareils d'appui du type B, ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, en effet ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet :

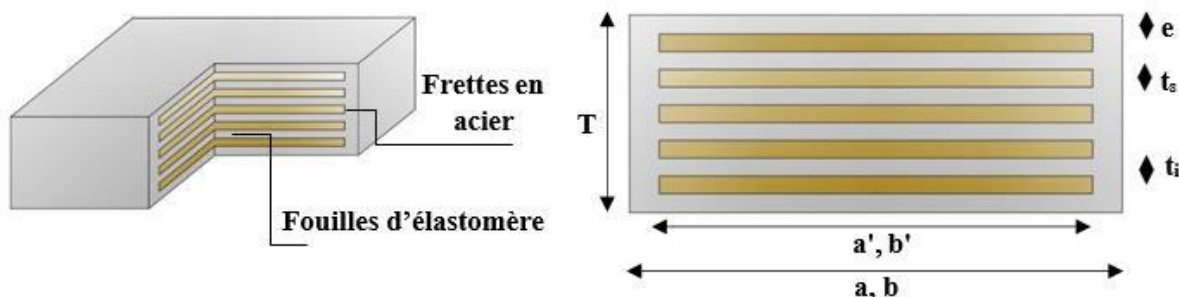


Figure XLIX : Caractéristiques de l'appareil d'appui [9]

a (a') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.

b (b') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ($a \leq b$).

t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.

T_b : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; $T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2e$.

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

e : enrobage.

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de Non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU.

-Aire de l'appareil d'appui :

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui et doit respecter l'inégalité suivante :

$$\frac{R_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa}$$

Avec :

a : Coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;

b : Coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;

R_{max} : Réaction d'appuis maximale à L'ELU ($R_{max} = 1.20825 \text{ MN}$) ;

σ_m : Contrainte de compression sous la réaction R_{max} .

Donc $a' \times b' \geq 641,25 \text{ cm}^2$ on prendra alors une section de $a \times b = 50 \times 50 \text{ cm}^2$

-Détermination de l'épaisseur de l'appareil d'appui T

L'épaisseur de l'appareil d'appui T est conditionné par la condition de non flambement,

avec a est le plus grand côté : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$

$$\Rightarrow 50 \leq T \leq 100 \text{ (mm)}$$

-Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction des frettes $t_s \geq \max\left(\frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e}; 2 \text{ mm}\right)$

Avec :

σ_e Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes: 215 MPa pour l'acier E24

si $t_s < 3 \text{ mm}$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a+b)} = \frac{500 \times 500}{2 \times 10 \times (500+500)} = 12,5 \text{ Un coefficient de forme et en supposant que } t=10 \text{ mm}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{1208,25 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,5} = 4,83 \text{ MPa}$$

$$t_s \geq \max(0,89; 2 \text{ mm})$$

Prenons $t_s = 2,5 \text{ mm}$

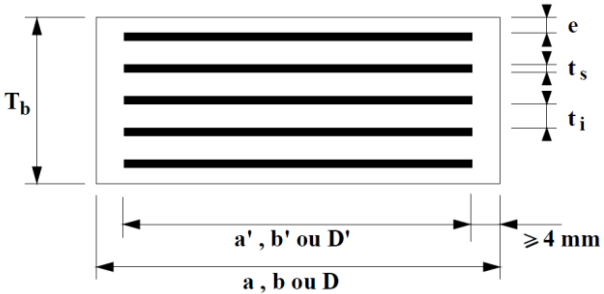
Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes :

- 4 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur $t_i = 10 \text{ mm}$

- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $t/2 = 5 \text{ mm}$

- 5 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 2,5 \text{ mm}$

Tableau XLI : Dimensionnement des frettes

Dimensions	Valeurs (mm)	
a	500	
b	500	
t_i	10	
t_s	2,5	
$e (t/2)$	5	
T_b	62,5	
T	50	

F.6 Dimensionnement du bossage d'appui

Longueur : $L \geq a_{app} + 10 \text{ cm}$

Largeur : $L \geq b_{app} + 10 \text{ cm}$

Hauteur : $H \geq 5 \text{ cm}$

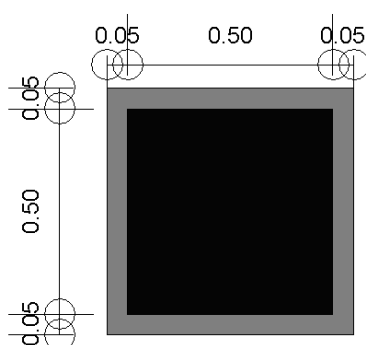


Figure L : Caractéristiques du bossage d'appui

Les bossages d'appui sont soumis à la compression simple sous la charge verticale du tablier.

Contrainte de compression du bossage :

$$N = 1208,25 \text{ kN}$$

$$S = 600 \times 600 \text{ mm}^2$$

Selon le guide SETRA Appareils d'appui [9], Les armatures doivent être capables de reprendre 4% de N_{max} .

$$A_s = \frac{0,04 \times N_{max}}{\overline{\sigma}_{st}} = \frac{0,04 \times 1,20825}{434,78} = 1,11 \text{ cm}^2$$

Ainsi on adoptera des frettés **6HA8** dans les deux sens espacés de 12 cm.

ANNEXE VII

APERÇU IMPACT ENVIRONNEMENTAL :

Dans cette partie, nous allons analyser les impacts environnementaux liés au projet. Nous examinerons d'abord les impacts négatifs, notamment ceux liés aux phases de construction et d'exploitation, avant de mettre en évidence les retombées positives. Nous proposerons également des mesures d'atténuations.

V.1. Présentation du cadre institutionnel, législatif et réglementaire

Le Niger s'est doté d'un ensemble de textes et de politiques visant à encadrer les projets d'infrastructure dans une perspective de développement durable. La réalisation du pont de Sorey à Niamey s'inscrit dans ce cadre et doit se conformer aux dispositions nationales et aux engagements internationaux en matière de protection de l'environnement et de responsabilité sociale.

V.1.1. Politiques nationales en matière d'environnement et de développement

- **Politique Nationale de l'Environnement pour un Développement Durable (PNEDD) :** Adoptée en 2000 et révisée en 2019, elle vise à intégrer les préoccupations environnementales dans les plans de développement. Elle prône une gestion rationnelle des ressources naturelles, la préservation de la biodiversité et l'amélioration du cadre de vie.
- **Stratégie de Développement Durable et de Croissance Inclusive (SDDCI – Niger 2035) :** Ce document cadre ambitionne de faire du Niger un pays émergent, en assurant une croissance économique respectueuse de l'environnement et équitable socialement. Les infrastructures de transport, telles que le pont de Sorey, y sont considérées comme des leviers de désenclavement et de développement économique.
- **Politique Nationale de l'eau (PNE) :** Elle régit la gestion des ressources en eau, particulièrement sensibles dans un contexte sahélien. Tout projet à proximité du fleuve Niger, comme le pont de Sorey, doit respecter ses principes, notamment la préservation de la qualité de l'eau et des écosystèmes aquatiques.

V.1.2. Cadre législatif et réglementaire

- **Loi n°98-56 du 29 décembre 1998 portant Loi-cadre relative à la gestion de l'environnement :** Cette loi fondamentale définit les principes de protection de l'environnement et impose l'évaluation environnementale pour les projets susceptibles

d'avoir des impacts significatifs. Elle établit le principe pollueur-payeur et celui de la réparation des dommages.

- **Décret n°2010-167/PRN/MHE du 8 avril 2010 fixant la liste des projets soumis à étude d'impact environnemental et social (EIES) :** Les ouvrages d'art de grande envergure, comme les ponts, figurent dans la catégorie des projets obligatoirement soumis à une EIES. Le projet du pont de Sorey entre donc dans ce cadre.
- **Code de l'Eau (Ordonnance n°2010-09 du 1er avril 2010) :** Il régit tous les usages de l'eau et les interventions dans le domaine aquatique. La construction de piles de pont dans le lit du fleuve Niger nécessite une autorisation spécifique et doit garantir la non-dégradation du milieu.
- **Conventions internationales ratifiées par le Niger :** Le Niger est parti à plusieurs conventions dont les implications doivent être prises en compte, notamment la Convention sur la Diversité Biologique (CDB) et la Convention-cadre des Nations Unies sur les changements climatiques (CCNUCC).

V.2. Identification et analyse des impacts potentiels du projet

Le projet de construction du pont de Sorey, par son ampleur et son emplacement stratégique en travers du fleuve Niger, générera des impacts pendant les phases de réalisation et d'exploitation.

V.2.1. Impacts sur le milieu physique

- **Qualité de l'air :** Les phases de terrassement, de concassage et le trafic des engins généreront des émissions de poussières et de gaz d'échappement (NOx, COV, particules). Les périodes de vent sec (harmattan) pourraient amplifier ces nuisances pour les riverains et les travailleurs.
- **Sol et ressources en terre :** Le chantier mobilisera des zones d'emprunt et de dépôt de matériaux. Sans mesures appropriées, cela pourrait accélérer l'érosion, dégrader la structure des sols et réduire leur potentiel agricole ou pastoral.
- **Ressources en eau et milieu aquatique :** L'activité dans le lit du cours d'eau (implantation des piles) est la source d'impacts majeurs, elle entraîne :
 - Une turbidité accrue de l'eau due aux travaux et aux sédiments remis en suspension.
 - Un risque de pollution accidentelle par les hydrocarbures, les huiles ou les produits chimiques utilisés sur le chantier.
 - Une perturbation temporaire des habitats aquatiques et de la faune piscicole.
 - Une modification possible des courants et du transport solide.

V.2.2. Impacts sur le milieu biologique

- Flore : Le déboisement lié au dégagement des emprises entraînera la perte de la végétation ripicole (arbres et arbustes des berges) et de la strate herbacée.
- Faune : Le bruit et la présence humaine permanente pendant les travaux dérangeront l'avifaune et les autres espèces fréquentant les berges.

V.2.3. Impacts socio-économiques et humains

- Déplacements et accès : Bien qu'à terme le pont améliore la mobilité, sa construction peut entraîner des détours, des ralentissements et une gêne temporaire pour les usagers de la zone.
- Cadre de vie des riverains : Les nuisances sonores (bruits des engins), visuelles et les poussières affecteront la qualité de vie des populations avoisinantes pendant la durée du chantier.
- Santé et sécurité : Outre les risques d'accidents du travail, l'exposition aux poussières et le bruit peuvent avoir des effets sur la santé des travailleurs et des riverains. L'afflux de main-d'œuvre peut également accroître les risques sanitaires (MST, hygiène).
- Patrimoine foncier et économique : Le projet peut nécessiter des acquisitions foncières ou des restrictions d'usage, impactant les activités économiques locales (agriculture, petits commerces).
- Bénéfices attendus : À l'inverse, le projet générera des emplois directs et indirects pendant la construction. Une fois opérationnel, il améliorera significativement la fluidité du trafic, réduira les temps de parcours, renforcera la sécurité routière et stimulera les échanges économiques entre les deux rives, contribuant au désenclavement et au développement local.

V.3. Mesures d'atténuation et de gestion environnementale proposées

Pour minimiser les impacts négatifs et maximiser les bénéfices, un plan de gestion environnementale et sociale (PGES) doit être mis en œuvre.

V.3.1. Mesures pour le milieu physique

- Lutte contre les poussières : Arrosage régulier des pistes et des zones de travaux, utilisation de bâches sur les camions transportant des matériaux, limitation de la vitesse des engins sur le site.

- Gestion des eaux de chantier : Mise en place de bassins de décantation pour traiter les eaux de ruissellement avant rejet dans le milieu naturel. Installation de barrières anti-pollution (barrages flottants) autour des zones de travail.
- Gestion des déchets : Tri, collecte et évacuation des déchets (inertes, dangereux, ménagers) vers des centres agréés. Interdiction de tout dépôt sauvage.
- Protection des sols : Réhabilitation systématique des zones d'emprunt après exploitation (reprofilage, revégétalisation). Stabilisation des talus pour limiter l'érosion.

V.3.2. Mesures pour le milieu biologique

- Compensation écologique : Un programme de reboisement, en priorité avec des espèces locales, doit être défini pour compenser la perte de couvert végétal. Le ratio de compensation (nombre d'arbres plantés/arbres coupés) sera défini avec les services compétents.
- Réduction des perturbations pour la faune : Organisation des phases de travaux les plus bruyantes en dehors des périodes sensibles (reproduction pour l'avifaune). Sensibilisation du personnel au respect de la faune.

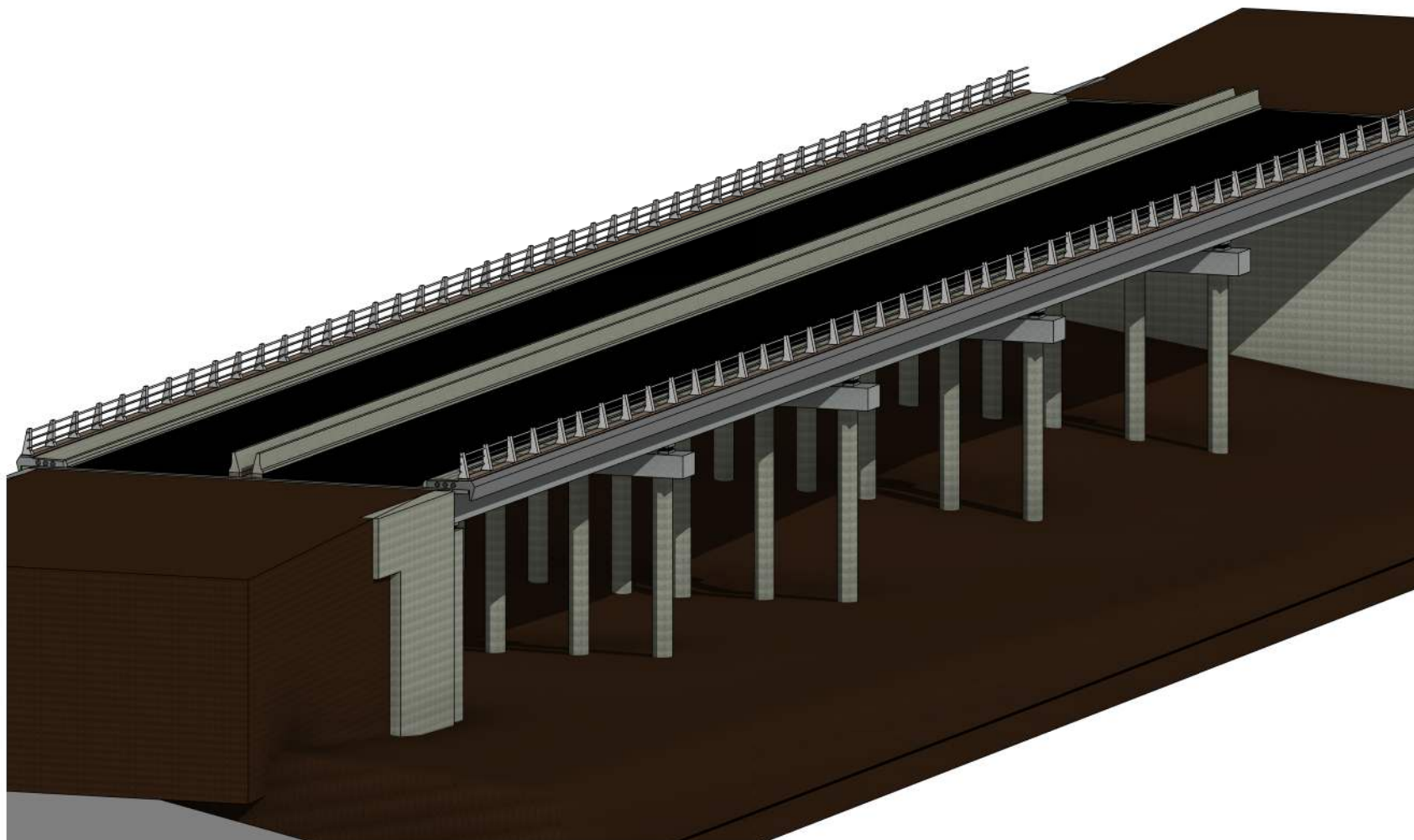
V.3.3. Mesures pour le milieu socio-économique

- Information et consultation : Mise en place d'un mécanisme d'information transparent et de consultation régulière des populations et des autorités locales avant et pendant les travaux.
- Gestion des plaintes : Création d'un bureau de gestion des plaintes accessible aux populations pour recueillir et traiter leurs préoccupations.
- Sécurité et circulation : Mise en place d'une signalisation temporaire claire, de déviations sécurisées et d'agents de régulation pour fluidifier la circulation pendant le chantier.
- Santé et sécurité au travail : Fourniture d'équipements de protection individuelle (EPI) adaptés, mise en place d'infirmeries de chantier, campagnes de sensibilisation sur les IST/VIH et les règles d'hygiène.
- Priorité à l'emploi local et aux entreprises locales : Dans la mesure du possible, recrutement de la main-d'œuvre non qualifiée dans les localités avoisinantes et sous-traitance auprès des PME locales.

V.3.4. Mesures de suivi-évaluation

- La mise en œuvre du PGES fera l'objet d'un suivi rigoureux :
Suivi environnemental : Campagnes de mesure régulières de la qualité de l'air (poussières), de la qualité de l'eau (turbidité, hydrocarbures) et du niveau sonore.
- Suivi social : Suivi des indicateurs d'emploi local, du traitement des plaintes et de l'état des relations avec les communautés.
- Audits : Des audits environnementaux et sociaux indépendants seront réalisés à mi-parcours et en fin de projet pour évaluer l'efficacité des mesures.

ANNEXE VIII
PLANS DE FERRAILLAGE :



République du Niger

Fraternité-Travail-progrès

*Étude technique du pont de Sorey dans le cadre des travaux
d'aménagement et de bitumage de la voie de sortie de
Niamey vers Dosso sur la RN1 au Niger*

Remarques/Suggestions

Vue 3D du pont

Project number	0001
Date	12/12/2025
Drawn by	O.M.Tessa Djibril
Checked by	TANKARY MAMANE
Confirmed by	M.Abdou LAWANE GANA



Scale



République du Niger
Fraternité-Travail-progrès

*Étude technique du pont de Sorey dans le cadre des travaux
d'aménagement et de bitumage de la voie de sortie de
Niamey vers Dosso sur la RN1 au Niger*

Remarques/Suggestions

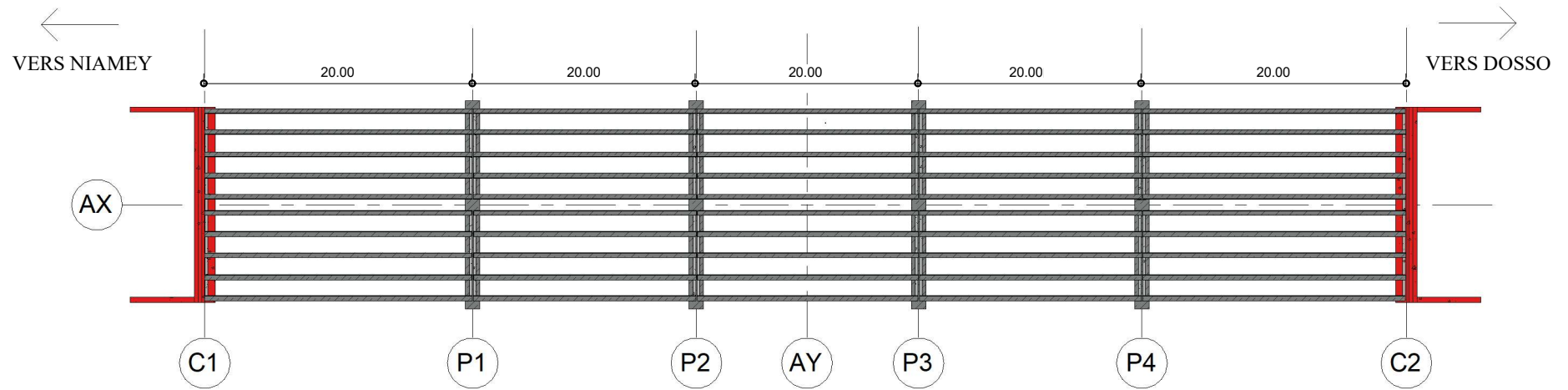
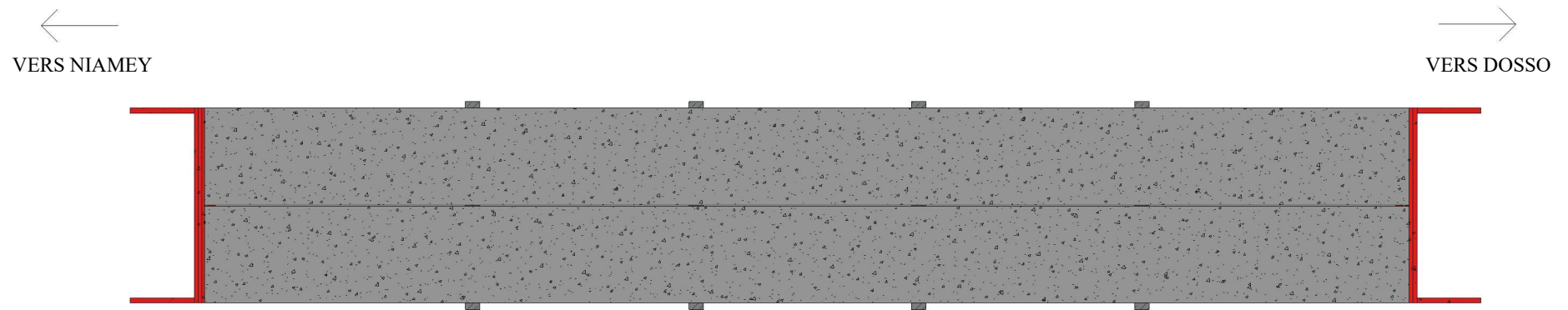
Vue 3D du pont

Project number	0001
Date	26/01/2026
Drawn by	O.M.Tessa Djibril
Checked by	TANKARY MAMANE
Confirmed by	M.Abdou LAWANE GANA



Scale

VUE SUR POUTRE ET APPUI



VUE SUR HOURDIS

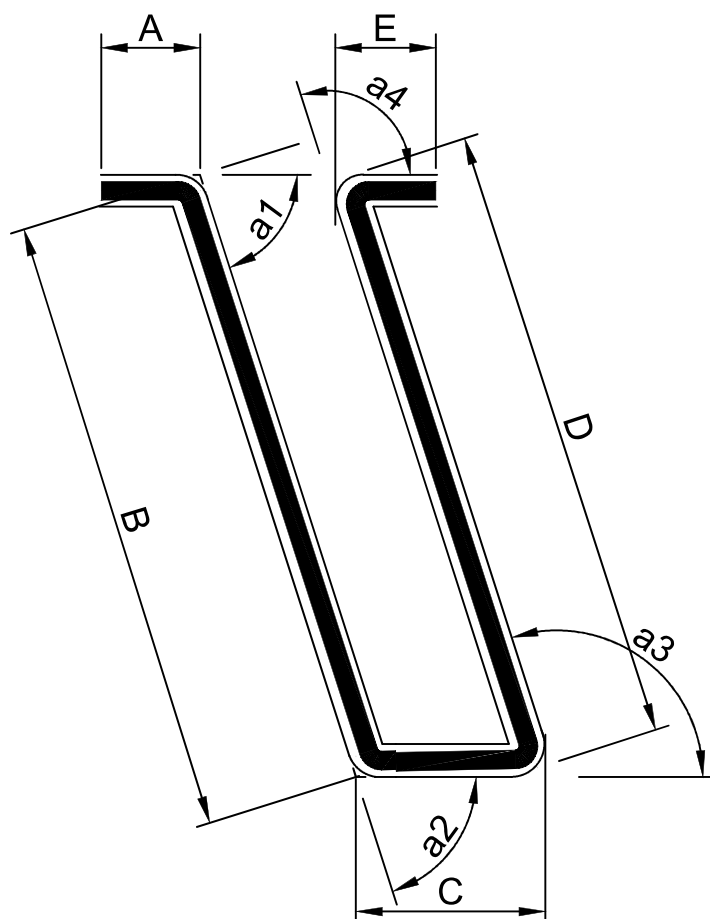
		République du Niger Fraternité-Travail-progrès	Remarques/Suggestions	Plan de repérage									
		<i>Étude technique du pont de Sorey dans le cadre des travaux d'aménagement et de bitumage de la voie de sortie de Niamey vers Dosso sur la RN1 au Niger</i>		<table border="1"> <tr> <td>Project number</td> <td>0001</td> <td rowspan="4">  </td> </tr> <tr> <td>Date</td> <td>15/12/2025</td> </tr> <tr> <td>Drawn by</td> <td>O.M.Tessa Djibril</td> </tr> <tr> <td>Checked by</td> <td>TANKARY MAMANE</td> </tr> <tr> <td>Confirmed by</td> <td>M.Abdou LAWANE GANA</td> <td>Scale</td> </tr> </table>	Project number	0001		Date	15/12/2025	Drawn by	O.M.Tessa Djibril	Checked by	TANKARY MAMANE
Project number	0001												
Date	15/12/2025												
Drawn by	O.M.Tessa Djibril												
Checked by	TANKARY MAMANE												
Confirmed by	M.Abdou LAWANE GANA	Scale											

MANDRINS DE CINTRAGE

		MANDRINS DE CINTRAGE										
		Diamètres	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
HA	Crosses (Type 1)	70	70	100	100	150	150	200	250	300	400	
	Cadres (Type 2)	30	30	40	50	70	100	150	200	300	400	
DX	Crosses (Type 1)	30	40	50	70	70	100	100	150	200	200	
	Cadres (Type 2)	20	30	30	40	50	50	100	150	200	200	

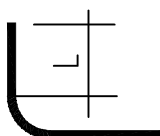
COTATION DES ACIERS

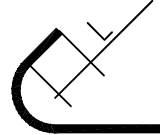
- LES COTES DONNEES SONT DES DIMENSIONS EXTERIEURES EXPRIMEES EN MM.
- LES ANGLES DONNES SONT DES ANGLES DE CINTRAGE EXPRIMES EN DEGRES.



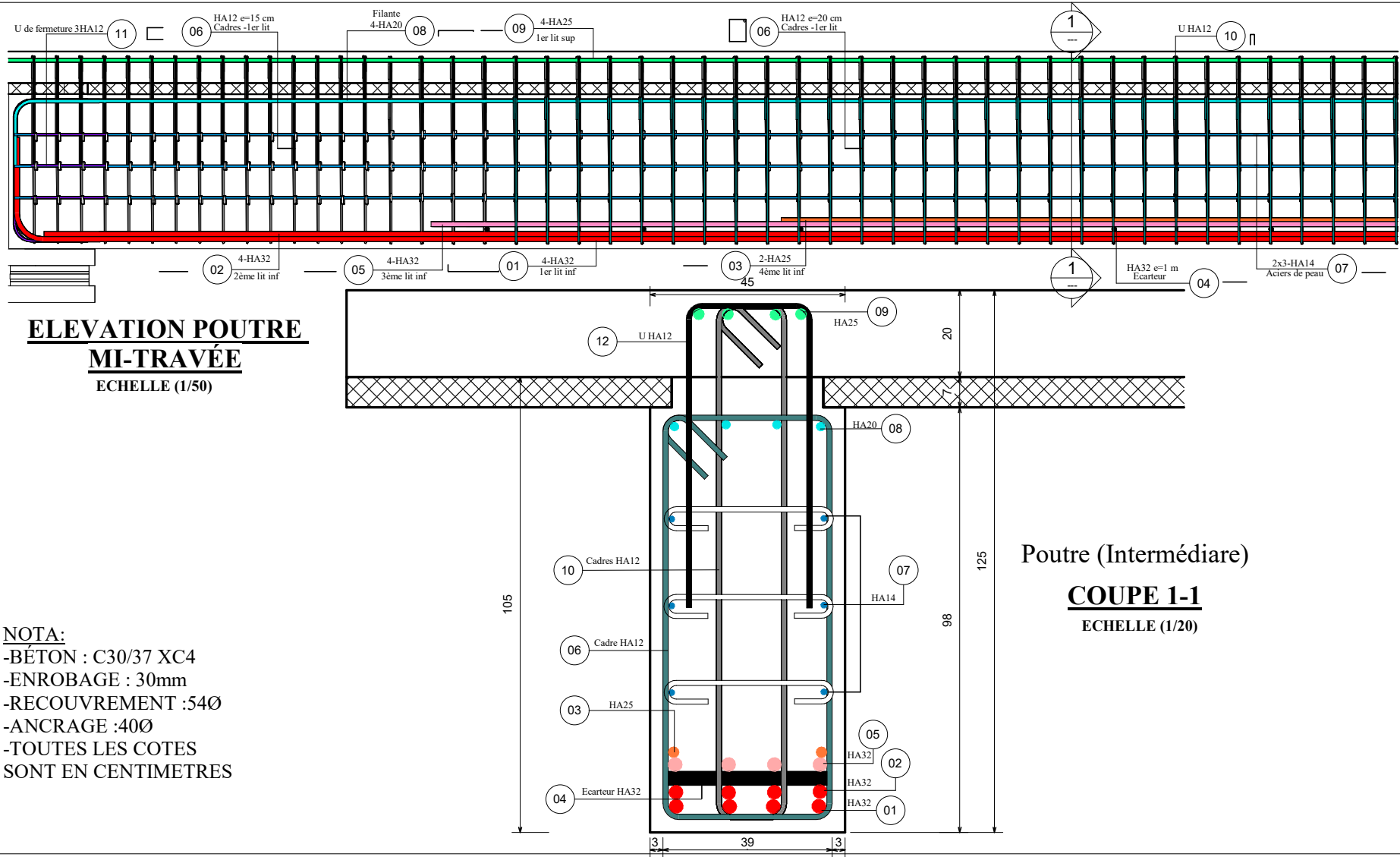
LONGUEURS DES CROSSES NORMALISEES (mm)

Diamètres	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
-----------	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----

	HA	Ancrages (Type 1)	90	120	150	180	210	240	300	375	480	600
		Cadres (Type 2)	90	120	150	180	210	240	300	375	480	600
	DX	Ancrages (Type 1)	90	120	150	180	210	240	300	375	480	600
		Cadres (Type 2)	90	120	150	180	210	240	300	375	480	600

	HA	Ancrages (Type 1)	30	40	50	60	70	80	100	125	160	200
		Cadres (Type 2)	30	40	50	60	70	80	100	125	160	200
	DX	Ancrages (Type 1)	30	40	50	60	70	80	100	125	160	200
		Cadres (Type 2)	30	40	50	60	70	80	100	125	160	200

	HA	Ancrages (Type 1)	30	40	50	60	70	80	100	125	160	200
		Cadres (Type 2)	30	40	50	60	70	80	100	125	160	200
	DX	Ancrages (Type 1)	30	40	50	60	70	80	100	125	160	200
		Cadres (Type 2)	30	40	50	60	70	80	100	125	160	200



République du Niger
Fraternité-Travail-progrès

Étude technique du pont de Sorey dans le cadre des travaux
d'aménagement et de bitumage de la voie de sortie de
Niamey vers Dosso sur la RN1 au Niger

Remarques/Suggestions

Plan de ferrailage de la poutre

Project number	0001
Date	14/12/2025
Drawn by	O.M.Tessa Djibril
Checked by	TANKARY MAMANE
Confirmed by	M.Abdou LAWANE GANA



Scale Comme indiqué

- BÉTON : C30/37 XC4
- ENROBAGE : 30mm
- RECOUVREMENT :54Ø
- ANCRAGE :40Ø
- TOUTES LES COTES SONT EN CENTIMETRES
- ACIER: FeE500
- VOLUME BÉTON : 9,31 m³

Technical drawing of a rectangular frame assembly, likely a component of a vehicle interior. The drawing includes dimensions and part numbers for various components.

Dimensions:

- Overall width: 39
- Overall height: 125
- Top section width: 45
- Top section height: 20
- Bottom section width: 37
- Bottom section height: 98
- Left side height: 105
- Right side height: 70
- Top section height: 7
- Bottom section height: 3
- Bottom section width: 3
- Bottom section width: 39
- Bottom section width: 3

Part Numbers and Labels:

- 01: HA32 (Bottom center)
- 02: HA32 (Bottom right)
- 03: HA25 (Bottom left)
- 04: Ecarteur HA32 (Bottom left)
- 05: HA32 (Bottom right)
- 07: HA14 (Right side)
- 08: HA20 (Right side)
- 09: HA25 (Top right)
- 10: Cadres HA12 (Left side)
- 12: U HA12 (Right side)

Assembly Details:

- The frame consists of a main rectangular structure with a top section and a bottom section.
- The top section is a U-shaped frame with a width of 45 and a height of 20.
- The bottom section is a rectangular frame with a width of 37 and a height of 98.
- The frame is composed of multiple parts, including HA25, HA20, HA14, HA12, HA32, and U HA12.
- The frame is shown in a perspective view, with dimensions and part numbers indicating the assembly details.

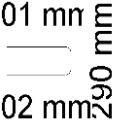


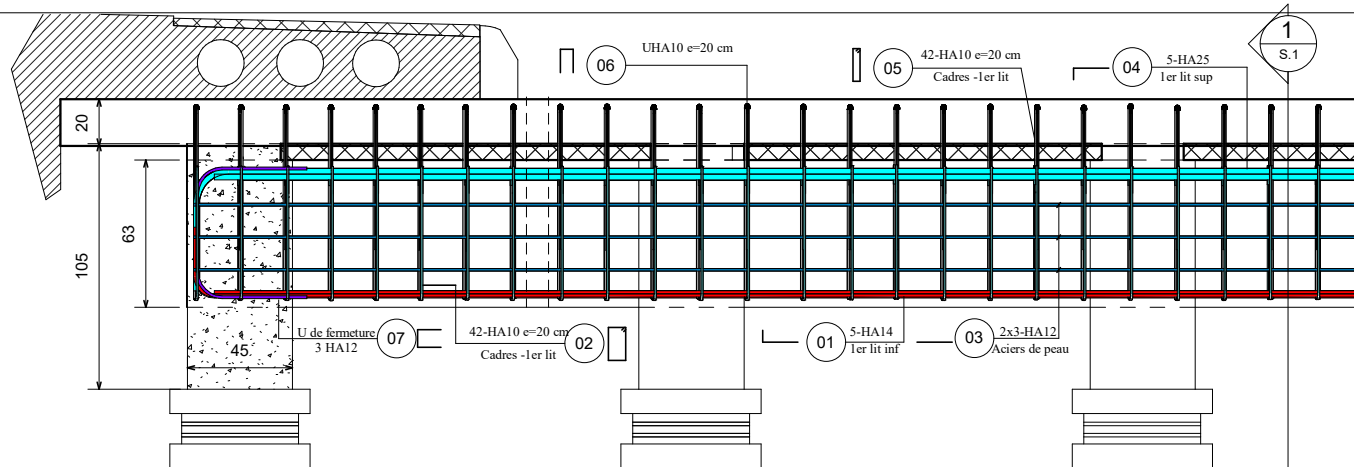
*Étude technique du pont de Sorey dans le cadre des travaux
d'aménagement et de bitumage de la voie de sortie de
Niamey vers Dosso sur la RN1 au Niger*

Project number	0001
Date	25/01/2026
Drawn by	O.M.Tessa Djibril
Checked by	TANKARY MAMANE
Confirmed by	M.Abdou LAWANE GANA



Scale 1 : 8

Famille et type	Diamètre de barre	Quantité	Schéma de façonnage
01 Barre d'armature: HA32 (Fe500) As1	32 mm	4	 19935 mm
02 Barre d'armature: HA32 (Fe500) As1	32 mm	4	 19748 mm
05 Barre d'armature: HA32 (Fe500) As1	32 mm	4	 17282 mm
03 Barre d'armature: HA25 (Fe500) As2	25 mm	2	 15072 mm
Barre d'armature: HA12 (Fe500) Cadre	12 mm	101	Voir figure ci-dessus
08 Barre d'armature: HA20 (Fe500) Montage	20 mm	4	 19935 mm
07 Barre d'armature: HA14 (Fe500) Peau	14 mm	6	 19935 mm
04 Barre d'armature: HA32 (Fe500) Ecarteur	32 mm	19	 366 mm
09 Barre d'armature: HA25 (Fe500) As2	25 mm	4	 19935 mm
10 Barre d'armature: HA12 (Fe500) Etrier	12 mm	101	Voir figure ci-dessus
Barre d'armature: HA12 (Fe500) Epingle	12 mm	101	Voir figure ci-dessus
12 Barre d'armature: HA12 (Fe500) U	12 mm	101	 701 mm 702 mm 90 mm
Barre d'armature: HA12 (Fe500) Epingle	12 mm	101	Voir figure ci-dessus

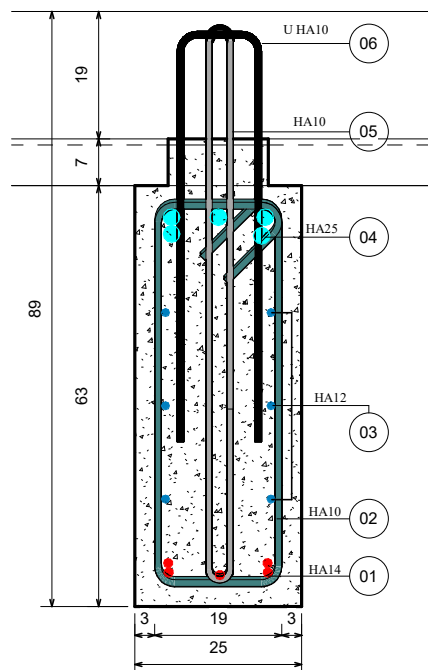


Coupe longitudinale Entretoise à mi-portée

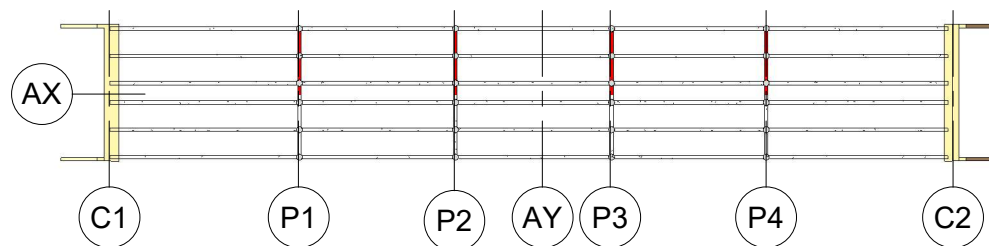
ECHELLE (1/50)

COUPE 1-1

ECHELLE (1/20)



PLAN DE REPÉRAGE



NOTA:

- BÉTON : C30/37 XC4
- ENROBAGE : 30mm
- RECOUVREMENT : 540
- ANCRAGE : 400
- TOUTES LES COTES SONT EN CENTIMETRES



République du Niger

Fraternité-Travail-progrès

Étude technique du pont de Sorey dans le cadre des travaux
d'aménagement et de bitumage de la voie de sortie de
Niamey vers Dosso sur la RN1 au Niger

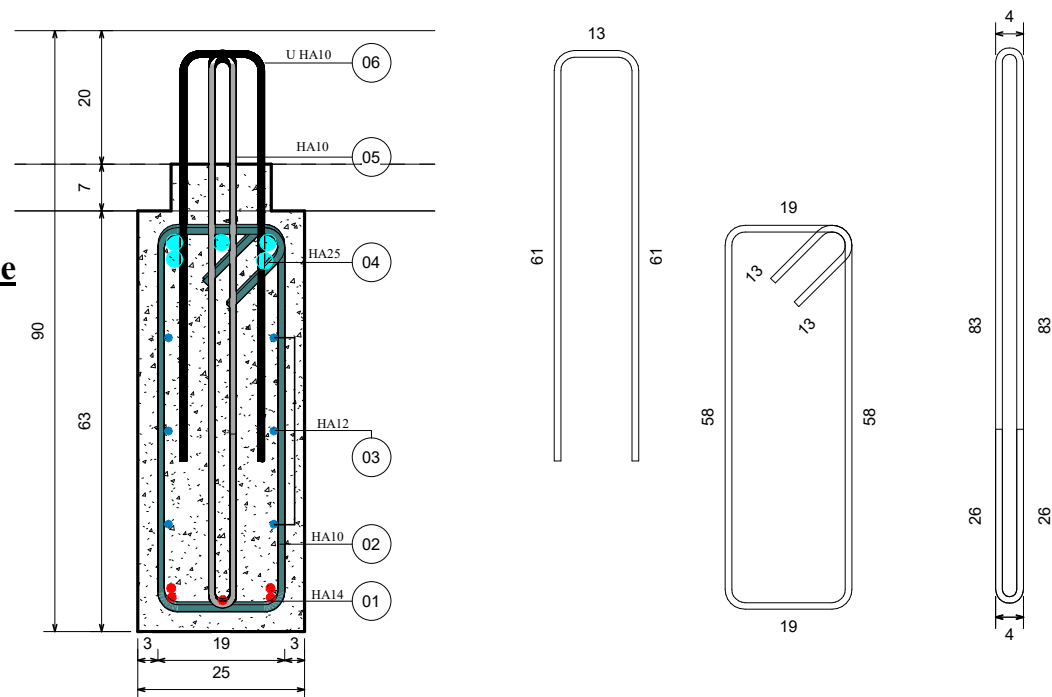
Remarques/Suggestions

Plan de ferrailage de l'entretoise

Project number	0001	E1
Date	12/12/2025	
Drawn by	O.M.Tessa Djibril	Scale Comme indiqué
Checked by	TANKARY MAMANE	
Confirmed by	M.Abdou LAWANE GANA	

08/01/2026 19:36:20

Entretoise -Schéma de façonnage



NOTA:

- BÉTON : C30/37 XC4
- ENROBAGE : 30mm
- RECOUVREMENT : 54Ø
- ANCRAGE : 40Ø
- TOUTES LES COTES SONT EN CENTIMETRES
- ACIERS: FeE500
- VOLUME BÉTON : 3,081 m³



République du Niger
Fraternité-Travail-progrès

Étude technique du pont de Sorey dans le cadre des travaux
d'aménagement et de bitumage de la voie de sortie de
Niamey vers Dosso sur la RN1 au Niger

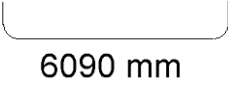
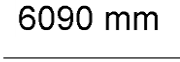
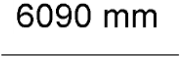
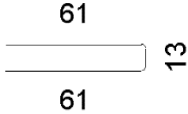
Remarques/Suggestions

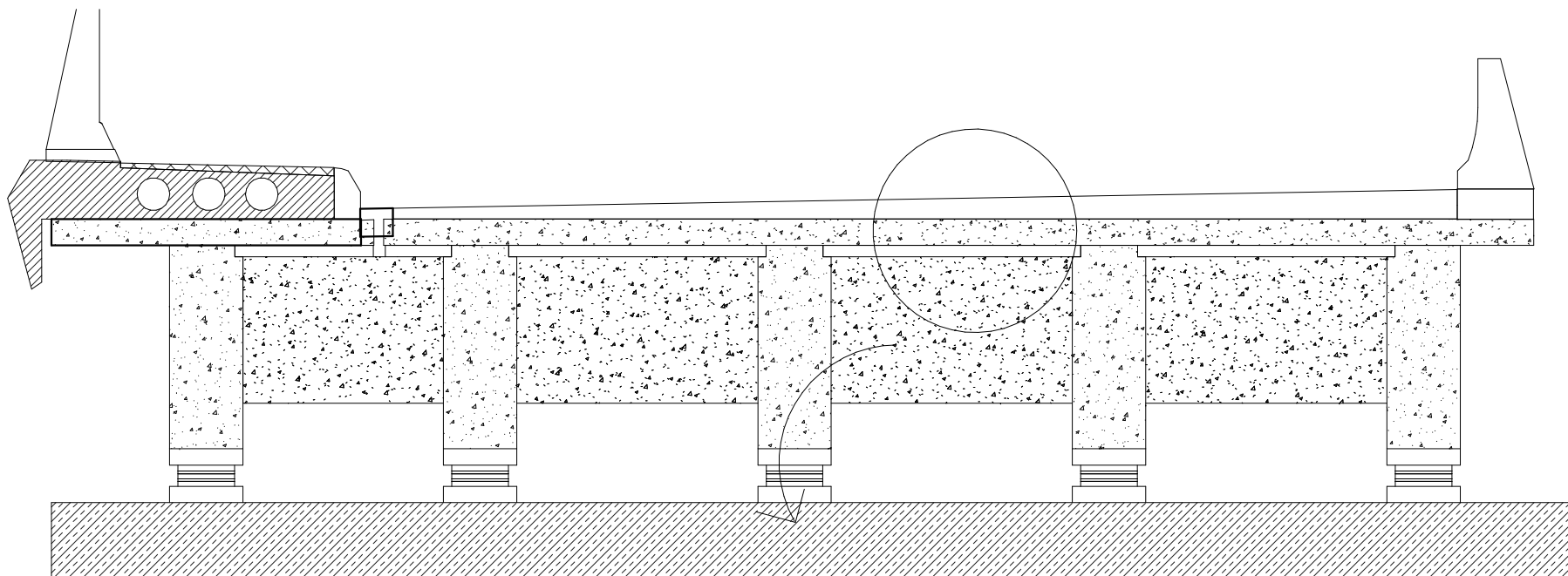
Schéma de façonnage de l'entretoise

Project number	0001
Date	26/01/2026
Drawn by	O.M.Tessa Djibril
Checked by	TANKARY MAMANE
Confirmed by	M.Abdou LAWANE GANA

E1

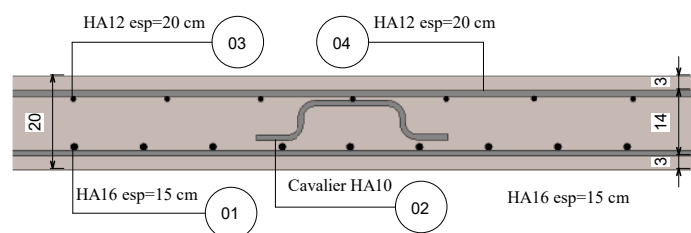
Scale 1 : 7

Famille et type	Diamètre de barre	Quantité	Schéma de façonnage
<div>01</div> Barre d'armature: HA14 (Fe500) As1	14 mm	5	
<div>02</div> Barre d'armature: HA10 (Fe500) Cadre	10 mm	-	Voir figure ci-dessus
<div>03</div> Barre d'armature: HA12 (Fe500) Peau	12 mm	4	
<div>04</div> Barre d'armature: HA25 (Fe500) As2	25 mm	5	
<div>05</div> Barre d'armature: HA10 (Fe500) Cadre	10 mm	-	Voir figure ci-dessus
<div>06</div> Barre d'armature: HA10 (Fe500) U	10 mm	19	



NOTA:

- BÉTON : C30/37 XC4
- ENROBAGE : 30mm
- RECOUVREMENT : 54Ø
- ANCRAGE : 40Ø
- TOUTES LES COTES SONT EN CENTIMETRES
- ACIER: FeE500
- VOLUME BÉTON: 38,520 m³



COUPE TRANSVERSALE



République du Niger
Fraternité-Travail-progrès

Étude technique du pont de Sorey dans le cadre des travaux d'aménagement et de bitumage de la voie de sortie de Niamey vers Dosso sur la RN1 au Niger

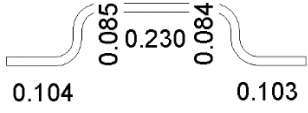
Remarques/Suggestions

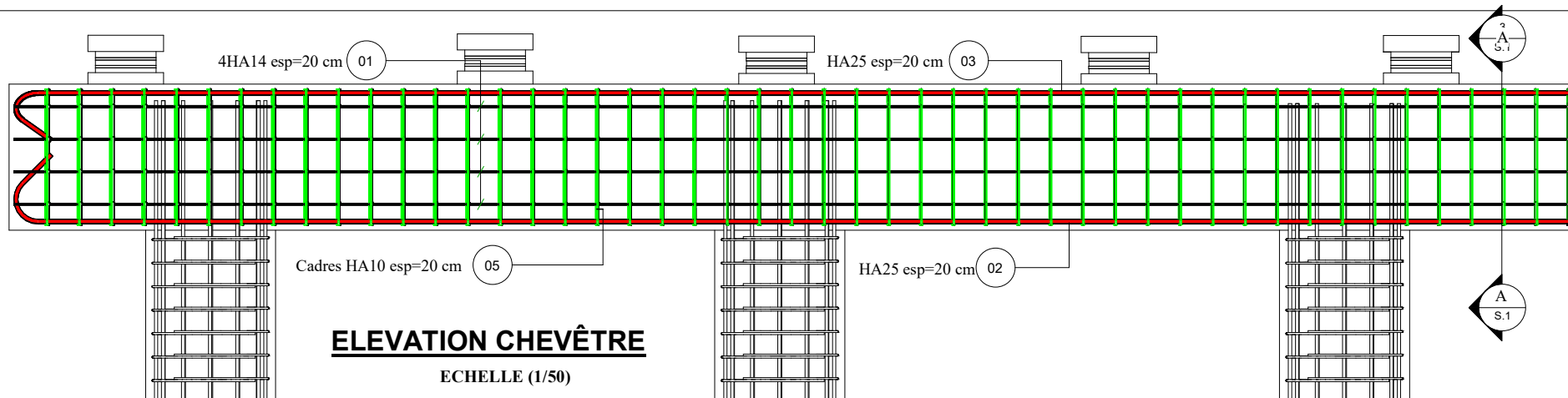
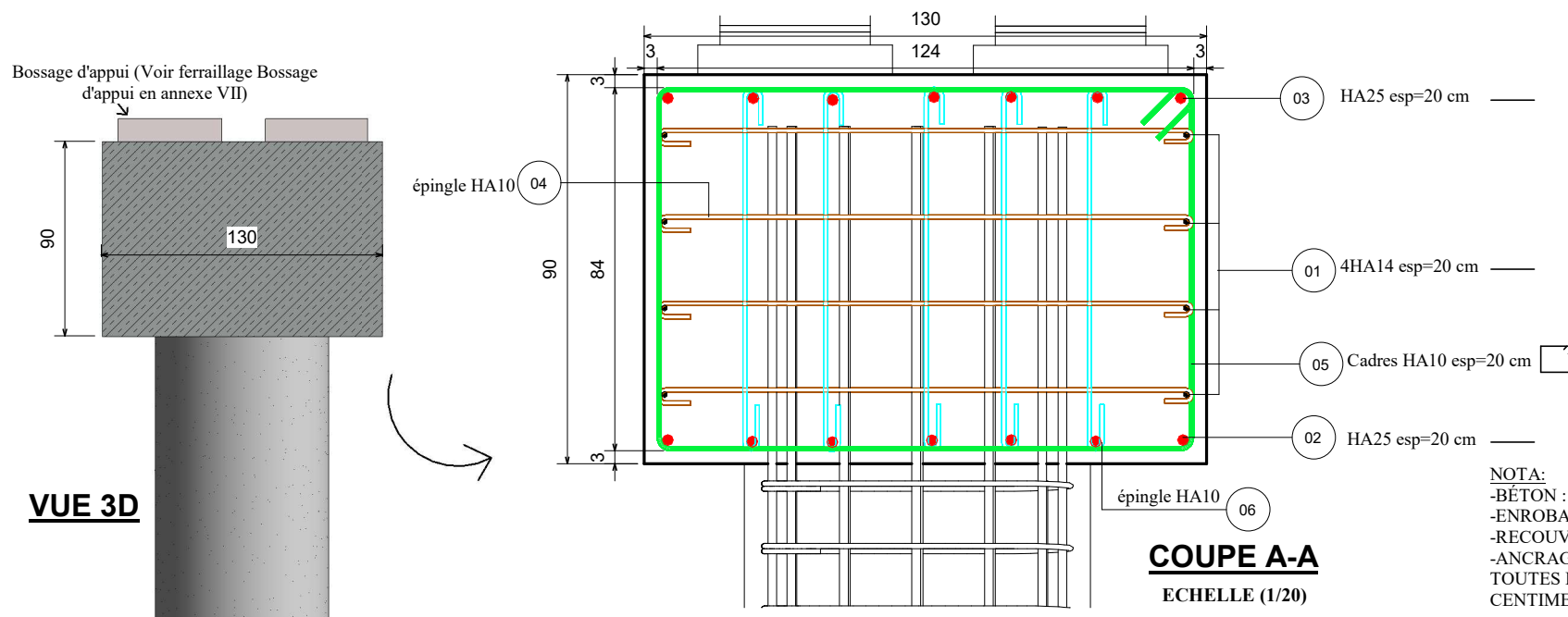
Plan de ferrailage de l'hourdis

Project number	0001
Date	26/01/2026
Drawn by	O.M.Tessa Djibril
Checked by	TANKARY MAMANE
Confirmed by	M.Abdou LAWANE GANA



Scale Comme indiqué

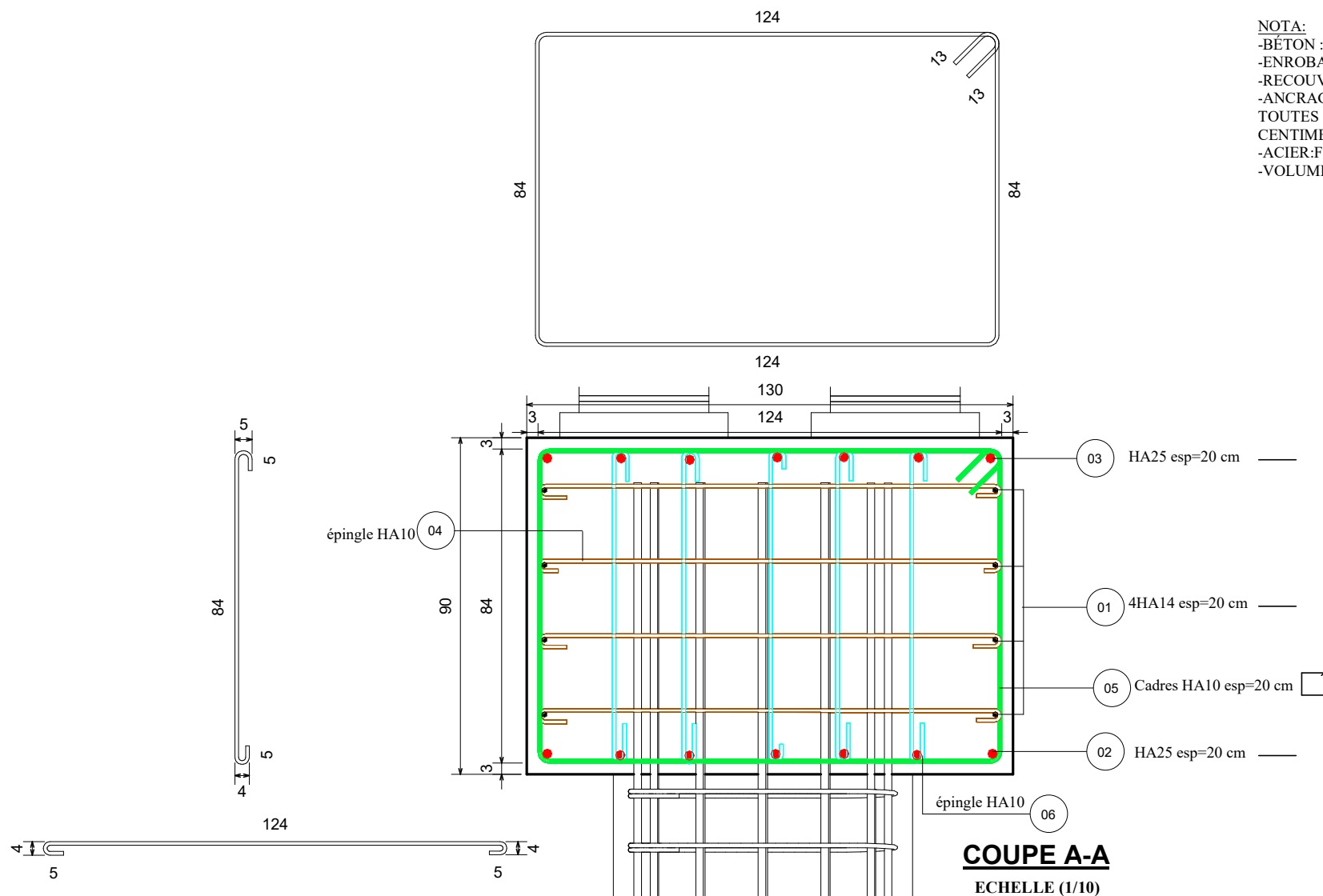
Famille et type		Diamètre de barre	Quantité	Schéma de façonnage
01	Barre d'armature: HA16 (Fe500) As1	16 mm	47	19940 mm <hr/>
03	Barre d'armature: HA12 (Fe500) As2	12 mm	44	19940 mm <hr/>
02	Barre d'armature: HA10 (Fe500) Cavalier	10 mm	-	
05	Barre d'armature: HA16 (Fe500) As2	16 mm	134	9570 mm <hr/>
04	Barre d'armature: HA12 (Fe500) As2	12 mm	100	9570 mm <hr/>



NOTA:
-BÉTON : C30/37 XC4
-ENROBAGE : 30mm
-RECOUVREMENT :54Ø
-ANCRAGE :40Ø
TOUTES LES COTES SONT EN CENTIMETRES

	 <div>République du Niger Fraternité-Travail-progrès</div> <div>Étude technique du pont de Sorey dans le cadre des travaux d'aménagement et de bitumage de la voie de sortie de Niamey vers Dosso sur la RN1 au Niger</div>	<div>Remarques/Suggestions</div>	<div>Plan de ferrailage du chevêtre</div> <table><tr><td>Project number</td><td>0001</td><td rowspan="4"></td></tr><tr><td>Date</td><td>25/12/2025</td></tr><tr><td>Drawn by</td><td>O.M.Tessa Djibril</td></tr><tr><td>Checked by</td><td>TANKARY MAMANE</td></tr><tr><td>Confirmed by</td><td>M.Abdou LAWANE GANA</td><td>Scale Comme indiqué</td></tr></table>	Project number	0001		Date	25/12/2025	Drawn by	O.M.Tessa Djibril	Checked by	TANKARY MAMANE	Confirmed by	M.Abdou LAWANE GANA	Scale Comme indiqué
Project number	0001														
Date	25/12/2025														
Drawn by	O.M.Tessa Djibril														
Checked by	TANKARY MAMANE														
Confirmed by	M.Abdou LAWANE GANA	Scale Comme indiqué													

NOTA:
 -BÉTON : C30/37 XC4
 -ENROBAGE : 30mm
 -RECOUVREMENT : 54Ø
 -ANCRAGE : 40Ø
 TOUTES LES COTES SONT EN
 CENTIMETRES
 -ACIER:FeE500
 -VOLUME BÉTON: 31,163 m³



COUPE A-A
 ECHELLE (1/10)



République du Niger
 Fraternité-Travail-progrès

Étude technique du pont de Sorey dans le cadre des travaux
 d'aménagement et de bitumage de la voie de sortie de
 Niamey vers Dosso sur la RN1 au Niger

Remarques/Suggestions

Schéma de façonnage du chevêtre

Project number 0001
 Date 26/01/2026
 Drawn by O.M.Tessa Djibril
 Checked by TANKARY MAMANE
 Confirmed by M.Abdou
 LAWANE GANA

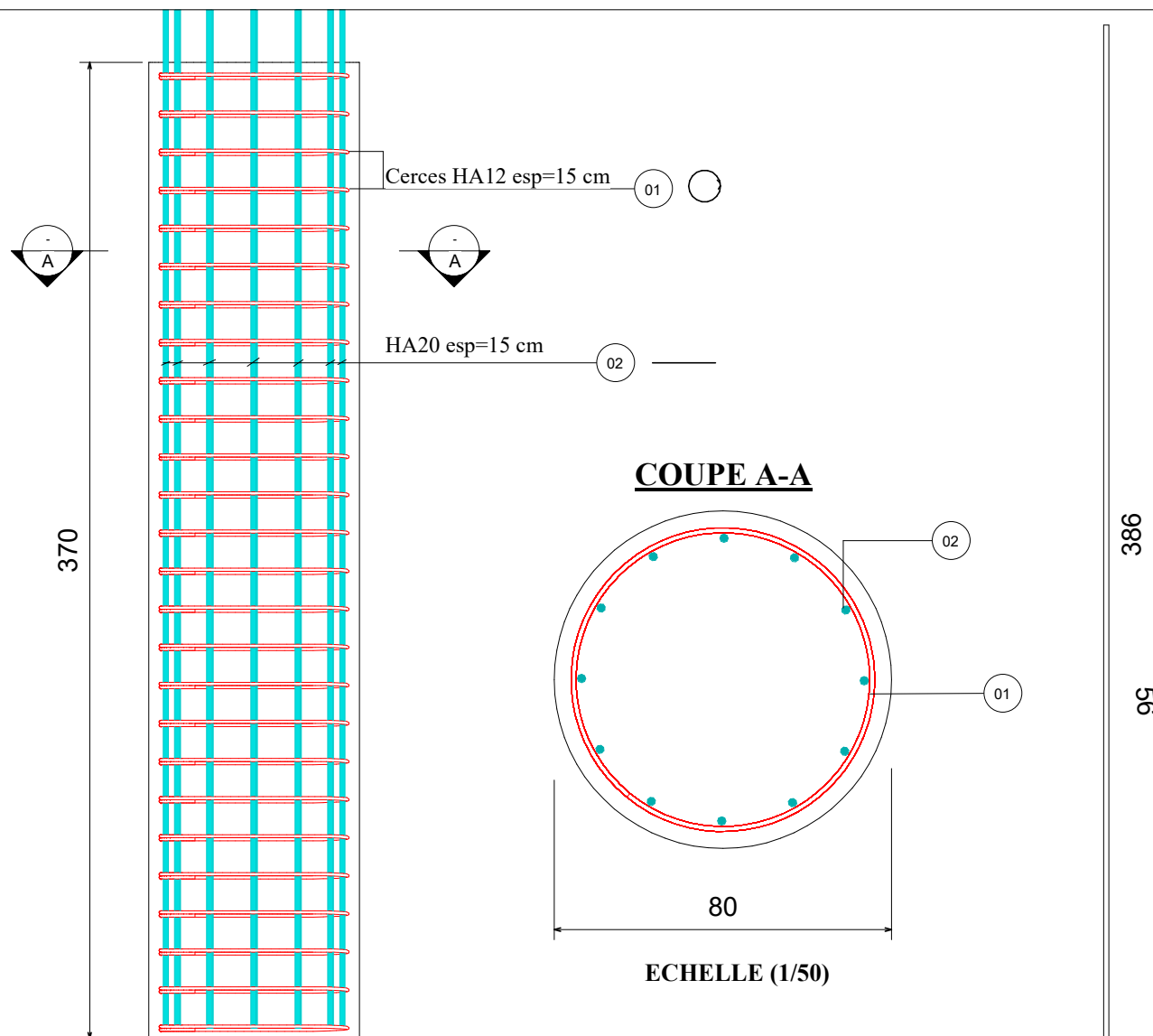


Scale 1 : 10

26/01/2026 07:58:06

Famille et type	Diamètre de barre	Quantité	Schéma de façonnage
01 Barre d'armature: HA14 (Fe500) Peau	14 mm	4	<u>9570 mm</u>
02 Barre d'armature: HA25 (Fe500) As1	25 mm	7	<u>9570 mm</u>
03 Barre d'armature: HA25 (Fe500) As2	25 mm	7	<u>9570 mm</u>
05 Barre d'armature: HA10 (Fe500) Cadre	12 mm	48	Voir figure ci-dessus
06 Barre d'armature: HA10 (Fe500) Epingle	10 mm	48	Voir figure ci-dessus
04 Barre d'armature: HA10 (Fe500) Epingle	10 mm	48	Voir figure ci-dessus

NOTA:
 -BÉTON : C30/37 XC4
 -ENROBAGE : 40mm
 -RECOUVREMENT : 54Ø
 -ANCRAGE : 40Ø
 -TOUTES LES COTES SONT
 EN CENTIMETRES
 -ACIER:FeE500
 -VOLUME BÉTON: 1,861 m³

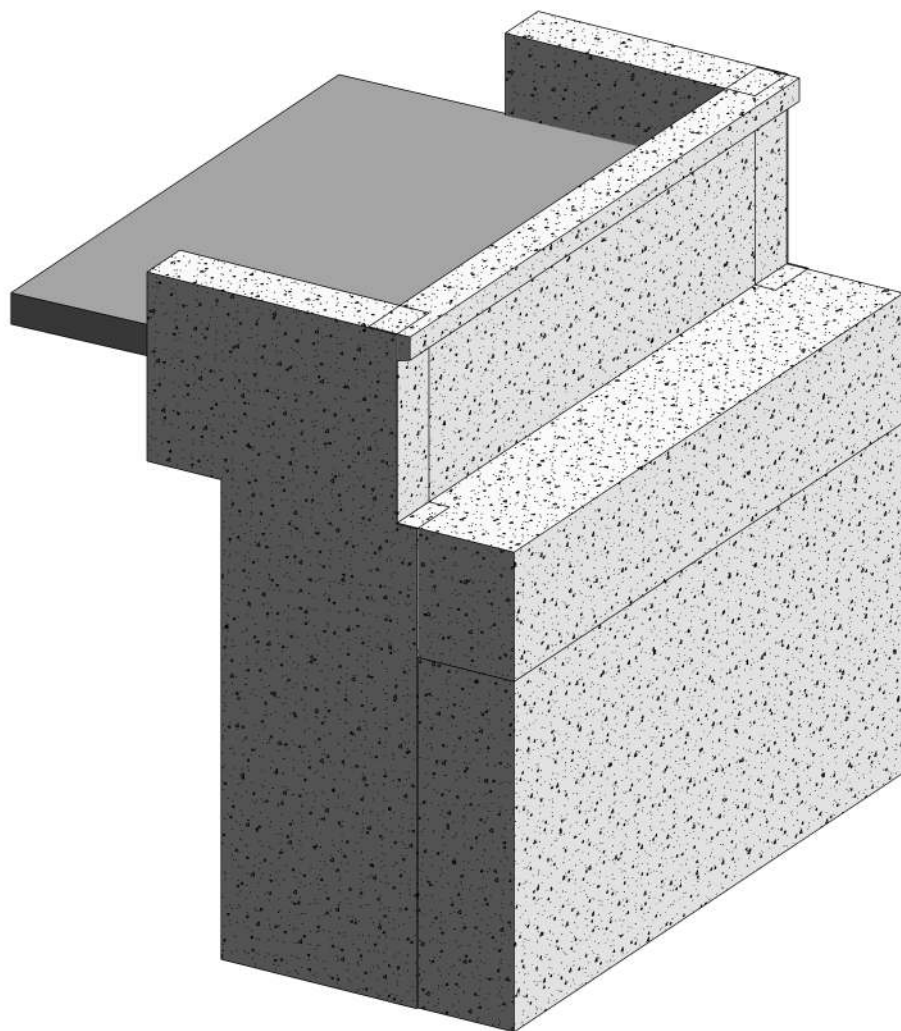
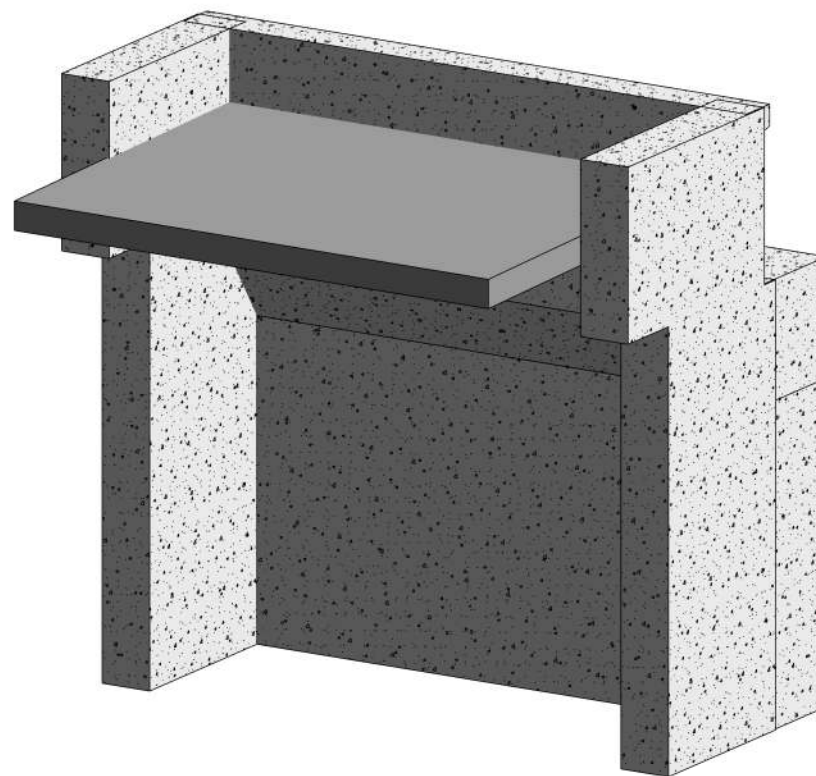


République du Niger
 Fraternité-Travail-progrès

Étude technique du pont de Sorey dans le cadre des travaux
 d'aménagement et de bitumage de la voie de sortie de
 Niamey vers Dosso sur la RN1 au Niger

Remarques/Suggestions

Plan de Ferrailage du fût + Façonnage		
Project number	0001	 Scale Comme indiqué
Date	26/01/2026	
Drawn by	O.M.Tessa Djibril	
Checked by	TANKARY MAMANE	
Confirmed by	M.Abdou LAWANE GANA	



République du Niger
Fraternité-Travail-progrès

*Étude technique du pont de Sorey dans le cadre des travaux
d'aménagement et de bitumage de la voie de sortie de
Niamey vers Dosso sur la RN1 au Niger*

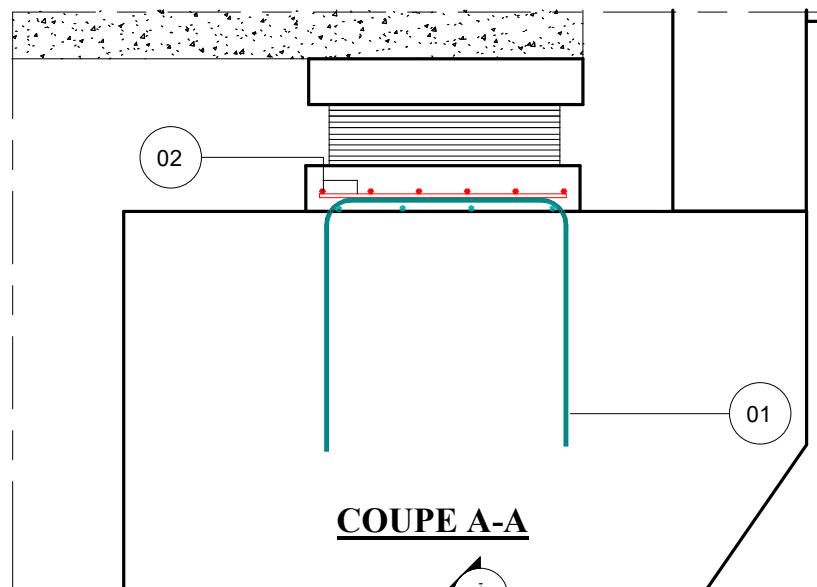
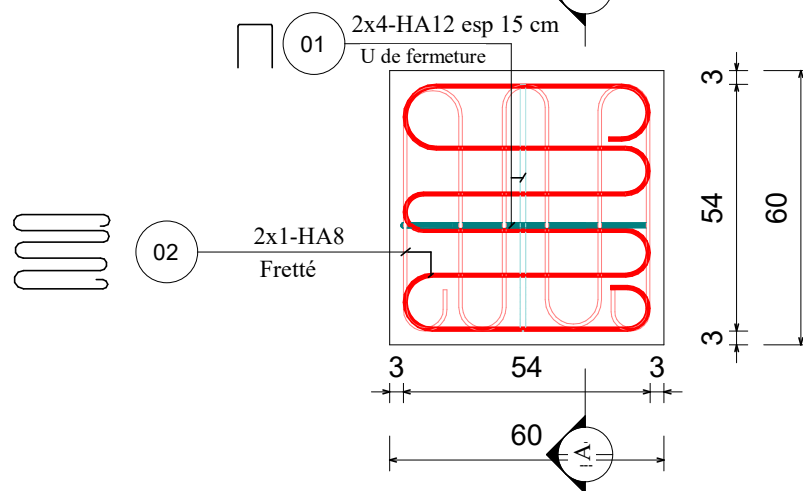
Remarques/Suggestions

Vue en 3D de la culée

Project number	0001
Date	15/12/2025
Drawn by	O.M.Tessa Djibril
Checked by	TANKARY MAMANE
Confirmed by	M.Abdou LAWANE GANA



Scale



NOTA:

- BÉTON : C30/37 XC4
- ENROBAGE : 30mm
- RECOUVREMENT : 54Ø
- ANCRAGE : 40Ø
- TOUTES LES COTES SONT EN CENTIMETRES



République du Niger
Fraternité-Travail-progrès

*Étude technique du pont de Sorey dans le cadre des travaux
d'aménagement et de bitumage de la voie de sortie de
Niamey vers Dosso sur la RN1 au Niger*

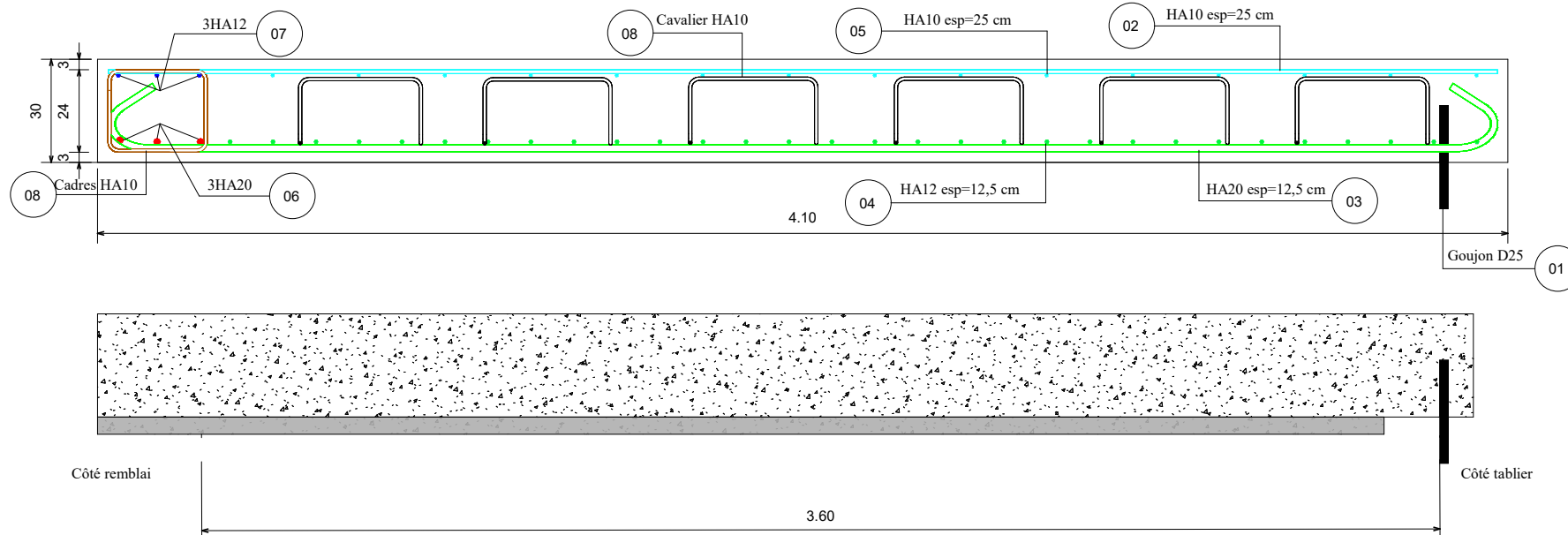
Remarques/Suggestions

Plan de ferrailage-bossage d'appui

Project number 0001
Date 14/12/2025
Drawn by O.M.Tessa Djibril
Checked by TANKARY MAMANE
Confirmed by M.Abdou
LAWANE GANA



Scale 1 : 10



NOTA:
 -BÉTON : C30/37 XC4
 -ENROBAGE : 30mm
 -RECOUVREMENT : 54Ø
 -ANCRAGE : 40Ø
 -TOUTES LES COTES SONT EN CENTIMETRES



République du Niger
 Fraternité-Travail-progrès

Étude technique du pont de Sorey dans le cadre des travaux
 d'aménagement et de bitumage de la voie de sortie de
 Niamey vers Dosso sur la RN1 au Niger

Remarques/Suggestions

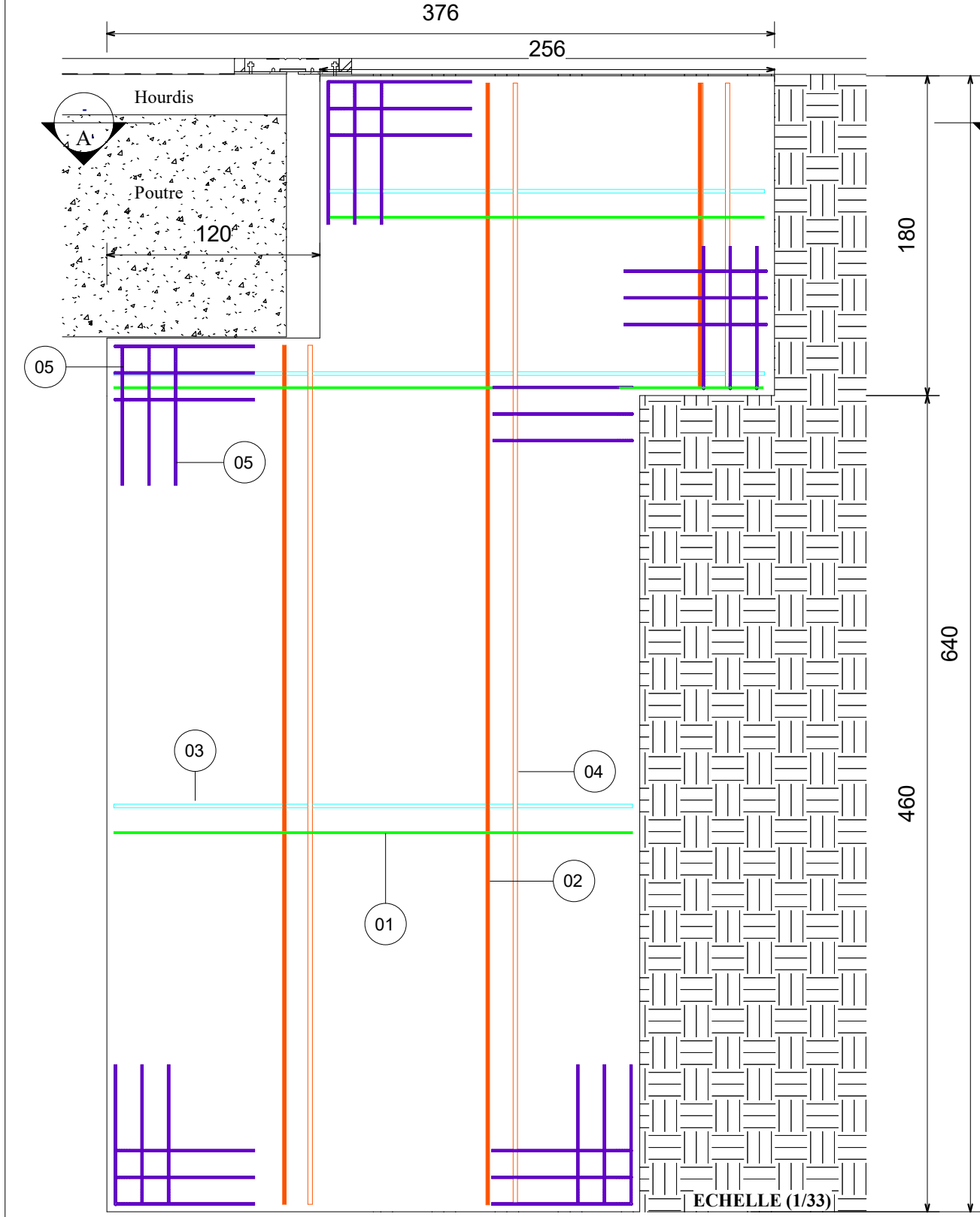
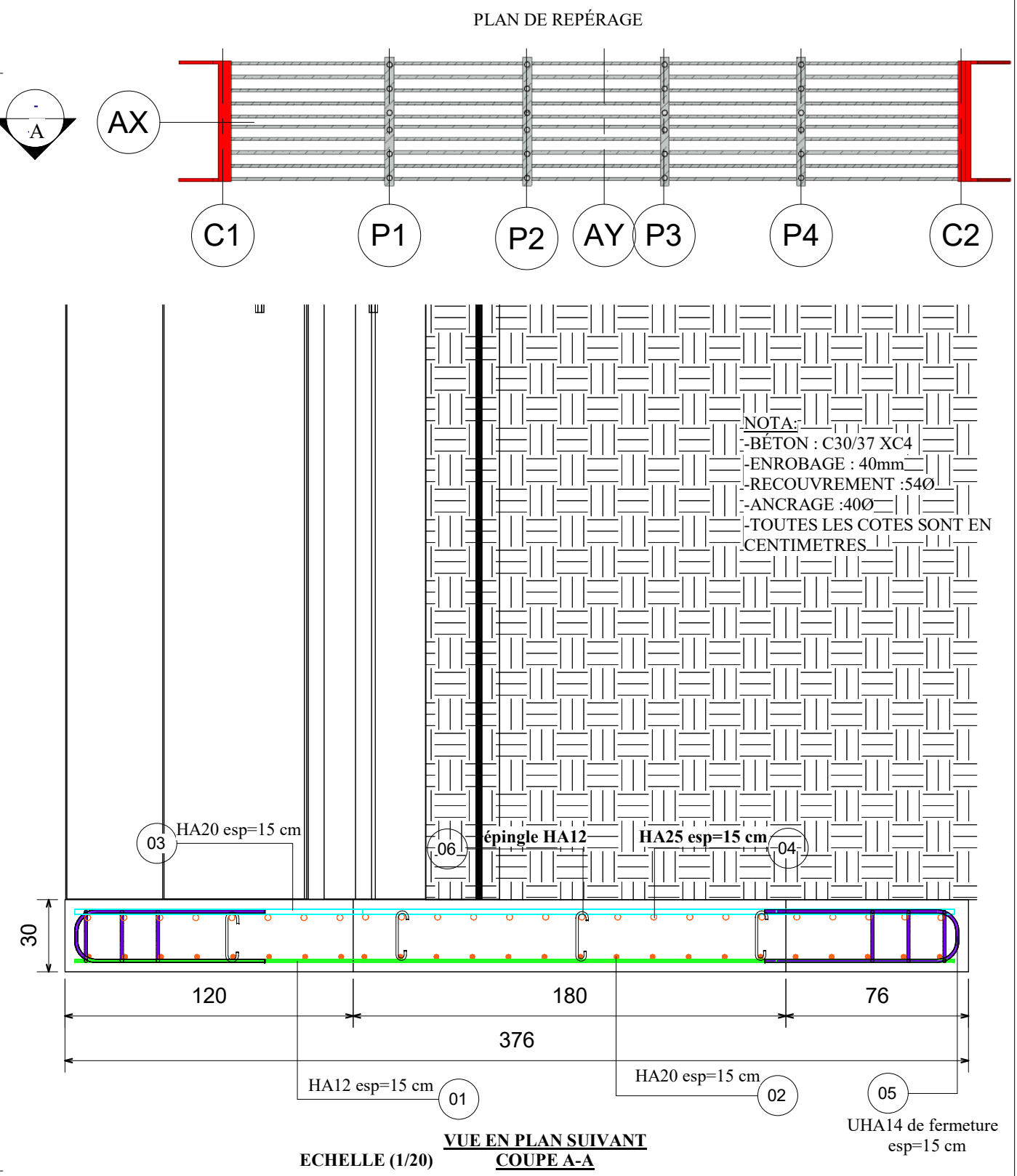
Plan de ferrailage de la dalle de transition

Project number 0001
 Date 14/12/2025
 Drawn by O.M.Tessa Djibril
 Checked by TANKARY MAMANE
 Confirmed by M.Abdou LAWANE GANA



Scale 1 : 12

08/01/2026 21:06:58







République du Niger
Fraternité-Travail-progrès

Étude technique du pont de Sorey dans le cadre des travaux
d'aménagement et de bitumage de la voie de sortie de
Niamey vers Dosso sur la RN1 au Niger

Remarques/Suggestions

Plan de ferrailage-Mur en retour		
Project number	0001	 Scale Comme indiqué
Date	29/11/2025	
Drawn by	O.M.Tessa Djibril	
Checked by	TANKARY MAMANE	
Confirmed by	M.Abdou LAWANE GANA	