



**ETUDES TECHNIQUES D'UN PONT MIXTE ACIER-BETON
BIPOUTRES POUR LE FRANCHISSEMENT DE LA RIVIERE
MBANGUE SUR L'ITINERAIRE YOKADOUMA-MBOY 2
FRONTIERE AVEC LA RCA REGION DE L'EST-CAMEROUN**

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

SPECIALITE : GENIE CIVIL & HYDRAULIQUE / ROUTES ET OUVRAGES D'ART

Présenté et soutenu publiquement le 11 janvier 2019 par

Serges Alain DEFFO NGUIFO (N° 2016 0108)

Travaux dirigés par :

Mme Marie Thérèse GOMIS/MBENGUE, Enseignante à 2iE, Département de Génie Civil et Hydraulique.

M. Jean Jacques TCHOSSI, Ingénieur de Génie Civil, Directeur des opérations à PYRAMIDES INTER, BP : 13 584 Yaoundé ; site web : www.pyramides-inter.com

Jury d'évaluation du stage :

Président : **Dr. Abdou LAWANE**

Membres et correcteurs : **Mme Marie Thérèse GOMIS/MBENGUE**

M. Césaire HEMA

M. Christian RAMADJI

Promotion 2017/2018

DEDICACE

A mon épouse,

Le ***Dr NGUIFO FONGANG Emérancienne Julie***,
Neurochirurgienne pour son amour, sa patience et son soutien
indéfectible tout au long de la formation.

REMERCIEMENTS

Mes remerciements vont particulièrement à l'endroit de :

- L'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement représenté par son Directeur Général qui n'a ménagé aucun effort afin de nous permettre d'avoir une formation de qualité ;
- Madame Marie Thérèse GOMIS/MBENGUE, Enseignante au Département de Génie Civil et Hydraulique à la Fondation 2iE pour toute sa disponibilité, son encadrement et toute son attention à mon égard ;
- M. CHEGANG Ernest, Directeur Général de PYRAMIDES INTER qui m'a accordé ce stage au sein de sa structure et m'a témoigné de tout son soutien ;
- M. TCHOUSSE Jean Jacques, Ingénieur de Génie Civil, Directeur des Opérations de PYRAMIDES INTER pour sa disponibilité et son accompagnement tout au long de la rédaction de ce mémoire ;
- Au Prof. Adamah MESSAN, Enseignant de Génie Civil et Hydraulique à la Fondation 2iE pour sa constante disponibilité à toutes nos préoccupations ;
- M. Moussa LO, Enseignant de Génie Civil et Hydraulique à la Fondation 2iE pour tous ses conseils avisés et ses orientations ;
- Tout le personnel du Bureau d'Études PYRAMIDES INTER pour leur accueil chaleureux et leur sens de l'humour qui ont rendu mon séjour agréable parmi eux ;
- Toute la famille NGUIFO. Je loue ici ce fort esprit de fraternité et de convivialité qui existe parmi nous ;
- À tous mes promotionnaires pour leur soutien durant toute la formation à la Fondation 2iE.

RESUME

Le présent mémoire porte sur les études techniques pour la construction d'un pont mixte bipoutres acier-béton de 50m de long sur 10m de large pour le franchissement de la rivière Mbangué sur l'itinéraire Yokadouma-Mboy 2, Région de l'Est-Cameroun.

L'ouvrage est constitué d'une dalle en béton armé de 27cm d'épaisseur reposant sur deux poutres maîtresses en PRS. La liaison dalle armée et poutres maîtresses est assurée par des connecteurs types goujons, disposés sur la face supérieure desdites poutres.

Les poutres maîtresses sont solidarisées par des entretoises espacées tous les 7m d'axe en axe et constituées d'IPE 600 en zone courante et de profilés reconstitués soudés (PRS) en appui. Le tablier du pont repose sur le sommier d'une culée remblayée de part et d'autre du cours d'eau à franchir par l'intermédiaire des appareils d'appui en élastomère fretté. Les charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage sont transmises au sol support à l'aide de fondations superficielles.

Le dimensionnement du pont a été fait suivant les prescriptions du fascicules 61 Titre II et la justification de la charpente métallique quant-à-elle, a été faite aux Eurocodes. Le tablier a été modélisé à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis 2017, ce qui nous a permis d'avoir les différentes sollicitations. Le dimensionnement des voies d'accès, qui est une route à deux voies de 7,50m de large revêtue avec des accotements en enduit superficiel a été fait par la méthode du CEBTP et celle dite rationnelle en utilisant le logiciel Alizé-LCPC. Le coût du projet est estimé à 5 001 749 410 FCFA HTVA.

Mots clés :

- 1- Connecteurs
- 2- Entretoises
- 3- Eurocodes
- 4- Modélisation
- 5- Pont-mixte bipoutres.

ABSTRACT

This thesis deals with the technical studies for the construction of a composite steel-concrete double girder bridge of 50m long by 10m wide for the Mbangué river crossing on the Yokadouma-Mboy 2 road, Eastern Region of Cameroon.

The structure consists of a reinforced concrete slab 27cm thick resting on two welded composite beams (PRS). The steel and the reinforced concrete are link by connectors type bolts arranged on the upper face of the girders.

The longitudinal beams are secured by spacers spaced every 7m axis in axis and consisting of IPE 600 in the current area and PRS at the support position. The deck of the bridge rests on the bed base of an abutment backfilled on both sides of the watercourse to cross through the elastomeric bearing bearings. Road loads and overloads acting on the structure are transmitted to the support ground by means of superficial foundations.

The design of the structure was made in accordance with the requirements of fascicule 61 Part II, and the justification for the metal framework was made by Eurocodes. The deck was modeled using the Robot Structural Analysis 2017 software, which allowed us to have different solicitations. The dimensioning of the access roads, which is a two-lane road of 7,50m wide paved with shallow pavements, was done using the CEBTP method and the so-called rational one using the Alize-LCPC software. The cost of the finished work is estimated at 5 001 749 410 FCFA out of taxes.

Keywords :

- 1- Connectors**
- 2- Double-girder bridge**
- 3- Eurocodes**
- 4- Modeled**
- 5- Spacers.**

LISTE DES ABBREVIATIONS

ANE : Axe Neutre Elastique
ARP : Aménagement des Routes Principales
Av : Aire de l'âme du profilé
Ast : Section d'acier tendue
Asc : Section d'acier comprimée
a, b : petit côté et grand côté de l'appareil d'appui
Ar : Aire nette de l'élastomère
Bsup : Largeur semelle supérieure
Binf : Largeur semelle inférieure
BAEL : Béton Armé aux Etats Limites
BB : Béton Bitumineux
CPC : Cahier des Prescriptions Communes
CCTG : Cahier des Clauses Techniques Générales
CCTP : Cahier des Clauses Techniques Particulières
CBR : Californian Bearing Ratio
CEBTP : Centre d'Etude des Bâtiments et Travaux Publics
Csemelle ; Câme : Classe semelle ; Classe de l'âme
 C_f : Coefficient de frottement sol-fondation
De : Profondeur d'encastrement
e : excentricité
ELU : Etat Limite Ultime
ELS : Etat Limite de Service
Fz : Réaction verticale
 f_y : Limite d'élasticité garantie
Fxu : Effort de freinage à ELU
G : charges permanentes
GNT : Grave non traité
Ht : Hauteur totale du profilé

LISTE DES ABREVIATIONS

Hw : Hauteur de l'âme du profilé
IDA : International Development Association
I_h : Moment d'inertie de la section mixte
I_a : Moment d'inertie géométrique de la section en acier
I_y : Moment d'inertie
Kp : Facteur de portance
kN : Kilonewton
L_r : Largeur roulable
L_c : Largeur chargeable
LCPC : Laboratoire central des ponts et chaussées
M_{x, y} : Moment fléchissant suivant l'axe x ou y
M_{max} : Moment fléchissant maximum
M_{appui_max} : Moment maximum en appui
M_{xx, trans} : Moment transversal suivant la direction O_x
M_{yy, long} : Moment longitudinale suivant la direction O_y
M_{résistant} : Moment résistant
M_{t_max} : Moment maximum en travée
M_{soll} : Moment sollicitant
M_{el, Rd} : Moment de résistance élastique
NPL : Nombre de poids lourds
PHEC : Plus Haute Eau Connue
PRS : Profilé Reconstitué Soudé
PP73 : Piles et paliers
Pl_e^{*} : Pression limite nette équivalente
Pl_e : Pression limite nette
PF : Plateforme
PCD : Plan Communal de Développement

LISTE DES ABREVIATIONS

PNDP : Programme National de Développement participatif
RCA : République Centrafricaine
S : Surcharges
SETRA : Service d'Etude des Routes et Autoroutes
Tyy, long : Effort tranchant longitudinal suivant la direction Oy
Txx, trans : Effort tranchant transversal suivant la direction Ox
Tb : Epaisseur totale de l'appareil d'appui
t_{fi} : Epaisseur semelle inférieure
t_{fs} : Epaisseur semelle supérieure
tw : Epaisseur de l'âme du profilé
V_{max} ; T_{max} : Effort tranchant maximum
V_{résistant} : Effort tranchant résistant
W_{el} : Module de flexion élastique
 σ_{max} : Contrainte maximale
 λ : Coefficient de dilatation structure mixte acier-béton
 δ : Coefficient de majoration dynamique
 γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité
 τ : Contrainte de cisaillement
 $\sigma_{3/4}$: Contrainte de référence ou contrainte aux trois quarts
 ϵ_r : Déformation relative du béton due au retrait
 $\epsilon_{t,adm}$: Déformation horizontale admissible
 $\epsilon_{z,adm}$: Déformation verticale admissible
2iE : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1: RAYONS EN PLAN RH.....	11
TABLEAU 2: ELEMENTS DE COMPARAISON DES VARIANTES	12
TABLEAU 3: RAYONS MINIMUMS PROFIL EN LONG	12
TABLEAU 4: CHOIX DU TYPE DE FONDATION	15
TABLEAU 5: GAMME DE PORTEE DES PONTS METALLIQUES	17
TABLEAU 6: PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU PONT	19
TABLEAU 7: EPAISSEUR EN FONCTION DE LA NUANCE D'ACIER.....	20
TABLEAU 8: EPAISSEUR DE LA DALLE EN FONCTION DE L'ENTRAXE B	22
TABLEAU 9: CONTRAINTES ADMISSIBLES ACIER ET BETON.....	31
TABLEAU 10: COEFFICIENTS DE PONDERATION DES CHARGES (CF. COURS D'OUVRAGES D'ART ; TOME 2 PAR MONGI BEN OUEZDOU, MISE A JOUR OCTOBRE 2012).....	34
TABLEAU 11: RECAPITULATIF DES COMBINAISONS DE CHARGES.....	35
TABLEAU 12: MOMENTS FLECHISSANT DANS LA DALLE DE COUVERTURE	40
TABLEAU 13: EFFORTS TRANCHANTS DANS LA DALLE	40
TABLEAU 14: SECTIONS D'ACIER DE LA DALLE A L'ELU	41
TABLEAU 15: SECTIONS D'ACIER DE LA DALLE A ELs	41
TABLEAU 16: CONTRAINTES TANGENTIELLES ADMISSIBLES.....	42
TABLEAU 17: ARMATURES DALLE DE TRANSITION.....	55
TABLEAU 18: ESTIMATION DU COUT DES TRAVAUX DE CONSTRUCTION DU PONT MIXTE BIPOUTRES	64
TABLEAU 19: ESTIMATION DU COUT DES TRAVAUX DE CONSTRUCTION DES VOIES D'ACCES	65
TABLEAU 20: ELEMENTS AXE EN PLAN VARIANTE 1	69
TABLEAU 21: ELEMENTS AXE EN PLAN VARIANTE 2.....	70
TABLEAU 22: ELEMENTS CARACTERISTIQUES PROFIL EN LONG	72
TABLEAU 23: PRS-IPE 600.....	88
TABLEAU 24: CONNECTEURS TYPES GOIJONS A TETE	92
TABLEAU 25: CHOIX DU CONNECTEUR TYPE GOIJON A TETE A UTILISER.....	97
TABLEAU 26: CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS	115
TABLEAU 27: MOMENTS STABILISANTS SOUS CHARGES PERMANENTES	115
TABLEAU 28: MOMENTS STABILISANTS ET RENVERSANTS DE LA CULEE SOUS REMBLAI.....	117
TABLEAU 29: MOMENTS STABILISANTS ET RENVERSANTS A ELU	119
TABLEAU 30: MOMENTS STABILISANTS ET RENVERSANTS A ELs	122
TABLEAU 31: DEFINITION DE LA CHARGE DE REFERENCE.....	144
TABLEAU 32: CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX A UTILISER EN STRUCTURE DE CHAUSSEE A 24°C.....	144
TABLEAU 33: DEFINITION DES COUCHES DE CHAUSSEE EPAISSEUR-MODULE DE YOUNG-COEFF. POISSON.....	145
TABLEAU 34: DEFINITION DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE ET CALCUL DES DEFORMATIONS.....	145
TABLEAU 35: DEFORMATIONS DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE	146
TABLEAU 36: CARACTERISTIQUE MATERIAU A TEQ=24°C (TEMPERATURE MOYENNE JOURNALIERE ANNUELLE DANS LA VILLE DE YOKADOUMA, CF PCD DE YOKADOUMA, JUILLET 2012).....	147
TABLEAU 37: VALEURS ADMISSIBLES DES DIFFERENTES COUCHES DE CHAUSSEE	148
TABLEAU 38: EXPRESSION FACTEUR DE PORTANCE	152
TABLEAU 39: CLASSE DE SOL A PARTIR DE LA PRESSION LIMITE PL	152
TABLEAU 40: CLASSE DE SOL A PARTIR DE LA PRESSION LIMITE PL	153

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1: LOCALISATION DE L'OUVRAGE D'ART	7
FIGURE 2: ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN PONT MIXTE BIPOUTRES ACIER-BETON.....	18
FIGURE 3: PROFILE RECONSTITUE SOUDE (PRS)	21
FIGURE 4: EPAISSEUR DE LA DALLE.....	22
FIGURE 5: REPRESENTATION GEOMETRIQUE DE LA DISPOSITION DE L'ENTRETOISE.....	23
FIGURE 6: SCHEMA DE PRINCIPE D'UNE CULEE REMBLAYEE AVEC MUR EN RETOUR	24
FIGURE 7: APPAREIL D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE.....	27
FIGURE 8: REPRESENTATION GEOMETRIQUE DE LA COUPE D'UNE CORNICHE PREFABRIQUEE	28
FIGURE 9: SCHEMA DE LA COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER	29
FIGURE 10: MODE DE SOLlicitATIONS DU TABLIER (OX, OY).....	35
FIGURE 11: MODELE DU TABLIER EN VUE 3D	36
FIGURE 12: COUPE TRANSVERSALE PRS	38
FIGURE 13: REPRESENTATION VUE DE DESSUS DE LA DALLE	39
FIGURE 14: SCHEMA DE PRINCIPE DE FERRAILLAGE DE LA DALLE.....	41
FIGURE 15: APPAREIL D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE	44
FIGURE 16: DEFINITION DU SOUFFLE D'UN JOINT DE CHAUSSEE.....	48
FIGURE 17: JOINT A HIATUS	49
FIGURE 18: SECTION TRANSVERSALE DE LA CULEE REMBLAYEE.....	50
FIGURE 19: SCHEMA STRUCTURAL D'UNE CHAUSSEE.....	56
FIGURE 20: APPLICATION DE L'ENROBE.....	63
FIGURE 21: DISPOSITION DES ESSIEUX DU SYSTEME BC.....	82
FIGURE 22: DISPOSITION DES ESSIEUX DU SOUS-SYSTEME BT	82
FIGURE 23: DISPOSITION DE LA ROUE DE 10TONNES DU SYSTEME BR	83
FIGURE 24: DISPOSITION DU CONVOI MC120	83
FIGURE 25: DIFFUSION DES CHARGES LOCALISEES DANS LE HOURDIS (SENS TRANSVERSAL).....	90
FIGURE 26: DISPOSITION SYSTEME BR POUR CALCUL POINÇONNEMENT DE LA DALLE.....	90
FIGURE 27: CONNECTEUR TYPE GOIJON A TETE	93
FIGURE 28: ESPACEMENT ET DISPOSITION DES CONNECTEURS SUR LA SEMELLE SUPERIEURE.....	95
FIGURE 29: DISPOSITION CONSTRUCTIVE TRANSVERSALE DES CONNECTEURS	96
FIGURE 30: POSITION DE L'AXE NEUTRE ELASTIQUE	99
FIGURE 31: APPAREIL D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE.....	101
FIGURE 32: CONSTITUTION TYPE D'UN APPAREIL D'APPUI DE TYPE B.....	102
FIGURE 33: DEFINITION DU SOUFFLE D'UN JOINT DE CHAUSSEE.....	104
FIGURE 34: DOMAINE D'EMPLOI DES DIFFERENTES FAMILLES DE JOINT.....	105
FIGURE 35: JOINT A HIATUS	106
FIGURE 36: REPRESENTATION GEOMETRIQUE MUR EN RETOUR DU PONT	112
FIGURE 37: COUPE LITHOLOGIQUE DU TERRAIN EN PLACE COTE HOPITAL	113
FIGURE 38: COUPE LITHOLOGIQUE DU TERRAIN EN PLACE COTE MBOY	114
FIGURE 39: DISTRIBUTION TRAPEZOÏDALE DES CONTRAINTES SOUS LA SEMELLE.....	136
FIGURE 40: SCHEMA STRUCTURAL D'UNE CHAUSSEE.....	139
FIGURE 41: STRUCTURE D'UNE CHAUSSEE SOUPLE.....	142



TABLE DES MATIERES

DEDICACE	I
REMERCIEMENTS	II
RESUME	III
ABSTRACT.....	IV
LISTE DES ABREVIATIONS	V
LISTE DES TABLEAUX.....	VIII
LISTE DES FIGURES	IX
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DU PROJET...4	
I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE.....	4
II. PRESENTATION DU PROJET	5
1. CONTEXTE ET JUSTIFICATION	5
2. LOCALISATION DU SITE PROJET	6
3. CADRE PHYSIQUE DE LA ZONE D'ETUDE.....	7
4. OBJECTIF DE L'ETUDE	8
CHAPITRE II : DONNEES FONCTIONNELLES ET NATURELLES..... 10	
I. DONNEES FONCTIONNELLES	10
1. TRACE EN PLAN	10
2. PROFIL EN LONG	12
3. PROFIL EN TRAVERS	13
II. DONNEES NATURELLES	13
1. DONNEES GEOTECHNIQUES	13
2. CONCLUSION DU RAPPORT GEOTECHNIQUE	14
3. DONNEES HYDRAULIQUES ET TOPOGRAPHIQUES	16
CHAPITRE III : CONCEPTION DU PONT MIXTE ACIER-BETON BIPOUTRES 18	
I. CONCEPTION DU TABLIER.....	18
1. DESCRIPTION DU TABLIER.....	18
2. BIPOUTRES A PIECES DE PONT OU ENTRETOISES	19
II. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU TABLIER.....	19
1. PREDIMENSIONNEMENT DU TABLIER	19

1.1.	LARGEUR DU TABLIER.....	19
1.2.	PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES	19
1.3.	LA DALLE DE COUVERTURE	21
1.4.	ENTRETOISES.....	22
III.	CONCEPTION DES APPUIS.....	23
1.	GENERALITES.....	23
2.	CONCEPTION DES CULEES	23
IV.	CHOIX ET TYPES DE FONDATIONS.....	25
1.	CHOIX ET JUSTIFICATION DU TYPE DE FONDATION.....	25
2.	PREDIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE DE FONDATION.....	25
V.	EQUIPEMENTS DE L'OUVRAGE D'ART	25
1.	LES REVETEMENTS.....	25
2.	LES TROTTOIRS.....	26
3.	LES GARDE-CORPS.....	26
4.	LES APPAREILS D'APPUI.....	26
5.	LES JOINTS DE CHAUSSEE.....	27
6.	LES GARGOUILLES	27
7.	LES CORNICHES	27
CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE D'ART.....		30
I.	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	30
1.	CIMENT.....	30
2.	ACIER POUR CHARPENTE METALLIQUE.....	30
3.	BETON POUR HOURDIS	30
4.	BETON POUR CULEES ET FONDATIONS.....	31
5.	ACIERS PASSIFS POUR BETON.....	31
II.	DOCUMENTS DE REFERENCE.....	32
1.	INVENTAIRES DES CHARGES.....	32
2.	DEFINITION DES SOLlicitATIONS DE CALCUL	33
3.	MODELISATION.....	35
III.	ETUDE DU TABLIER DU PONT MIXTE BIPOUTRES ACIER-BETON :JUSTIFICATION DE LA SECTION.....	37
1.	CLASSE DU PROFILE : BIPOUTRES PRINCIPALES EN PRS.....	39
2.	ETUDE DE LA STABILITE DES POUTRES PRINCIPALES	39
IV.	CALCUL DE LA DALLE DE COUVERTURE.....	39
1.	CALCUL DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS DANS LA DALLE.....	39
2.	CALCUL DES SECTIONS D'ACIERS DANS LA DALLE	40
3.	ETUDE DES CONNECTEURS.....	43
V.	DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI.....	44
1.	PREDIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI	44
2.	VERIFICATION DU PREDIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI	44
3.	ETUDE DES BOSSAGES.....	46
VI.	DES JOINTS DE CHAUSSEE.....	47
1.	GENERALITES SUR LES JOINTS DE CHAUSSEE.....	47
2.	DIMENSIONNEMENT DES JOINTS DE CHAUSSEE	48

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE	50
I. RAPPEL DU PREDIMENSIONNEMENT	50
II. ETUDE DE LA STABILITE EXTERNE DE LA CULEE.....	50
1. HYPOTHESES DE CALCUL	50
III. ETUDE DE LA STABILITE INTERNE DE LA CULEE.....	51
1. DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS ELEMENTS DE LA CULEE	51
2. DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE DE TRANSITION.....	54
CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSEE	56
I. DEFINITION.....	56
II. DETERMINATION DE L'EPaisseur DES DIFFERENTES COUCHES DE MATERIAUX DE CHAUSSEE	57
1. LE TRAFIC.....	57
2. DETERMINATION DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE.....	58
3. VERIFICATION THEORIQUE DES CONTRAINTES DANS LE CORPS DE CHAUSSEE.....	59
CHAPITRE VII : METHODOLOGIE D'EXECUTION DES TRAVAUX.....	60
I. INTRODUCTION.....	60
II. INSTALLATION DE CHANTIER	60
III. CONSTRUCTION DU PONT MIXTE	61
IV. EXECUTION DU CORPS DE CHAUSSEE ET MISE EN ŒUVRE DE LA COUCHE DE ROULEMENT	62
V. ENGINS ET OUTILLAGES DE CHANTIER.....	63
VI. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES TRAVAUX	64
CHAPITRE VIII : CONCLUSION GENERALE.....	66
BIBLIOGRAPHIE	67
ANNEXES	68

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DU PROJET

I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE

La formation d'un ingénieur à l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) est sanctionnée par un stage de fin de formation devant permettre à l'élève ingénieur, d'asseoir les compétences acquises sur un projet concret, en lien étroit avec la formation théorique reçue et aussi, de se confronter au monde professionnel dans lequel il est appelé à évoluer. Dans cette optique, j'ai été accueilli par le Bureau d'Etude PYRAMIDES INTER afin de mener une étude technique *sur la construction d'un pont mixte acier-béton bipoutres pour le franchissement de la rivière Mbangue sur l'itinéraire Yokadouma-Mboy 2 - Frontière avec la RCA dans la Région de l'Est-Cameroun.*

PYRAMIDES INTER est un Bureau d'Etude d'ingénierie créée en janvier 1998 et qui a son siège en plein cœur de la Capitale Camerounaise. Il dispose à ce jour d'une demi-douzaine de collaborateurs au Cameroun et a su s'adapter au fil du temps dans un milieu fortement concurrentiel en nouant des partenariats stratégiques avec des firmes étrangères (Canadienne, Italienne, Française, Koweïtienne ...)

PYRAMIDES INTER a ouvert un bureau au Gabon et son expansion dans la sous-région Afrique Centrale est en cours notamment en Guinée Equatoriale et au Tchad.

Ses domaines d'interventions sont les suivants :

- Audits techniques ;
- Ingénierie conseil ;
- Contrôle et surveillance techniques ;
- Etudes pour la réalisation des travaux de voiries, de routes et des ouvrages d'art.

Depuis sa création, PYRAMIDES INTER bénéficie de la confiance des pouvoirs publics et des Organisations Non Gouvernementales, ce qui expliquerait l'essentiel de ses prestations avec ces entités publiques et privés.

II. PRESENTATION DU PROJET

1. CONTEXTE ET JUSTIFICATION

Dans le cadre de la mise en œuvre de la politique des grandes réalisations prônée par le Président de la République du Cameroun et qui tire ses origines dans le Document de Stratégie pour la Croissance et l'Emploi (DSCE) à l'horizon 2035, le gouvernement sous l'impulsion de son Chef, a entamé depuis 2011, un vaste programme de construction des infrastructures ayant un impact significatif sur l'amélioration des conditions de vie des populations. Parmi les projets phares, on peut citer entre autres :

- La construction du port en eau profonde de Kribi ;
- La construction des barrages hydroélectrique de Memve'ele et de Mékin ;
- La construction des autoroutes Yaoundé-Nsimalen et Yaoundé-Douala ;
- La construction du second pont sur le Wouri ;
- Etc.

Dans la même lancée, le Gouvernement a reçu un financement de la Société Générale New-York (USA) et US EXIM BANK et entend utiliser ce crédit pour financer le programme de construction de cinquante-cinq (55) ponts métalliques sur l'étendue du territoire national.

Ce programme participe à la modernisation des infrastructures de transport et de l'amélioration des conditions de circulation et de sécurité sur nos routes. Il rentre dans le cadre de la mise en œuvre de la politique des grandes réalisations portée par le Président de la République et s'impose de ce fait comme une exigence forte dans un environnement caractérisé par des conditions économiques en nette amélioration.

Les ouvrages concernés dans ce programme se trouvent sur différents types de routes du Cameroun (routes classées, rurales, non classées, etc...) et s'intègrent parfaitement au projet de désenclavement des zones à fort potentiel économique.

Le projet vise simultanément à :

- Améliorer la fluidité de la circulation, en particulier le transport des biens et des personnes dans toutes l'étendue du territoire national ;
- Contribuer à faciliter en termes de rapidité et de fiabilité, des liaisons entretenues à travers la fluidité et la décongestion du transport urbain et interurbain au droit des fleuves traversés.

La région de l'Est étant une région forestière, donc à fort potentiel économique, trois sites sur les cinquante-cinq y ont été identifiés pour la construction de ponts métalliques. Il s'agit des itinéraires :

- Yokadouma-Moloundou, pont sur la rivière Mbangué ;
- Ngatto nouveau-Ngatto ancien, pont sur la rivière Boumba et ;
- Yokadouma-Mboy 2-Frontière avec la RCA, pont sur la rivière Mbangué.

Ainsi donc, le Bureau d'Etude PYRAMIDES INTER a été désigné suivant le Marché N°000341/M/MINMAP/SG/DGMI/DMAI/CES/CKW/2016 du 10 octobre 2016 passé après Appel d'Offres National Restreint N°046/AONR/MINMAP/CCPM-AI/2016 du 23 mars 2016 pour conduire la Maîtrise d'œuvre des Travaux de construction de 55 ponts métalliques lot 5 dans la Région de l'Est-Cameroun.

2. LOCALISATION DU SITE PROJET

Le site de l'ouvrage à construire a été levé au GPS de navigation sous le système de projection (UTM-WGS84) et les coordonnées géographiques sont les suivantes : ZONE N33 ; X= 506 579m ; Y= 388 708m. Il est situé, comme le montre la figure 1 ci-dessous, dans la localité de Yokadouma, département de la Boumba et Ngoko, Région de l'Est. Ce site est accessible par voie carrossable en latérite en très mauvais état depuis Bertoua, Chef-lieu de la Région de l'Est. La route est bonne uniquement sur les 10 derniers kilomètres marquant ainsi l'entrée dans la ville de Yokadouma. Le site de l'ouvrage est inclus sur l'itinéraire Batouri-Yokadouma-Mboy 2 longue de 185km. Le franchissement de la rivière Mbangué se fait actuellement via un pont forestier en très mauvais état. C'est un ouvrage à une travée d'une longueur totale de 27,00 mètres pour une largeur de 8,10 mètres.



Figure 1: Localisation de l'ouvrage d'art

3. CADRE PHYSIQUE DE LA ZONE D'ETUDE

3.1. LE CLIMAT

La zone de projet est soumise dans son ensemble à l'influence d'un climat équatorial chaud et humide de type guinéen classique à deux saisons de pluies entrecoupées de deux saisons sèches. Au cours de l'année, les saisons se succèdent de la manière suivante :

- La petite saison des pluies de mi-mars à juin ;
- La petite saison sèche de juin à mi-août ;
- La grande saison des pluies de mi-août à mi-novembre ;
- La grande saison sèche de mi-novembre à mi-mars.

Les précipitations annuelles moyennes se situent entre 1500mm et 1800mm. La hauteur moyenne mensuelle de pluie sur les 25 dernières années est de 1650mm. Elle se singularise par l'existence d'une végétation évolutive du Nord au Sud allant de la forêt semi-décidue (forêt caractérisée par la présence d'une majorité d'arbres dont les feuilles, caduques, tombent au rythme des saisons) à la forêt dense humide. L'humidité relative moyenne annuelle est élevée (supérieure à 80%). La température moyenne est de l'ordre de 23,50°C par an.

3.2. LE RELIEF

La zone de projet est une vaste pénéplaine dont l'altitude varie entre 400-900m laquelle appartient au plateau Sud-Camerounais. Les collines sont séparées de vallées qui servent de lits à la plupart des rivières qui se jettent dans les fleuves Sanaga et Sangha.

Le plateau Sud-Camerounais s'étend sur 600km d'Ouest en Est de Yaoundé et Ebolowa jusqu'au-delà de Yokadouma et Berbérati en Centrafrique. Vers le nord, il est limité par les contreforts (chaîne de montagnes latérales) de l'Adamaoua avec des escarpements (versants en pente raide) de 200 à 400m à l'Ouest. Au Sud, le plateau déborde largement sur le Gabon. Au Sud-Est, ce plateau s'incline en pente douce et se limite par la cuvette congolaise à environ 350m d'altitude.

3.3. L'HYDROGRAPHIE

La zone du projet est caractérisée par un réseau hydrographique particulièrement dense dans lequel le fleuve Boumba, s'écoulant du Nord-Ouest vers le Sud-Est est le déversoir principal, se jetant à son tour dans la Ngoko. De manière spécifique, Mbangué est une rivière dont le bassin prend sa source dans la bande méridionale de la ville de Yokadouma et s'écoule dans le sens Nord-Sud recevant au passage de nombreux affluents de tailles plus ou moins importantes. Ce cours d'eau se déverse dans la Boumba. La Boumba elle-même affluent de la Ngoko qui se jette dans la Sangha.

3.4. LE SOL

Sur le plan pédologique, on rencontre deux types de sol : des sols ferralitiques (rouges et jaunes) et des sols hydromorphes qui existent au niveau des bas-fonds marécageux.

4. OBJECTIF DE L'ETUDE

4.1. OBJECTIF GENERAL

L'objectif général de la présente étude est de proposer une conception et un dimensionnement d'un pont métallique pour le franchissement de la rivière Mbangué dans la ville de Yokadouma, Région de l'Est et d'aménager les voies d'accès.

4.2. OBJECTIFS SPECIFIQUES

Les objectifs spécifiques de la présente étude visent à :

-
- Mener des études devant aboutir au choix de la zone d'implantation de l'ouvrage, au dimensionnement du tablier, des appuis de l'ouvrage, des fondations ainsi que de la voie d'accès pour la variante retenue ;
 - L'établissement du détail estimatif et quantitatif des travaux d'ouvrage et des voies d'accès ;
 - L'élaboration de la méthodologie de construction du pont ainsi que de l'aménagement des voies d'accès.

CHAPITRE II : DONNEES FONCTIONNELLES ET NATURELLES

I. DONNEES FONCTIONNELLES

La construction du pont s'intègre entièrement dans le programme d'aménagement de la voirie urbaine de la ville de Yokadouma et plus précisément sur l'itinéraire Yokadouma-Mboy II-Frontière avec la RCA. Aussi, ses caractéristiques devraient épouser celles des voies d'accès amont et aval.

L'aménagement des voies d'accès obéit aux instructions contenues dans le document guide d'Aménagement des Routes Principales (ARP) avec une vitesse de référence de 60km/h définie par le Maître d'ouvrage, en l'occurrence le Ministère des Travaux Publics. Les voies d'accès sont des routes à deux (02) voies. Les données fonctionnelles porteront sur l'étude du tracé en plan, du profil en long, du profil en travers et le gabarit (hauteur libre et ouverture) du pont.

1. TRACE EN PLAN

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. Dans la mesure du possible, le projecteur doit éviter d'avoir un tracé en plan qui conduirait à un ouvrage courbe ou mécaniquement biais.

L'étude des différentes variantes devra tenir compte des recommandations du Maître d'Ouvrage qui souhaite éviter au maximum les expropriations dont la conséquence sera les indemnisations et l'allongement des délais de démarrage des travaux.

1.1. ETUDE DE LA VARIANTE 1 ET 2

Yokadouma est une agglomération de près de 9533km² (Cf. *Plan Communal de Développement de la ville de Yokadouma, Juillet 2012*) maillée par de nombreuses voies carrossables. C'est une ville carrefour traversée à sa périphérie par de nombreuses artères interurbaines qui constituent de ce fait l'essentiel de son réseau routier prioritaire. D'après le guide d'Aménagement des Routes Principales (ARP), Le type de route qui convienne pour la traversée du cours d'eau Mbangué est

la route de type R, la sous-catégorie étant la route de type R60. Les caractéristiques minimales à respecter en ce qui concerne le tracé en plan sont consignées dans le tableau 1 ci-après :

Tableau 1: Rayons en plan RH

TRACE EN PLAN		
Rayon en plan RH (m)	Rayon normal non déversé : RH'	600
	Rayon au devers minimal (+2,50%) : Rdm	450
	Rayon minimal absolu : RHm	120
	Longueur de la clothoïde	$L = \min(6xR^{0,4}; 67)$

Les éléments ci-dessus consignés ont été retenus pour l'aménagement des voies d'accès à l'ouvrage.

N.B : Les éléments caractéristiques du tracé en plan de la variante 1 et 2 sont consignés en annexe 1 du présent document.

1.2. ANALYSE COMPARATIVE DES DEUX VARIANTES

Suivant les prescriptions du Maître d'Ouvrage, le seul élément clé nous permettant de faire une analyse comparative et objective est le nombre d'habitations affectées par la mise en œuvre du projet ainsi que la longueur totale de la route à construire.

En ce qui concerne le nombre d'habitations affectées par la mise en œuvre du projet, la variante 1 présente l'avantage de suivre le tracé de la route existante et sa mise en œuvre impactera négativement une seule habitation située dans l'emprise des travaux contrairement à la variante 2, qui impactera négativement neuf habitations. En ce qui concerne la longueur totale de chaque variante, elle ne constitue pas un élément pertinent entrant dans le choix vu que les deux distances sont assez proches l'une de l'autre (V1=616,134m et V2=627,008m). La variante 2 présente un pourcentage d'alignements droits de 56% contrairement à la variante 1 qui présente quant à elle, un pourcentage d'alignements droits de 40% par rapport aux courbes. La déclivité maximale de la variante 1 est de 6,32% et celle de la variante 2, est de 5,56%. Ce dernier élément constitue un

critère non négligeable pour le choix de la variante vu le trafic poids lourds que cette route est susceptible d'écouler.

Le tableau 2 ci-dessous nous renseigne sur les éléments de comparaison des deux variantes :

Tableau 2: Eléments de comparaison des variantes

	VARIANTE 1	VARIANTE 2
Nombre d'habitations affectées par le projet	1	9
Longueur totale de chaque variante	616,134	627,008
Déclivité maximale	6,32%	5,56%
Pourcentage d'alignements droits par rapport aux courbes	40%	56%

Choisir la variante 1 comme option d'aménagement reviendrait à construire une déviation, c'est-à-dire un pont qui coutera aussi cher comme le pont dont la construction est envisagée dans le cadre de ce projet. La contrainte imposée par le Maître d'ouvrage est la continuité de la circulation sur cet axe. De ce fait, quelque soit l'option choisie, il y aura destruction de neuf habitations. Il a donc été convenu afin de minimiser les coûts de la construction, de maintenir la variante 1 comme déviation et de faire de la variante 2 une option d'aménagement.

N.B : Dans la suite de cette étude, la variante 2 sera étudiée beaucoup plus en détail (voir plan).

2. PROFIL EN LONG

Pour la catégorie de route R60, les caractéristiques géométriques minimales à respecter pour le profil en long sont consignées dans le tableau 3 ci-dessous :

Tableau 3: Rayons minimums profil en long

Catégorie de route	R60
Déclivité maximale	7%
Rayon minimal en angle saillant (m)	1500
Rayon minimal en angle rentrant (m)	1500

2.1. ELEMENTS DU PROFIL EN LONG

Les éléments caractéristiques du profil en long sont consignés en annexe 1 du présent document.

3. PROFIL EN TRAVERS

Les recommandations du guide technique ARP pour une route de type R60 sont les suivantes :

Catégorie de route	R60
Devers maximal (pour R_M)	7%
Devers minimal en courbe (pour R_{dm})	2,5%
Profil en toit	2,5%
Devers en courbe non déversée ($R > R_{nd}$)	Profil en toit

N.B : Le dessin du profil en travers type est consigné dans le dossier plans du présent document.

En application des standards et normes en matière de cette catégorie de route, le choix du profil en travers est porté sur une route à deux voies de largeur totale 10 m, répartie comme suit :

- Deux voies de 3,50 m chacune ;
- Un accotement de part et d'autre de la chaussée de 1,50m.

II. DONNEES NATURELLES

1. DONNEES GEOTECHNIQUES

La connaissance des caractéristiques mécaniques et physiques du sol en place revêt une importance capitale pour tout ouvrage de génie civil, son comportement en dépend. Dans le cadre de ce projet, une campagne de reconnaissance géotechnique du sol a été réalisée et avait pour objectif principal :

- De reconnaître les terrains de fondation ;
- De déterminer les contraintes de rupture du sol de fondation ;
- De définir et vérifier les différentes possibilités de fondation ;
- De déterminer la classe de sol constituant le sol de plateforme ;

- De localiser, quantifier et qualifier les matériaux de viabilité à utiliser lors de la réalisation du projet ;
- De proposer un dimensionnement de la chaussée ;
- De déterminer le mode d'exécution des travaux.

La campagne de reconnaissance des sols réalisée in-situ est composé de :

- Sondage au puits manuel (SPM) ;
- Sondage au pénétromètre dynamique lourd type B et le pénétromètre dynamique léger ;
- Sondage à la tarière manuelle ;
- Sondage à la tarière mécanique ;
- Essai pressiométrique dont nous présenterons ici les résultats.

1.1. RESULTATS DES SONDAGES AU PRESSIOMETRE MENARD

L'étude préliminaire accompagnée de multiples descentes sur le site du projet avec à notre disposition le fond topographique, nous a permis de ressortir le tracé routier, de déterminer la longueur de la brèche à franchir ainsi que les zones d'implantation des culées de notre pont.

Y faisant suite, un essai pressiométrique a été effectué respectivement au droit des zones d'implantation des culées ainsi déterminées

NB : Confère annexe 10 du présent document pour les essais pressiométriques et la coupe lithologique du sol.

L'essai pressiométrique permet de déterminer les composantes suivantes :

- E_M : Module pressiométrique de Ménard qui définit le comportement pseudo-élastique du sol ;
- P_l : Pression limite qui caractérise la résistance de rupture du sol ;
- P_f : Pression de fluage qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique du sol.

2. CONCLUSION DU RAPPORT GEOTECHNIQUE

La coupe lithologique du sol en place montre effectivement un terrain composé de formation argileuse dans les six premiers mètres, suivi d'une formation rocheuse sur une épaisseur d'au moins 4,50m. Au moment de l'exécution des fondations, une purge sera réalisée jusqu'à 6 mètres de profondeur, à fleur à la roche saine Côté hôpital de Yokadouma et à fleur à la roche décomposée du côté de Mboy et les matériaux mis en dépôt. De ce fait, les fondations seront de type superficielles comme le montre le tableau 4 ci-contre :

Tableau 4: Choix du type de fondation

Partie de l'ouvrage	Choix des fondations	Profondeurs d'ancrage à partir du terrain naturel (m)	Nature du matériau d'ancrage	Dimension de la fondation (m)		Capacité portante de la fondation (bars)
				Largeur B	Longueur L	
Culée côté hôpital de Yokadouma	Fondations superficielles sur semelle	1,84	Roche saine	5,60	10,80	8,00
Culée côté Mboy	Fondations superficielles sur semelle	1,95	Roche décomposée			4,70

NB : Dans la suite de cette étude, nous adopterons la fondation superficielle telle que proposée dans le rapport géotechnique et ce conformément au fascicule 62-titre V du CCTG : « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil »

Au sens du document référence cité ci-dessus (fascicule 62-titre V du CCTG), on considère qu'une fondation est superficielle lorsque sa hauteur d'encastrement D_e est inférieure à 1,5 fois sa largeur, c'est-à-dire :

$$\frac{D_e}{B} < 1,5$$

Pour notre ouvrage, le rapport de la profondeur d'encastrement D_e sur la largeur B de la fondation est de :

$$\frac{D_e}{B} = \begin{cases} \frac{1,84}{5,60} = 0,328 < 1,5 \\ \frac{1,95}{5,60} = 0,348 < 1,5 \end{cases} \Rightarrow ok!$$

3. DONNEES HYDRAULIQUES ET TOPOGRAPHIQUES

Les études hydrauliques et topographiques menées dans le cadre de cette étude ont conduit à considérer les valeurs suivantes :

Débit projet (m ³ /s) :	180
Débit étiage (m ³ /s) :	15,4
Niveau des PHE (m) :	521,95
Niveau des PBE (m) :	519,44

3.1. GABARIT « G » DU COURS D'EAU

Le niveau des Plus Hautes Eaux étant connu et considérant que nous sommes dans une zone forestière où le risque de voir des chutes de troncs d'arbres venir heurter le tablier du pont en période de crue, un tirant d'air (revanche) de 2,00 mètres sera considéré. Ce tirant d'air permettra également la mise hors d'eau des appareils d'appui. De ce fait, le pont sera calé à une côte $Z_c = 524,11\text{mètres}$ sous les poutres principales.

$$G = PHEC + \text{Tirant d'air} + h_{\text{bossage}} + h_{\text{appareil d'appui}}$$

$$G = 521,95 + 2,00 + 0,10 + 0,06 = 524,11\text{m}$$

NB : Le cours d'eau Mbangué n'est pas navigable.

3.2. OUVERTURE DU PONT

Suivant la topographie du lit du cours d'eau et vu que nous avons un ouvrage droit, la longueur de la brèche à franchir est de $L=50,00\text{mètres}$.

3.2.1. DOMAINES D'EMPLOIS DES OUVRAGES METALLIQUES

D'après le document référencé « Conception des ponts ; par Anne Bernard-GELY & Jean-Armand CALGARO », il existe deux grandes familles de ponts métalliques à savoir :

- Les ponts métalliques à travées indépendantes ;
- Les ponts métalliques à poutres continues.

Dans la famille des ponts à travées indépendantes, on y trouve des ponts à :

- Poutrelles enrobées ;
- Tablier mixte ;
- Dalle orthotrope.

Dans la famille des ponts métalliques à poutres continues, on y retrouve les mêmes types de ponts :

- Poutrelles enrobées ;
- Tablier mixte ;
- Dalle orthotrope.

Dans ces deux grandes familles d'ouvrages métalliques ainsi énumérées, le choix d'un type de pont se fait en fonction de la portée maximale. Le tableau 5 ci-dessous donne le domaine d'emploi des ponts métalliques sur la base des portées maximales.

Tableau 5: Gamme de portée des ponts métalliques



3.2.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE METALLIQUE A CONSTRUIRE

Vu la longueur de la brèche à franchir qui est de 50 mètres et suivant les instructions du Maître d'ouvrage qui veut avoir un pont métallique, à l'observation du tableau 5 ci-dessus, notre choix s'est naturellement porté sur un pont à tablier mixte bipoutres acier-béton à travée indépendante qui présente les avantages suivants :

- Délai d'exécution relativement court ;
- Possibilité de préfabrication de la dalle de couverture et de montage de la charpente métallique en usine ;
- Facilité de mise en œuvre ;
- Structure légère et esthétique ;
- Grande portée (jusqu'à 100m environ) réduisant ainsi le nombre de travées ;
- Utilisation de chacun des matériaux dans leur capacité optimale (compression pour la dalle en béton armé et traction pour les bipoutres en acier).

CHAPITRE III : CONCEPTION DU PONT MIXTE ACIER-BETON BIPOUTRES

I. CONCEPTION DU TABLIER

1. DESCRIPTION DU TABLIER

Le tablier du pont mixte bipoutres acier-béton en une travée indépendante est constitué de deux poutres reconstituées soudées (PRS) solidaires entre elles par l'intermédiaire de poutres transversales en profilées laminées. Elles sont espacées de 6 mètres d'axe en axe et supportent entièrement une dalle en béton armé.

La liaison béton-acier du tablier est assurée par des connecteurs soudés au-dessus de la semelle supérieure des poutres principales. La dalle est recouverte d'une couche de béton bitumineux sur toute la largeur roulable et présente un profil en toit permettant d'évacuer les eaux de ruissellement. Les trottoirs de 1,25m de large seront aménagés de part et d'autre de la chaussée à deux voies de 3,50m chacune. Un dispositif de sécurité de type BN4 (garde-corps) sera installé sur le pont. Il sera prévu sur une bande de 0,25m de large, des cunettes en béton armé qui vont recueillir les eaux de ruissellement sur la chaussée pour les diriger à cet effet vers les gargouilles. La figure 4 ci-dessous montre la composition d'un tablier d'un pont mixte acier-béton bipoutres.

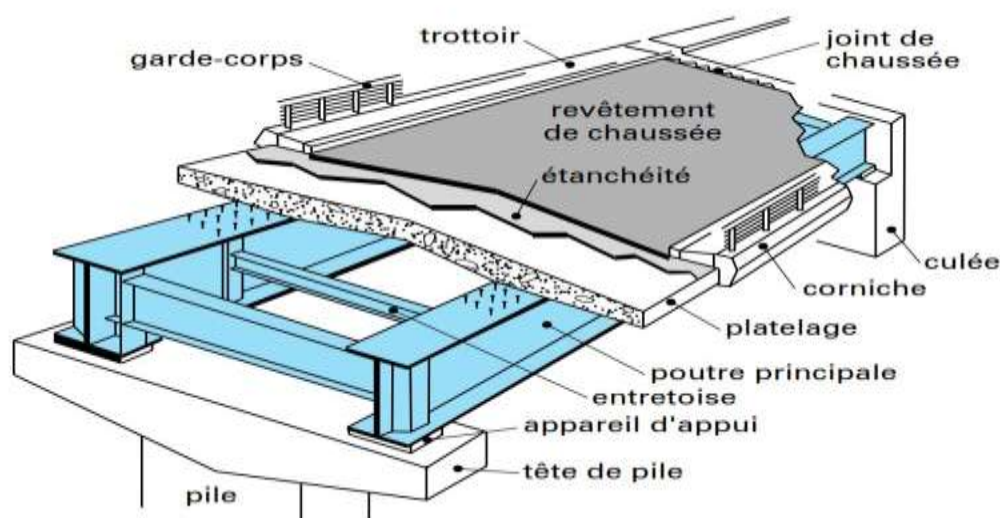


Figure 2: Eléments constitutifs d'un pont mixte bipoutres acier-béton

2. BIPOUTRES A PIECES DE PONT OU ENTRETOISES

Le choix du type d'élément, entretoises ou pièces de pont qui permettra d'assurer la liaison avec les poutres principales dépend essentiellement de la largeur totale de l'ouvrage d'art projeté. Pour ce qui est de notre pont, la largeur totale est de $L_t=10m$.

Le choix du type d'élément (pièces de pont ou entretoises) se fait suivant les considérations ci-après (Cf. Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception-SETRA-Mars 1990) :

Tablier mixte acier-béton bipoutres	TYPES D'ELEMENTS DE LIAISON	
	BIPOUTRE A ENTRETOISES	BIPOUTRE A PIECES DE PONT
	$L_t < 13 \text{ à } 14m$	$L_t > 13 \text{ à } 14m$

Pour une largeur totale $L_t=10m < 13 m$, nous optons conformément au tableau ci-dessus, à un tablier mixte acier-béton bipoutres à entretoises.

II. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU TABLIER

1. PREDIMENSIONNEMENT DU TABLIER

1.1. LARGEUR DU TABLIER

Le tablier est constitué d'une chaussée à deux voies de 3,50m chacune, encadrée respectivement de part et d'autre d'une cunette d'évacuation des eaux de 0,25m de large, d'un trottoir de 1,25m pour une largeur totale de 10,00m.

1.2. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES

D'après le guide SETRA (cf. Ponts mixtes acier-béton : guide de conception durable ; SETRA septembre 2010), la détermination des dimensions des poutres principales du pont est donnée dans le tableau 6 ci-dessous :

Tableau 6: Prédimensionnement des éléments du pont

ELEMENTS		CALCUL	CHOIX
L (longueur totale du tablier en m)	50	50,00	50,00
LT (largeur totale du tablier en m)	10	10,00	10,00
Hauteur totale des poutres principales Ht (en m)	$max = \left[\frac{L}{28} \left(\frac{LT}{12} \right)^{0,45}; 0,40 + \frac{L}{35} \right]$	1,83	2,50

ELEMENTS		CALCUL	CHOIX
Entraxe des poutres principales A (en m)	$A = 0,55xLT$	5,50	6,00
Nombre de poutres principales N	$N = \frac{LT}{A}$	1,82	2,00
Largeur des semelles inférieures Binf (en m) des poutres principales	$B_{inf} = \left(0,25 + \frac{LT}{40} + \frac{L}{125}\right) x \left(0,92 + \frac{LT}{150}\right)$	0,89	1,00
Largeur des semelles supérieures Bsup (en m) des poutres principales	$B_{sup} = B_{inf} - 0,100, \text{ car tablier à 2 voies}$	0,79	0,90
Entretoises en zone courante	IPE 600	IPE 600	IPE 600
Epaisseur de la dalle E (en m) du tablier en béton armé	$E_1 = 0,13 + \left(\frac{LT - A}{26}\right) \text{ au droit des poutres principales}$	0,30	0,30
	$E_2 = 0,12 + \frac{A}{50}, \text{ au centre du tablier}$	0,23	0,25
	$E_{moyenne} = 0,50x(E_1 + E_2)$	0,27	0,27

1.2.1. AME ET SEMELLES DES POUTRES PRINCIPALES

Les poutres principales en I seront des profilés reconstitués soudés. Il en va de même pour les entretoises d'about (sur appui) de plus forte hauteur car elles jouent un rôle de contreventement des poutres principales vis-à-vis des efforts horizontaux (vent, séisme et effort de freinage).

A. EPAISSEUR AME

Pour la nuance d'acier S355 généralement utilisée pour la construction des ouvrages métalliques comme la charpente d'un pont mixte acier-béton, l'épaisseur des tôles varie suivant le tableau 7 ci-dessous (cf. Ponts mixtes acier-béton, Guide de conception durable ; SETRA septembre 2010) :

Tableau 7: Epaisseur en fonction de la nuance d'acier

Nuance	Epaisseur	Qualité
S355	$e \leq 30\text{mm}$	K2
S355	$30\text{mm} < e \leq 80\text{mm}$	N ou M
S355	$80\text{mm} < e \leq 150\text{mm}$	NL ou ML
S460	$e \leq 50\text{mm}$	M
S460	$50\text{mm} < e \leq 120\text{mm}$	ML

Pour notre ouvrage : $t_w = 40,00\text{mm}$

B. EPAISSEUR DES SEMELLES

A cause des problèmes de fatigue, on ne descendra pas en dessous de 25mm pour la semelle supérieure et de 40mm pour la semelle inférieure.

Nous allons considérer les épaisseurs suivantes :

	t_{fi}	t_{fs}
Epaisseur semelle (en mm)	50	40

RECAPITULATIF : Poutres principales en PRS

Hauteur totale de la poutre principale (mm)	H_t	2500
Largeur semelle supérieure (mm)	B_{sup}	900
Largeur semelle inférieure (mm)	B_{inf}	1000
Epaisseur semelle supérieure (mm)	t_{fs}	40
Epaisseur semelle inférieure (mm)	t_{fi}	50
Hauteur de l'âme (mm)	H_w	2410
Epaisseur de l'âme (mm)	t_w	40

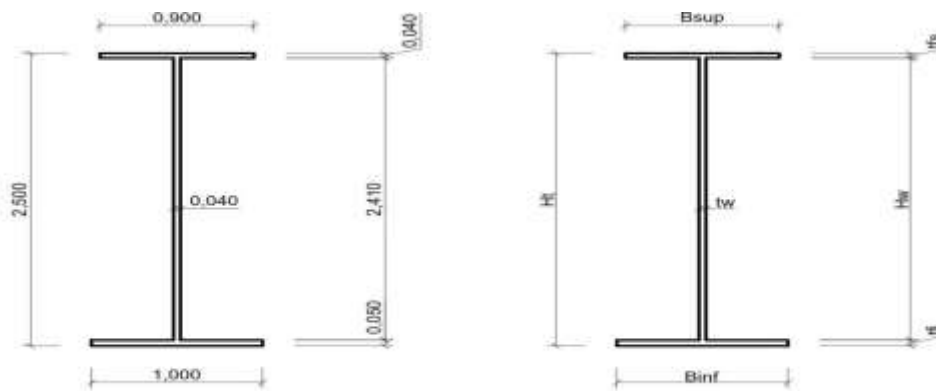


Figure 3: Profilé reconstitué soudé (PRS)

1.3. LA DALLE DE COUVERTURE

La dalle de couverture, en béton armé sera modélisée comme un rectangle unique avec une épaisseur constante. La longueur de la dalle correspondra à la longueur de la brèche à franchir, c'est à dire 50m de long.

La dalle sera solidaire aux poutres principales par l'intermédiaire des connecteurs qui seront soudés sur les semelles supérieures desdites poutres.

L'épaisseur de la dalle est déterminée suivant l'expression ci-dessous :

$$e(\text{en m}) = 0,12 + \frac{b}{50} \text{ où } b = 6,00\text{m} ; e(\text{en m}) = 0,12 + \frac{6}{50} = 0,24\text{m}$$

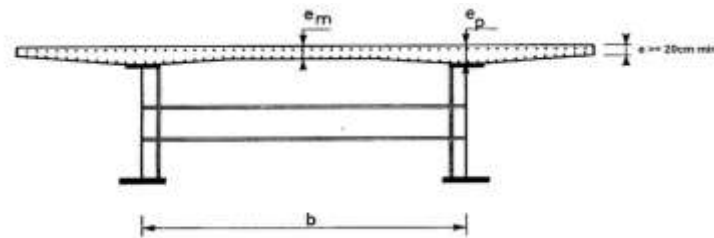


Figure 4: Epaisseur de la dalle

N.B : L'épaisseur de la dalle de couverture qui sera constante dans notre cas, sera prise conformément au tableau 8 ci-après, ceci pour des faibles valeurs d'entraxe b (cf. Ponts mixtes acier-béton : guide de conception ; SETRA 1990) :

Tableau 8: Epaisseur de la dalle en fonction de l'entraxe b

b en m	e_m en cm	e_p en cm	Epaisseur constante en cm
5,00	24	28	25
6,00	25	30	27

Pour notre ouvrage, $b = 6,00\text{m} \Rightarrow e = 27\text{cm}$

1.4. ENTRETOISES

Les entretoises en zone courante sont des profilés laminés IPE 600 et seront espacées tous les 7,00m d'axe en axe. Au niveau des appuis, les entretoises seront des PRS (Profilés Reconstituées Soudées) de plus grandes dimensions dans la mesure où elles servent de contreventement pour les poutres principales. La figure 5 ci-dessous montre la disposition des entretoises :

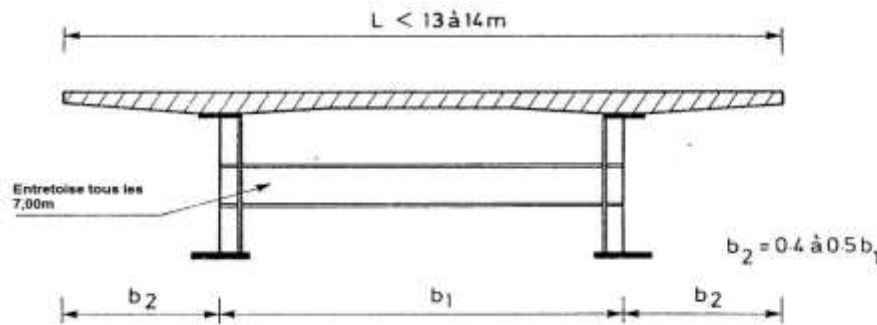


Figure 5: Représentation géométrique de la disposition de l'entretoise

III. CONCEPTION DES APPUIS

1. GENERALITES

Les appuis sont des éléments verticaux sur lesquels s'appuie le tablier de l'ouvrage d'art. Les appuis ont pour rôle de transmettre au sol de fondation, les efforts dus au tablier. On distingue deux types d'appuis :

- Les culées (appuis d'extrémité) ;
- Les piles (appuis intermédiaire).

L'ouvrage qui est soumis à notre étude est un pont mixte bipoutres à travée indépendante de portée maximale égale à 50 mètres. De ce fait, il n'y aura que des appuis d'extrémité pour supporter le tablier et ainsi transmettre les efforts au sol de fondation. La distance entraxe des culées est de $l = 49,00m$

2. CONCEPTION DES CULEES

Dans la conception d'un ouvrage d'art, la culée joue essentiellement deux fonctions : Une fonction technique et une fonction mécanique.

La fonction mécanique de la culée consiste à une bonne transmission des efforts au sol de fondation, à la limitation des déplacements horizontaux et verticaux en tête de l'ouvrage. Quant à la fonction technique, la culée permet d'assurer la transition entre les voies d'accès et l'ouvrage, en d'autres termes, c'est par la culée que l'on accède à l'intérieur de l'ouvrage.

Lors de la conception d'un ouvrage d'art type pont-route, plusieurs choix de culées s'offrent au projecteur. En effet, on distingue plusieurs types de culées parmi lesquelles :

- Les culées enterrées ;
- Les culées remblayées ;
- Les culées creuses ;
- Les culées en terre armée et ;
- Les culées contrepoids.

Dans le cadre de cette étude, nous avons opté pour une culée remblayée qui assure une fonction porteuse et une fonction de soutènement du remblai d'accès à l'ouvrage. La culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou de voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage. Les autres sont des murs latéraux appelés murs en retour. Le mur de front est un voile épais présentant en partie supérieure, un redan horizontal sur lequel repose le tablier, et un mur garde-grève à l'arrière qui isole le tablier du remblai d'accès.

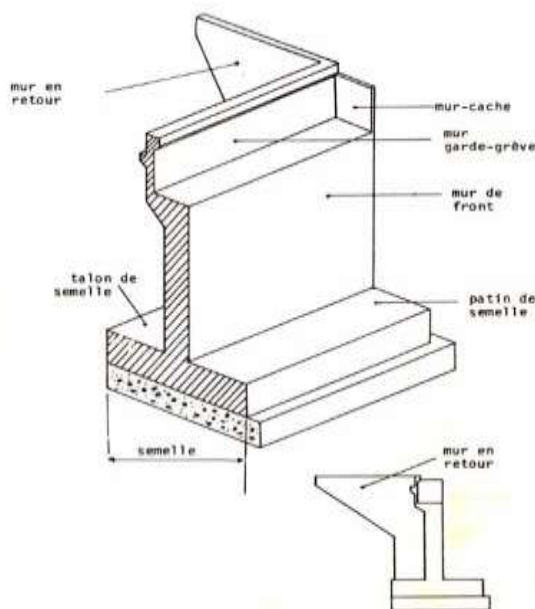


Figure 6: Schéma de principe d'une culée remblayée avec mur en retour

N.B : Pour le prédimensionnement des culées, se référer à l'annexe 10 du présent document.

IV. CHOIX ET TYPES DE FONDATIONS

1. CHOIX ET JUSTIFICATION DU TYPE DE FONDATION

Les résultats des sondages géotechniques montrent que les fondations superficielles sur semelles sont les mieux indiquées pour notre ouvrage.

En effet, les essais géotechniques ont révélé la présence d'une roche saine à 1,84m de profondeur côté Hôpital de Yokadouma et une roche décomposée à 1,95m côté Mboy . La capacité portante de la formation rocheuse est de $\sigma_{sol} = 8,00bars$ du côté de l'hôpital de Yokadouma au **PK 0+287** et de $\sigma_{sol} = 4,70bars$ du côté de Mboy au **PK 0+335** dans la roche décomposée.

La conception et l'implantation de la culée suivant la brèche à franchir donne une hauteur totale de remblai à soutenir de $H_t = 8,43m$.

2. PREDIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE DE FONDATION

La semelle est la pièce qui repartie définitivement les charges et surcharges de la structure sur le sol de fondation. Son prédimensionnement a donné les valeurs suivantes telles que consignée ci-dessous :

	Désignation	Dimensions en mètre
l_s	Largeur semelle	5,60m
h_s	Epaisseur semelle	1,00m
l_p	Largeur patin	1,50m
l_t	Largeur talon	3,00m
L_s	Longueur semelle	10,80m

N.B : Pour plus de détail, se référer à l'annexe 10 du présent document

V. EQUIPEMENTS DE L'OUVRAGE D'ART

Les équipements permettent à l'ouvrage d'art d'assurer sa fonction fondamentale de franchissement. Ils sont aussi des éléments non négligeables de conception et de dimensionnement de l'ouvrage.

1. LES REVETEMENTS

1.1. LA COUCHE D'ETANCHEITE

Elle a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux de pluie sur la structure béton, lesquelles eaux pourraient éventuellement fragiliser l'ouvrage par la détérioration des armatures. La mise en œuvre de la couche d'étanchéité aura un impact significatif sur la durée de vie de l'ouvrage.

Elle sera constituée d'une couche d'asphalte coulée de 3,0cm d'épaisseur et sera posée sur toute la surface de la dalle de couverture du tablier en béton armé.

1.2. COUCHE DE ROULEMENT

La couche de roulement sera en béton bitumineux de 8,0cm d'épaisseur et sera disposée sur la surface roulable du tablier.

2. LES TROTTOIRS

Ils représentent la partie d'ouvrage réservée pour la mobilité des piétons. Les trottoirs seront légèrement surélevés de 20,0cm (Bordure de trottoir T1) par rapport au niveau de la chaussée afin d'isoler les piétons des automobilistes. Les trottoirs auront une largeur de 1,25m, une pente de 4,00% et seront constitués entièrement de béton plein.

3. LES GARDE-CORPS

Les garde-corps seront de type BN4. Ce sont des équipements qui protègent les piétons d'une éventuelle chute sur le pont. Ils seront ancrés dans les corniches. Leurs poids sont de 65kg/ml.

4. LES APPAREILS D'APPUI

Les tabliers des ponts reposent généralement sur des appuis (culées et piles) par l'intermédiaire des appareils d'appui. Ils sont conçus pour transmettre essentiellement les efforts verticaux ou, à la fois, des efforts verticaux et horizontaux. Il existe plusieurs types d'appareils d'appui sur le marché. On peut citer entre autres :

- Des appareils d'appui en béton ;
- Les appareils d'appui métalliques ;
- Les appareils d'appui spéciaux et ;

- Les appareils d'appui en élastomère fretté.

Dans le cadre de ce projet, les appareils d'appui en élastomère fretté (cf. figure 7) seront utilisés car, du point de vue technique, ils sont compatibles avec l'ouvrage. En plus, ils reprennent élastiquement les charges verticales et horizontales qui les sollicitent et leur mise en œuvre est relativement facile.

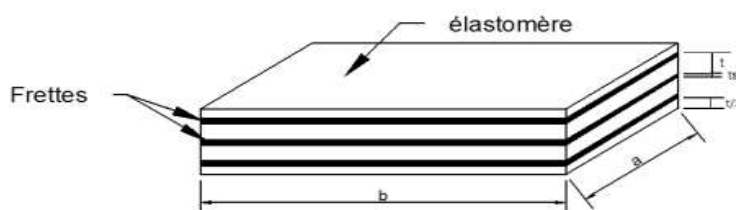


Figure 7: Appareil d'appui en élastomère fretté

5. LES JOINTS DE CHAUSSEE

Les joints de chaussée ou joints de dilatation sont des dispositifs permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure de tablier. Notre ouvrage présentera un tel dispositif à ses extrémités (culée-tablier).

Suivant l'intensité de la circulation, il existe trois choix possibles de joint de chaussée :

- Un joint léger pour un trafic inférieur à 1000 véhicules lourds par jour ;
- Un joint semi-lourd pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules lourds par jours ;
- Un joint lourd pour un trafic de plus de 3000 véhicules lourds par jour.

Pour notre ouvrage, avec un trafic de moins de 1000 véhicules lourds par jour, il sera utilisé un joint léger.

6. LES GARGOUILLES

Les gargouilles sont des éléments qui contribuent à l'évacuation des eaux de ruissellement sur la chaussée. Elles seront disposées tous les 20m de part et d'autre de la chaussée.

7. LES CORNICHES

Ce sont des équipements qui ont essentiellement un rôle esthétique. Elles seront placées sur les bords latéraux extérieurs de la dalle du tablier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse.

Il existe essentiellement trois catégories de corniches : les corniches en béton coulées en place, les corniches métalliques et les corniches en béton préfabriquées.

Nous allons utiliser dans le cadre de ce projet comme indiqué sur la figure 8 ci-dessous , une corniche préfabriquée en béton : $A=0,1729\text{m}^2$

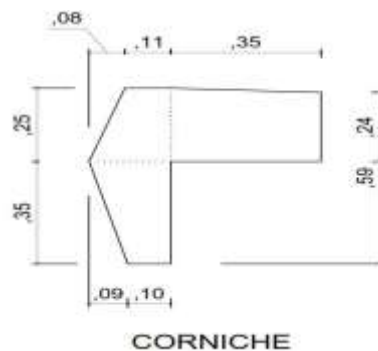


Figure 8: Représentation géométrique de la coupe d'une corniche préfabriquée

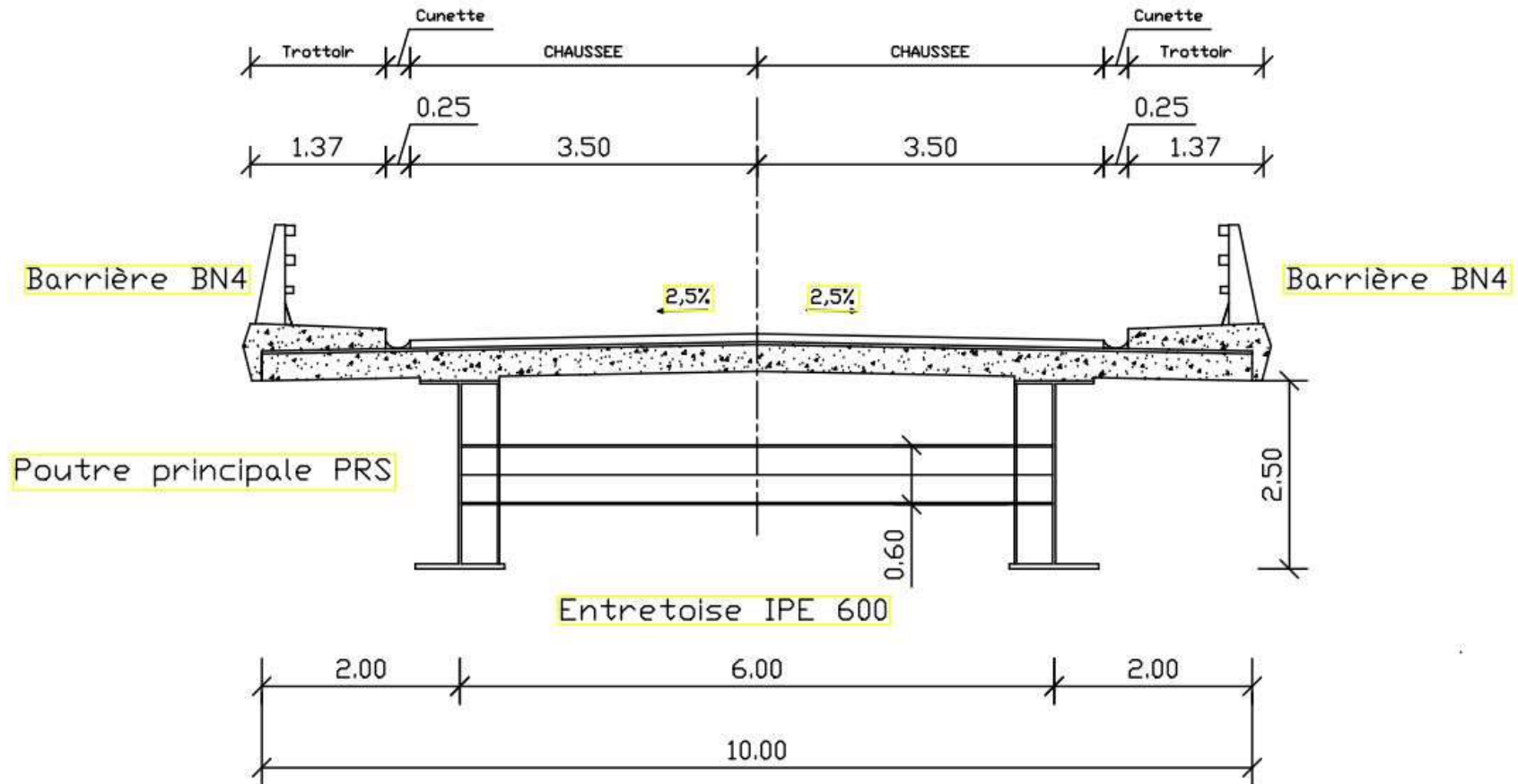


Figure 9: Schéma de la coupe transversale du tablier

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE D'ART

I. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1. CIMENT

Le ciment qui sera utilisé pour la confection du béton sera du CEM I 42.5R présent dans la ville de Yokadouma.



Ce ciment est indiqué pour des ouvrages hautement sollicités tels que les ponts (tabliers- piles-culées) et les barrages.

2. ACIER POUR CHARPENTE METALLIQUE

Module d'élasticité longitudinale E	210 000 MPa
Coefficient de poisson μ	0,30
Module d'élasticité transversale G	81 000 MPa
Coefficient de dilatation linéaire (thermique)	12.10^{-6} par °C
Masse volumique de l'acier	78,5KN/m ³
Type de profilé	PRS
Nuance des aciers	S355

3. BETON POUR HOURDIS

Type de béton	B35
Poids volumique du béton (armé)	25kN/m ³
Résistance à la compression à 28 jours, f_{c28}	35MPa
Résistance à la traction à 28 jours, f_{t28}	2,70MPa

Module de déformation longitudinale instantanée du béton à j jours E_{ij}	$11000 * \sqrt[3]{f_{c28}}$
Module de déformation différée du béton à j jours E_{vj}	$3700 * \sqrt[3]{f_{c28}}$
Amplitude de variation de température	15°C

4. BETON POUR CULEES ET FONDATIONS

Type de béton	B25
Poids volumique du béton	25 kN/m ³
Résistance à la compression à 28 jours, f_{c28}	25 Mpa
Résistance à la traction à 28 jours, f_{t28}	2,10 MPa

5. ACIERS PASSIFS POUR BETON

Module d'élasticité longitudinale E_s	200 000 MPa
Aciers à haute adhérence (HA)	FeE400 (fe=400MPa)
Aciers doux	FeE215 (fe=215MPa)

N.B : La fissuration sera considérée comme très préjudiciable pour toutes les parties d'ouvrages enterrées et préjudiciables dans le cas contraire.

Les contraintes admissibles sont calculées par les formules du tableau 9 ci-après :

Tableau 9: Contraintes admissibles acier et béton

Situation de calcul	Contraintes admissibles de l'acier		Contraintes admissibles du béton	
	ELS	ELU	ELS	ELU
Très préjudiciable	$0,80 \times \min \left[\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{1,6 x f_{tj}}) \right]$	$\frac{f_e}{\gamma_s}$	$0,60 x f_{c28}$	$\frac{0,85 x f_{c28}}{\theta x \gamma_b}$
Préjudiciable	$\min \left[\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{1,6 x f_{tj}}) \right]$	$\frac{f_e}{\gamma_s}$	$0,60 x f_{c28}$	$\frac{0,85 x f_{c28}}{\theta x \gamma_b}$
$\gamma_s = 1,15; \gamma_b = 1,5; f_{c28} = 35MPa; f_e = 400MPa$				

II. DOCUMENTS DE REFERENCE

Les calculs seront établis selon les prescriptions des principaux documents ci-après :

- Fascicule N°61 titre II du CPC : « Programmes de charges et épreuves des ponts routes » ;
- Fascicule N°61 titre V du CPC : « Conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier » ;
- Fascicule N°62 titre I- section I du CCTG : « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et de constructions en béton armé suivant la méthode des états limites » (Règles BAEL 91 modifiées 99) ;
- Fascicule N°62 titre V du CCTG : « Règles techniques de conception et de calcul de fondation des ouvrages de génie civil » ;
- Fascicule N°66 du CCTG : « Exécution des ouvrages de génie civil à ossature en acier »
- Différents types de bulletins techniques du SETRA ;
- Dossier pilote du SETRA - PP73.

1. INVENTAIRES DES CHARGES

1.1. CHARGES PERMANENTES

1.1.1. POIDS DES EQUIPEMENTS FIXES

Le poids des équipements fixes est de : $[G1] = 5827,90 \text{ kN}$ (Poids total en kN).

Pour plus de détail, voir l'annexe 2 du présent document.

1.1.2. CHARPENTE METALLIQUE

Le poids de la charpente métallique est de : $[G2] = 2686,364 \text{ kN}$ (Poids total kN). La charge permanente totale est de :

$$[G] = G1 + G2 = 5827,90 + 2686,364 = 8514,264 \text{ kN}$$

N.B : Pour plus de détails, se référer à l'annexe 2 du présent document.

1.2. CHARGES D'EXPLOITATIONS

Les charges à prendre en compte pour le dimensionnement de l'ouvrage sont celles définies par le fascicule 61, titre II du CPC, définies ci-après :

- Le système de charge A ;
- Le système de charge B ;
- Le convoi militaire de type Mc_{120} ;
- La charge générale de 150kg/m^2 sur les trottoirs ;
- L'effort de freinage ;
- Les surcharges sur remblai.
- La charge exceptionnelle de type de grumier.

Aucune autre charge du convoi exceptionnel ne sera prise en compte dans la suite de cette étude.

N.B : Pour le calcul des différents coefficients de majoration dynamique, se référer à l'annexe 2 du présent document.

2. DEFINITION DES SOLLICITATIONS DE CALCUL

2.1. ANALYSE GLOBALE DE LA STRUCTURE : DEFINITION

L'analyse globale ou structurale est l'analyse de l'ouvrage dans son ensemble pour la détermination des sollicitations de flexion longitudinale et des contraintes correspondantes dans toutes ses sections.

Afin de mener à bien une analyse globale de l'ouvrage, nous allons utiliser le logiciel Robot Structural Analysis 2017 (Analyse linéaire élastique : MEF). Cet outil nous permettra :

- D'avoir les déformées transversales et longitudinales ;
- Les efforts sur les poutres principales ainsi que les entretoises ;
- La réaction maximale sur appui.

2.2. CALCUL DES SOLLICITATIONS ET DES CONTRAINTES

Les combinaisons d'action à prendre en compte avec les différents coefficients partiels de sécurité sont les suivantes :

- Sollicitations de calcul vis-à-vis des Etats Limites Ultimes (ELU) de résistance et de stabilité de forme :

$$1,35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum \Psi_{Qi} Q_i$$

- Sollicitations de calcul vis-à-vis des Etats Limites de Service (ELS) :

$$G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum \Psi_{Qi} Q_i$$

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

γ_{Q1} = coefficient de pondération = 1,50 dans le cas général;

Q_1 = action variables dites de base;

Q_i = autres actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$);

Ψ_{Qi} = coefficients de pondération

Tableau 10: Coefficients de pondération des charges (cf. Cours d'ouvrages d'art ; tome 2 par Mongi BEN OUEZDOU, mise à jour octobre 2012)

Type de charge	ELU	ELS
Charge permanente	1,35	1
Caractère normal (A, B*)	1,6	1,2
Caractère particulier\$ (M*, D, E)	1,35	1
Charges sur trottoirs	1,6	1
Charge sur remblai	1,6	1,2
Charge due au vent	1,2	1
Charge sismique**	1,2	0
Choc de bateaux**	1,2	0

* à multiplier par le Coefficient du majoration dynamique

\$ suivant l'itinéraire

** charge accidentelle non vérifiée à l'ELS.

$$\delta_{Bc} = 1,058; \delta_{Bt} = 1,047; \delta_{Br} = 1,038; \delta_{Mc120} = 1,073$$

ELU : $1,35G + 1,5Q + \text{Max}[1,6A(l); 1,6Bc; 1,6Bt; 1,35Mc120; 1,35Gr]$

ELS : $G + Q + \text{Max}[1,2A(l); 1,2Bc; 1,2Bt; Mc120; Gr]$

Tableau 11:Récapitulatif des combinaisons de charges

ELU	COMBINAISONS DE CHARGES	ELS	COMBINAISONS DE CHARGES
ELU1	1,35G+1,6A(l)+1,6S _{trottoirs}	ELS1	G+1,2A(l)+1,0S _{trottoirs}
ELU2	1,35G+1,6Bc +1,6S _{trottoirs}	ELS2	G+1,2Bc +1,0S _{trottoirs}
ELU3	1,35G+1,6Bt	ELS3	G+1,2Bt
ELU4	1,35G+1,6Br	ELS4	G+1,2Br
ELU5	1,35G+1,35Mc120+1,6S _{trottoirs}	ELS5	G+1,0Mc120+1,0S _{trottoirs}
ELU6	1,35G+1,35Gr	ELS6	G+1,0Gr

3. MODELISATION

La modélisation a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions (cf. figure 10).

L'ouvrage une fois réalisé, permettra d'avoir une appréciation réelle du comportement de la structure via les sollicitations appliquées à travers les efforts internes résultant d'une analyse numérique sous les différents cas de charges.

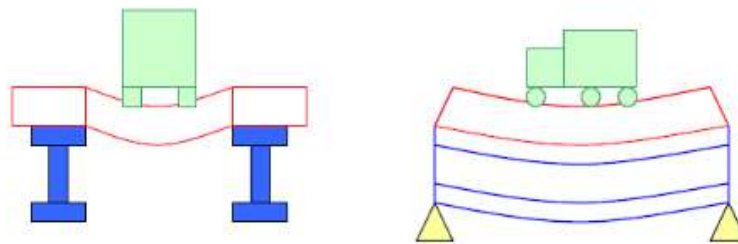


Figure 10: Mode de sollicitations du tablier (Ox, Oy)

Pour rappel, les poutres métalliques ont pour rôle de soutenir la dalle en béton-armé et de transmettre toutes les charges appliquées aux appuis de l'ouvrage. Couplées à la dalle, elles constituent une section mixte qui reprend les efforts de flexion générale ou flexion longitudinale. Elles sont ainsi soumises à un moment fléchissant M_y et à un effort tranchant V . Ce sont ces deux

efforts qui nous permettront de confirmer le prédimensionnement de la section desdites poutres métalliques.

3.1. MODELISATION DE LA STRUCTURE

Notre ouvrage est modélisé en éléments barres (charpente métallique) et en éléments coques (dalle en béton armé).

Cette modélisation (cf. figure 11) nous permet d'avoir les moments maximums sur le panneau de dalle, les moments maximums sur le bipoutres ainsi que les efforts tranchants.

Les résultats sont obtenus à l'aide du Logiciel Robot Structural Analysis 2017 (RSA2017). C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts internes dans une structure et qui utilise le principe d'éléments finis.

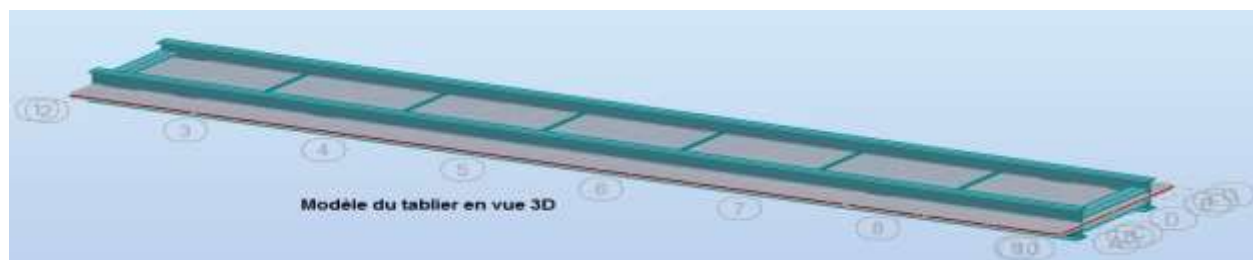


Figure 11: Modèle du tablier en vue 3D

3.2. PRESENTATION DES RESULTATS OBTENUS PAR ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2017

3.2.1. REACTION MAXIMALE D'APPUI A ELU-ELS

Les résultats se présentent comme suit :

Réaction maximale APPUI	Combinaisons	
	$ELU5 = 1,35G + 1,35Mc_{120} + 1,6S_{trottoirs}$	$ELS5 = G + 1,0Mc_{120} + 1,0S_{trottoirs}$
Fz	3826,31kN	2824,70kN

3.2.2. MOMENT FLECHISSANT MAXIMUM SUR POUTRES A ELU-ELS

Les résultats se présentent comme suit :

Cas de charges	Moments fléchissant maximum sur les poutres maîtresses	
	Poutre_2 gauche (kN.m)	Poutre_1 droite (kN.m)
ELU1=1,35G+1,6A(l)+1,6Strottoirs	43 960,08	43 994,80
ELS1=G+1,2A(l)+1,0Strottoirs	32 584,31	32 610,19

3.2.3. EFFORTS TRANCHANTS MAXIMUM DANS LES POUTRES PRINCIPALES : CAS DEFAVORABLE

Les résultats se présentent comme suit :

Cas de charges	Efforts tranchants cas défavorables			
	Poutre_2 gauche (kN) max	Poutre_2 droite (kN) min	Poutre_1 gauche (kN) max	Poutre_1 droite (kN) min
ELU1=1,35G+1,6A(l)+1,6Strottoirs	3499,36	3473,74	3475,25	3471,96
ELS1=G+1,2A(l)+1,0Strottoirs	2593,43	2574,51	2575,62	2573,22

III. ETUDE DU TABLIER DU PONT MIXTE BIPOUTRES ACIER-BETON :JUSTIFICATION DE LA SECTION

Le tablier est la partie de l'ouvrage supportant les charges et surcharges routières. Il est constitué outre des bipoutres principales mais aussi de tous les éléments de superstructure, notamment :

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

L'étude du tablier va consister essentiellement à la justification des différentes sections des éléments métalliques du tablier ainsi qu'au dimensionnement de la dalle de couverture.

Les bipoutres sont des profilés reconstitués soudés (PRS) sur lesquelles repose la dalle de couverture. Elles sont solidarisiées entre elles par des entretoises dont le rôle est la répartition des charges et surcharges routières sur lesdites poutres principales, mais aussi, les entretoises jouent un rôle de contreventement.

Les bipoutres sont sollicitées en flexion et les dimensions de la coupe transversale sont les suivantes :

Hauteur totale de la poutre principale (mm)	H_t	2500
Largeur semelle supérieure (mm)	B_{sup}	900
Largeur semelle inférieure (mm)	B_{inf}	1000
Epaisseur semelle supérieure (mm)	t_{fs}	40
Epaisseur semelle inférieure (mm)	t_{fi}	50
Hauteur de l'âme (mm)	H_w	2410
Epaisseur de l'âme (mm)	t_w	40

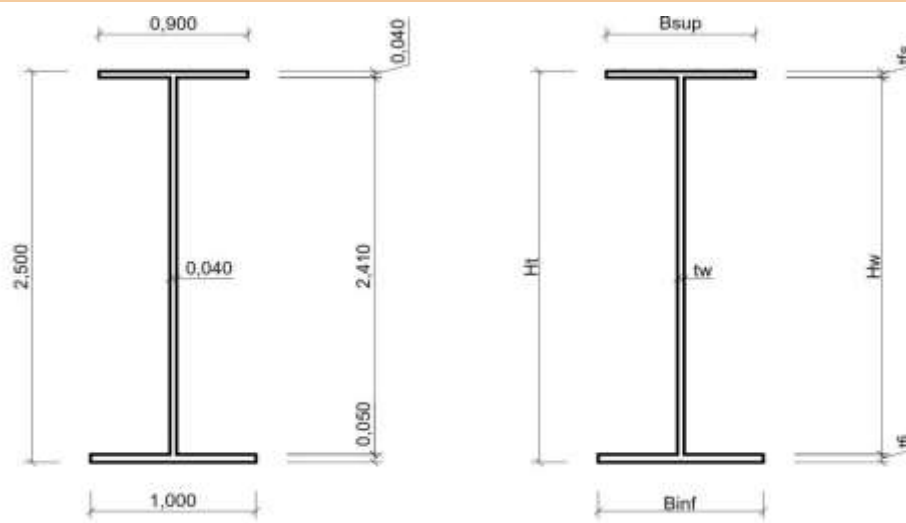


Figure 12: Coupe transversale PRS

1. CLASSE DU PROFILE : BIPOUTRES PRINCIPALES EN PRS

Le profilé métallique est de classe 3 et sera justifié par une analyse élastique.

N.B : Pour plus de détails, se référer à l'annexe 4 du présent document.

2. ETUDE DE LA STABILITE DES POUTRES PRINCIPALES

Les calculs qui sont consignés à l'annexe 4 nous montrent effectivement que la stabilité des bipoutres est assurée par rapport aux moments fléchissant, à l'effort tranchant et au phénomène de voilement.

3. ETUDE DES ENTRETOISES : EN APPUI ET EN ZONE COURANTE

Les entretoises résistent bien au cisaillement, que ce soit en appuis ou en travée.

N.B : Pour plus de détails, confère annexe 4 du présent document.

IV. CALCUL DE LA DALLE DE COUVERTURE

1. CALCUL DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS DANS LA DALLE

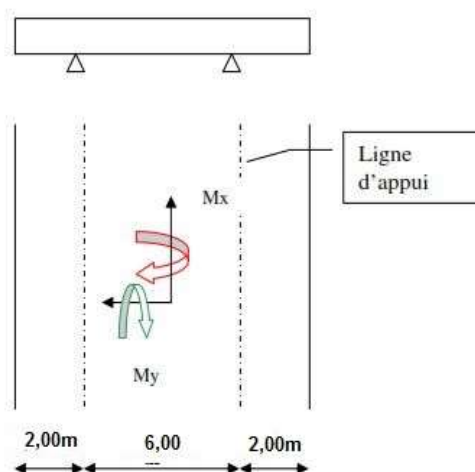


Figure 13: Représentation vue de dessus de la dalle

M_x = Moment transversal permettant le calcul des armatures transversales

M_y = Moment longitudinal permettant le calcul des armatures longitudinales

Les moments fléchissant maximums ainsi que les efforts tranchants obtenus dans la dalle, dans les deux sens à ELU et ELS sont consignés dans les tableaux 12 et 13 ci-dessous :

Tableau 12: Moments fléchissant dans la dalle de couverture

		ELU	ELS
$M_{yy,long}(kN.m)$	Mt_{max}	55,87	42,06
	$Mapp_{max}$	70,69	52,07
$M_{xx,trans}(kN.m)$	Mt_{max}	86,96	64,70
	$Mapp_{max}$	23,33	17,02

Tableau 13: Efforts tranchants dans la dalle

	ELU	ELS
$T_{yy,long}(kN)$	105,83	77,12
$T_{xx,trans}(kN)$	73,56	53,48

2. CALCUL DES SECTIONS D'ACIERS DANS LA DALLE

Le rôle de la dalle est de transmettre les charges aux bipoutres : il s'agit là de la flexion locale ou transversale.

Le ferrailage sera fait pour un mètre linéaire de dalle, pour cela $b=1,00m$ et l'épaisseur de la dalle est de 27,00cm.

De ce fait, le tablier est donc modélisé comme une dalle supportée par deux poutres, toutefois, il sera dimensionné comme une poutre sur deux appuis.

Les résultats des sections d'aciers, à l'ELU et l'ELS sont consignés dans les tableaux 14 et 15 ci-après :

Tableau 14: Sections d'acier de la dalle à l'ELU

		En travée	En appuis
Sens transversal	A_{st}	10,70cm ² (10HA12) ; St=10cm	3,77cm ² (5HA10) ; St=20cm
	A_{sc}	0	0
Sens longitudinal	A_{st}	6,78cm ² (6HA12) ; St=16cm	8,63cm ² (6HA14) ; St=16cm
	A_{sc}	0	0

Tableau 15: Sections d'acier de la dalle à ELS

		En travée	En appuis
Sens transversal	A_{st}	14,44cm ² (10HA14) ; St=10cm	3,80cm ² (5HA10) ; St=20cm
	A_{sc}	0	0
Sens longitudinal	A_{st}	9,39cm ² (7HA14) ; St=14cm	11,62cm ² (10HA12) ; St=10cm
	A_{sc}	0	0

Conclusion :

L'Etat Limite de Service (ELS) est le plus défavorable en travée, la section d'acier à considérer dans le sens transversal est :

$$S_2 = S_{travée} = 14,44cm^2 (10HA14; St = 10cm)$$

$$S_2 = S_{appuis} = 3,80cm^2 (5HA10; St = 20cm)$$

L'Etat Limite de Service (ELS) demeure défavorable en travée dans le sens longitudinal, la section d'acier à considérer est de :

$$S_2 = S_{travée} = 9,39cm^2 (7HA14; St = 14cm)$$

Il en est de même pour les sections d'aciers au droit des appuis.

$$S_2 = S_{appuis} = 11,62cm^2 (8HA14; St = 12,50cm)$$

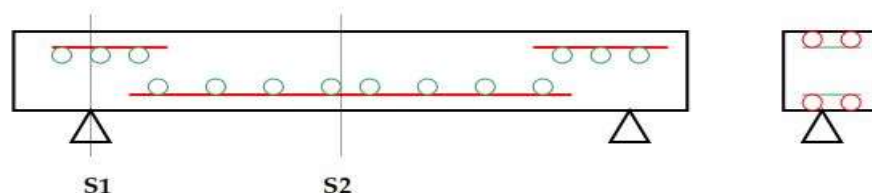


Figure 14: Schéma de principe de ferrailage de la dalle

2.1. RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT

✓ Sens transversal

La condition suivante doit être satisfaite :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} \leq \tau_{adm} \text{ avec } d = 0,9xh \text{ où } h = \text{épaisseur de la dalle}$$

La contrainte tangentielle admissible (τ_{adm}) est donnée par le tableau 16 suivant :

Tableau 16: Contraintes tangentielles admissibles

$\tau_{adm}[MPa]$	Fissuration peu préjudiciable	Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable
Cadre droit (à 90°)	$\min \left[0,20x \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right] MPa$	$\min \left[0,15x \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right] MPa$
Cadre à 45°	$\min \left[0,27x \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7 \right] MPa$	$\min \left[0,27x \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7 \right] MPa$
Cadre à 22,5°	$\min \left[0,235x \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 6 \right] MPa$	$\min \left[0,21x \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5,5 \right] MPa$

En fissuration préjudiciable (FP) avec les cadres droits, la condition est la suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} \leq \tau_{adm} = \min \left(0,15x \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right)$$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{73,56x10^{-3}}{1x0,243} = 0,302MPa \\ \tau_{adm} = \min \left(0,15x \frac{35}{1,5}; 4 \right) = 3,5MPa \end{array} \right. \Leftrightarrow \tau_u < \tau_{adm} \Rightarrow \text{Condition satisfaisante}$$

✓ Sens longitudinal

La condition suivante doit être satisfaite :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} \leq \tau_{adm} \text{ avec } d = 0,9xh \text{ où } h = \text{épaisseur de la dalle}$$

Soit :

$$\tau_u = \frac{105,83x10^{-3}}{1x0,243} = 0,436MPa$$

En fissuration préjudiciable (FP) avec les cadres droits, la condition est la suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} \leq \tau_{adm} = \min\left(0,15x\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

Soit :

$$\begin{cases} \tau_u = 0,436MPa \\ \tau_{adm} = \min\left(0,15x\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,15x\frac{35}{1,5} = 3,5; 4\right) = 3,5MPa \end{cases}$$

$$\begin{cases} \tau_u = 0,436MPa \\ \tau_{adm} = 3,50MPa \end{cases} \Leftrightarrow \tau_u < \tau_{adm} \Rightarrow \text{Condition satisfaisante}$$

2.2. VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE

La condition suivante doit être vérifiée pour le calcul des aciers longitudinaux et transversaux :

$$A_{st} \geq A_{smin} = 0,23xbxdx\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23x1,0x0,9x0,27x\frac{2,70}{400} = 3,77cm^2 ;$$

Sinon prendre A_{smin} pour le ferrailage.

2.3. VERIFICATION DU NON POINÇONNEMENT DE LA DALLE

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 système de charge 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 :

$$Q_{ELU} \leq Q_{adm} = 0,045x\frac{U_c x h x f_{c28}}{\gamma_b}$$

N.B : Les calculs, consignés en annexe 5 du présent document montrent effectivement que la dalle ne subit aucun poinçonnement sous l'action de la roue isolée Br.

3. ETUDE DES CONNECTEURS

Afin de limiter le glissement à l'interface acier-béton et assurer aussi une meilleure adhérence entre ces deux matériaux, les connecteurs seront soudés sur la semelle supérieure des bipoutres métalliques, d'où le nom de structure mixte acier-béton.

N.B : L'étude des connecteurs est développée à l'annexe 6 du présent document.

V. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

1. PREDIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui seront en élastomère fretté comme indiqué sur la figure 15 ci-dessous et seront de type B.

Les appareils d'appui de type B comportent $(n+1)$ frettes métalliques et (n) feuillets intermédiaires d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 mm (5mm pour notre cas) et sur les faces supérieure et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2,5mm.

L'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 4mm et l'épaisseur des feuillets d'élastomère est en général de 8, 10, 12 ou 16 voire même 20mm.

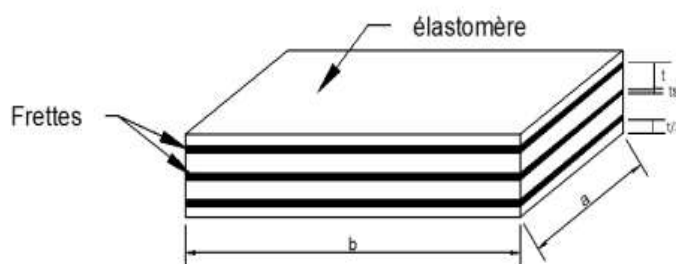


Figure 15: Appareil d'appui en élastomère fretté

Dans le cadre de la mise en œuvre de ce projet, nous utiliserons un appareil d'appui de type B, de dimensions : **400x500; 4(12 + 4); 2x2,5**

N.B : Pour plus de détails portant sur le choix et le dimensionnement de l'appareil d'appui, se référer à l'annexe 8 du présent document.

2. VERIFICATION DU PREDIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI

2.1. CALCUL PRELIMINAIRE

$$\left\{ \begin{array}{l} a' = a - 2x0,5 = 40 - 2x0,5 = 39cm \\ b' = b - 2x0,5 = 50 - 2x0,5 = 49cm \\ A'_{nette} = a'xb' = 39x49 = 1911cm^2 \\ V_x = T_b x \frac{F_{xu}}{2xG_0xa'xb'} ; \text{déplacement de l'appareil d'appui dû à la force de freinage} \end{array} \right.$$

La force de freinage est supposée créer uniquement par le système Bc. Un seul camion est supposé freiner. La force de freinage ainsi créée est répartie sur les deux poutres principales. La force de freinage due à Bc est supérieure à l'effort de freinage dû à A(l), d'où :

$$F_x = \frac{300}{2} = 150kN \text{ (pour les deux poutres principales) soit à l'ELU:}$$

$$F_{xu} = 1,60x150 = 240kN ; G_0 = 0,9MPa ;$$

$$T_b = 73mm = 0,073m$$

$$V_x = \frac{0,073x240x10^{-3}}{2x0,9x0,39x0,49} = 0,0509m$$

Aire nette après distorsion :

$$A_r = A'_{nette} \left(1 - \frac{V_x}{a'} - \frac{V_y}{b'} \right)$$

Nous allons supposer que le déplacement des appareils d'appui est négligeable dans la direction (OY) $\Rightarrow V_y = 0$

$$A_r = 0,1911x \left(1 - \frac{0,0509}{0,39} \right) = 0,1662m^2$$

2.2. CONDITIONS A RESPECTER

Le dimensionnement de l'appareil d'appui est assuré si les conditions suivantes sont vérifiées :

- La résistance à la compression doit être satisfaisante ;
- La stabilité au flambement doit être satisfaisante ;
- La stabilité au glissement doit être satisfaisante ;
- L'épaisseur minimale des frettes ainsi que la distorsion doivent être assurées.

Toutes ces conditions étant remplies, nous déduisons que le dimensionnement et le choix de l'appareil d'appui est satisfaisante.

N.B : Pour plus de détails, se référer à l'annexe 10 du présent document.

3. ETUDE DES BOSSAGES

3.1. ROLE DES BOSSAGES

Les bossages sont des pièces en béton armé solidaires aux appuis (culées et piles) sur lesquelles sont posés les appareils d'appui. Ils sont coulés en place ou bien préfabriqués.

Le rôle des bossages est multiple :

- Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui ;
- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée ;
- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui ;
- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

3.2. DIMENSIONS EN PLAN DES BOSSAGES

Les bossages présenteront par rapport aux appareils d'appui, un débord minimal de 5cm. Pour rappel, notre appareil d'appui a les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 400 \times 500; 4(12 + 4); 2 \times 2,5 \\ a = 0,40m \\ b = 0,50m \end{array} \right.$$

Ce débord de 5cm de part et d'autre de l'appareil d'appui nous permet d'avoir un bossage de dimension en plan **50cmx60cm**

3.3. HAUTEUR DES BOSSAGES

D'après le PP73 (141), avec un débord de 5cm, la hauteur maximale du bossage est de 10cm. Pour notre ouvrage, nous allons considérer comme hauteur de bossage, la valeur suivante :

$$H_{bossage} = 10cm$$

Finalement, les dimensions des bossages sont les suivantes :

$$a \times b \times h = 50\text{cm} \times 60\text{cm} \times 10\text{cm}$$

3.4. DIMENSIONNEMENT DU BOSSAGE

Le bossage sera dimensionné avec l'effort maximal provenant de l'un des appuis dû aux charges permanentes et surcharges routières sur le tablier.

Cette réaction, à ELS5 est de : $F_Z = 2824,70\text{kN}$ (RSA 2017)

Les bossages sont des pièces soumises à des efforts de compression et vu leur faible hauteur ($h = 10\text{cm}$), ils seront frettés pour éviter leur éclatement.

Le calcul des aciers est donné par l'expression (cf. PP73) :

$$\begin{cases} A_s \geq 0,040x \frac{F_Z}{\sigma_s} \\ \sigma_s = 201,63\text{MPa} \text{ (Contrainte limite de traction de l'acier ELS)} \end{cases}$$

Nous avons donc :

$$A_s \geq 0,04x \frac{F_Z}{\sigma_s} = 0,04x \frac{2824,70 \times 10^{-3}}{201,63} = 0,00056\text{m}^2 = 5,60\text{cm}^2/\text{cm}$$

N.B : Le frettage se fera dans les deux sens. On aura **5HA12 espacés de 10cm** dans la direction perpendiculaire à 50cm et **5HA12 espacés de 12cm** dans l'autre sens.

VI. DES JOINTS DE CHAUSSEE

1. GENERALITES SUR LES JOINTS DE CHAUSSEE

Les tabliers des ponts subissent des dilatations longitudinales dues à la variation de la température, au retrait pour les ouvrages en béton armé et au fluage pour les ouvrages en béton précontraint. Par ailleurs, les charges d'exploitation engendrent également des déplacements ou des déformations. Il convient donc de rendre les tabliers librement dilatables en ménageant un jeu au droit de chaque coupure (travée-culée et travée-travée).

Des joints de chaussée seront incorporés au droit de chaque coupure de notre ouvrage afin de permettre la continuité de la circulation tout en assurant un franchissement dans de meilleures conditions de confort et de sécurité. Pour assurer ce rôle sur le plan esthétique et du confort, les joints doivent présenter les qualités suivantes :

- Assurer la continuité de la surface de roulement (absence de choc ou de rebonds) ;
- Être silencieux ;
- Être étanches et assurer une bonne évacuation des eaux qui peuvent y résider.

2. DIMENSIONNEMENT DES JOINTS DE CHAUSSEE

Le principe de dimensionnement des joints de chaussée est basé sur le souffle (ouverture).

Le souffle d'un joint (cf. figure 16) est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

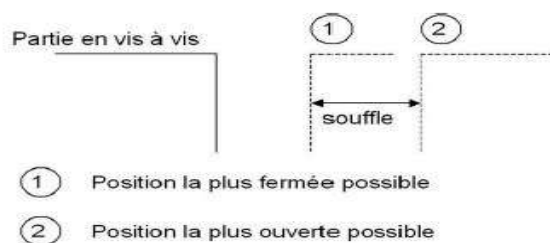


Figure 16: Définition du souffle d'un joint de chaussée

Les actions à prendre en compte pour le dimensionnement des joints de chaussée sont les suivants :

- La température ;
- Les effets de la structure porteuse : déformations différées du béton (le retrait) ;
- Les charges d'exploitation : effort de freinage.

Le type de joint de chaussée dépend essentiellement de la valeur du souffle. Pour notre ouvrage, le souffle est de $S=71,33mm$. Nous portons notre choix sur un *joint de chaussée à hiatus comme présenté sur la figure 17 ci-dessous (à lèvres) dont la gamme de souffle est comprise entre 20mm et 75mm*.

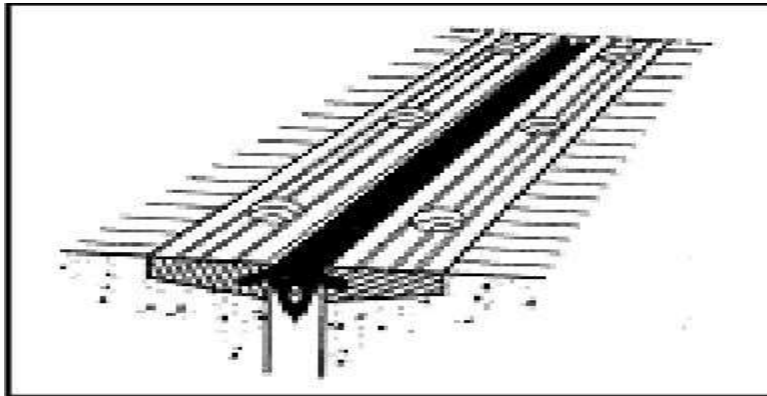


Figure 17: Joint à hiatus

N.B : Pour plus de détails sur le choix du joint de chaussée, se référer à l'annexe 8 du présent document.

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

I. RAPPEL DU PREDIMENSIONNEMENT

Le prédimensionnement de la culée remblayée nous a donné la section transversale suivante :

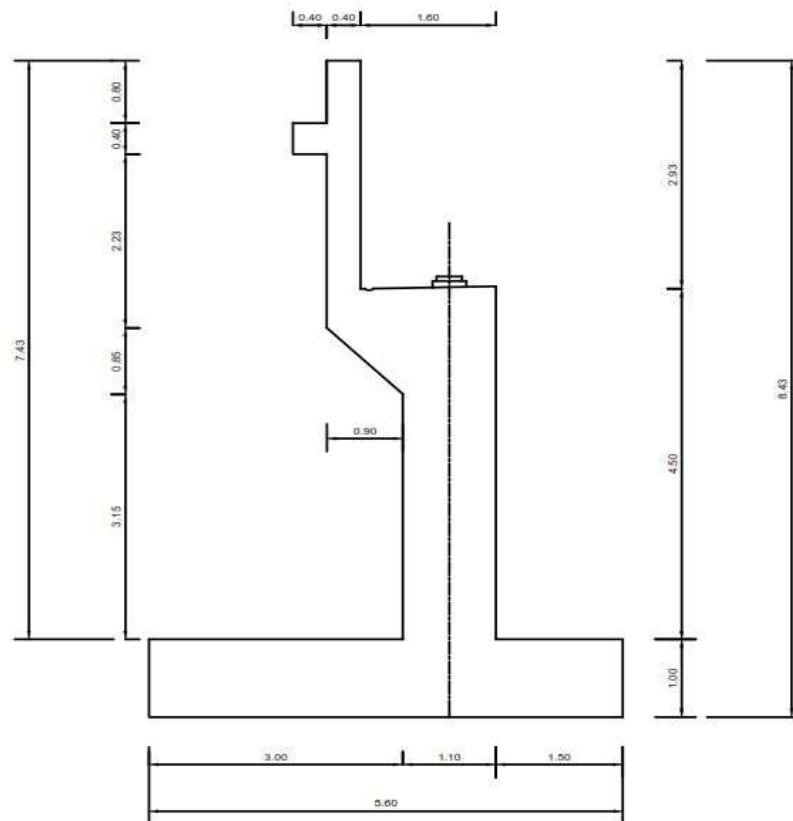


Figure 18: Section transversale de la culée remblayée

II. ETUDE DE LA STABILITE EXTERNE DE LA CULEE

1. HYPOTHESES DE CALCUL

Dans le rapport géotechnique, les caractéristiques physiques et mécaniques des différents matériaux rencontrés ne sont pas données.

En l'absence donc de ces données, pour le calcul du poids et des poussées de terre au niveau des remblais d'accès, nous adopterons les valeurs défavorables suivantes :

Remblai en arrière du mur de front

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \text{poids volumique des terres de remblai} = 20 \text{ kN/m}^3 \\ k_a = \text{coefficient de poussée active} = 0,33 \\ c = \text{cohésion du sol} = 0 \\ \varphi_0 = \text{angle de frottement interne} = 30^\circ \\ \text{La butée n'est pas prise en compte dans la vérification de la stabilité} \end{array} \right.$$

Terrain sous semelle

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{sol}} = 4,70 \text{ bars côté Mboy et } 8 \text{ bars côté Yokadouma} \\ C_f = \tan \varphi' = 0,45 = \text{coefficient de frottement sol – fondation (béton)} \end{array} \right.$$

La stabilité de la culée sera vérifiée aussi bien à vide qu'en service. Elle va consister essentiellement à vérifier à l'Etat Limite de Service (ELS) comme à l'Etat Limite Ultime (ELU) :

- Le non-poinçonnement du sol d'assise (La résistance du sol sous la semelle) ;
- Le non-glissement sur le sol d'assise (Stabilité au glissement) ;
- Le non-renversement de la culée (Stabilité au renversement) ;
- La résistance structurale de la culée (Stabilité interne).

N.B. : Les études menées et qui sont consignées en annexe 11 du présent document montrent effectivement que les trois premières conditions ci-dessus citées sont satisfaisantes, l'ouvrage est bel et bien stable. Nous allons par conséquent procéder à l'étude de la stabilité interne de l'ouvrage.

III. ETUDE DE LA STABILITE INTERNE DE LA CULEE

L'étude de la stabilité interne de la culée consiste à déterminer les différents types de sollicitations qui agissent sur l'ouvrage dans le but de calculer les différentes sections d'acier capables de reprendre ces efforts.

1. DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS ELEMENTS DE LA CULEE

1.1. DIMENSIONNEMENT DU MUR GARDE-GREVE.

Nous allons étudier le mur garde-grève comme une console encastrée dans le mur de front. Il est soumis à l'effort de freinage provenant du tablier, à la poussée des terres et à la surcharge sur le remblai d'accès. Il est donc sollicité en flexion.

Les sections d'acier obtenues sont consignées ci-dessous :

Etat Limite	Moments	Section d'acier	Condition de non-fragilité	Choix	Choix définitif
ELU	$M_u = 82,04 \text{ kN.m/ml}$	$6,74 \text{ cm}^2$	$4,35 \text{ cm}^2$	6HA12/ml ; St=16cm ($6,78 \text{ cm}^2$)	$A_s =$ 7HA14/ml ; St=14cm car
ELS	$M_{ser} = 63,65 \text{ kN.m/ml}$	$10,63 \text{ cm}^2$	$4,35 \text{ cm}^2$	7HA14/ml ; St=14cm ($10,78 \text{ cm}^2$)	ELS prépondérant

N.B : Pour plus de détails sur le calcul des aciers du mur garde-grève, se référer à l'annexe 12 du présent document.

1.2. DIMENSIONNEMENT DU CORBEAU

Nous allons considérer le corbeau comme une console encastrée dans le mur garde-grève et servant d'appui à la dalle de transition.

Le corbeau reprend de ce fait la moitié de la charge de la dalle de transition ainsi que celle du poids du remblai d'accès. Il est également soumis à la surcharge sur remblai d'accès de 10 kN/m^2 .

Les sections d'acier obtenues sont consignées ci-dessous :

Etat Limite	Moments	Section d'acier	Condition de non-fragilité	Choix	Choix définitif
ELU	$M_u = 11,81 \text{ kN.m/ml}$	$0,95 \text{ cm}^2$	$4,347 \text{ cm}^2$	4HA12/ml ; St=25cm ($4,52 \text{ cm}^2$)	$A_s =$ 4HA12/ml ; St=25cm
ELS	$M_{ser} = 8,75 \text{ kN.m/ml}$	$1,46 \text{ cm}^2$	$4,347 \text{ cm}^2$	4HA12/ml ; St=25cm ($4,52 \text{ cm}^2$)	

N.B : Pour plus de détails sur le calcul des aciers du corbeau, se référer à l'annexe 12 du présent document.

1.3. DIMENSIONNEMENT DU MUR DE FRONT

Le mur de front sera considéré comme une console encastrée dans la semelle de fondation et travaillant en flexion composée.

La flexion composée se définit dans les deux cas de figure suivante :

- Sur une section donnée (S), se superpose un effort normal N et un moment fléchissant M appliqué au centre de gravité de la section (S) ;
- Sur une section donnée (S), se superpose un effort normal N excentré d'une quantité e du centre de gravité de la section et un moment fléchissant M tel que $M = N \times e$. Le point d'application de l'effort normal N est appelé centre de pression.

Pour évaluer le moment d'encastrement au pied du mur de front, nous prendrons en considération les efforts suivants :

- Le poids propre du mur de front ;
- La poussée des terres ;
- La surcharge sur le remblai d'accès ;
- La réaction du tablier ;
- L'effort de freinage.

Les sections d'acier obtenues après dimensionnement sont les suivantes :

Etat Limite	Moments	Section d'acier	Condition de non-fragilité	Choix	Choix définitif
ELU	$M_{uf} = 781,36kN.m /ml$	$0,94cm^2$	$11,95cm^2$	8HA14/ml ; St=12,5cm (12,32cm ²)	$A_s =$ 8HA14/ml ; St=12,50cm
ELS	$M_{serf} = 315,99kN.m /ml$	$9,51cm^2$	$11,95cm^2$	8HA14/ml ; St=12,5cm (12,32cm ²)	

N.B : Pour plus de détails sur le calcul des aciers du mur de front, se référer à l'annexe 12 du présent document.

1.4. DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE DE FONDATION

C'est par la semelle de fondation que toutes les charges de l'ouvrage sont réparties sur le sol de fondation.

La semelle est soumise au poids du mur de front, au poids du mur garde-grève, au poids des terres, aux surcharges provenant respectivement du tablier et du remblai d'accès, et à son poids propre.

1.4.1. DIMENSIONNEMENT DU PATIN

Les sections d'acier obtenues après dimensionnement du patin sont les suivantes :

Etat Limite	Moments	Section d'acier	Condition de non-fragilité	Choix	Choix définitif
ELS	$M_{ser} = 252,42kN.m / ml$	$21,58cm^2 / ml$	$,cm^2$	7HA20/ml ; St=14cm (21,93cm ²)	$A_s =$ 7HA20/ml ; St=14cm

1.4.2. DIMENSIONNEMENT DU TALON

Les sections d'acier obtenues après dimensionnement du talon sont les suivantes :

Etat Limite	Moments	Section d'acier	Condition de non-fragilité	Choix	Choix définitif
ELS	$M_{ser} = 1308,50kN.m / ml$	$112,0158cm^2 / ml$	$,cm^2$	9HA40/ml ; St=11cm (113,10cm ²)	$A_s =$ 9HA40/ml ; St=11cm

N.B. : Pour plus de détails sur le calcul des aciers de la semelle, se référer à l'annexe 12 du présent document.

2. DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE DE TRANSITION

La dalle de transition est dimensionnée simplement comme une poutre appuyée sur deux appuis, d'un côté sur le corbeau arrière de la culée et de l'autre côté, sur une bande de sol de 0,60m de large renforcée par une armature de chaînage.

La surcharge prise en compte pour le dimensionnement de la dalle de transition est celle du sous-système Bt (essieux tandem Bt) et le calcul se fait à l'Etat Limite Ultime conformément aux

prescriptions du SETRA. Ses dimensions sont de 5,00m de long, 7,50m de large et 30cm d'épaisseur.

▪ **Calcul du moment maximum de la dalle de transition dû à B_t**

Deux essieux sont disposés dans le sens longitudinal de la dalle de transition et le moment maximum est donné par :

$$\begin{cases} M_{max}^{Bt} = \frac{PL}{2} \left(1 - \frac{a}{2L}\right)^2 \\ P = 32t \\ a = 1,35m \end{cases}$$

Soit :

$$M_{max}^{Bt} = \frac{32 \times 4,60}{2} \times \left(1 - \frac{1,35}{2 \times 4,60}\right)^2 = 53,58t.m = 535,85kN.m = 71,45kN.m/ml$$

▪ **Calcul du moment maximum dû au poids propre de la dalle**

$$M_{max}^{ppd} = (5,00 \times 0,30 \times 1,00 \times 25) \times \frac{4,60^2}{8} = 99,20kN.m/ml$$

▪ **Calcul du moment total**

$$M_{ELU} = 1,35M_{max}^{ppd} + 1,60M_{max}^{Bt} = 1,35 \times 99,20 + 1,60 \times 71,45 = 248,24kN.m/ml$$

▪ **Détermination des sections d'aciers de la dalle de transition**

Les sections d'acier obtenues après dimensionnement de la dalle de transition sont consignées dans le tableau 17 ci-dessous :

Tableau 17: Armatures dalle de transition

Section d'acier dalle de transition	M_{ELU}	Section d'acier	Condition de non-fragilité	Choix
Armatures principales	0,25MN.m/ml	$31,03cm^2$	$3,26cm^2$	$A_{st} = 10HA20/ml$ ($31,42cm^2$) ; St=10cm
Armatures secondaires		$7,855cm^2$	$3,26cm^2$	10HA10/ml ($7,85cm^2$) ; St=10cm

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSEE

I. DEFINITION

Le dimensionnement d'une chaussée permet de définir la déformation admissible à la base de la couche de fondation. Il consiste donc en la détermination du nombre et de l'épaisseur des différentes couches d'une structure routière afin de supporter le trafic poids lourds prévu pendant une période déterminée sur une plate-forme support de chaussée donnée.

L'objectif est de limiter la probabilité d'apparition des dégradations avant une période fixée (durée de vie).

Une structure de chaussée doit pouvoir résister à diverses sollicitations, notamment celles dues au trafic et elle doit assurer la diffusion des efforts induits par ce même trafic dans le sol de fondation.

L'application d'une charge roulante induit une déformation en flexion des couches de la structures. Cette flexion entraîne des sollicitations en compression au droit de la charge et des sollicitations en traction à la base des couches d'enrobés.

Une structure de chaussée est composée sommairement comme l'indique la figure 19 ci-dessous :

- D'une couche de fondation ;
- D'une couche de base ;
- D'une couche de surface ou encore couche de roulement.

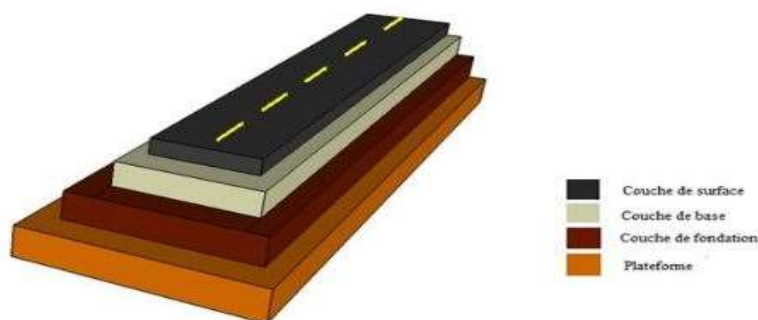


Figure 19: Schéma structural d'une chaussée

Il existe plusieurs méthodes de dimensionnement des chaussées parmi lesquelles la méthode du *Guide Pratique de Dimensionnement des Chaussées pour les Pays Tropicaux* dite la méthode du CEBTP. C'est cette méthode de dimensionnement qui sera développée dans cette étude.

Cette méthode de dimensionnement de la chaussée tient compte de deux critères :

- L'intensité du trafic et la portance de la plateforme, paramètres à partir desquels on a les épaisseurs des couches de fondation, de base et de revêtement ;
- L'intensité du trafic et la nature des différents matériaux afin de vérifier les spécifications pour leurs possibilités d'utilisation.

II. DETERMINATION DE L'ÉPAISSEUR DES DIFFÉRENTES COUCHES DE MATÉRIAUX DE CHAUSSEE

1. LE TRAFIC

Le trafic constitue l'élément principal de dimensionnement des structures de chaussée. Il est défini par le nombre de poids lourds circulant sur la chaussée par jour et par sens.

Dans le cadre de cette étude, le trafic moyen journalier annuel en termes de poids lourds a été estimé à 150 PL/JR/SENS. La durée de vie du projet est de 15 ans. Le sol de plateforme a un CBR de 15.

- *Calcul du nombre de poids lourds cumulés sur la durée de vie de la route*

$$\left\{ \begin{array}{l} NPL = 365xt_1x \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i} \right] \\ t_1 = 150PL/JR/SENS = \text{trafic moyen journalier de la première année} \\ i = 7\% = \text{taux de croissance annuel du trafic} \\ n = 15ans = \text{durée de vie projeté de la chaussée} \end{array} \right.$$

Soit :

$$NPL = 365x150x \left[\frac{(1+0,07)^{15} - 1}{0,07} \right] = 1\,375\,814PL$$

▪ Détermination de la classe de trafic

La classe de trafic est donnée ci-dessous : **Classe T_2**

Nombre de poids lourds cumulés N	Classe de trafic T_x
$N < 5 \times 10^5$	T_1
$5 \times 10^5 < N < 1,5 \times 10^6$	T_2
$1,5 \times 10^6 < N < 4 \times 10^6$	T_3
$4 \times 10^6 < N < 10^7$	T_4
$10^7 < N < 2 \times 10^7$	T_5

▪ Détermination de la portance du sol de plateforme

CBR de la plateforme	Classe de sol
$CBR < 5$	S_1
$5 < CBR < 10$	S_2
$10 < CBR < 15$	S_3
$15 < CBR < 30$	S_4
$CBR > 30$	S_5

2. DETERMINATION DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE

D'après le *Guide Pratique de Dimensionnement des Chaussées pour les Pays Tropicaux*, la connaissance de la classe du trafic et du CBR du sol de plateforme nous permet de définir les épaisseurs et la nature des matériaux de chaussée.

Ainsi donc, pour le couple $(S_4; T_2)$, la proposition suivante est faite en fonction de la disponibilité du matériau localement :

- **Revêtement** : béton bitumineux (Epaisseur : 4cm) ;
- **Couche de base** : graveleux latéritique naturel (Epaisseur : 15cm) ;
- **Couche de fondation** : graveleux latéritique naturel (Epaisseur : 20cm) ;

3. VERIFICATION THEORIQUE DES CONTRAINTES DANS LE CORPS DE CHAUSSEE

Cette vérification consiste à procéder à un dimensionnement de la chaussée par la méthode rationnelle. Elle est basée sur la détermination des contraintes et déformations admissibles des matériaux sous l'effet du trafic considéré et la durée de vie escomptée.

Le dimensionnement de la chaussée par la méthode rationnelle nous a donc permis d'avoir une structure de chaussée constituée de :

- *5cm de béton bitumineux en couche de roulement ;*
- *30cm de graveleux latéritiques naturels en couche de base ;*
- *30cm de graveleux latéritiques naturels en couche de fondation.*

NB : *Pour plus de détails, se référer à l'annexe 13 du présent document.*

CHAPITRE VII : METHODOLOGIE D'EXECUTION DES TRAVAUX

I. INTRODUCTION

La construction du pont mixte bipoutres acier-béton sur le cours d'eau Mbangué fait partie des travaux d'amélioration de l'axe routier Yokadouma-Mboy 2 frontière avec la RCA. Ces travaux, une fois achevés, contribueront à :

- Améliorer la fluidité de la circulation, en particulier le transport des biens et des personnes ;
- Faciliter en termes de rapidité et de fiabilité, des liaisons entretenues à travers la fluidité et la décongestion du transport urbain et interurbain au droit du cours d'eau traversé.

Afin d'atteindre l'objectif ci-dessus visé, les travaux doivent être exécutés suivant une méthodologie bien élaborée et dans les délais requis.

Les travaux dont les quantités à exécuter sont contenues dans le cadre du détail estimatif comprennent notamment :

- L'installation de chantier ;
- La construction du pont mixte acier-béton bipoutres ;
- L'exécution du corps de chaussée et mise en œuvre de la couche de roulement.

Les travaux seront exécutés uniquement par la méthode de haute intensité d'équipements (HIEQ). Toutefois, en fonction du degré de complexité des tâches à exécuter, certains riverains au projet seront recrutés par l'entreprise chargée de la mise en œuvre.

II. INSTALLATION DE CHANTIER

L'installation de chantier va consister pour l'essentiel, à la construction des baraquements de chantier, à l'amené des matériels et engins de chantier nécessaires pour l'exécution des travaux, au montage de la centrale à béton hydraulique et à béton bitumineux, aux travaux préparatoires (étude d'exécution, libération des emprises des travaux), aux terrassements généraux et la construction de la déviation.

III. CONSTRUCTION DU PONT MIXTE

La construction du pont se déroulera suivant les étapes ci-après :

- **Implantation des culées :** cette opération va consister à déterminer avec exactitude la position des culées. Elle sera précédée par les travaux de terrassements généraux qui consisteront à amener le terrain à la côte souhaitée.
- **Exécution des fondations :** la position des culées étant bien connue, on procédera au coffrage et aux ferraillages de la semelle de fondation suivant plan de part et d'autre du cours d'eau. Le ferraillage du mur de front sera également fait à cette étape de l'exécution de la semelle de fondation. Après la validation du ferraillage de la semelle de fondation par la mission de contrôle, il s'ensuivra le bétonnage.
- **Réalisation du mur de front :** le ferraillage étant déjà en place, on procédera au coffrage à l'aide des éléments métalliques. Le bétonnage du mur de front se fera sans interruption. Des mesures seront prises pour assurer une bonne répartition du béton dans le coffrage. Notons cependant que des armatures seront laissées en entente pour la réalisation du mur garde-grève. Avant le durcissement total du béton du mur de front, il sera identifié puis des aciers seront mis en entente pour la réalisation des bossages qui serviront de support pour les appareils d'appui.
- **Mise en œuvre des appareils d'appui :** les appareils d'appui, en élastomère fretté seront mis en place conformément aux prescriptions techniques.
- **Remblai du bloc technique :** après la réalisation du mur de front et du mur en retour, l'entrepreneur procédera au remblai derrière le mur de front lequel constituera le bloc technique.
- **Installation des poutres principales :** les poutres reconstituées soudées seront mises en place à l'aide d'un engin de levage. Vu l'éloignement du site des travaux, il serait judicieux de la part de l'entreprise d'entrer en négociation avec les sociétés d'exploitation forestière présentant déjà dans la ville de Yokadouma et disposant de l'essentiel des engins lourds de génie civil notamment des grues capables d'être affectées à l'exécution de cette tâche. Il est

à noter que l'assemblage de tous les éléments de la charpente métallique se fera sur site et l'ensemble sera posé sur les culées à l'aide de grues.

- **Exécution de la dalle de couverture :** la dalle de couverture sera entièrement coulée sur place. Un coffrage traditionnel sera monté, puis sera mis en place le ferrailage conformément au plan, s'ensuivra le bétonnage.
- **Réalisation du mur garde-grève :** le mur garde-grève sera exécuté une fois le coulage de la dalle de couverture réalisée. La réalisation du mur garde-grève sera suivie de la finalisation des travaux de terrassement derrière les culées y compris l'exécution du corbeau d'appui et de la dalle de transition de part et d'autre.
- **Mise en place des équipements du pont :** il s'agit ici de l'ensemble des équipements qui contribueront à rendre le pont fonctionnel. Il s'agira donc pour l'entreprise, de procéder à la réalisation de la couche d'étanchéité sur toute la surface de la dalle de couverture, à la réalisation des trottoirs suivie de la pose des corniches préfabriquées. Puis il procédera à la mise en œuvre du béton bitumineux sur l'étendue de la surface de roulement et en dernier ressort, il procédera à l'installation des joints de chaussée à hiatus. Des réservations auront été préalablement prévues lors de l'exécution de la dalle de couverture pour l'évacuation des eaux de ruissellement.

IV. EXECUTION DU CORPS DE CHAUSSEE ET MISE EN ŒUVRE DE LA COUCHE DE ROULEMENT

Il s'agit ici de procéder à la réalisation des voies d'accès conformément aux prescriptions techniques. L'entrepreneur procédera à l'exécution de tous les travaux de terrassement routier concourant à la mise en œuvre de la structure de chaussée. Il est à noter qu'un site d'emprunt a été identifié dans la zone du projet, lequel permettra à l'entreprise d'avoir les matériaux de remblai de bonne qualité et en quantité suffisante.

Une fois la couche de fondation et de base réalisées, l'entreprise procédera à la mise en œuvre de la couche d'accrochage, suivie de l'exécution de la couche de roulement en béton bitumineux. Les

fossés latéraux seront réalisés en maçonnerie de moellons et seront de forme triangulaire. Quant aux accotements, ils seront en enduit superficiel...

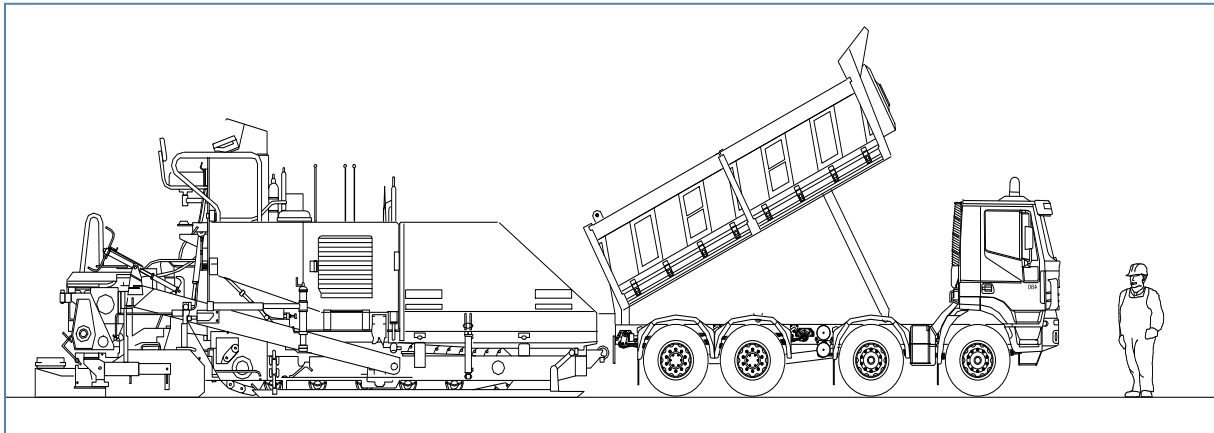


Figure 20: Application de l'enrobé

V. ENGINS ET OUTILLAGES DE CHANTIER

Afin de mener à bien l'exécution du projet, l'entreprise aura besoin au minimum des outillages et équipements essentiels suivants en propriété ou en location :

- Cinq camions bennes ;
- Deux pelles hydrauliques ;
- Deux chargeurs (bulldozers) ;
- Deux compacteurs à bille ;
- Deux niveleuses ;
- Une centrale à béton hydraulique ;
- Une centrale de production d'enrobé ;
- Deux camions toupies ;
- Un camion-citerne à eau ;
- Un finisher ;
- Deux grues ;

VI. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES TRAVAUX

Le devis quantitatif notamment estimatif a pour but de donner au Maître d'ouvrage une idée réelle du coût d'exécution de son projet. La connaissance de ce coût va lui permettre de budgétiser le projet et/ou de rechercher d'éventuel financement extérieur. Les tableaux 18 et 19 ci-dessous donnent le coût estimatif d'exécution du projet en hors taxes.

Tableau 18: Estimation du coût des travaux de construction du pont mixte bipoutres

PRIX	DESIGNATION	U	QTE	P.U	PT
100	TRAVAUX PREPARATOIRES				
101	Installation générale de chantier et repli en fin de chantier	FF	1,000	600 000 000	600 000 000
102	Etudes d'exécution	FF	1,000	60 000 000	60 000 000
	Sous-total 100				660 000 000
200	FONDATION				
201	Fouille pour fondation	m ³	218,400	20 000	4 368 000
202	Béton de propreté	m ³	6,264	150 000	939 600
	Sous-total 200				5 307 600
300	CULEE				
301	Béton armé B25 pour culée	m ³	255,000	250 000	63 750 000
302	Béton armé B25 pour mur en retour	m ³	22,404	250 000	5 601 000
	Sous-total 300				69 351 000
400	TABLIER				
401	Béton armé B35 pour dalle de couverture	m ³	135,000	280 000	37 800 000
402	Acier pour charpente métallique	kg	268 636,400	14 500	3 895 227 800
403	Protection anticorrosion	m ²	1 750,000	3 500	6 125 000
	Sous-total 400				3 939 152 800
500	Superstructure				
501	Trottoirs en béton armé	ml	100,000	150 000	15 000 000
502	Bordures de trottoir T1	ml	100,000	10 000	1 000 000
503	Corniches	ml	100,000	600 000	60 000 000
	Sous-total 500				76 000 000
600	EQUIPEMENTS				
601	Chape d'étanchéité	m ²	15,000	43 200	648 000
602	Couche de roulement en béton bitumineux épaisseur 8cm	m ³	28,000	200 000	5 600 000
603	Barrière BN4	ml	100,000	350 000	35 000 000
604	Gargouilles	u	6,000	67 500	405 000
605	Joint de chaussée à hiatus	ml	20,000	700 000	14 000 000
606	Béton de propreté sous dalle de transition	m ³	1,875	150 000	281 250
607	Béton armé pour dalle de transition	m ³	11,250	250 000	2 812 500
608	Appareil d'appui en élastomère fretté	dm ³	29,200	81 000	2 365 200
609	Bossages	dm ³	30,000	36 000	1 080 000
	Sous-total 600				62 191 950
	MONTANT TOTAL HTVA				4 812 003 350

Le coût de construction du pont mixte est de : 4 812 003 350 FCFA HTVA

Tableau 19: Estimation du coût des travaux de construction des voies d'accès

PRIX	DESIGNATION	U	QTE	P.U	P.T
100	TRAVAUX PREPARATOIRES				
101	Installation générale de chantier et repli en fin de chantier	FF	1,00	20 000 000	20 000 000
102	Etudes d'exécution	FF	1,00	1 400 000	1 400 000
	Sous-total 100				21 400 000
200	TRAVAUX PRELIMINAIRES				
201	Debroussaillage et nettoyage des emprises	m ²	1 731,00	600	1 038 600
201	Provisions pour libération d'emprises: indemnisation des maisons et cultures	FF	1,00	10 000 000	10 000 000
201	Provision pour libération d'emprises: déplacement de réseaux électriques et eaux	FF	1,00	8 000 000	8 000 000
	Sous-total 200				19 038 600
300	TERRASSEMENT				
301	Déblais en terrain meuble mis en dépôt	m ³	1 749,00	3 000	5 247 000
302	Remblais provenant d'emprunt	m ³	14 274,00	5 000	71 370 000
	Sous-total 300				76 617 000
400	CHAUSSÉE				
401	Couche de fondation en graveleux latéritique, épaisseur 20cm	m ³	1 154,00	5 000	5 770 000
402	Couche de base en graveleux latéritique naturel, épaisseur 15cm	m ³	865,50	5 000	4 327 500
403	Imprégnation au bitume fluidifié sous béton bitumineux	m ²	4 039,00	1 500	6 058 500
404	Couche d'accrochage	m ²	4 039,00	1 500	6 058 500
405	Couche de roulement en béton bitumineux épaisseur 4cm	m ³	161,56	200 000	32 312 000
406	Enduit superficiel bicouche pour accotement	m ²	1 731,00	3 000	5 193 000
407	Imprégnation au bitume fluidifié pour accotement	m ²	1 731,00	1 500	2 596 500
408	Tout venant 0/40 pour accotement	m ³	51,93	22 000	1 142 460
	Sous-total 400				63 458 460
500	ASSAINISSEMENT				
	Exécution de fossés triangulaires en maçonnerie de moellons	ml	1 154,00	8 000	9 232 000
	Sous-total 500				9 232 000
	MONTANT TOTAL HTVA				189 746 060

Le coût de construction des voies d'accès (l=577,008m) est de : 189 746 060 FCFA HTVA soit environ 328 844 765 FCFA HTVA le kilomètre.

N.B : Le cout global est de : 5 001 749 410 FCFA HTVA

CHAPITRE VIII : CONCLUSION GENERALE

Pendant cette étude, il était question pour nous, de procéder à la conception et au dimensionnement d'un pont mixte acier-béton bipoutres capable de supporter un trafic poids lourds, notamment des grumiers pour le franchissement du cours d'eau Mbangué dans la ville de Yokadouma, Région de l'Est du Cameroun. Pour y parvenir, les points suivants ont été développés conformément aux objectifs spécifiques visés par la présente étude :

- Conception du tablier mixte acier-béton bipoutres ;
- Dimensionnement de la dalle de couverture ;
- Dimensionnement de l'appareil d'appui ;
- Conception et dimensionnement de la culée ;
- Dimensionnement de la semelle de fondation ;
- Etude du tracé routier et dimensionnement de la chaussée ;
- Elaboration de la méthodologie d'exécution des travaux et ;
- Estimation du coût d'exécution du projet.

Afin d'atteindre l'objectif fixé, des outils informatiques tels que AutoCAD 2018 pour la confection des plans, Robot Structural Analysis 2017 pour l'analyse de la structure et le calcul des différentes sollicitations, les Classeurs Excel pour le calcul des ferraillages des différents éléments de l'ouvrage d'art et beaucoup d'autres applications ont été mises à contribution. L'essentiel du travail a été fait manuellement à l'exception du calcul des sollicitations sur la dalle de couverture et des poutres maîtresses, nous avons eu recours comme dit plus haut à Robot 2017.

C'est également le lieu ici de magnifier la qualité des enseignements reçus à l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement 2iE qui nous a permis de mener de bout en bout ce projet jusqu'à son terme. A titre personnel, je sors aguerrir de cette étude et prêt à affronter d'autres projets aussi ambitieux que celui que nous venions d'étudier.

BIBLIOGRAPHIE

- [1]_ ANNE BERNARD-GELY&JEAN-ARMAND CALGARO, Conception des ponts, 1994
- [2]_ MONGI BEN OUEZDOU, Cours d'ouvrages d'art, tome 2, Octobre 2012
- [3]_ JEAN ARMAND CALGARO & M. VIRLOGEUX, Projet et construction des ponts
- [4]_ Joint de chaussée des ponts routes, Détermination du souffle aux Eurocodes-SETRA-Décembre 2013
- [5]_ Ir P. BOERAEVE, Manuel de calcul de poutres et dalles mixtes acier-béton, Décembre 2004
- [6]_ Appareils d'appui en élastomère fretté-Guide technique-SETRA-juillet 2007
- [7]_ Eurocodes 3 et 4-Guide méthodologique-Application aux ponts-routes mixtes acier-béton-SETRA-juillet 2007
- [8]_ Ponts mixtes acier-béton bipoutres-Guide de Conception-SETRA-Octobre 1985 et mars 1990
- [9]_ Ponts mixtes acier-béton-Guide de Conception durable-SETRA-septembre 2010
- [10]_ DIARRA MOUSSA « Etudes techniques du tablier mixte bipoutres du pont de KAYO pour le franchissement du fleuve NIGER à KOULIKORO (MALI) », Mémoire de fin d'étude 2018, 2iE
- [11]_ ATANDA ADEYEMI WADOUD AKADIRA, « Etudes techniques du tablier mixte acier-béton du pont de WOMEY dans la Commune d'ABOMEY CALAVI », Mémoire de fin d'étude 2017, 2iE
- [12]_ Plan Communal de Développement de la ville de Yokadouma (PCD), Financement PNDP/IDA, juillet 2012
- [13]_ Conception et dimensionnement des structures de chaussées, Guide technique-SETRA-LCPC-Décembre 1994
- [14]_ Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux, par le CEBTP
- [15]_ Dalles de transition des ponts routes, Technique et réalisation-SETRA-Octobre 1984
- [16]_ M. BOUAMAMA Mahmoud & M. BENAÏSSA Mohammed, « Etude d'un pont mixte acier-béton à NEDROUMA », Mémoire de fin d'étude mai 2016, Algérie.

www.wsp.com/fr-GL/services/methodes-de-construction-de-ponts; consulté le 11 septembre 2018

www.aggeris.fr/rubrique/materiaux-de-chaussee/; consulté le 17 octobre 2018



ANNEXES

ANNEXE 1: TRACE EN PLAN ET PROFIL EN LONG (ELEMENTS CARACTERISTIQUES)

A- TRACE EN PLAN

Tableau 20: Eléments axe en plan variante 1

AXE EN PLAN VARIANTE 1					
ELEMENTS	CARACTERISTIQUES	LONGUEUR	ABSCISSE	X	Y
			0.000	506277.620	388750.280
D1	GIS = 97.489g	111.412			
			111.412	506388.945	388754.674
L1	A = 109.977				
	Rf= -230.000				
	L = 52.586				
			163.998	506441.501	388754.744
	XC= 506424.297				
	YC= 388525.389				
	R = -230.000				
	L = 57.956				
			221.954	506498.142	388743.212
	Rd= -230.000				
	A = 109.977				
	L = 52.586	163.128			
			274.540	506546.486	388722.597
D0	GIS = 128.086g	72.525			
			347.065	506612.066	388691.629
C1	XC= 506355.867				
	YC= 388149.078				
	R = -600.000	98.695			
			445.761	506697.452	388642.352
D3	GIS = 138.558g	30.047			
			475.808	506722.154	388625.246
L3	A = 99.786				
	Rf= 200.000				
	L = 49.786				
			525.594	506764.196	388598.643
	XC= 506856.764				

AXE EN PLAN VARIANTE 1					
ELEMENTS	CARACTERISTIQUES	LONGUEUR	ABSCISSE	X	Y
	YC= 388775.931				
	R = 200.000				
	L = 6.023				
			531.618	506769.577	388595.936
	Rd= 200.000				
	A = 99.786				
	L = 49.786	105.596			
			581.404	506815.996	388578.033
D4	GIS = 120.793g	34.730			
			616.134	506848.890	388566.890
LONGUEUR DE L'AXE : 616,134m					

Tableau 21: Eléments axe en plan variante 2

ELEMENTS AXE EN PLAN VARIANTE 2					
ELEMENTS	CARACTERISTIQUES	LONGUEUR	ABSCISSE	X	Y
			0.000	506277.622	388750.275
D1	GIS = 96.963g	170.922			
			170.922	506448.350	388758.426
L1	A = 82.092				
	Rf= -150.000				
	L = 44.928				
			215.850	506493.232	388758.327
	XC= 506477.951				
	YC= 388609.108				
	R = -150.000				
	L = 26.933				
			242.783	506519.636	388753.199
	Rd= -150.000				
	A = 82.092				
	L = 44.928	116.788			
			287.710	506561.293	388736.491
D2	GIS = 127.461g	46.181			
			333.891	506603.243	388717.182
L2	A = 70.143				

ELEMENTS AXE EN PLAN VARIANTE 2					
ELEMENTS	CARACTERISTIQUES	LONGUEUR	ABSCISSE	X	Y
	Rf= -120.000				
	L = 41.000				
			374.891	506639.405	388697.973
	XC= 506571.430				
	YC= 388599.082				
	R = -120.000				
	L = 9.093				
			383.984	506646.696	388692.544
	Rd= -120.000				
	A = 70.143				
	L = 41.000	91.093			
			424.984	506675.461	388663.403
D3	GIS = 154.036g	3.668			
			428.652	506677.885	388660.651
L3	A = 82.092				
	Rf= 150.000				
	L = 44.928				
			473.579	506709.191	388628.488
	XC= 506805.714				
	YC= 388743.307				
	R = 150.000				
	L = 29.368				
			502.947	506733.372	388611.905
	Rd= 150.000				
	A = 82.092				
	L = 44.928	119.223			
			547.875	506774.652	388594.286
D4	GIS = 122.504g	79.133			
			627.008	506848.892	388566.891
LONGUEUR DE L'AXE		627,008m			

B- PROFIL EN LONG

Tableau 22: Eléments caractéristiques profil en long

ELEMENTS DU PROFIL EN LONG VARIANTE 2				
ELEMENTS	CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS	LONGUEUR	ABSCISSE	Z
			0.000	531.810
D1	PENTE= -0.653 %	50.860		
			50.860	531.478
PAR1	S=40.4067 Z= 531.5119			
	R = -1600.00	48.280		
			99.140	530.434
D2	PENTE= -3.671 %	26.468		
			125.608	529.462
PAR2	S= 206.3667 Z= 527.9800			
	R =2200.00m	80.758		
			206.367	527.980
D3	PENTE= 0.000 %	241.119		
			447.486	527.980
PAR3	S=447.4860 Z= 527.9800			
	R =2200.00m	122.285		
			569.771	531.379
D4	PENTE= 5.558 %	57.237		
			627.008	534.560
LONGUEUR DE L'AXE		627,008m		

ANNEXE 2 : EVALUATION DU POIDS DU PONT

A- POIDS DES EQUIPEMENTS FIXES

Eléments	Poids volumiques kN/m ³	Dimensions				Poids
		Largeur (m)	Epaisseur (m)	Sections (m ²)	2*Sections (m ²)	kN/ml
Dalle de couverture en béton armé	25,00	10,00	0,27	2,70	-	67,50
Etanchéité (couche asphalte)	24,00	10,00	0,03	0,30	-	7,20
Couche de roulement en béton bitumineux	24,00	7,00	0,08	0,56	-	13,44
Bordure de trottoir T1	0,56kN/ml				1,12	1,12
Trottoir	25,00	1,25	0,20	0,25	0,50	12,50
Cunette en béton	23,00	0,25	0,08	0,02	0,04	0,92
Corniche	25,00			0,17	0,35	8,65
Contre-corniche	23,00	0,20	0,26	0,05	0,10	2,39
Garde-corps BN4	0,65kN/ml					1,30
Béton de remplissage	23,00			0,07		1,54
TOTAL (kN/ml)						116,56
[G1] = Poids total en (kN)						5827,90

B- POIDS DE LA CHARPENTE METALLIQUE

Eléments	Poids volumiques kN/m ³	Dimensions					Poids
		Largeur (m)	Epaisseur (m)	Sections (m ²)	Nombre d'éléments	Sections totale (m ²)	kN/ml
	78,500	0,900	0,040	0,036	2,000	0,072	5,65
		2,410	0,040	0,0964		0,1928	15,13

Eléments	Poids volumiques kN/m³	Dimensions					Poids
		Largeur (m)	Epaisseur (m)	Sections (m²)	Nombre d'éléments	Sections totale (m²)	kN/ml
Poutres principales en PRS		1,000	0,050	0,05		0,1	7,85
Total 1				0,1824	2,000	0,3648	28,64
Entretoises en zone courante IPE 600	78,500	0,220	0,019	0,004	6,000	0,025	1,969
		0,562	0,012	0,007		0,040	3,176
		0,220	0,019	0,004		0,025	1,969
Total 2				0,015	6,000	0,091	7,114
Entretoises d'appui	78,500	1,000	0,050	0,050	2,000	0,100	7,850
		0,950	0,050	0,048		0,095	7,458
		1,000	0,050	0,050		0,100	7,850
Total 3				0,148	2,000	0,295	23,158
TOTAL (kN/ml)							53,727
[G2] = Poids total (kN)							2686,364

C- CHARGES D'EXPLOITATIONS

Les charges à prendre en compte pour le dimensionnement de l'ouvrage sont celles définies par le fascicule 61, titre II du CPC, définies ci-après :

- Le système de charge A ;
- Le système de charge B ;
- Le convoi militaire de type Mc₁₂₀ ;
- La charge générale de 150kg/m² sur les trottoirs ;

- L'effort de freinage ;
- Les surcharges sur remblai.
- La charge exceptionnelle de type de grumier.

Aucune autre charge du convoi exceptionnel ne sera prise en compte dans la suite de cette étude.

▪ Classification du pont

Classe de pont	Description
1^{er} classe :	Pont de largeur roulable L_r supérieure ou égale à 7,00m Pont de largeur roulable L_r inférieure à 7,00m mais désigné comme pont de 1 ^{er} classe dans les CCTP
2^{ème} classe :	Pont de largeur roulable L_r comprise entre 5,50m et 7.00m
3^{ème} classe :	Pont de largeur L_r inférieure à 5,50m

N.B. : Notre ouvrage est un pont de 1^{er} classe car la largeur roulable est de 7,50m

▪ Largeur roulable et largeur chargeable

Eléments	Description
Largeur roulable :	Largeur de chaussée comprise entre dispositifs de sécurité ou de bordure de trottoir Elle est égale à la largeur roulable moins 0,50m de part et d'autre des dispositifs de sécurité s'il en existe. Dans le cas contraire, la largeur chargeable est égale à la largeur roulable $L_c = L_r$ en cas d'existence de bordure.
Largeur chargeable :	

$$L_r = LT - 2 \times \text{largeur trottoir} = 10,00 - 2 \times 1,25 = 7,50m$$

$$L_c = L_r = 7,50$$

- **Nombre de voies de circulation :** $N_v = \frac{L_c}{3} = \frac{7,50}{3} = 2,50$; On considère la partie entière.
Le nombre de voies est égale à 2.

▪ **Largeur d'une voie :**

Par convention, la largeur d'une voie est donnée par : $V = \frac{Lc}{Nv} = \frac{7,50}{2} = 3,75m$

1. SYSTEME DE SURCHARGE A

Le système de charge A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée exprimée en mètre.

$$A(L) = 2,3 + \frac{360}{L+12} \text{ En kN/m}^2 \text{ avec } L=50,00m ; A(50) = 2,3 + \frac{360}{50+12} = 8,11\text{kN/m}^2$$

$A(l) = \max[a_1 a_2 x A(L); (4 - 0,002L)]$ En KN/m^2 ; Pour un pont de 1^{er} classe et à deux (02) voies chargées, la valeur de a_1 est définie comme ci-dessous :

Classe de pont	Largeur d'une voie V_0 (m)	Nombre de voies chargées				
		1	2	3	4	5
1 ^{er}	3,50	1	1	0,9	0,75	0,75
2 ^e	3,00	1	0,9	-	-	-
3 ^e	2,75	0,9	0,8	-	-	-

$a_1=1$ et $V_0=3,50m$; La valeur de a_2 est déterminée comme suit :

$$a_2 = \frac{V_0}{V} ; \text{Où } V = \text{largeur d'une voie} ; a_2 = \frac{3,50}{3,75} = 0,933$$

$$A(l) = \max[1x0,933x8,11 = 7,57; 4 - 0,002x50 = 3,90] \text{ D'où } A(l)=7,57\text{kN/m}^2$$

2. SYSTEME DE SURCHARGE B

Le système de surcharge B est composé de trois sous-système :

- Le système de charge Bc qui est composé de deux camions de 30tonnes ;
- Le système Bt qui est composé d'un groupe de deux essieux appelé essieux tandem de 32tonnes ;
- Le système Br qui est une roue isolée de 10tonnes.

❖ Système de surcharge Bc :

Le système Bc est composé de deux camions de 30 tonnes chacun. Chaque camion comporte trois essieux dont deux en arrière et un en avant. Les essieux arrière portent chacun une masse de 12 tonnes et l'essieu avant une masse de 6 tonnes.

Pour l'évaluation des charges, le nombre de camions à disposer dans le sens longitudinal est limité à deux par file. Dans le sens transversal, on peut disposer autant de file de camions qu'il existe de voies de circulation.

Le système Bc est affecté d'un coefficient de majoration dynamique :

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

Avec :

L=portée du pont ;

G= Charge permanente de l'ouvrage ;

S= Poids total maximal des essieux du système B (Bc ou Bt) qu'il est possible de placer sur la longueur L du pont.

La valeur de la surcharge S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient bc :

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1 ^{er}	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2 ^e	1,00	1,00			
3 ^e	0,90	0,80			

Le coefficient bc=1,10 ; et 30t=300kN ; S = 300x4x1,10 = 1320 kN et G=8514,264kN

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 50} + \frac{0,60}{1 + 4x \frac{8514,264}{1320}} = 1,058$$

❖ Système de surcharge Bt :

Le système Bt est composé de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun. Le poids de chaque essieu est de 16 tonnes. Ce système de charge s'applique uniquement sur les ponts de 1^{er} et de 2^e classe.

Le nombre de camions est limité à un dans le sens longitudinal et à deux dans le sens transversal et ceci quel que soit le nombre de voies. Il est affecté d'un coefficient bt égal à 1 pour les ponts de premier classe et 0,9 pour ceux de deuxième classe.

Notre ouvrage étant un pont de premier classe, le coefficient **bt=1,00**

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Coefficient bt=1,00 ; 32t=320kN. S=320x2x1=640kN et G=8514,264kN

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 50} + \frac{0,60}{1 + 4x \frac{8514,264}{640}} = 1,047$$

❖ Système de surcharge Br

Le système Br est composé d'une roue isolée transmettant un effort de 10 tonnes à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,60x0,30m (la dimension 0,60 est perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage).

Le système Br est frappé du même coefficient que Bt.

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Le coefficient $b_r = b_t = 1,00$; $10t = 100kN$; $S = 100 \times 1 = 100kN$; $G = 8514,264kN$

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 50} + \frac{0,60}{1 + 4x \frac{8514,264}{100}} = 1,038$$

3. Surcharge militaire Mc120

Un véhicule type Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 110tonnes ;
- Longueur d'une chenille : 6,10m ;
- Largeur d'une chenille : 1,00m ;
- Distance entraxe des deux chenilles : 3,30m ;
- Charge surfacique par chenille : 9,02tonnes/m² ou 90,20kN/m² ;

Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal, le nombre de véhicules du convoi n'est pas limité et la distance entre deux véhicules successifs d'un convoi est au moins égale à 30,50m entre les points de contact avec la chaussée. Leur position est choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable.

Le système Mc120 est affecté d'un coefficient de majoration dynamique :

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

$S = 2200kN$ (deux chars Mc120 placés sur le pont) ; $G = 8514,264kN$;

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 50} + \frac{0,60}{1 + 4x \frac{8514,264}{2200}} = 1,073$$

4. Surcharge exceptionnelle de type camion grumier

Un camion type grumier présente les caractéristiques suivantes :

- Poids total : 100t
- Nombre d'essieux : 5
 - Le premier essieu pèse 7,5tonnes réparti sur 2 roues dont l'entraxe est de 1,85m ;
 - Les quatre autres essieux pèsent chacun 23,125tonnes répartis sur 2 paires de roues. L'entraxe des paires est de : 1,50m
 - Les distances par rapport au premier essieu sont :
 - De 4,00m pour le 2^{ème}
 - De 5,45m pour le 3^{ème}
 - De 12,85m pour le 4^{ème}
 - De 14,30m pour le 5^{ème}
 - L'impact des roues est de 0,25x0,25m

Dans la modélisation de cette surcharge, nous allons considérer un seul camion circulant sur le pont. Elle ne sera pas affectée d'un coefficient de majoration pour effets dynamiques et sera supposée ne développer aucune réaction de freinage.

5. Surcharges sur les trottoirs (qtr)

Nous appliquerons sur les trottoirs une surcharge uniforme de 150kg/m² réservée uniquement à la circulation des piétons : (150kg/m²=1,50kN/m²)

- **Un trottoir chargé: $qtr1 = 1,25 \times 1,50 = 1,875 \text{ kN/ml}$**
- **Deux trottoirs chargé: $qtr2 = 1,875 \times 2 = 3,75 \text{ kN/ml}$**

NB: Cette charge est cumulable avec la charge routière à caractère normal et particulier, c'est-à-dire qu'on peut l'ajouter à la charge A(l), à la charge Bc ou à la charge Mc₁₂₀ si elle peut donner un effet défavorable.

6. Efforts de freinage

- **Dû à A(l) :** L'effort de freinage correspondant à la charge A(l) est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière :

$$F_{A(l)} = \frac{S}{20 + 0,0035xS} A(l) = \frac{375}{20 + 0,0035x375} x 7,57 = 133,20kN$$

S= désigne en mètres carrés la surface chargée= $LcxL = 7,50x50 = 375,00m^2$ et

$$A(l)=7,57kN/m^2$$

- **Dû à Bc** : Pour la surcharge Bc, seul un camion de 30tonnes est censé freiner. :

$$F_{Bc} = 30,00t = 300kN \text{ (Cet effort de freinage est le plus défavorable)}$$

7. Charge sur remblai

Sur les remblais d'accès à l'ouvrage, on dispose une charge uniformément répartie sur toute la largeur de la plateforme et d'intensité égale à $10kN/m^2$, laquelle intervient dans la justification de la stabilité des culées.

$$\text{Surcharge sur remblai d'accès (Sr)}=10kN/m^2$$

ANNEXE 3 : DISPOSITION DES SOUS-SYSTEMES DE CHARGE

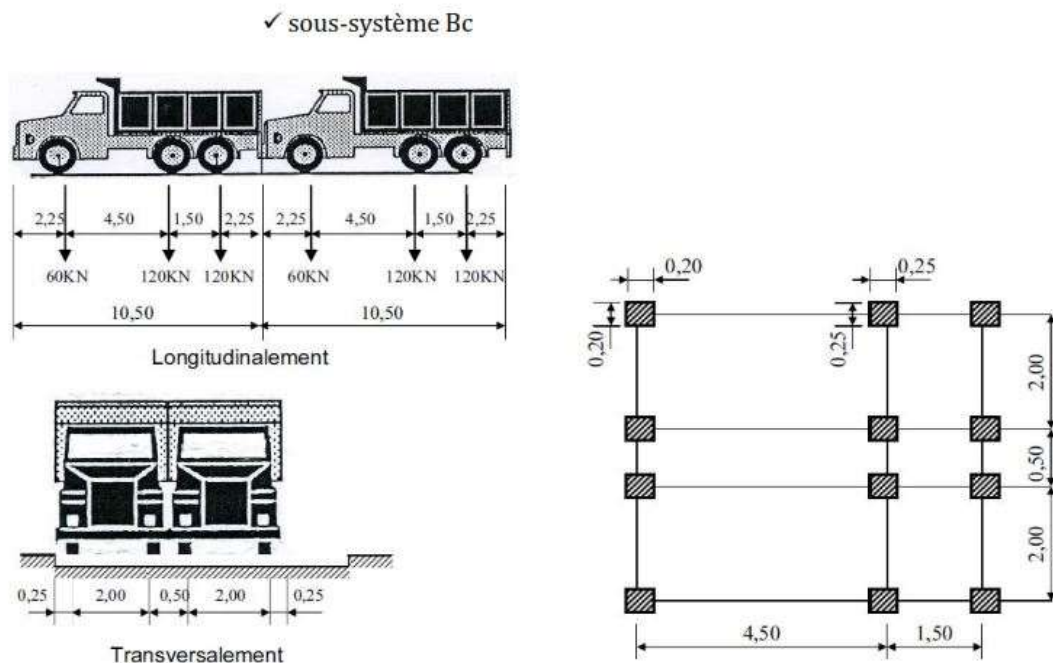


Figure 21: Disposition des essieux du système Bc

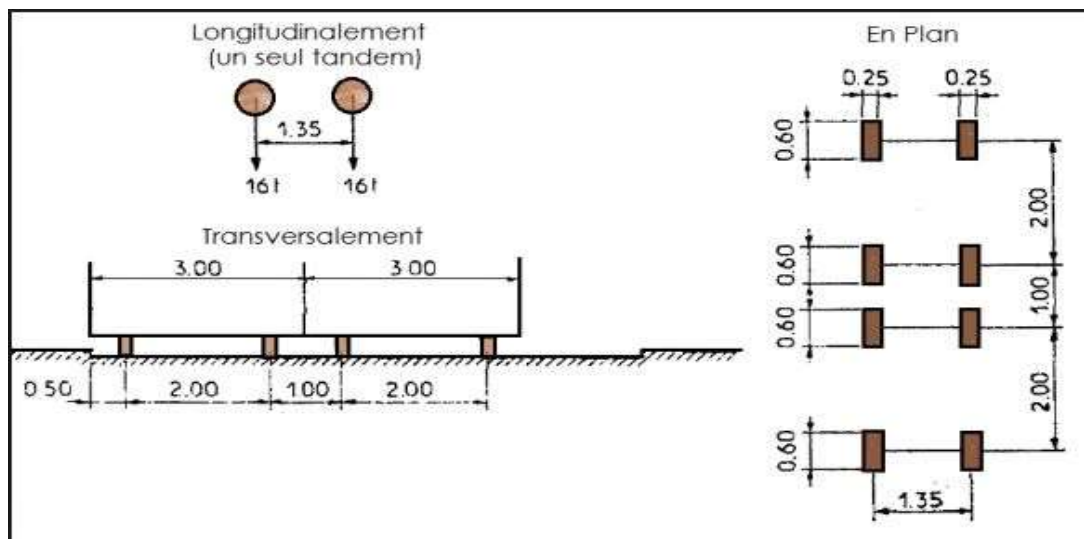


Figure 22: Disposition des essieux du sous-système Bt

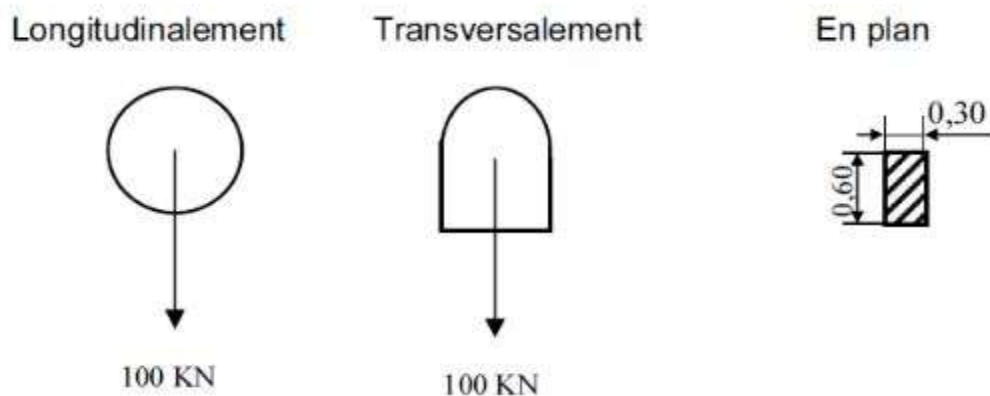


Figure 23: Disposition de la roue de 10 tonnes du système Br

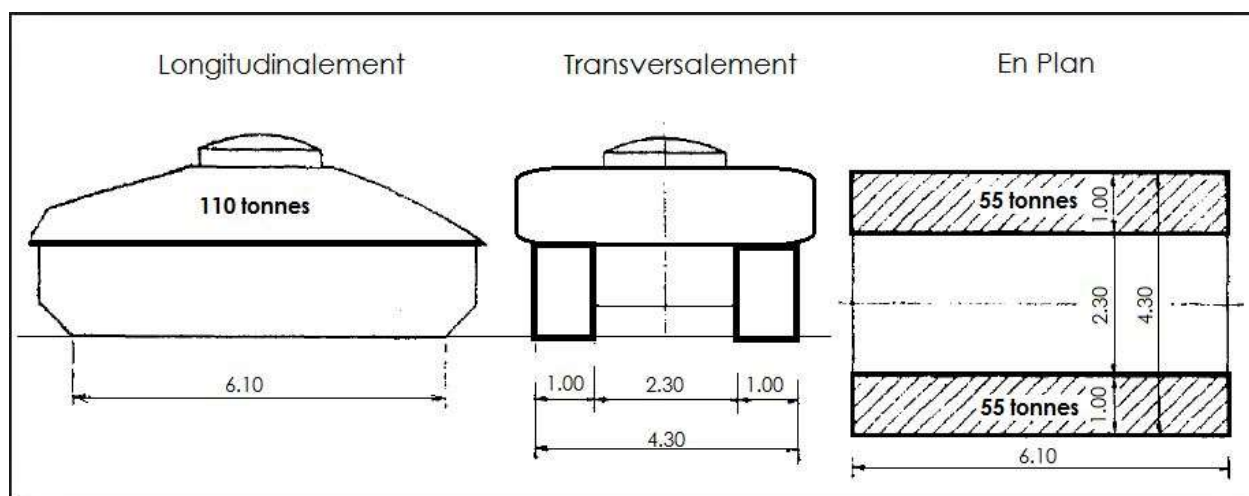


Figure 24: Disposition du convoi Mc120

ANNEXE 4 : DETERMINATION DE LA CLASSE DU PROFILE

1. CLASSE DU PROFILE : BIPOUTRES PRINCIPALES EN PRS

a. CLASSE DE LA SEMELLE

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Avec : $\begin{cases} \varepsilon = \text{coefficient de réduction} \\ f_y = 355 \text{ MPa} = \text{limite d'élasticité garantie de l'acier} \end{cases}$

$$\begin{cases} \frac{B_{sup}}{2xt_{fs}} = \frac{900}{2x40} = 11,25 \\ 14x\varepsilon = 14x0,81 = 11,34 \end{cases} \Leftrightarrow 11,25 < 11,34 \text{ soit } \frac{B_{sup}}{2xt_f} \leq 14\varepsilon \Rightarrow \text{Classe 3}$$

$$\begin{cases} \frac{B_{inf}}{2xt_{fi}} = \frac{1000}{2x50} = 10 \\ 14x\varepsilon = 14x0,81 = 11,34 \end{cases} \Leftrightarrow 10 < 11,34 \text{ soit } \frac{B_{inf}}{2xt_f} \leq 14\varepsilon \Rightarrow \text{Classe 3}$$

2. CLASSE DE L'AME

$$\begin{cases} \frac{H_w}{t_w} = \frac{2410}{40} = 60,25 \\ 83x\varepsilon = 83x0,81 = 67,23 \end{cases} \Leftrightarrow 60,25 < 67,23 \text{ soit } \frac{H_w}{t_w} \leq 83\varepsilon \Rightarrow \text{Classe 2}$$

$$\text{La classe du PRS} = \max(C_{semelle}; C_{âme}) = \max(C3; C2) = C3$$

Conclusion :

La section du profilé reconstitué soudé (PRS) étant de classe 3, elle sera justifiée par une analyse élastique.

3. ETUDE DE LA STABILITE DES POUTRES PRINCIPALES

$$\begin{cases} M_{max} = M_{soll} = M_{sd} = 43\,994,80 \text{ kN.m} \\ V_{max} = 3\,499,36 \text{ kN} \end{cases}$$

▪ **Justification en flexion :**

La condition suivante doit être vérifiée : $M_{max} < M_{Résistant} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$;

avec $\gamma_{M0} = 1,0$ car C3

$$\begin{cases} W_{el,y} = \frac{I_y}{\min.\max(V_{y.inférieur}; V_{y.supérieur})} \\ I_y = \text{Moment d'inertie} \\ h = 2500mm \end{cases}$$

- Position du centre de gravité par rapport à la base de la semelle inférieure du PRS :

$$Y_G = \frac{(50 \times 1000) \times 25 + (2410 \times 40) \times 1255 + (900 \times 40) \times 2480}{50 \times 1000 + 2410 \times 40 + 900 \times 40} = 1159,61mm$$

$$\begin{cases} V_{y.inférieur} = 1159,61mm \\ V_{y.supérieur} = 1340,39mm \end{cases}$$

- Calcul du moment d'inertie de la section du PRS :

$$\begin{aligned} I_y = & \left(\frac{40 \times 2410^3}{12} + 40 \times 2410 \times 95,39^2 \right) + \left(\frac{1000 \times 50^3}{12} + 1000 \times 50 \times 1134,61^2 \right) \\ & + \left(\frac{900 \times 40^3}{12} + 900 \times 40 \times 1320,39^2 \right) = 17,47 \times 10^{10} mm^4 = 0,174681 m^4 \end{aligned}$$

- Calcul du module de flexion élastique :

$$W_{el,y.sup} = \frac{0,17468125157895}{1,34039} = 0,130 m^3$$

$$W_{el,y.inf} = \frac{0,17468125157895}{1,15961} = 0,151 m^3$$

$$M_{Résistant.sup} = \frac{0,13 \times 355000}{1,0} = 46263,87 kN.m$$

$$M_{Résistant.inf} = \frac{0,151 \times 355000}{1,0} = 53\,605,00 \text{ kN.m}$$

- La position du centre de gravité (par rapport à la base de la semelle inférieure du PRS), le moment d'inertie, le module de flexion élastique ainsi que le moment résistant sont consignés ci-après :

Y_G	1 159,61	mm
I_y	174 681 251 578,95	mm ⁴
$W_{el.y}$	130 320 753,12	mm ³
	0,13	m ³
$M_{résistant}$	46 263,87	kN.m

$$\begin{cases} M_{max} = 43\,994,80 \text{ kN.m} \\ M_{Résistant.sup} = 46\,263,87 \text{ kN.m} \Leftrightarrow M_{max} < M_{Résistant} \Rightarrow \text{Condition satisfaisante} \\ M_{Résistant.inf} = 53\,605 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Conclusion : Le profilé est donc justifié en flexion.

- Justification à l'effort tranchant :**

La condition suivante doit être satisfaite :

$$V_{max} \leq V_{Résistant} = \frac{A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Avec } A_v = A - 2B_f x t_f = 1824 - (100 \times 5) - (90 \times 4) = 964 \text{ cm}^2 (\text{aire de l'âme})$$

$$V_{Résistant} = \frac{0,0964 \times \frac{355 \times 10^3}{\sqrt{3}}}{1,0} = 19\,758,08 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} V_{max} = 3499,36 \text{ kN} \\ V_{Résistant} = 19\,758,08 \text{ kN} \Leftrightarrow V_{max} < V_{Résistant} \Rightarrow \text{Condition satisfaisante} \end{cases}$$

Conclusion : La section est donc justifiée à l'effort tranchant.

- De plus, si : (Vérification du voilement)**

$$\begin{cases} \frac{H_w}{t_w} \geq \frac{31\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau} \\ k_\tau = 5,34 + 4x \left(\frac{H_w}{a} \right)^2 \Rightarrow \text{Alors l'âme (raidie par des raidisseurs verticaux) doit être vérifiée} \end{cases}$$

vis-à-vis du voilement sous cisaillement ; (a= 7,00=entraxe des entretoises et η=1,2 car S355).

N.B : Si l'âme est trop élancée, nous devons prendre en compte le fait qu'elle risque de voiler sous l'action de V_{max}

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{H_w}{t_w} = \frac{2410}{40} = 60,25 \\ k_\tau = 5,34 + 4x \left(\frac{2410}{7} \right)^2 = 5,81 \Leftrightarrow \frac{H_w}{t_w} = 60,25 \geq \frac{31\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau} = 50,43 \Rightarrow \text{il y'a un risque de} \\ \frac{31\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau} = \frac{31 \times 0,81}{1,2} \sqrt{5,81} = 50,43 \end{array} \right.$$

voilement, l'âme doit être vérifiée vis-à-vis du voilement sous cisaillement.

La condition suivante doit alors être satisfaite : $V_{max} \leq V_{b.Rd}$ où $V_{b.Rd}$ est la résistance au voilement par cisaillement de l'âme.

$$\text{On a: } \left\{ \begin{array}{l} V_{b.Rd} = \frac{H_w x t_w x \varepsilon_{ba}}{\gamma_{M0}} \\ \varepsilon_{ba} = [1 - 0,625(\lambda_w - 0,80)] x \frac{f_y}{\sqrt{3}} \\ \lambda_w = \frac{\left(\frac{H_w}{t_w} \right)}{37,40 x \varepsilon x \sqrt{k_\tau}} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_w = \frac{\left(\frac{2410}{40} \right)}{37,40 x 0,81 x \sqrt{5,81}} = 0,825 \Rightarrow 0,80 \leq \lambda_w \leq 1,20 \\ \varepsilon_{ba} = [1 - 0,625(0,825 - 0,80)] x \frac{355000 \text{ kPa}}{\sqrt{3}} = 201\,756,86 \text{ kPa} \\ V_{b.Rd} = \frac{2,410 x 0,040 x 201\,756,86}{1,0} = 19\,449,36 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Où ε_{ba} est la résistance post critique au cisaillement.

Soit $\left\{ \begin{array}{l} V_{b.Rd} = 19\,449,36 \text{ kN} \\ V_{max} = 3499,36 \text{ kN} \end{array} \right. \Leftrightarrow V_{max} < V_{b.Rd} \Rightarrow \text{La sécurité vis-à-vis du voilement est assurée}$

Conclusion : La section est suffisamment rigide pour résister au voilement.

▪ Interaction flexion et effort tranchant (M, V)

L'effort tranchant sollicitant diminue la résistance d'une section à la flexion lorsque ce dernier est supérieur à la moitié de l'effort tranchant résistant de la section considérée.

La condition suivante doit être vérifiée : $V_{max} \leq 0,50xV_{Résistant}$ sinon V_{max} diminuera la résistance à la flexion.

$$0,50xV_{Résistant} = 0,50x19\,758,08 = 9879,04kN$$

$$\begin{cases} V_{max} = 3499,36kN < 0,50xV_{Résistant} = 9879,04kN \\ V_{max} = 3499,36kN \leq 0,50xV_{Résistant} = 9879,04kN \\ M_{max} = 43\,994,80kN.m \leq M_{Résistant} = 46\,263,87kN.m \end{cases} \Rightarrow \text{Pas d'interaction, il n'y a pas}$$

d'influence sur le moment fléchissant.

Conclusion sur la stabilité des poutres principales:

Les calculs nous montrent effectivement que la stabilité des bipoutres est assurée par rapport aux moments fléchissant, à l'effort tranchant et au phénomène de voilement.

4. ETUDE DES ENTRETOISES : EN APPUI ET EN ZONE COURANTE

Le tableau 23 ci-contre récapitule les différentes dimensions des entretoises en appui et en zone courante :

Tableau 23: PRS-IPE 600

PRS SUR APPUI		IPE 600 EN ZONE COURANTE	
Désignation	Dimensions (mm)	Désignation	Dimensions (mm)
Ht	1 000,00	Ht	600,00
Hw	920,00	Hw	562,00
Binf	500,00	Binf	220,00
Bsup	500,00	Bsup	220,00
tw	25,00	tw	12,00
tfs	40,00	tfs	19,00
tfi	40,00	tfi	19,00

Les moments fléchissant et les efforts tranchants obtenus par le logiciel sont consignés ci-dessous :

	PRS SUR APPUIS	IPE 600 ZONE COURANTE
M_{max} (kN.m)	158,42	104,60
T_{max} (kN)	106,95	64,16

▪ Vérification du cisaillement

La condition suivante doit être satisfaite :

$$\tau = \frac{T}{t_w \times H_w} \leq \tau_{adm} = 0,60 \times \frac{2}{3} f_y = 0,60 \times \frac{2}{3} \times 355 = 142 \text{ N/mm}^2$$

✓ En appui :

$$\tau = \frac{106,95 \times 1000}{25 \times 920} = 4,65 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{cases} \tau = 4,65 \text{ N/mm}^2 \\ \tau_{adm} = 142 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \Leftrightarrow \tau \leq \tau_{adm} \Rightarrow \text{Condition satisfaisante}$$

✓ En zone courante :

$$\tau = \frac{64,16 \times 1000}{12 \times 562} = 9,51 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{cases} \tau = 9,51 \text{ N/mm}^2 \\ \tau_{adm} = 142 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \Leftrightarrow \tau \leq \tau_{adm} \Rightarrow \text{Condition satisfaisante}$$

Conclusion : Les entretoises résistent bien au cisaillement, que ce soit en appuis ou en travée.

ANNEXE 5 : VERIFICATION DU NON POINÇONNEMENT DE LA DALLE

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 système de charge 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 :

$$Q_{ELU} \leq Q_{adm} = 0,045x \frac{U_c x h x f_{c28}}{\gamma_b}$$

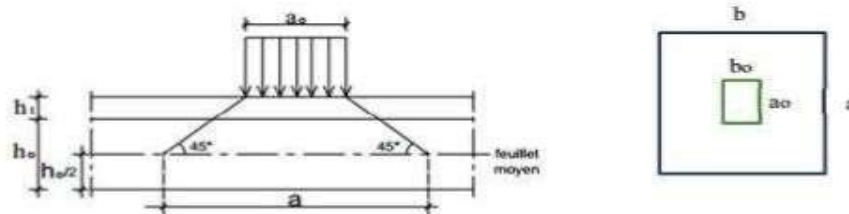


Figure 25: Diffusion des charges localisées dans le hourdis (sens transversal)

$$\left\{ \begin{array}{l} b_0 = 0,30m \\ a_0 = 0,60m \\ h_1 = \text{épaisseur du revêtement} = 0,11m \\ h_0 = \text{épaisseur de la dalle de couverture} = 0,27m \\ a \times b = \text{dimension du rectangle au niveau feuillet moyen} \\ a_0 \times b_0 = \text{dimension du rectangle d'impact sur le revêtement} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = h + 2\xi e + a_0 \\ b = h + 2\xi e + b_0 \\ \xi = \text{coefficient fonction de la nature du revêtement (BB)} \end{array} \right.$$

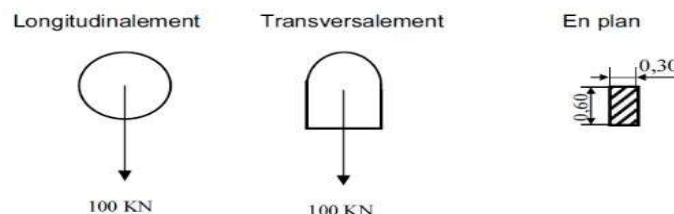


Figure 26: Disposition système Br pour calcul poinçonnement de la dalle

Les angles de diffusion de la surcharge routière du système Br sont respectivement de 37° dans la couche de roulement d'épaisseur 11cm et de 45° dans le hourdis en Béton armé.

Soit b_0 et a_0 les côtés du rectangle d'impact de la roue de 10tonnes : $\begin{cases} b_0 = 0,30m \\ a_0 = 0,60m \end{cases}$

La condition suivante doit être vérifiée pour qu'il n'y ait pas poinçonnement :

$$Q_{ELU} \leq Q_{adm} = 0,045x \frac{U_c x h x f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U_c = 2(a + b) = 2 \left\{ \begin{array}{l} a = a_0 + 2\xi e + h = 0,30 + 2x \frac{4}{3} x (0,08 + 0,03) + 0,27 = 0,86m \\ b = b_0 + 2\xi e + h = 0,60 + 2x \frac{4}{3} x (0,08 + 0,03) + 0,27 = 1,16m \end{array} \right. \\ Q_{ELU} = 1,6x\delta_{Br}xb_r x Q = 1,6x1,038x1x100 = 166,08kN \\ Q = 100kN \\ U_c = 4,04m \end{array} \right.$$

$$Q_{adm} = 0,045x \frac{U_c x h x f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045x \frac{4,04x0,27x35x10^3}{1,5} = 1145,34kN$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{ELU} = 166,08kN \\ Q_{ELU} = \text{Charge poinçonnante à l'ELU} \Leftrightarrow Q_{ELU} = 166,08kN < Q_{adm} = 1145,34kN \\ Q_{adm} = 1145,34kN \end{array} \right.$$

$\Rightarrow$ Condition satisfaisante, il n'y aura pas un risque de poinçonnement dans la dalle

ANNEXE 6 : ETUDE DES CONNECTEURS

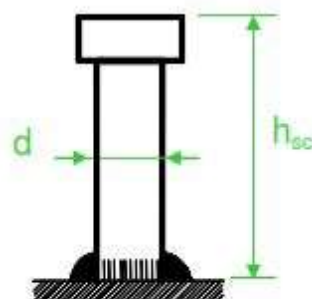
Afin de limiter le glissement à l'interface acier-béton et assurer aussi une meilleure adhérence entre ces deux matériaux, les connecteurs seront soudés sur la semelle supérieure des bipoutres métalliques.

Les connecteurs types goujons à tête comme le montre le tableau 24 ci-dessous sont couramment utilisés en construction mixte. Leurs caractéristiques géométriques : limite élastique (f_y) et contrainte de rupture (f_u) sont reprises dans le tableau ci-dessous.

Le coefficient de sécurité partiel sur l'acier du connecteur est de : $\gamma_v = 1,25$

Tableau 24: Connecteurs types goujons à tête

Dénomination du goujon à tête	h_{sc} (mm)	d fût (mm)	d_1 tête (mm)	h_t tête (mm)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
TRW Nelson KB 5/8"-35	35	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-50	50	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-75	75	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-100	100	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-150	150	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-175	175	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-50	50	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-60	60	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-75	75	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-80	80	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-100	100	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-125	125	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-150	150	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-175	175	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-75	75	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-90	90	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-100	100	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-125	125	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-150	150	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-175	175	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-200	200	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-250	250	22	34.9	10	350	450



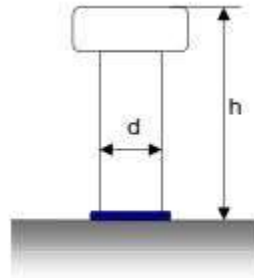


Figure 27: Connecteur type goujon à tête

$$\begin{cases} d = \text{diamètre du goujon compris entre 16 et 25mm} \\ h = h_{sc} = \text{hauteur totale du goujon} \end{cases}$$

1. CHOIX DES CONNECTEURS

Pour notre ouvrage, nous allons utiliser des connecteurs dont les caractéristiques géométriques sont consignées ci-dessous :

h_{sc} (mm)	d (mm)	$d_{1\text{tête}}$ (mm)	$h_{t\text{tête}}$ (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Hauteur totale	Diamètre tige	Diamètre tête	Hauteur tête		
200	22	34,90	10	350	450

N.B : Pour plus de détails sur le dimensionnement et le choix des connecteurs, se référer à l'annexe 6 du présent document.

2. RESISTANCE D'UN GOUJON A TETE

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

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

$$P_{Rk}^{(1)} = 0,80 \times f_u \times \frac{\pi x d^2}{4}$$

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

$$\begin{cases} P_{Rk}^{(2)} = 0,29 \alpha x d^2 x \sqrt{f_{c28} x E_{CM}} \\ \alpha = 0,20 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4, \text{ sinon } \alpha = 1,0 \\ E_{CM} = \text{module d'élasticité du béton} \end{cases}$$

La résistance caractéristique d'un goujon s'écrit alors :

$$P_{Rk} = \min(P_{Rk}^{(1)}; P_{Rk}^{(2)})$$

$$\begin{cases} P_{Rk}^{(1)} = 0,80 x 450 x \frac{3,14 x 0,022^2}{4} = 0,137 MN = 136,78 kN \\ P_{Rk}^{(2)} = 0,29 x 1 x 0,022^2 x \sqrt{35 x 35982} = 157,51 kN \end{cases} \Rightarrow P_{Rk} = 136,78 kN$$

Donc la résistance des connecteurs est de : $P_{RK} = 136,78 kN$.

La résistance de calcul P_{Rd} s'obtient en divisant P_{RK} par le coefficient partiel de sécurité $\gamma_v = 1,25$. Finalement, la résistance de calcul vaut :

$$\begin{cases} P_{Rd}^{ELU} = P_{Rd} = 0,80 x P_{RK} \text{ à l'ELU} \\ P_{Rd}^{ELS} = k_s x P_{Rd} \text{ à l'ELS} \\ k_s = 0,60 \end{cases}$$

Soit donc :

$$\begin{cases} P_{Rd}^{ELU} = P_{Rd} = 0,80 x 136,78 = 109,42 kN \\ P_{Rd}^{ELS} = 0,60 x 109,42 = 65,65 kN \end{cases}$$

3. CALCUL DU NOMBRE DE CONNECTEURS : DIMENSIONNEMENT SOUS ELU

L'espacement longitudinal entre deux connecteurs qui se suivent est de : $b = 70 cm$;

L'espacement transversal entre deux connecteurs extrêmes est de : $a = 67,80 cm$;

Nous allons prévoir quatre (04) connecteurs par rangée espacés d'axe en axe de :

$$a' = \frac{a}{3} = \frac{67,80}{3} = 22,60 cm$$

La longueur totale d'un profilé reconstitué soudé est de : $L = 50 m$;

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

$$\left\{ \begin{array}{l} n = \frac{F_c^*}{P_{Rd}^{ELU}} \\ F_c^* = \min(F_c; F_a) \\ F_c = \text{effort de compression dans le béton} = h_c x b_{eff} x \frac{0,85 x f_{c28}}{\gamma_b} \\ F_a = \text{effort de traction du profilé} = A_a x \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \end{array} \right.$$

Nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_a = A_a x \frac{f_y}{\gamma_a} = 0,1824 x \frac{355 x 10^3}{1,0} = 64752 kN \\ F_c = 0,27 x 5,0 x \frac{0,85 x 35 x 10^3}{1,5} = 26775 kN \\ F_c^* = \min(26775; 64752) = 26775 kN \\ n = \frac{26775}{109,42} = 244,70 = 245 \text{ connecteurs} \end{array} \right.$$

3.1.DIMENSIONNEMENT DES CONNECTEURS

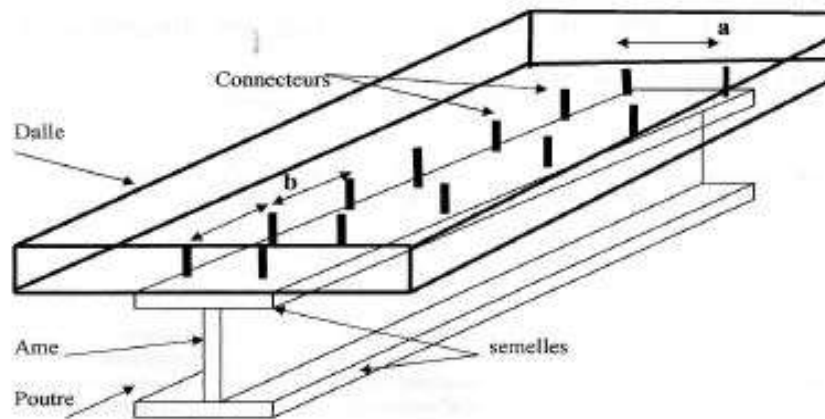


Figure 28: Espacement et disposition des connecteurs sur la semelle supérieure

On a $\left\{ \begin{array}{l} 16mm \leq d \leq 25mm \Rightarrow d = 22mm \\ h \geq 4d \end{array} \right. \Leftrightarrow h = 4d = 4 \times 22 = 88mm$

Pour les connecteurs, on va considérer les dimensions suivantes : $\left\{ \begin{array}{l} d = 22mm \\ h = 200mm \end{array} \right.$

- **Espacement longitudinal entre deux connecteurs successifs :**

Soit b cette distance :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = \min(6e; 800) \text{ mm} = \min(6 \times 270; 800) = \min(1620; 800) = 800 \text{ mm} \\ b_{\max} \leq 22 \times t_{fs} \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 22 \times 40 \times \sqrt{\frac{235}{355}} = 715,98 \text{ mm} = 71,59 \text{ cm} \Rightarrow b = 70 \text{ cm} \\ e = \text{épaisseur de la dalle} = 27 \text{ cm}, \\ f_y = \text{limite d'élasticité semelle supérieure (PRS)} \end{array} \right.$$

- **Espacement transversal entre deux connecteurs opposés :**

L'espacement e_D entre l'axe du connecteur et le bord voisin de la semelle doit :

$$\begin{aligned} e_D &= \min \left(100 + \frac{d}{2}; 9 \times t_{fs} \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} + \frac{d}{2} \right) \text{ mm} \\ &= \min \left(100 + \frac{22}{2} = 111; 9 \times 40 \times \sqrt{\frac{235}{355}} + \frac{22}{2} = 303,90 \text{ mm} \right) = 111 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nous devons aussi avoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{D\min} \geq 25 \text{ mm} + \frac{d}{2} = 25 + \frac{22}{2} = 36 \text{ mm} \Rightarrow e_D = 111 \text{ mm} \geq e_{D\min} = 36 \text{ mm} \rightarrow \text{ok} \\ d = \text{diamètre du connecteur} = 22 \text{ mm} \end{array} \right.$$

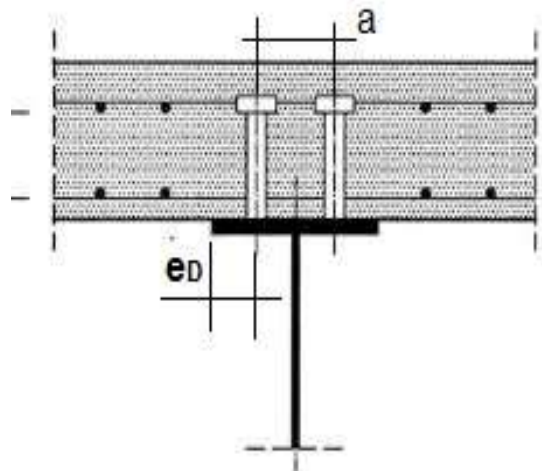


Figure 29: Disposition constructive transversale des connecteurs

Donc, nous avons : $a = B_{sup} - 2xe_D = 900 - 2x111 = 678mm$

▪ Détermination du diamètre et de la hauteur de tête du goujon

$$\begin{cases} h_{tête} \geq 0,4d = 0,40x22 = 8,80mm \\ d_{tête} \geq 1,50d = 1,50x22 = 33mm \end{cases}$$

Notre choix est porté sur le connecteur possédant les caractéristiques géométriques suivantes comme indiqué dans le tableau 25 ci-dessous :

Tableau 25: Choix du connecteur type goujon à tête à utiliser

h_{sc} (mm) Hauteur totale	d (mm) Diamètre tige	$d_{1tête}$ (mm) Diamètre tête	$h_{ttête}$ (mm) Hauteur tête	f_y (MPa)	f_u (MPa)
200	22	34,90	10	350	450

ANNEXE 7 : ETUDE DE LA SECTION MIXTE DE LA DALLE

I. ETUDE DE LA SECTION MIXTE DE LA DALLE

1. DETERMINATION DE LA POSITION DE L'AXE NEUTRE ELASTIQUE

Nous nous plaçons dans le cas d'une action à long terme et aussi, nous allons supposer que la position de l'axe neutre élastique est située en dehors de la dalle.

La position de l'axe neutre, caractérisée par la distance z (figure 30) entre cet axe et la face supérieure de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_h x z = A_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c \right) \text{ où} \\ A_h = A_a + \frac{b_{eff} x h_c}{n} \\ n = 3x \frac{E_a}{E_{CM}} = 17,51 \cong 18; (\text{Coefficient d'équivalence acier - béton}) \\ E_a = 210\,000 \text{ MPa (acier)} \\ E_{CM} = 35\,982 \text{ MPa (béton)} \\ A_a = 0,1824 \text{ m}^2 \\ h_a = 2,50 \text{ m} \\ h_c = 0,27 \text{ m} \\ b_{eff} = 5,00 \text{ m} \\ A_h = A_a + \frac{b_{eff} x h_c}{n}; (\text{Aire de la section mixte homogénéisée}) \end{array} \right.$$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c \right) = 0,1824x \left(\frac{2,50}{2} + 0,27 \right) = 0,277248 \text{ m} \\ A_h = A_a + \frac{b_{eff} x h_c}{n} = 0,1824 + \frac{5x0,27}{18} = 0,2574 \text{ m}^2 \\ z = \frac{0,277248}{0,2574} = 1,077 \cong 1,1 \text{ m} \end{array} \right.$$

L'axe neutre élastique est situé dans l'âme du profilé métallique

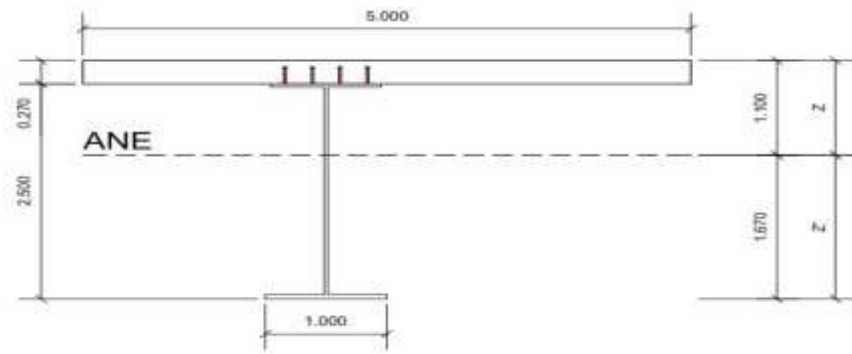


Figure 30: Position de l'axe neutre élastique

2. CALCUL DU MOMENT RESISTANT ELASTIQUE $M_{el.Rd}$

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

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

I_a = moment d'inertie géométrique de la section en acier

$$I_h = 0,174681 + 0,1824x(1,52 - 1,10)^2 + \frac{5x0,27}{18}x \left[\frac{0,27^2}{12} + \left(1,10 - \frac{0,27}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 0,2772m^4$$

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

$$M_{el.Rd} = \frac{I_h x f_y}{z' x \gamma_{M0}} = \frac{0,2772x355x10^3}{(2,77 - 1,10)x1,0} = 58\,925,75kN.m$$

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

$$M_{el.Rd} = \frac{I_h x f_y}{z x \gamma_{M0}} = \frac{0,2772x355x10^3}{1,10x1,0} = 89\,460kN.m$$

3. CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT DANS LA SECTION MIXTE

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

$$V_{max} \leq V_{el.Rd} = A_v x \frac{f_y}{\gamma_{M0} x \sqrt{3}}$$

Soit :

$$\begin{cases} V_{el.Rd} = 0,0964x \frac{355x10^3}{1,0x\sqrt{3}} = 19758,10kN \\ V_{max} = 3\,499,36kN \end{cases}$$

4. VERIFICATION DE LA SECTION MIXTE

- Vérification du moment fléchissant dans la section mixte :

$$\begin{cases} M_{el.Rd}^{z'} = 58\,925,75kN.m \\ M_{el.Rd}^z = 89\,460kN.m \end{cases} > M_{max} = 43\,994,80kN.m$$

⇒ la résistance en flexion de la section mixte est satisfaite

- Vérification de l'effort tranchant dans la section mixte

$$V_{el.Rd} = 19\,758,10kN > V_{max} = 3\,499,36kN$$

⇒ la résistance à l'effort tranchant est satisfaite

Conclusion : La section est donc bien dimensionnée

ANNEXE 8 : DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

PRE-DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui seront en élastomère fretté comme indiqué ci-dessous et seront de type B.

Les appareils d'appui de type B comportent (n+1) frettes métalliques et (n) feuillets intermédiaires d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 mm (5mm pour notre cas) et sur les faces supérieure et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2,5mm.

L'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 4mm et l'épaisseur des feuillets d'élastomère est en général de 8, 10, 12 ou 16 voire même 20mm.

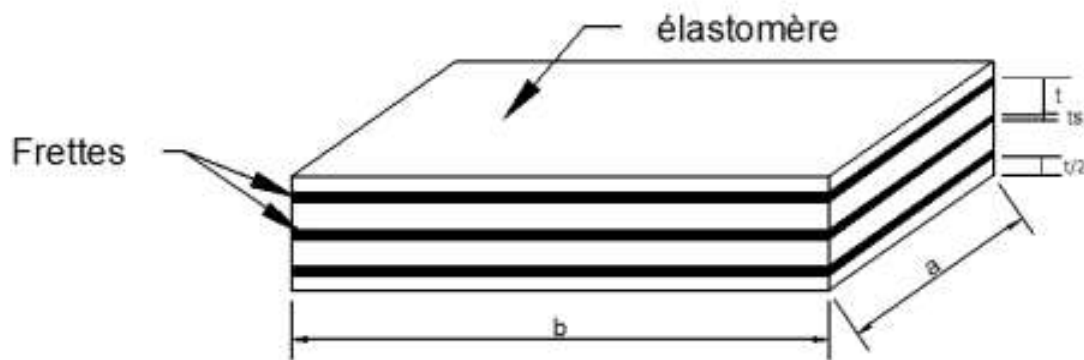


Figure 31: Appareil d'appui en élastomère fretté

Les dimensions en plan sont telles que la contrainte de compression moyenne $\frac{F_z}{a' \times b'}$ (avec $b' \geq a'$) soit comprise entre **20MPa et 25MPa** (cf. *Appareils d'appui en élastomère fretté, Guide technique SETRA juillet 2007*) sur la surface A' de l'appareil d'appui :

$$a' = a - 2 \times 0,005m = a - 0,01$$

$$b' = b - 2 \times 0,005m = b - 0,01$$

$$A' = a' \times b'$$

L'épaisseur totale T_b de l'appareil d'appui doit respecter la condition de non-flambement suivante : $\frac{a}{10} \leq T_b \leq \frac{a}{5}$

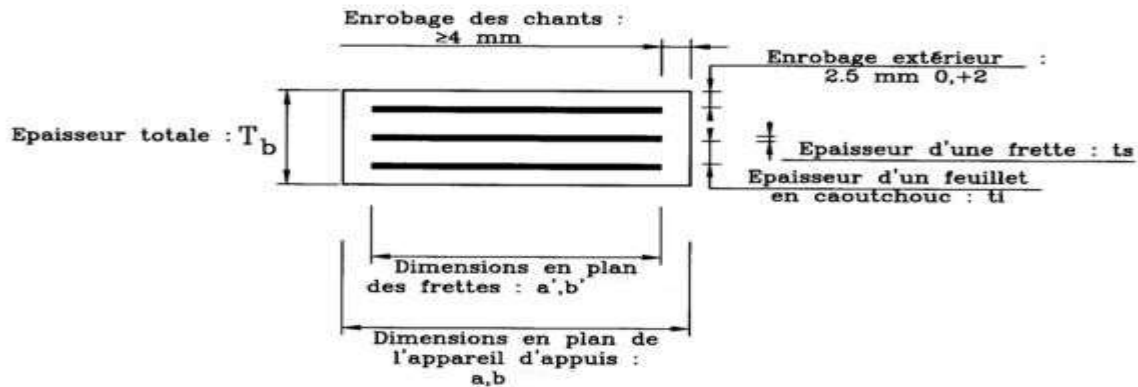
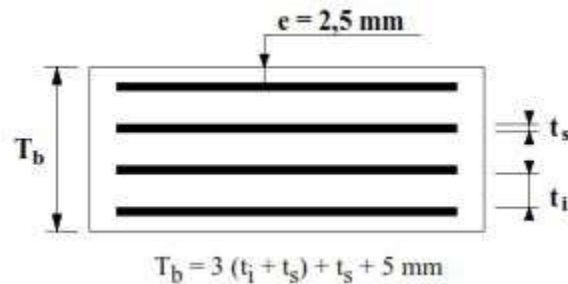


Figure 32: Constitution type d'un appareil d'appui de type B

La dénomination d'un appareil d'appui est le suivant : $a \times b; n(t_i + t_s); 2e$

Avec : $\begin{cases} t_i = \text{épaisseur feuillelet d'élastomère intermédiaire} \\ t_s = \text{épaisseur frette métallique} \\ e = \text{enrobage} = 2,5\text{mm} \\ n = \text{nombre de feuillelet d'élastomère intermédiaire.} \end{cases}$



La hauteur totale est donnée par l'expression :

$$T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2e$$

La réaction verticale maximale obtenue sur un des quatre appuis est de :

$$F_z = 3826,31\text{kN (Résultat obtenu à base du logiciel RSA 2017).}$$

▪ **Hypothèse de calcul :**

- La contrainte moyenne de compression est limitée entre **20MPa et 25MPa** sur la surface $A' = a' \times b'$ de l'appareil d'appui ;
- $G_0 = 0,90\text{MPa}$ = Module de cisaillement conventionnel de l'élastomère ;

- Fixons le côté $a=0,40m$; valeur obtenue suivant le prédimensionnement du sommier de la culée ;
- Réaction verticale maximale sur l'appui $F_z=3826,31kN$;
- Nuance des frettes : S235 donc de limite élastique garantie $f_e = 235MPa$

Suivant les hypothèses formulées, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} 20MPa \leq \frac{F_z}{(a - 0,01)x(b - 0,01)} \leq 25MPa \\ F_z = 3826,31kN = 3,82631MN \\ \text{On fixe } a = 0,40m \end{array} \right. \Leftrightarrow 0,402 \leq b \leq 0,501 \Rightarrow b = 0,50m$$

Donc :

$$A = a \times b = 0,40m \times 0,50m$$

Il est recommandé que l'épaisseur totale soit comprise dans l'intervalle suivant : (condition de non-flambement)

$$\frac{a}{10} \leq T_b \leq \frac{a}{5} \Leftrightarrow \frac{0,40}{10} \leq T_b \leq \frac{0,40}{5} \Leftrightarrow 40mm \leq T_b \leq 80mm$$

En choisissant $n=4$ feuilletts intermédiaires de $12mm$, $4mm$ d'épaisseur de frette, avec un enrobage de $2,5mm$ en face inférieure et supérieure, nous obtenons une hauteur totale T_b de :

$$T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2e = 4(12 + 4) + 4 + 2 \times 2,5 = 73mm$$

$$\text{On a : } \begin{cases} 40mm \leq T_b \leq 80mm \\ T_b = 73mm \end{cases} \Rightarrow \text{Condition satisfaisante}$$

Nous avons un appareil d'appui de type B : $400 \times 500; 4(12 + 4); 2 \times 2,5$

ANNEXE 9 : DIMENSIONNEMENT DES JOINTS DE CHAUSSEE

Le principe de dimensionnement des joints de chaussée est basé sur le souffle (ouverture).

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

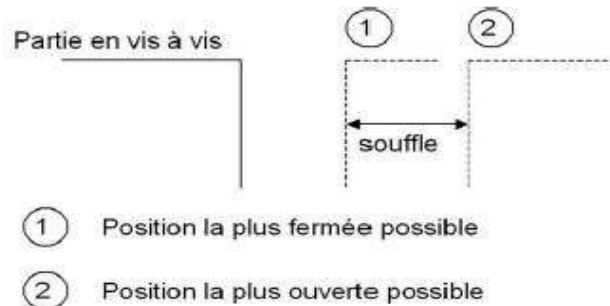


Figure 33: Définition du souffle d'un joint de chaussée

Les actions à prendre en compte pour le dimensionnement des joints de chaussée sont les suivants :

- La température ;
- Les effets de la structure porteuse : déformations différées du béton (le retrait) ;
- Les charges d'exploitation : effort de freinage.

9.1. EFFETS DUS A LA VARIATION DE LA TEMPERATURE

La variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta L = L \lambda \Delta T \\ L = \frac{50}{2} = 25m = \text{longueur dilatable} \\ \Delta L = \text{variation de longueur} \\ \lambda = 12 \times 10^{-6} \text{ par } ^\circ C = \text{coefficient de dilatation structure mixte acier - béton} \\ \Delta T = 15^\circ C = \text{Variation de température} \end{array} \right.$$

Soit :

$$\Delta L_1 = 25 \times 12 \times 10^{-6} \times 15 = 0,0045m = 4,5mm$$

9.2. EFFETS DUS AUX DEFORMATIONS DIFFEREES DU BETON

Il s'agit de la variation de longueur du béton due au retrait final de ce dernier. Elle est donnée par :

$$\begin{cases} \Delta L_3 = L \varepsilon_r \\ \varepsilon_r = 2,4 \times 10^{-4} = \text{déformation relative due au retrait du béton} \\ L = 25m \end{cases}$$

Soit :

$$\Delta L_2 = 25 \times 2,4 \times 10^{-4} = 0,006m = 6mm$$

9.3. ACTIONS DUES AUX CHARGES D'EXPLOITATION

Le déplacement du tablier dû aux charges d'exploitation provient essentiellement des efforts de freinage. Il est donné par :

$$\begin{cases} \Delta L_3 = \frac{T \times F_{\text{freinage}}}{G \times A} \\ T = \text{hauteur nette de l'élastomère} = 73mm = 0,073m \\ F_{\text{freinage}} = \text{force de freinage} = 300kN = 0,30MN \\ G = \text{module de cisaillement conventionnel de l'élastomère} = 0,9MPa \\ A = \text{aire nette de l'élastomère} = 0,40 \times 0,5 = 0,20m^2 \end{cases}$$

Soit :

$$\Delta L_3 = \frac{0,073 \times \frac{0,30}{2}}{0,9 \times 0,20} = 0,0608m$$

= 60,83mm (l'effort de freinage est supposé réparti sur les deux poutres principales)

On a donc une valeur de soufflé de :

$$S = \Delta L_t = \sum_{i=1}^3 \Delta L_i = 4,5 + 6,0 + 60,83 = 71,33mm$$

9.4. CHOIX DU JOINT DE CHAUSSEE

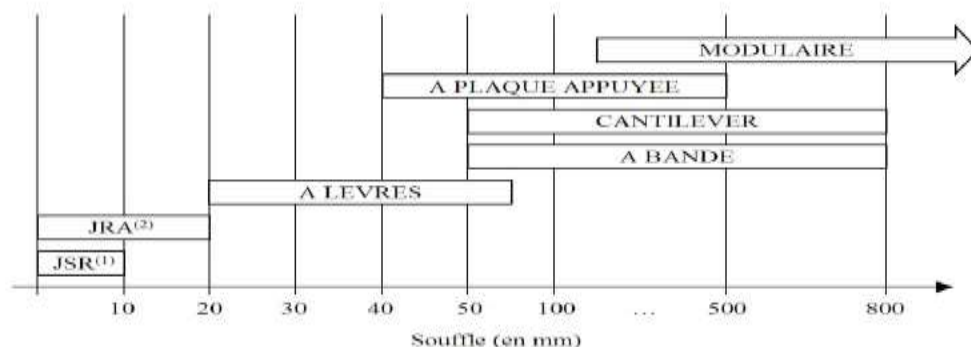


Figure 34: Domaine d'emploi des différentes familles de joint

Le type de joint de chaussée dépend essentiellement de la valeur du souffle. Pour notre ouvrage, le souffle est de $S=71,33mm$. Quatre types de joint de chaussée peuvent donc être utilisés (cf. figure 34 ci-dessus). Nous portons cependant notre choix sur un *joint de chaussée à hiatus (à lèvres)* dont la gamme de souffle est comprise entre 20mm et 75mm.

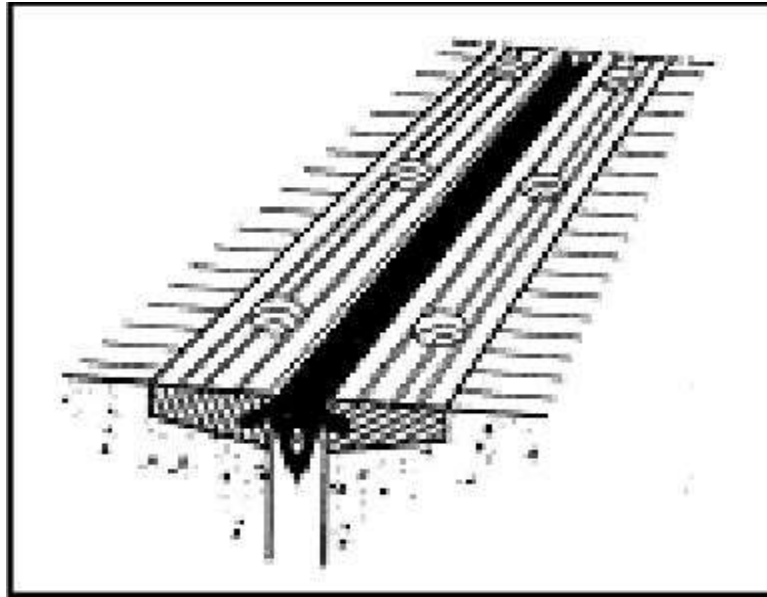


Figure 35: Joint à hiatus

ANNEXE 10 : VERIFICATION DU PREDIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI

1. VERIFICATION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION

La condition suivante doit être vérifiée :

$$20 \leq \sigma_{max} = \frac{F_z}{a'xb'} \leq 25MPa$$

Nous avons :

$$\sigma_{max} = \frac{F_z}{a'xb'} = \frac{3826,31 \times 10^{-3}}{0,39 \times 0,49} = 20,02MPa \begin{cases} > 20MPa \\ < 25MPa \end{cases} \Rightarrow \text{Condition satisfaisante}$$

2. VERIFICATION DE LA STABILITE AU FLAMBEMENT

La condition suivante doit être satisfaite :

$$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2xG_0xa'S_1}{3xT_b} \text{ où}$$

$$S_1 = \frac{a'xb'}{2xtx(a' + b')} = \frac{0,39 \times 0,49}{2 \times 0,012 \times (0,39 + 0,49)} = 9,05$$

$S_1 = \text{coefficient de forme du feuillet le plus épais}$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{F_z}{A_r} = \frac{3826,31 \times 10^{-3}}{0,1662} = 23,02MPa \\ \frac{2 \times 0,90 \times 0,39 \times 9,05}{3 \times 0,073} = 29,01MPa \end{array} \right. \Leftrightarrow \frac{F_z}{A_r} < \frac{2xG_0xa'S_1}{3xT_b} \Rightarrow \text{Condition satisfaite,}$$

la stabilité au flambement est assurée

3. VERIFICATION DE LA STABILITE AU GLISSEMENT

Il s'agit de vérifier que l'appareil d'appui ne glisse pas sous l'effet des charges horizontales.

La vérification du non-glissement est assurée en l'absence de dispositif anti-cheminement si :

$$F_{xy} \leq \mu_e x F_z \text{ et } \frac{F_{z,Gmin}}{A_r} \geq 3MPa \text{ avec } \mu_e = 0,10 + \frac{1,5xk_f}{\sigma_m} \text{ où } \sigma_m = \frac{F_z}{A_r} \text{ (en MPa)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{z,Gmin} = \text{Réaction minimale sous charge permanente} \\ F_z \text{ et } F_{xy} = \text{Réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables} \\ \mu_e = \text{Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure en acier} \\ k_f = 0,20 \text{ pour l'acier} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{xy} = F_{xu} = 240kN \\ \sigma_m = \frac{F_z}{A_r} = \frac{3826,31 \times 10^{-3}}{0,1662} = 23,02MPa \\ \mu_e = 0,10 + \frac{1,5 \times k_f}{\sigma_m} = 0,10 + \frac{1,5 \times 0,20}{23,02} = 0,1130 \\ \mu_e \times F_z = 0,1130 \times 3826,31 = 432,37kN \end{array} \right. \Leftrightarrow F_{xy} = 240kN < \mu_e \times F_z = 433,14kN$$

$\Rightarrow$ Condition satisfaisante, la stabilité au glissement est assurée

4. VERIFICATION DE L'ÉPAISSEUR MINIMALE DES FRETTE

L'épaisseur minimale des frettes doit être supérieure ou égale 2mm. L'épaisseur choisie étant de $t_s = 4,0mm$, la condition suivante doit être satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \gamma_m \times \frac{2,6 \times F_z \times t_i}{A_r \times f_y} \text{ où } t_i = 12mm \\ f_y = 235MPa \text{ (limite élastique de l'acier qui compose les frettes (acier S235))} \\ \gamma_m = 1,0 \text{ (coefficient partiel de sécurité)} \end{array} \right.$$

On a donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_m \times \frac{2,6 \times F_z \times t_i}{A_r \times f_y} = 1,0 \times \frac{2,6 \times 3826,31 \times 10^{-3} \times 0,012}{0,1662 \times 235} = 0,00306m = 3,06mm \\ t_s = 4,0mm \end{array} \right. \Rightarrow t_s > 3,06mm$$

$\Rightarrow$ Condition satisfaisante

A. VERIFICATION DE LA DISTORSION

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'ELU par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_\tau = k_L (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7 \\ \varepsilon_q < 1 \\ k_L = 1,0 \end{array} \right.$$

Avec

$\varepsilon_c, \varepsilon_q, \varepsilon_\alpha$: Distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les déplacements horizontaux et les rotations du tablier.

▪ Calcul de ε_q : distorsion sous déplacement horizontal maximal

La distorsion $\varepsilon_q = tg(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale de l'élastomère est donnée par l'expression ci-après :

$$\begin{cases} \varepsilon_q = \frac{v_x}{T_q} \leq 1,0 \\ v_x = v_1 + v_2 \end{cases}$$

$v_1 = 0,0045 + 0,006 = 0,0105m$ (Déplacement horizontal maximal dû à la température et au retrait)

$v_2 = 60,83mm$ (Déplacement horizontal maximal dû au freinage)

Nous avons donc :

$$\begin{cases} \varepsilon_q = \frac{71,33}{73} = 0,98 < 1 \\ v_x = 4,5 + 6 + 60,83 = 71,33 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition satisfaisante}$$

- Calcul de ε_c : distorsion sous effort vertical

$$\varepsilon_c = \frac{1,5x F_z}{Gx A_r x S_1} = \frac{1,5x 3826,31x 10^{-3}}{0,9x 0,1662x 9,05} = 4,24$$

- Calcul de ε_α : distorsion sous rotation du tablier

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(a'^2 x \alpha_a + b'^2 x \alpha_b) x t_i}{2 \sum t_i^3}$$

Dans cette expression :

$$\begin{cases} \alpha_a \text{ et } \alpha_b : \text{distorsion d'axe perpendiculaire aux côtés } a \text{ et } b \text{ de l'élastomère} \\ \alpha_a = 0,002rad \text{ (cf. RSA Version 2017)} \\ a' = 0,39m \text{ et } b' = 0,49m \\ t_i = 12mm = \text{épaisseur de l'élastomère le plus épais} \\ \alpha_0 = \text{defaut de pose} = 0,010rad \text{ car structure posée directement sur appareil d'appui} \end{cases}$$

Nous avons donc :

$$\varepsilon_\alpha = \frac{[0,39^2 x (0,002 + 0,010) + 0,49^2 x 0,0] x 0,012}{2x(4x0,012^3 + 2x0,0025^3)} = 1,58$$

La distorsion totale est de :

$$\varepsilon_\tau = 1,0x(4,24 + 0,98 + 1,58) = 6,80 < 7 \Rightarrow \text{Condition satisfaisante}$$

Conclusion : Toutes les vérifications effectuées sont satisfaisantes, il ressort que le choix de l'appareil d'appui est bon.

Appareil d'appui type B : **400x500; 4(12 + 4); 2x2,5**

ANNEXE 11 : ETUDE DE LA STABILITE EXTERNE DE LA CULEE

1. HYPOTHESES DE CALCUL

Remblai en arrière du mur de front

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma = \text{poids volumique des terres de remblai} = 20 \text{ kN/m}^3 \\ k_a = \text{coefficient de poussée active} = 0,33 \\ c = \text{cohésion du sol} = 0 \\ \varphi_0 = \text{angle de frottement interne} = 30^\circ \\ \text{La butée n'est pas prise en compte dans la vérification de la stabilité} \end{array} \right.$$

Terrain sous semelle

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{sol} = 4,70 \text{ bars côté Mboy et } 8 \text{ bars côté Yokadouma} \\ C_f = \tan \varphi' = 0,45 = \text{coefficient de frottement sol – fondation (béton)} \end{array} \right.$$

2. PREDIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

D'après le document « PROJET ET CONSTRUCTION DES PONTS » de Jean Armand CALGARO, Tome 2, le prédimensionnement d'une culée remblayée est fait suivant les expressions ci-après :

- **Le mur de front** : Le mur de front est la partie de la culée soutenant l'essentiel des terres de remblai d'accès à l'ouvrage. C'est un voile épais dont l'épaisseur varie de 0,80m et 1,20m. L'épaisseur E en mètre est donnée par l'expression :

$$0,80 \leq E \leq 1,20 \text{ m} ; \text{ Nous choisissons } E = 1,10 \text{ m} ;$$

- **Le mur garde-grève** : Le mur garde-grève est une barrière qui permet de séparer physiquement le remblai d'accès à l'ouvrage du tablier.

$$\text{Son épaisseur } e = \sup \left(0,30; \frac{h}{8} \right) = 0,366 \text{ m} ;$$

Avec $h = 2,93 \text{ m}$ hauteur du mur garde-grève. Nous choisissons $e = 40 \text{ cm}$

- **Le corbeau** : C'est l'élément situé en arrière du mur garde-grève sur lequel la dalle de transition prend appui. Son épaisseur est de : $e_{max} = 40 \text{ cm}$

- **Le bossage pour appareil d'appui** : Le bossage est un support en béton armé sur lequel les appareils d'appuis seront fixés. Ses dimensions sont les suivantes :

$$\text{Bossage} = L \times l \times h = 50\text{cm} \times 60\text{cm} \times 10\text{cm}$$

- **La dalle de transition** : Avec le passage régulier et permanent des véhicules sur le pont, il arrive très souvent qu'on observe des affaissements de la chaussée juste à l'entrée de l'ouvrage. Cet affaissement est dû probablement à une insuffisance de compactage des terres de remblai au droit des culées mais aussi à la surcharge routière. Afin de limiter ce phénomène, une dalle en béton armé est exécutée sur une profondeur de 50cm à partir de la ligne rouge et prend appui sur une de ses extrémités sur le corbeau situé à l'arrière du mur garde-grève. Les dimensions de cette dalle dite de transition sont les suivantes :

$$l = \text{Inf}[6\text{m}; \text{sup}(3\text{m}; 0,6H = 0,60 \times 8,43 = 5,058)] = 5,058 \cong 5,00\text{m}$$

L'épaisseur de la dalle de transition est $e_{\max} = 30\text{cm}$ et $L = 7,500\text{m}$

Avec L = longueur de la dalle et l = largeur de la dalle

$H = 8,43\text{m}$ est la hauteur des remblais derrière le mur de front

Dalle de transition: $5,00\text{m} \times 0,30\text{m} \times 7,50\text{m}$

- **Le sommier** : C'est la partie de la culée sur laquelle repose l'about du tablier. Sa dimension transversale doit être choisie de telle sorte qu'on puisse déjà installer l'about du tablier et aussi, elle doit tenir compte des éventuelles opérations de visite et d'entretien des appareils d'appui. Sa largeur est donc de : $l = 1,60\text{m}$
- **Les Murs en retour** : Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante. Ils seront encastrés dans le mur garde-grève, le mur de front et la semelle de la fondation dans sa partie arrière. Son épaisseur varie de 30cm à 45cm. Nous allons considérer une épaisseur : $e = 30,00\text{cm}$

3. PREDIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE DE FONDATION

La semelle est la pièce qui repartie définitivement les charges et surcharges de la structure sur le sol de fondation.

Son prédimensionnement se fait suivant les expressions ci-après :

- ✓ Prédimensionnement de la largeur de la semelle : l_s

$$\frac{H}{3} \leq l_s \leq \frac{2H}{3} \text{ soit } \frac{8,43}{3} \leq l_s \leq 2x \frac{8,43}{3} \Leftrightarrow 2,81 \leq l_s \leq 5,62$$

On adopte $l_s = 5,60m$

- ✓ Prédimensionnement de l'épaisseur de la semelle : h_s

$$h_s \cong \frac{H_t}{12} = \frac{8,43}{12} = 0,7025m \Rightarrow \text{On adopte } h_s = 1,00m$$

- ✓ Prédimensionnement de la largeur du patin : l_p

$$\begin{cases} \frac{H_t}{8} \leq l_p \leq \frac{H_t}{5} \\ \frac{8,43}{8} \leq l_p \leq \frac{8,43}{5} \end{cases} \Rightarrow \text{On adopte } l_p = 1,50m$$

$$1,05375 \leq l_p \leq 1,6860$$

- ✓ Prédimensionnement de la largeur du talon : l_t

$$\begin{cases} l_t = l_s - (l_p + E_{\text{mur de front}}) \\ l_t = 5,60 - (1,50 + 1,10) = 3,00m \end{cases} \Rightarrow \text{On adopte } l_t = 3,0m$$

- ✓ Prédimensionnement de la longueur de la semelle : L_s

$$\begin{cases} L_s = 10 + 0,30x2 + 0,10x2 = 10,80m \\ 0,30 = \text{épaisseur du mur en retour} \\ 0,10 = \text{debord éventuel} \end{cases}$$



Figure 36: Représentation géométrique Mur en retour du pont

Pour notre ouvrage d'art, le mur en retour ci-dessus représenté sera employé afin de soutenir sur une bonne distance, le remblai d'accès à l'arrière de la culée.

a. Essais pressiométriques

Les résultats des sondages géotechniques au Pressiomètre Ménard sont les suivants :

▪ Sondage côté Hôpital de Yokadouma PK 0+287

Sondage	Profondeurs (m)	Modules pressiométriques (bars)	Pressions de fluage nette (bars)	Pressions limites nettes (bars)	Rapport EM/PL
SP1 Côté hôpital de Yokadouma	1,5	37,32	4,56	7,05	5,3
	3	13,24	2,33	3,84	3,4
	4,5	26,14	3,1	6,53	4
	6	352,95	46,53	86,82	4,1

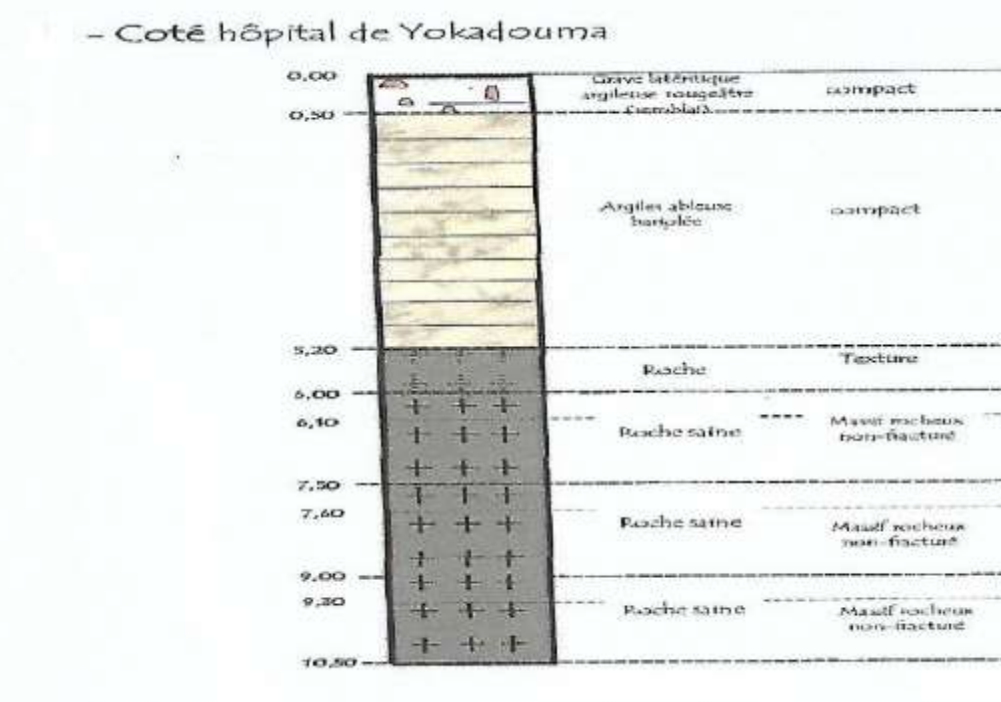


Figure 37: Coupe lithologique du terrain en place côté hôpital

▪ Sondage côté Mboy PK 0+335

Sondage	Profondeurs (m)	Modules pressiométriques (bars)	Pressions de fluage nette (bars)	Pressions limites nettes (bars)	Rapport EM/PL
SP2 Côté Mboy	1,5	25,01	2,57	4,36	5,7
	3	16,59	2,23	4,15	4
	4,5	10,24	1,53	3,34	3,1
	6	13,98	1,28	3,19	4,4
	7,5	456,01	17,98	71,13	6,4
	9	485,14	5,75	64,08	7,6

- côté Mboy

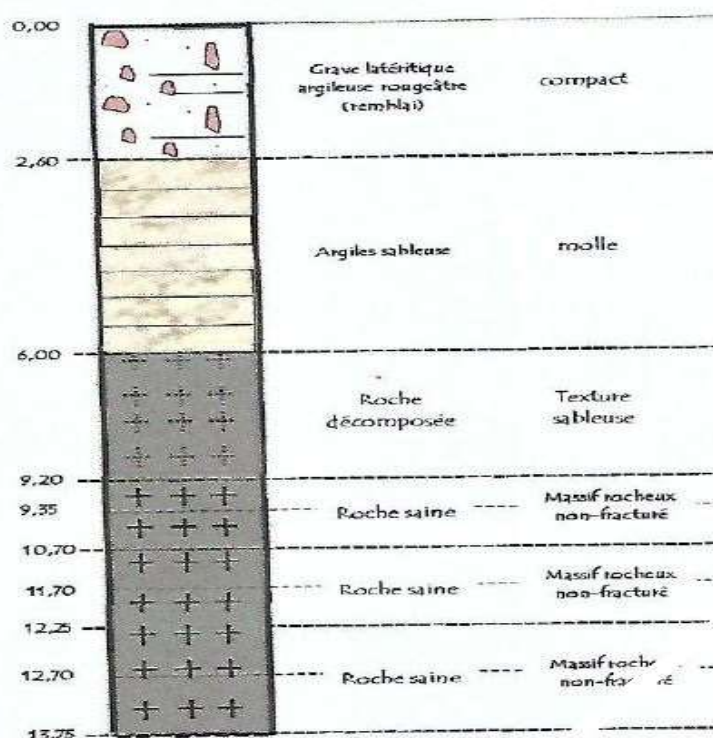


Figure 38: Coupe lithologique du terrain en place côté Mboy

Tableau 26: Choix du type de fondations

Partie de l'ouvrage	Choix des fondations	Profondeurs d'ancrage à partir du terrain naturel (m)	Nature du matériau d'ancrage	Dimension de la fondation (m)		Capacité portante de la fondation (bars)
				Largeur B	Longueur L	
Culée côté hôpital de Yokadouma	Fondations superficielles sur semelle	1,84	Roche saine	5,60	10,80	8,00
Culée côté Mboy	Fondations superficielles sur semelle	1,95	Roche décomposée			4,70

La stabilité de la culée va consister essentiellement à vérifier à l'Etat Limite de Service (ELS) comme à l'Etat Limite Ultime (ELU) :

- Le non-poinçonnement du sol d'assise (La résistance du sol sous la semelle) ;
- Le non-glissement sur le sol d'assise (Stabilité au glissement) ;
- Le non-renversement de la culée (Stabilité au renversement) ;
- La résistance structurale de la culée (Stabilité interne).

b. Etude de la stabilité sous charge permanente

Le tableau 27 ci-après résume le bilan des forces qui agissent sur le mur.

Tableau 27: Moments stabilisants sous charges permanentes

Eléments	Forces Verticales en kN (F_V)		Bras de levier en m (d)	Moment ($M_{t/o}$)
Mur garde-grève	0,40x2,93x10x25	293,00	3,30	966,90
Mur de front 1	1,10x4,50x10x25	1237,50	2,05	2536,88
Mur de front 2	0,85x0,90x0,50x10x25	95,63	2,90	277,31
Mur de front 3	0,50x0,90x10x25	112,50	3,05	343,13
Corbeau	0,40x0,40x10x25	40,00	3,70	148,00

Eléments	Forces Verticales en kN (F_V)		Bras de levier en m (d)	Moment ($M_{t/o}$)
Semelle	1,00x5,60x10,80x25	1512,00	2,80	4233,60
Mur en retour 1	3,00x7,43x0,30x25	167,18	4,10	685,42
Mur en retour 2	3,00x7,43x0,30x25	167,18	4,10	685,42
Dalle de transition	5,00x0,30x10x25	375,00	6,00	2250,00
Total	$\Sigma F_V = 3999,98\text{kN}$		$\Sigma M_{t/o} = 12126,65\text{kN.m}$	

- Calcul de l'excentricité des forces verticales par rapport au point de rotation

$$e = \frac{\Sigma M_{t/o}}{\Sigma F_V} = \frac{12126,65}{3999,98} = 3,03\text{m}$$

- Calcul de l'excentricité des forces verticales par rapport à l'axe médiane de la semelle

$$e_0 = e - \frac{l_s}{2} = 3,03 - \frac{5,60}{2} = 0,23\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_s}{6} = \frac{5,60}{6} = 0,93\text{m} \\ e_0 = 0,23\text{m} \end{array} \right. \Rightarrow e_0 = 0,23\text{m} < \frac{l_s}{6} = 0,93\text{m}$$

$\Rightarrow$ la force est à l'intérieur du noyau central de la semelle

- Contrainte maximale et minimale sous la semelle

$$\sigma_{1,2} = \frac{F_V}{A} \left(1 \pm \frac{6e_0}{l_s} \right) \text{ où } A = \text{Aire de la semelle en contact avec le sol de fondation}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{3999,98}{5,60 \times 10,80} \left(1 + \frac{6 \times 0,23}{5,60} \right) = 82,44\text{kN/m}^2 = 0,8244\text{bars} \\ \sigma_2 = \frac{3999,98}{5,60 \times 10,80} \left(1 - \frac{6 \times 0,23}{5,60} \right) = 49,84\text{kN/m}^2 = 0,4984\text{bars} \end{array} \right.$$

- Calcul de la contrainte de référence dite contrainte aux trois quarts

$$\sigma_{3/4} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq q_{sol}$$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{3/4} = \frac{3 \times 0,8244 + 0,4984}{4} = 0,7429 \text{ bars} \\ q_{sol} = 4,70 \text{ bars} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{3/4} < q_{sol}$$

⇒ le sol de fondation ne poinçonne pas sous l'action des charges permanentes

c. Calcul en construction avec remblai

Tableau 28: Moments stabilisants et renversants de la culée sous remblai

Désignation	Forces Verticales en kN (F_V)	Forces Horizontales en kN (F_H)	Bras de levier (m) (d)	Moments ($M_{s/o}$) en kN.m	Moments ($M_{r/o}$) en kN.m
Culée	3999,98		3,03	12126,65	
Poids des terres	3732,10		4,30	16054,48	
Poussée des terres sur le mur de front		2345,14	2,81		6589,85
Poussée des terres due à la surcharge sur le remblai		245,19	4,72		1156,07
Surcharge sur remblai verticale	300,00		4,10	1230,00	
Réaction du tablier	3826,31		2,05	5739,47	
Total	11858,39kN	2590,33kN		35150,60kN.m	7745,92kN.m

$$\sum M_{t/o} = 35\,150,60 - 7\,745,92 = 27\,404,68 \text{ kN.m}$$

$$\sum F_V = 11\,858,39 \text{ kN}$$

- **Vérification de la stabilité au renversement :** Cette vérification consiste à s'assurer qu'il n'y aura pas de risque de basculement de la culée.

La condition suivante doit être satisfaite :

$$F_{\text{Sécurité/renversement}} = \frac{\sum M_{s/o}}{\sum M_{r/o}} > 1,5$$

Soit :

$$F_{s/r} = \frac{35150,60}{7745,92} = 4,54 > 1,5 \Rightarrow \text{Pas de risque de renversement de la culée}$$

- **Vérification de la stabilité au glissement** : Cette vérification consiste à s'assurer qu'il n'y aura pas de risque de déplacement horizontal de la culée.

La condition suivante doit être satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{\text{sécurité/glissement}} = \frac{c \times B + F_V \times \tan \varphi'}{F_H} > 1,5 \\ B = \text{largeur de la culée} \\ C_f = \tan \varphi' = 0,45 = \text{Coefficient de frottement sol - fondation} \\ c = 0 = \text{cohésion du sol} \\ \varphi_0 = 30^\circ \end{array} \right.$$

Soit :

$$F_{\text{sécurité/glissement}} = \frac{c \times B + F_V \times \tan \varphi'}{F_H} = \frac{11858,39 \times 0,45}{2590,33} = 2,06 > 1,5$$

$\Rightarrow$ Pas de risque de glissement de la culée

d. Etude de la culée sous les différentes combinaisons d'action : charges permanentes et surcharges

Les conditions précédentes doivent être vérifiées sous les combinaisons suivantes :

▪ Etat Limite Ultime (ELU)

ELU : $1,35G + 1,5Q + 1,6[A(l) + Q_{tr}] + 1,6Q_F$

Tableau 29: Moments stabilisants et renversants à ELU

Désignation	Coefficients	Fv	Fv x Coef	Fh	Fh x Coef	Bras de levier (m)	Moments Ms/o	Moments Mr/o
Culée	1,35	3999,98	5399,97		0,00	3,03	16370,98	0,00
Poids des terres	1,35	3732,10	5038,34		0,00	4,30	21673,55	0,00
Poussée des terres sur le mur de front	1,35		0,00	2345,14	3165,94	2,81	0,00	8896,30
Poussée des terres due à la surcharge sur le remblai	1,50		0,00	245,19	367,79	4,72	0,00	1734,11
Surcharge sur remblai verticale	1,50	300,00	450,00		0,00	4,10	1845,00	0,00
Réaction du tablier	1,35	3826,31	5165,52		0,00	2,05	10589,31	0,00
Surcharge A(l)	1,60	144,78	231,64		0,00	2,05	474,87	0,00
Freinage Bc	1,60		0,00	300,00	480,00	8,54	0,00	4099,20
Surcharge du trottoir	1,60	9,56	15,30		0,00	2,05	31,37	0,00
Total			16300,77		4013,73		50985,07	14729,60

$$\sum M_{t/o} = 50\,985,07 - 14\,729,60 = 36\,255,47 \text{ kN.m}$$

$$\sum F_V = 16\,300,77\text{kN}$$

▪ Vérification de la stabilité au renversement

$$F_{\text{sécurité/renv}} = \frac{\sum M_{s/o}}{\sum M_{r/o}} = \frac{50985,07}{14729,60} = 3,46 > 1,5 \Rightarrow \text{Pas de risque de renversement}$$

▪ Vérification de la stabilité au glissement

$$F_{\text{sécurité/glissement}} = \frac{c \times B + F_V \times \tan \phi'}{F_H} = \frac{16300,77 \times 0,45}{4013,73} = 1,83 > 1,5$$

$\Rightarrow$ Pas de risque de glissement de la culée

▪ Vérification de la stabilité au poinçonnement

a. Calcul de l'excentricité des forces verticales par rapport au point de rotation

$$e = \frac{\sum M_{t/o}}{\sum F_V} = \frac{36\,255,47}{16300,77} = 2,22\text{m}$$

b. Calcul de l'excentricité des forces verticales par rapport à l'axe médiane de la semelle

$$e_0 = e - \frac{l_s}{2} = 2,22 - \frac{5,60}{2} = -0,58\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_s}{6} = \frac{5,60}{6} = 0,93\text{m} \Rightarrow e_0 = 0,58\text{m} < \frac{l_s}{6} = 0,93\text{m} \Rightarrow \\ |e_0| = 0,58\text{m} \\ \text{La force est à l'intérieur du noyau central de la semelle: Semelle entièrement comprimée} \end{array} \right.$$

c. Contrainte maximale et minimale sous la semelle

$$\sigma_{1,2} = \frac{F_V}{A} \left(1 \pm \frac{6e_0}{l_s} \right) \text{ où } A = \text{Aire de la semelle en contact avec le sol de fondation}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{16300,77}{5,60 \times 10,80} \left(1 + \frac{6x|-0,58|}{5,60} \right) = 437,01 \text{ kN/m}^2 = 4,37 \text{ bars} \\ \sigma_2 = \frac{16300,77}{5,60 \times 10,80} \left(1 - \frac{6x|-0,58|}{5,60} \right) = 102,03 \text{ kN/m}^2 = 1,02 \text{ bars} \end{cases}$$

d. Calcul de la contrainte de référence dite contrainte aux trois quarts

$$\sigma_{3/4} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq q_{sol}$$

Soit :

$$\begin{cases} \sigma_{3/4} = \frac{3 \times 4,37 + 1,02}{4} = 3,5325 \text{ bars} \\ q_{sol} = 4,70 \text{ bars} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{3/4} < q_{sol}$$

$\Leftrightarrow$ le sol de fondation ne poinçonne pas

▪ Etat Limite de Service (ELS)

ELS: $G + Q + 1,2[A(l) + Q_{tr}] + 1,2Q_F$

Tableau 30: Moments stabilisants et renversants à ELS

Désignation	Coefficients	Fv	Fv x Coef	Fh	Fh x Coef	Bras de levier (m)	Moments Ms/o	Moments Mr/o
Culée	1,00	3999,98	3999,98		0,00	3,03	12126,65	0,00
Poids des terres	1,00	3732,10	3732,10		0,00	4,30	16054,48	0,00
Poussée des terres sur le mur de front	1,00		0,00	2345,14	2345,14	2,81	0,00	6589,85
Poussée des terres due à la surcharge sur le remblai	1,00		0,00	245,19	245,19	4,72	0,00	1156,07
Surcharge sur remblai verticale	1,00	300,00	300,00		0,00	4,10	1230,00	0,00
Réaction du tablier	1,00	3826,31	3826,31		0,00	2,05	7843,94	0,00
Surcharge A(l)	1,20	144,78	173,73		0,00	2,05	356,15	0,00
Freinage Bc	1,20		0,00	300,00	360,00	8,54	0,00	3074,40
Surcharge du trottoir	1,20	9,56	11,48		0,00	2,05	23,52	0,00
Total			12043,60		2950,33		37634,74	10820,32

▪ Vérification de la stabilité au renversement

$$F_{\text{Sécurité/renversement}} = \frac{\sum M_{s/o}}{\sum M_{r/o}} = \frac{37634,74}{10820,32} = 3,48 \geq 1,5$$

⇒ *Pas de risque de renversement*

▪ Vérification de la stabilité au glissement

$$F_{\text{sécurité/glisement}} = \frac{c \times B + F_V \times \tan \varphi'}{F_H} = \frac{12043,60 \times 0,45}{2950,33} = 1,84 > 1,5$$

⇒ *Pas de risque de glissement de la culée*

▪ Vérification de la stabilité au poinçonnement

$$\sum M_{t/G} = 37634,74 - 10820,32 = 26\,814,42 \text{ kN.m}$$

$$\sum F_V = 12\,043,60 \text{ kN}$$

a. Calcul de l'excentricité des forces verticales par rapport au point de rotation

$$e = \frac{\sum M_{t/o}}{\sum F_V} = \frac{26\,814,42}{12\,043,60} = 2,22 \text{ m}$$

b. Calcul de l'excentricité des forces verticales par rapport à l'axe médiane de la semelle

$$e_0 = 2,22 - \frac{l_s}{2} = 2,22 - \frac{5,60}{2} = -0,58 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \frac{l_s}{6} = \frac{5,60}{6} = 0,93 \text{ m} \\ |e_0| = 0,58 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_0 = 0,58 \text{ m} < \frac{l_s}{6} = 0,93 \text{ m}$$

⇒ *la force est à l'intérieur du noyau central de la semelle*

c. Contrainte sous la semelle

$$\sigma_{1,2} = \frac{F_V}{A} \left(1 \pm \frac{6e_0}{l_s} \right) \text{ où } A = \text{Aire de la semelle en contact avec le sol de fondation}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{12043,60}{5,60 \times 10,80} \left(1 + \frac{6x|-0,58|}{4} \right) = 372,38 \text{ kN/m}^2 = 3,72 \text{ bars} \\ \sigma_2 = \frac{12043,60}{5,60 \times 10,80} \left(1 - \frac{6x|-0,58|}{4} \right) = 25,89 \text{ kN/m}^2 = 0,259 \text{ bars} \end{cases}$$

d. Calcul de la contrainte de référence dite contrainte aux trois quarts

$$\sigma_{3/4} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq q_{sol}$$

Soit :

$$\begin{cases} \sigma_{3/4} = \frac{3 \times 3,72 + 0,259}{4} = 2,85 \text{ bars} \\ q_{sol} = 4,70 \text{ bars} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{3/4} < q_{sol}$$

$\Leftrightarrow$ le sol de fondation ne poinçonne pas

Conclusion : Toutes les conditions sont satisfaisantes, donc la culée est bel et bien stable.

ANNEXE 12 : DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

A- DIMENSIONNEMENT DU MUR GARDE-GREVE

▪ Etat Limite Ultime (ELU)

ELU : $1,35G + 1,5Q + 1,6Q_F$

Désignation	Coefficients	Fv	Fv x Coef	Fh	Fh x Coef	Bras de levier (m)	Moments Ms/o	Moments Mr/o
Poussée des terres sur le mur garde-grève	1,35			$\frac{1}{2} \times k_a \times \gamma \times H^2$	28,33	38,25	0,98	37,35
Poussée des terres due à la surcharge sur le remblai	1,50			$k_a \times q \times H$	9,67	14,50	1,47	21,25
Force de freinage Bc	1,60			F_f	30,00	48,00	2,93	140,64
Total			0,00			4,75	0,00	-82,04

▪ Etat Limite de Service (ELS)

ELS : $G + Q + 1,2Q_F$

Désignation	Coefficients	Fv	Fv x Coef	Fh	Fh x Coef	Bras de levier (m)	Moments Ms/o	Moments Mr/o
Poussée des terres sur le mur garde-grève	1,00			$\frac{1}{2} \times k_a \times \gamma \times H^2$	28,33	28,33	0,98	27,67
Poussée des terres due à la surcharge sur le remblai	1,00			$k_a \times q \times H$	9,67	9,67	1,47	14,17
Force de freinage Bc	1,20			F_f	30,00	36,00	2,93	105,48
Total			0,00			2,00	0,00	-63,65

Etat	Moments	Section d'acier	Condition de non-fragilité	Choix	Choix définitif
Limite					
ELU	$M_u = 82,04 \text{ kN.m/ml}$	$6,74 \text{ cm}^2$	$4,35 \text{ cm}^2$	6HA12/ml ; St=16cm ($6,78 \text{ cm}^2$)	7HA14/ml ; St=14cm car ELS
ELS	$M_{ser} = 63,65 \text{ kN.m/ml}$	$10,63 \text{ cm}^2$	$4,35 \text{ cm}^2$	7HA14/ml ; St=14cm ($10,78 \text{ cm}^2$)	prépondérant

▪ **Vérification de la condition de non-fragilité :**

La condition suivante doit être vérifiée :

$$A_s \geq A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1,0 \times 0,9 \times 0,30 \times \frac{2,10}{400} = 4,347 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$ **Condition satisfaisante**

▪ **Résistance à l'effort tranchant**

La condition suivante doit être satisfaite :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} \text{ avec } d = 0,9 \times h \text{ où } h = \text{épaisseur du mur garde - grève}$$

En fissuration préjudiciable (FP) avec les cadres droits, la condition est la suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

Soit :

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{2,00 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36} = 0,00555 \text{ MPa} \\ \tau_{adm} = \min \left(0,15 \times \frac{25}{1,5} ; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa} \end{cases} \Leftrightarrow \tau_u < \tau_{adm} \Rightarrow \text{Condition satisfaisante}$$

B- DIMENSIONNEMENT DU CORBEAU

▪ Etat Limite Ultime (ELU) : Armature supérieure tendue

ELU : **1,35G + 1,5Q**

Désignation	Coefficients	Fv		Fv x Coef	Fh		Fh x Coef	Bras de levier (m)	Moments Ms/o	Moments Mr/o
Poids de la Dalle de transition	1,35	0,30x5,00x1,00x25x0,50	18,75	25,31			0,00	0,20	5,06	0,00
Poids des terres sur la dalle de transition	1,35	0,50x5,00x1,00x20x0,50	25,00	33,75			0,00	0,20	6,75	0,00
Surcharge sur remblai d'accès	1,50	5,00x1,00x10x0,50	25,00	37,50				0,20	7,50	
Total				96,56			0,00		11,81	0,00

▪ Etat Limite de Service (ELS) : Armature supérieure tendue

ELS : **1,0G + 1,0Q**

Désignation	Coefficients	Fv		Fv x Coef	Fh		Fh x Coef	Bras de levier (m)	Moments Ms/o	Moments Mr/o
Poids de la Dalle de transition	1,00	0,30x5,00x1,00x25x0,50	18,75	18,75			0,00	0,20	3,75	0,00
Poids des terres sur la dalle de transition	1,00	0,50x5,00x1,00x20x0,50	25,00	25,00			0,00	0,20	5,00	0,00
Surcharge sur remblai d'accès	1,00	5,00x1,00x10x0,50	25,00	25,00				0,20	5,00	
Total				68,75			0,00		8,75	0,00

Etat	Moments	Section d'acier	Condition de non-fragilité	Choix	Choix définitif
Limite					
ELU	$M_u = 11,81kN.m/ml$	$0,95cm^2$	$4,347cm^2$	4HA12/ml ; St=25cm (4,52cm ²)	$A_s =$ 4HA12/ml ; St=25cm
ELS	$M_{ser} = 8,75kN.m/ml$	$1,46cm^2$	$4,347cm^2$	4HA12/ml ; St=25cm (4,52cm ²)	

▪ Résistance à l'effort tranchant

La condition suivante doit être satisfaite :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} \leq \tau_{adm} \text{ avec } d = 0,9xh \text{ où } h = \text{épaisseur du corbeau}$$

En fissuration préjudiciable (FP) avec les cadres droits, la condition est la suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} \leq \tau_{adm} = \min\left(0,15x\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{96,56x10^{-3}}{1x0,36} = 0,268MPa \\ \tau_{adm} = \min\left(0,15x\frac{25}{1,5}; 4\right) = 2,5MPa \end{array} \right. \Leftrightarrow \tau_u < \tau_{adm} \Rightarrow \text{Condition satisfaisante}$$

▪ Détermination des armatures inférieures

$$A_{sinf} \cong \frac{A_s}{10} = \frac{4,52}{10} = 0,452cm^2; \text{ Nous prenons } 4HA8/ml, St = 25cm$$

▪ Détermination des armatures longitudinales

Les armatures longitudinales le long de la console sont calculées par l'expression :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l = \lambda x A_s \\ \lambda = \max\left[\frac{1}{4}x\left(\frac{d}{a} + \frac{12x\tau_u}{f_{c28}} - 1\right); 0,10\right] \\ d = 0,9xh = 0,9x0,40 = 0,36m = \text{hauteur utile de la console} \\ a = 0,20m = \text{bras de levier} \end{array} \right.$$

Soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = \max \left[0,25 \left(\frac{0,36}{0,20} + \frac{12 \times 0,268}{25} - 1 \right); 0,10 \right] = \max(0,23216; 0,10) = 0,23216 \\ A_l = 0,23216 \times 4,52 = 1,05 \text{ cm}^2 \\ \text{Choix des aciers: } 1\text{HA}12/\text{ml} \end{array} \right.$$

C- DIMENSIONNEMENT DU MUR DE FRONT

Pour le dimensionnement du mur de front, nous allons prendre en considération les efforts suivants :

- Le poids propre du mur de front ;
- La poussée des terres ;
- La surcharge sur le remblai d'accès ;
- La réaction du tablier ;
- L'effort de freinage.

▪ Etat Limite Ultime (ELU) :

ELU : $1,35G + 1,5Q + 1,6[Q_{tr} + A(l) + Q_f]$

Désignation	Coefficients	Fv	Fv x Coef	Fh	Fh x Coef	Bras de levier (m)	Moments Ms/o	Moments Mr/o
Culée	1,35	1778,63	2401,14			1,54	3697,76	
Poids des terres	0,00	3732,10	0,00			3,16	0,00	
Poussée des terres sur le mur de front	1,35			1821,76	2459,38	2,48		6091,06
Poussée des terres due à la surcharge sur le remblai	1,50			245,19	367,79	3,72		1366,32
Surcharge sur remblai verticale	0,00	200,00	0,00			3,00	0,00	
Réaction du tablier	1,35	3826,31	5165,52			0,55	2841,04	
Surcharge A(l)	1,60	144,78	231,64			0,55	127,40	
Freinage Bc	1,60			300,00	480,00	7,54		3619,20
Surcharge du trottoir	1,60	9,56	15,30		0,00	0,55	8,42	0,00
Total			7813,60		3307,16		6674,61	11076,58

$$\begin{cases} M_{t/o} = (11076,58 - 6674,61)kN.m = 4401,97kN.m = 440,20kN.m/ml \\ F_v = 7813,60kN = 781,36kN/ml \end{cases}$$

▪ Calcul de l'excentricité :

$$\begin{cases} e = \frac{M_{t/o}}{F_v} = \frac{440,20}{781,60} = 0,56m \\ \frac{h}{6} = \frac{1,10}{6} = 0,183m \end{cases} \Leftrightarrow 0,56m > 0,183m \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée!!!}$$

$h = \text{épaisseur du mur de front}$

▪ Etat Limite de Service (ELS) :

ELS : $1,0G + 1,0Q + 1,20[Q_{tr} + A(l) + Q_f]$

Désignation	Coefficients	Fv	Fv x Coef	Fh	Fh x Coef	Bras de levier (m)	Moments Ms/o	Moments Mr/o
Culée	1,00	1778,63	1778,63			1,54	2739,08	
Poids des terres	0,00	3732,10	0,00			3,16	0,00	
Poussée des terres sur le mur de front	1,00			1821,76	1821,76	2,48		4511,90
Poussée des terres due à la surcharge sur le remblai	1,00			245,19	245,19	3,72		910,88
Surcharge sur remblai verticale	0,00	200,00	0,00			3,00	0,00	
Réaction du tablier	1,00	3826,31	3826,31			0,55	2104,47	
Surcharge A(l)	1,20	144,78	173,73			0,55	95,55	
Freinage Bc	1,20			300,00	360,00	7,54		2714,40
Surcharge du trottoir	1,20	9,56	11,48		0,00	0,55	6,31	0,00
Total			5790,14		2426,95		4945,42	8137,18

$$\begin{cases} M_{ser} = (8137,18 - 4945,42) = 3191,76kN.m = 319,18kN.m/ml \\ F_{ser} = 5790,14kN = 579,014kN.m/ml \end{cases}$$

▪ Calcul de l'excentricité :

$$\begin{cases} e = \frac{M_{ser}}{F_{ser}} = \frac{319,18}{579,014} = 0,55m \\ \frac{h}{6} = \frac{1,10}{6} = 0,183m \end{cases} \Leftrightarrow 0,55m > 0,183m \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée!!!}$$

h = épaisseur du mur de front

▪ Calcul des armatures : Justification à ELU

1- Calcul du moment fictif $M_{ufictif}$

$$\begin{cases} M_{uf} = N_u x e_A \\ e_A = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) \end{cases}$$

Soit :

$$\begin{cases} e_A = 0,56 + \left(0,9 \times 1,10 - \frac{1,10}{2}\right) = 1,00m \\ M_{uf} = 781,36 \times 1,00 = 781,36 kN.m/ml \end{cases}$$

2- Calcul des armatures de la section fictive de moment $M_{ufictif}$

$$A_{sfictif} = \frac{M_{ufictif}}{z_b x \frac{f_e}{1,15}} = \frac{0,78136}{0,96 \times 347,83} = 23,40 cm^2$$

3- Calcul de la section réelle d'acier tendus

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\frac{f_e}{1,15}} \geq \max \left[\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right]$$

Soit :

$$\begin{cases} A_s = 23,40 - \left(\frac{781,36 \times 10^{-3}}{347,83} \times 10000 \right) = 0,94 cm^2 \\ \max \left[\frac{1,0 \times 1,10}{1000}; 0,23 \times 1,0 \times 0,9 \times 1,10 \times \frac{2,10}{400} \right] = \max[11,00; 11,95] = 11,95 cm^2 \end{cases}$$

Notre section d'acier est de : $A_s = 11,95 cm^2$, soit 8HA14/ml ($12,32 cm^2$) ; $St = 12,5 cm$.

Pour les armatures secondaires, nous allons considérer la section ci-dessous :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{12,32}{4} = 3,08 cm^2; \text{ soit } 4HA10/ml; (3,14 cm^2); St = 25 cm$$

4- Calcule des armatures transversales (armatures de peau)

$$A_t = \frac{A_s}{3} = \frac{12,32}{3} = 4,11\text{cm}^2; \text{ soit } 6\text{HA}10/\text{ml}; (4,71\text{cm}^2); St = 16\text{cm}$$

- Vérification à l'Etat Limite de Service :

$$\begin{cases} M_{ser} = 319,18\text{kN.m/ml} \\ N_{ser} = 579,014\text{kN/ml} \end{cases}$$

- 1- Calcule du moment fictif

$$\begin{cases} M_{serf} = N_{ser} \times e_A \\ e_A = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) \end{cases}$$

Soit :

$$\begin{cases} e_A = 0,55 + \left(0,99 - \frac{1,10}{2}\right) = 0,99\text{m} \\ M_{serf} = 319,18 \times 0,99 = 315,99\text{kN.m/ml} \end{cases}$$

- 2- Calcule des sections d'aciers fictifs

$$A_{sfictif} = \frac{M_{serfictif}}{z_b \times \sigma_{st}} = \frac{0,316}{0,816 \times 201,63} = 19,21\text{cm}^2$$

- 3- Calcul de la section réelle d'acier tendus

$$A_{ser} = A_{serf} - \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} \geq \max \left[\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right]$$

Soit :

$$\begin{cases} A_s = 19,21 - \left(\frac{579,014 \times 10^{-3}}{201,63} \times 10000 \right) = 9,51\text{cm}^2 \\ \max \left[\frac{1,0 \times 1,1}{1000}; 0,23 \times 1,0 \times 0,9 \times 1,10 \times \frac{2,10}{400} \right] = \max[11,00; 11,95] = 11,95\text{cm}^2 \end{cases}$$

Notre section d'acier est de : $A_s=11,95\text{cm}^2$, soit 8HA14/ml ($12,32\text{cm}^2$) ; $St=12,5\text{cm}$.

Pour les armatures secondaires, nous considérerons la section ci-dessous :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{12,32}{4} = 3,08\text{cm}^2$$

Soit : 4HA10/ml ($3,14\text{cm}^2$) ; $St=25\text{cm}$.

4- Calcul des armatures transversales (armatures de peau)

$$A_t = \frac{A_s}{3} = \frac{12,32}{3} = 4,11\text{cm}^2; \text{ soit } 6\text{HA}10/\text{ml}; (4,71\text{cm}^2); St = 16\text{cm}$$

Conclusion ferrailage mur de front :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section d'armatures principales} = 8\text{HA}14/\text{ml} ; \text{ avec } St = 12,50\text{cm} \\ \text{Section d'armatures secondaires} = 4\text{HA}10/\text{ml} ; \text{ avec } St = 25\text{cm} \\ \text{Armatures de peau} = 6\text{HA}10/\text{ml} ; \text{ avec } St = 16\text{cm} \end{array} \right.$$

D- DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE DE FONDATION

2.1. DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE DE FONDATION

La semelle est soumise au poids du mur de front, au poids du mur garde-grève, au poids des terres, aux surcharges provenant respectivement du tablier et du remblai d'accès, et à son poids propre.

▪ Etat Limite de Service (ELS) :

ELS : $1,0G + 1,0Q + 1,20[Q_{tr} + A(l) + Q_f]$

Désignation	Coefficients	Fv	Fv x Coef	Fh	Fh x Coef	Bras de levier (m)	Moments Ms/o	Moments Mr/o
Culée	1,00	3999,98	3999,98			3,03	12119,94	
Poids des terres	1,00	3732,10	3732,10			4,30	16048,03	
Poussée des terres sur le mur de front	0,00			2345,14	0,00	2,81		0,00
Poussée des terres due à la surcharge sur le remblai	0,00			278,19	0,00	4,22		0,00
Surcharge sur remblai verticale	1,00	300,00	300,00			4,10	1230,00	
Réaction du tablier	1,00	3826,31	3826,31			2,05	7843,94	
Surcharge A(l)	1,20	144,78	173,73			2,05	356,15	
Freinage Bc	1,20			300,00	360,00	8,54		3074,40
Surcharge du trottoir	1,20	9,56	11,48		0,00	2,05	23,52	0,00
Total			12043,60		360,00		37621,58	3074,40

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F_v = 12043,60kN \\ \sum M_{t/ser} = (37621,58 - 3074,40) = 34\,547,18kN.m \end{array} \right.$$

- Calcul de l'excentricité par rapport au point de rotation de la semelle

$$e = \frac{\sum M_{ser}}{\sum F_v} = \frac{34547,18}{12043,60} = 2,87m$$

- Calcul de l'excentricité des forces verticales par rapport à l'axe médiane de la semelle

$$\begin{cases} e_0 = e - \frac{l_s}{2} = 2,87 - \frac{5,60}{2} = 0,07 \\ \frac{l_s}{6} = \frac{5,60}{6} = 0,93 \end{cases} \Rightarrow e_0 = 0,07 < \frac{l_s}{6} = 0,93$$

⇔ La semelle est entièrement comprimée

- Evaluation des contraintes sous la semelle

$\sigma_{1,2} = \frac{F_V}{A} \left(1 \pm \frac{6e_0}{l_s} \right)$ où A = Aire de la semelle en contact avec le sol de fondation

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{12043,60}{5,60 \times 10,80} \left(1 + \frac{6 \times 0,07}{5,60} \right) = 214,08 \text{ kN/m}^2 = 0,2141 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{12043,60}{5,60 \times 10,80} \left(1 - \frac{6 \times 0,07}{5,60} \right) = 184,20 \text{ kN/m}^2 = 0,1842 \text{ MPa} \end{cases}$$

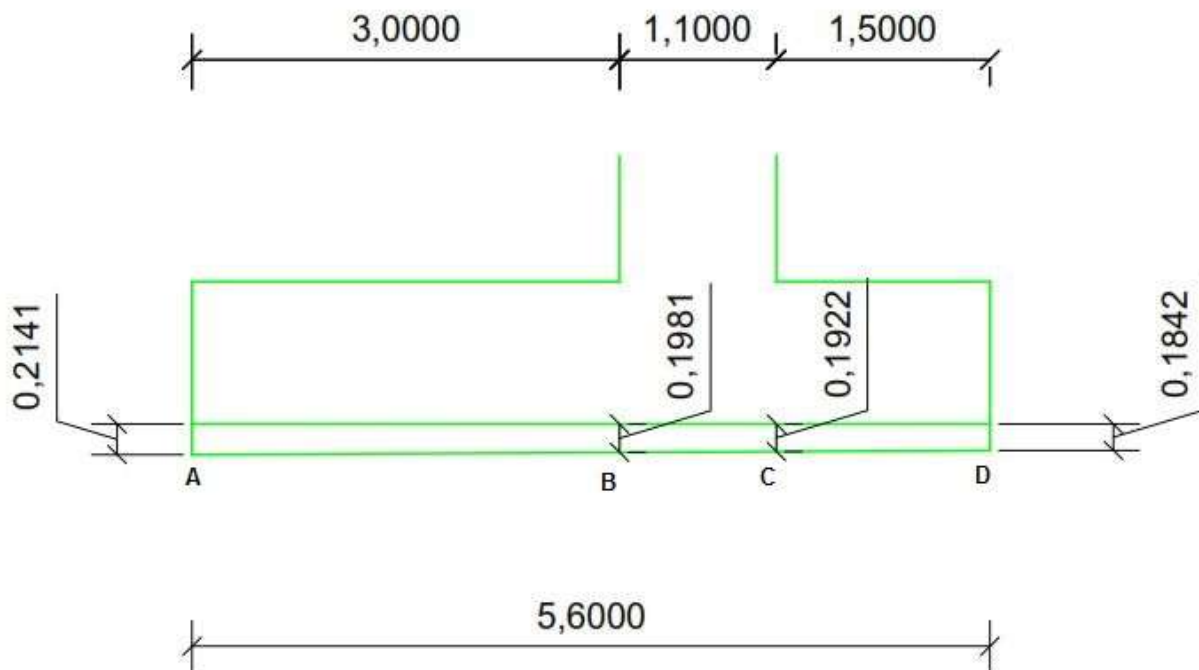


Figure 39: Distribution trapézoïdale des contraintes sous la semelle

2.1.1. DIMENSIONNEMENT DU PATIN

Nous allons calculer le patin comme une console encastree au point C. Il est soumis à son poids propre, à la réaction du sol et au poids des terres.

- Moment dû au poids propre :

$$\left\{ \begin{aligned} M_{pp} &= +P_{pp}x \frac{l_p^2}{2} = (1,50 \times 1,0 \times 1,0 \times 25)x \frac{1,50^2}{2} = +42,19 \text{ kN.m/ml} \\ l_p &= \text{largeur du patin} \end{aligned} \right.$$

- Moment dû à la réaction du sol :

$$M_{rs} = +\sigma_D x \frac{l_p^2}{2} + (\sigma_C - \sigma_D) x \frac{l_p^2}{6}$$

Soit :

$$M_{rs} = 0,1842x \frac{1,50^2}{2} + (0,1922 - 0,1842)x \frac{1,50^2}{6} = 0,2102 \text{ MN.m} = 210,23 \text{ kN.m}$$

- Moment total sur le patin :

$$\sum M_p = M_{pp} + M_{rs} = 42,19 + 210,23 = 252,42 \text{ kN.m/ml} = 0,25242 \text{ MN.m/ml}$$

Le dimensionnement à l'Etat Limite de Service (ELS), en fissuration très préjudiciable donne :

$$A_s = \frac{M_{ser}}{z_b x \sigma_{st}} = \frac{0,25242}{0,725 \times 161,31} = 21,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des sections d'aciers : 7HA20/ml (21,93cm²) ; St=14cm

2.1.1. DIMENSIONNEMENT DU TALON

Le talon est soumis au poids de surcharge qui s'exerce sur lui, au poids des terres, la réaction du sol et son poids propre.

Il se calcule comme une poutre encastrée au point B.

- Moment dû au poids propre du talon :

$$\left\{ \begin{aligned} M_{pp} &= +P_{pt}x \frac{l_t^2}{2} = (3,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 25)x \frac{3^2}{2} = +337,50 \text{ kN.m/ml} \\ l_t &= \text{largeur du talon} \end{aligned} \right.$$

- Moment dû à la réaction du sol :

$$M_{rs} = -\sigma_B x \frac{l_t^2}{2} + (\sigma_A - \sigma_B) x \frac{l_t^2}{3}$$

Soit :

$$M_{rs} = -0,1981x \frac{3^2}{2} + (0,2141 - 0,1981)x \frac{3^2}{3} = -843,45kN.m/ml$$

- Moment dû au poids des terres sur le talon :

$$M_{pt} = (18,6605x1,0x20)x \frac{3^2}{2} = +1679,445kN.m/ml$$

- Moment dû à la surcharge sur le remblai :

$$M_{surh.remb lai} = (3,0x1,0)x10x \frac{3^2}{2} = +135kN.m/ml$$

- **Moment total sur le talon :**

$$\sum M_t = 337,50 - 843,45 + 1679,45 + 135 = 1308,50kN.m/ml = 1,31MN.m$$

Le dimensionnement à l'Etat Limite de Service (ELS), en fissuration très préjudiciable donne :

$$A_s = \frac{M_{ser}}{z_b x \sigma_{st}} = \frac{1,31}{0,725x161,31} = 112,01cm^2/ml$$

Choix des sections d'aciers : 9HA40/ml (113,10cm²) ; St=11cm

Conclusion ferrailage semelle : Pour des raisons constructives, nous allons adopter le même type de ferrailage aussi bien en talon qu'en patin, **soit 9HA40/ml ; St=11cm**

Pour les armatures secondaires, nous adoptons la section suivante : **9HA20/ml (28,27cm²) ; St=11cm.**

ANNEXE 13 : DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSEE

I- DEFINITION

Le dimensionnement d'une chaussée permet de définir la déformation admissible à la base de la couche de fondation. Il consiste donc en la détermination du nombre et de l'épaisseur des différentes couches d'une structure routière afin de supporter le trafic poids lourds prévu pendant une période déterminée sur une plate-forme support de chaussée donnée.

L'objectif est de limiter la probabilité d'apparition des dégradations avant une période fixée (durée de vie).

Une structure de chaussée doit pouvoir résister à diverses sollicitations, notamment celles dues au trafic et elle doit assurer la diffusion des efforts induits par ce même trafic dans le sol de fondation.

L'application d'une charge roulante induit une déformation en flexion des couches de la structure. Cette flexion entraîne des sollicitations en compression au droit de la charge et des sollicitations en traction à la base des couches d'enrobés.

Une structure de chaussée est composée sommairement comme l'indique la figure 40 ci-dessous :

- D'une couche de fondation ;
- D'une couche de base ;
- D'une couche de surface ou encore couche de roulement.

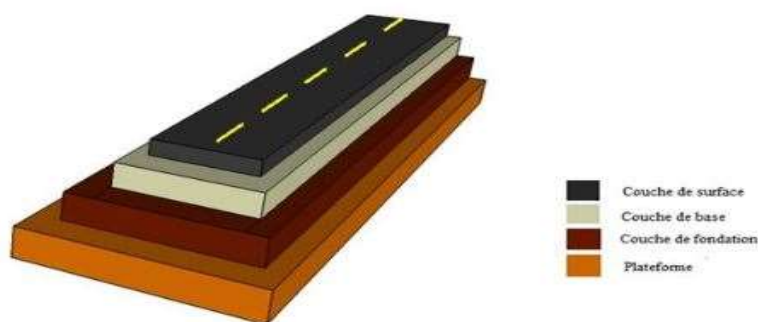


Figure 40: Schéma structural d'une chaussée

Il existe plusieurs méthodes de dimensionnement des chaussées parmi lesquelles la méthode du **Guide Pratique de Dimensionnement des Chaussées pour les Pays Tropicaux** dite la méthode du CEBTP. C'est cette méthode de dimensionnement qui sera développée dans cette étude.

Cette méthode de dimensionnement de la chaussée tient compte de deux critères :

- L'intensité du trafic et la portance de la plateforme, paramètres à partir desquels on a les épaisseurs des couches de fondation, de base et de revêtement ;
- L'intensité du trafic et la nature des différents matériaux afin de vérifier les spécifications pour leurs possibilités d'utilisation.

II- DETERMINATION DE L'ÉPAISSEUR DES DIFFÉRENTES COUCHES DE MATÉRIEAUX DE CHAUSSEE

1. LE TRAFIC

Le trafic constitue l'élément principal de dimensionnement des structures de chaussée. Il est défini par le nombre de poids lourds circulant sur la chaussée par jour et par sens.

Dans le cadre de cette étude, le trafic moyen journalier annuel en termes de poids lourds a été estimé à 150 PL/JR/SENS. La durée de vie du projet est de 15 ans. Le sol de plateforme a un CBR de 15.

- *Calcul du nombre de poids lourds cumulés sur la durée de vie de la route*

$$\left\{ \begin{array}{l} NPL = 365xt_1x \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i} \right] \\ t_1 = 150PL/JR/SENS = \text{trafic moyen journalier de la première année} \\ i = 7\% = \text{taux de croissance annuel du trafic} \\ n = 15ans = \text{durée de vie projeté de la chaussée} \end{array} \right.$$

Soit :

$$NPL = 365x150x \left[\frac{(1+0,07)^{15} - 1}{0,07} \right] = 1\,375\,814PL$$

- **Détermination de la classe de trafic**

La classe de trafic est donnée ci-dessous : **Classe T₂**

Nombre de poids lourds cumulés N	Classe de trafic T _x
$N < 5 \times 10^5$	T ₁
$5 \times 10^5 < N < 1,5 \times 10^6$	T ₂
$1,5 \times 10^6 < N < 4 \times 10^6$	T ₃

$$4 \times 10^6 < N < 10^7 \quad T_4$$

$$10^7 < N < 2 \times 10^7 \quad T_5$$

2. DETERMINATION DE LA PORTANCE DU SOL DE PLATEFORME

CBR de la plateforme	Classe de sol
$CBR < 5$	S_1
$5 < CBR < 10$	S_2
$10 < CBR < 15$	S_3
$15 < CBR < 30$	S_4
$CBR > 30$	S_5

3. DETERMINATION DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE

D'après le *Guide Pratique de Dimensionnement des Chaussées pour les Pays Tropicaux*, la connaissance de la classe du trafic et du CBR du sol de plateforme nous permet de définir les épaisseurs et la nature des matériaux de chaussée.

Ainsi donc, pour le couple $(S_4; T_2)$, la proposition suivante est faite en fonction de la disponibilité du matériau localement :

- **Revêtement** : béton bitumineux (Epaisseur : 4cm) ;
- **Couche de base** : graveleux latéritique naturel (Epaisseur : 15cm) ;
- **Couche de fondation** : graveleux latéritique naturel (Epaisseur : 20cm) ;

4. VERIFICATION THEORIQUE DES CONTRAINTES DANS LE CORPS DE CHAUSSEE

Cette vérification consiste à procéder à un dimensionnement de la chaussée par la méthode rationnelle. Elle est basée sur la détermination des contraintes et déformations admissibles des matériaux sous l'effet du trafic considéré et la durée de vie escomptée.

Les sollicitations subies par les matériaux sous l'effet du trafic sont ensuite calculées et comparées aux sollicitations admissibles. Pour ce faire, le projecteur doit connaître les paramètres suivants :

- La charge de référence ;

- Le nombre de couches composant la chaussée, leur épaisseur, leur nature et le mode de liaison entre ces différentes couches ;
- Les caractéristiques pour chaque matériau composant la chaussée : le module de Young et le coefficient de Poisson.

Le dimensionnement de la chaussée par la méthode du CEBTP nous a permis d'avoir les épaisseurs et le type de matériau à utiliser en revêtement et en corps de chaussée. La structure de chaussée obtenue est de type souple.

Une chaussée souple comme l'indique la figure 41 ci-dessous est constituée d'une couche bitumineuse mince, généralement inférieure à 15cm reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités. Comme la couche bitumineuse est relativement mince, les efforts verticaux dus au trafic sont transmis au support avec une faible diffusion latérale. Les contraintes verticales élevées engendrent par leur répétition des déformations plastiques du sol. La couche bitumineuse subit à sa base des efforts répétés de traction-flexion.

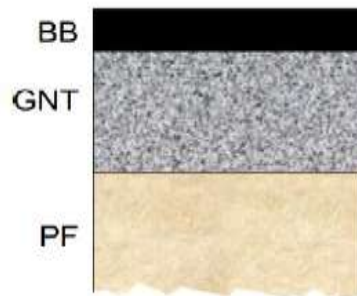


Figure 41: Structure d'une chaussée souple

Le logiciel Alizé -LCPC va nous permettre de dimensionner la structure de chaussée par la méthode rationnelle.

Le principe de dimensionnement est le suivant :

- Définition du corps de chaussée ;
- Définition des charges agissantes ;
- Caractérisations des matériaux ;

- Détermination des contraintes et déformations ;
- Comparaison des contraintes et déformations obtenues aux valeurs admissibles.

A. CALCUL DES CONTRAINTES DANS LES MATERIAUX

▪ Données :

- *Trafic: T_2*
- *Durée de vie projetée de la route: $n = 15$ ans*
- *Coefficient d'agressivité moyen du trafic CAM = 0,80 (BB) et 1,0 (GNT et Sol)*
- *Trafic cumulé par voie $N = 1\,375\,814$ PL*
- *Nombre d'essieux équivalents $NE = NxCAM$*
- *Module du sol de plateforme $E = 5xCBR = 5 \times 15 = 75\text{MPa} \Rightarrow \text{PF2 selon LCPC}$*

▪ Éléments de base :

Pour introduire les données dans le logiciel Alizé-LCPC, il faut connaître les éléments suivants :

- L'épaisseur des différentes couches de matériaux ***H*** en m ;
- Le module de Young du matériau ***E*** en MPa ;
- Le coefficient de Poisson ***v*** ;
- Les conditions d'interface au sommet et à la base de chaque couche de matériau ;
- L'essieu de référence : **13** tonnes.

B. DEFINITION DU CORPS DE CHAUSSEE

La structure de chaussée est celle obtenue lors du dimensionnement par la méthode du CEBTP, c'est-à-dire :

- **Revêtement** : béton bitumineux (Epaisseur : 4cm) ;
- **Couche de base** : graveleux latéritique naturel (Epaisseur : 15cm) ;
- **Couche de fondation** : graveleux latéritique naturel (Epaisseur : 20cm).

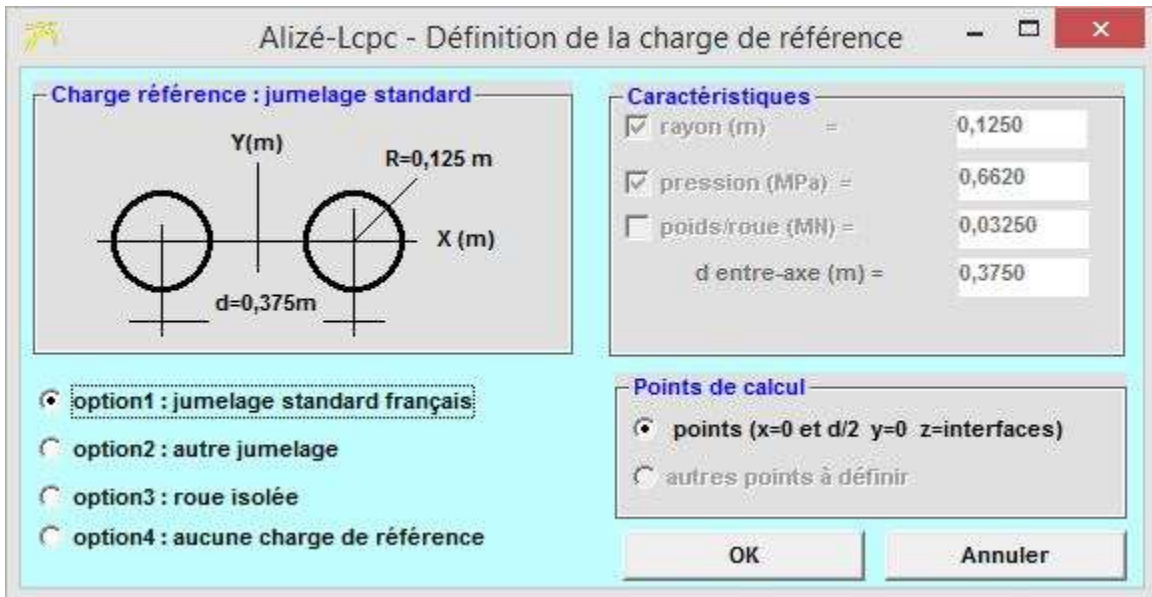
C. DEFINITION DES CHARGES AGISSANTES

L'essieu de référence est celui défini par Alizé-LCPC qui est un essieu de 130 kN à roues jumelées ayant les caractéristiques suivantes :

- Jumelage standard français **65kN** ;

- Pression verticale : **0,6620MPa** ;
- Rayon de contact : **0,125m** ;
- Distance entraxe des roues : **0,375m**

Tableau 31: Définition de la charge de référence



D. CARACTERISATION DES MATERIAUX

Les matériaux sont caractérisés par leurs modules de Young **E** et le coefficient de Poisson **v** tels que défini dans le tableau 32 ci-dessous :

Tableau 32: Caractéristiques des matériaux à utiliser en structure de chaussée à 24°C

Couches	Nature	Module de Young <i>E</i> en MPa	Coefficient de Poisson <i>v</i>
Couche de surface	Béton bitumineux ép=4cm	2680	0,35
Couche de base (GNT)	Graveleux latéritique naturel ép=15cm	600	0,35
Couche de fondation (GNT)	Graveleux latéritique naturel ép=20cm	225	0,35

E. DETERMINATION DES CONTRAINTES ET DEFORMATIONS

Pour la détermination des déformations, nous allons supposer l'interface *Couche de fondation et Sol Support comme semi-collée*, les autres sont supposées *coller*.

- La variante étudiée est modélisée de la manière suivante avec le logiciel Alizé-LCPC et les résultats sont présentés dans le tableau 33 ci-dessous :

Tableau 33: Définition des couches de chaussée Epaisseur-Module de Young-Coeff. Poisson

Titre : Dimensionnement voies d'accès Yokadouma 11

Structure de base	épais. (m)	module (MPa)	Nu	matériau type
collé	0,04	2680	0,350	bb
collé	0,15	600	0,350	gnt1
1/2 collé	0,20	225	0,35	autre
	infini	50	0,350	pf2

Modifier la structure
nb de couches : 4
Ajouter 1 couche
Supprimer 1 couche

Série de calculs
nb de calculs : 25
Voir/gérer les variantes
Supprimer les variantes

Niveaux de calcul
Modifier les niveaux

Aide
Nature des interfaces
Epaisseurs mini-maxi
Calcul direct (charge réf.)
Quitter Alizé

- Calcul des déformations (10 variations ont été faites) : les résultats sont ci-dessous consignés dans le tableau 34 ci-contre.

Tableau 34: Définition de la structure de chaussée et calcul des déformations

Alizé-Lcpc - Résultats (Structure : données écran, Charge de référence)

variante 11: Durée= 00:00sec

épais. (m)	module (MPa)	coefficient Poisson	Zcalcul (m)	EpsT (µdef)	SigmaT (MPa)	EpsZ (µdef)	SigmaZ (MPa)
0,050	2680,0	0,350	0,000	-116,0	-0,090	-73,2	0,658
	collé		0,050	-113,3	-0,161	252,0	0,574
0,300	600,0	0,350	0,050	-113,3	0,085	714,4	0,574
	collé		0,350	-217,7	-0,140	258,3	0,071
0,300	225,0	0,350	0,350	-217,7	-0,029	381,2	0,071
	1/2 collé		0,650	-229,3	-0,065	287,8	0,021
infini	50,0	0,350	0,650	-50,8	0,007	313,7	0,021

Grandeurs affichées
tableau 1 tableau 2
tableau 3 tableau 4
tableau 5 tableau 6
tableau 7 tableau 8

Déflexion = 69,6 mm/100 entre-jumelage
Rdc = 154,2 m

Tracer
Imprimer
Enregistrer
Variante n-1
Voir Chargt.
Fermer

Les valeurs des déformations calculées sont consignées dans le tableau 35 ci-dessous :

Tableau 35: Déformations de la structure de chaussée

DESIGNATION	NATURE MATERIAUX DE CHAUSSEE	EPAISSEURS COUCHES DE CHAUSSEE	DEFORMATIONS [$\mu\text{déf}$]	DEFORMATIONS ADMISSIBLES [$\mu\text{déf}$]
(S₄; T₂)	R : Béton bitumineux	E=5cm	$\varepsilon_t = 113,30$	-
	B : Graveleux latéritiques naturel	E=30cm	$\varepsilon_z = 258,30$	-
	Plateforme : PF2	E=Infini	$\varepsilon_z = 313,70$	-

N.B : Les déformations obtenues dans le tableau 35 ci-dessus correspondent à 5cm de béton bitumineux en couche de roulement, 30cm de graveleux latéritiques naturels respectivement en couche de base et en couche de fondation.

F. COMPARAISON DES CONTRAINTES ET DEFORMATIONS OBTENUES AUX VALEURS ADMISSIBLES

▪ Matériaux bitumineux :

La déformation horizontale admissible en traction à la base du béton bitumineux est donnée par l'expression :

$$\varepsilon_{t,adm} = \varepsilon_6(10^\circ\text{C}; 25\text{Hz}) \times \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b \times \sqrt{\frac{E(10^\circ\text{C})}{E(\theta_{eq})}} \times k_c \times k_r \times k_s$$

Dans cette expression :

$$\varepsilon_6(10^\circ\text{C}; 25\text{Hz}) = 100\mu\text{déf}$$

= Niveau de déformation correspondant à 10^6 cycles de chargement;

NE = Nombre d'essieux équivalents de référence calculé à partir du trafic PL cumulé;

E(10°C) = **7200MPa** = Module de Young du matériau à 10°C ;

E($\theta_{eq} = 23,50^\circ\text{C} \simeq 24^\circ\text{C}$) = **2680MPa** = Module de Young du matériau à $\theta_{eq}^\circ\text{C}$;

b = $-\frac{1}{5}$ = Pente de la droite de fatigue ;

k_c = **1,1** = Coefficient de calage

k_r = **0,864** = Coefficient de risque

$$k_s = \frac{1}{1,1} = \text{Coefficient de plateforme}$$

Tableau 36: Caractéristique matériau à T_{eq}=24°C (température moyenne journalière annuelle dans la ville de Yokadouma, Cf PCD de Yokadouma, juillet 2012)

Alizé-Lcpc - Calcul mécanique, bibliothèque des matériaux

matériaux bitumineux

statut	nom	E (MPa)	nu	Epsi6 (10°C)	-1/b	SN	Sh (m)	Kc	T= -10	T= 0 °C	T= 10	T= 20	T= 30	T= 40
system	bb	2680	0,35	100	5	0,25	stdard	1,1	14800	12000	7200	3600	1300	1000
system	bbdr	1488	0,35	/	/	/	stdard	/	8220	6670	4000	2000	720	560
system	bbme	4468	0,35	/	/	/	stdard	/	24670	20000	12000	6000	2170	1670
system	gb1	3800	0,35	70	5	0,4	stdard	1,3	18000	14000	9000	5000	2000	800
system	gb2	4860	0,35	80	5	0,3	stdard	1,3	23000	18800	12300	6300	2700	1000
system	gb3	4860	0,35	90	5	0,3	stdard	1,3	23000	18800	12300	6300	2700	1000
system	gb4	5746	0,35	100	5	0,3	stdard	1,3	27200	22240	14550	7450	3190	1180
system	eme1	9000	0,35	100	5	0,3	stdard	1	30000	24000	17000	11000	6000	3000
system	eme2	9000	0,35	130	5	0,25	stdard	1	30000	24000	17000	11000	6000	3000

24 °C-10hz

▪ **Plateforme (PF2) et les matériaux non traités (GNT) :**

Les contraintes sont caractérisées par les contraintes $\sigma_{z,adm}$ et déformation $\epsilon_{z,adm}$ verticales admissibles au sommet de la couche.

La déformation verticale admissible en compression est donnée par l'expression suivante :

$$\begin{cases} \epsilon_{z,adm} = Ax(NE)^{-0,222} \\ A = 12\,000 \text{ car trafic cumulé } NE > 250\,000 \\ NE = 1\,375\,814 \end{cases}$$

Les valeurs admissibles sont consignées dans le tableau 37 ci-dessous :

Tableau 37: Valeurs admissibles des différentes couches de chaussée

DESIGNATION	NATURE MATERIAUX DE CHAUSSEE	EPAISSEURS COUCHES DE CHAUSSEE	DEFORMATIONS [$\mu\text{déf}$]	DEFORMATIONS ADMISSIBLES [$\mu\text{déf}$]
(S₄; T₂)	R : Béton bitumineux	E=5cm	$\varepsilon_t = 113,30$	$\varepsilon_{t,adm} = 138,90$
	B : Graveleux latéritiques naturel	E=30cm	$\varepsilon_z = 258,30$	$\varepsilon_{z,adm} = 520,50$
	Plateforme : PF2	E=30cm	$\varepsilon_z = 313,70$	$\varepsilon_{z,adm} = 520,50$

Alizé-Lcpc - Calcul des valeurs admissibles

Trafic PL cumulé : données

☒ Moyenne journalière annuelle (MJA) : 150
☒ Taux accroissement géométrique (%) : 7
☐ Taux accroissement arithmétique (%) : 9,65
☒ Durée de service (années) : 15
☐ Trafic cumulé PL : 1,3758E+6
 Cocher au plus 3 cases

Valeurs admissibles : données

matériau type : gnt et sol (sol trafics moyen et fort)
 coefficient CAM : 1,0
 trafic cumulé NE : 1,3758E+6
 Coefficient A : 12000
 pente b : -0,222
 Calculer EpsiZ admissible
 Calcul inverse NE = f(EpsiZ)

Aide

CAM : Guide lcpc-sétra 94
 CAM : Catalogue 1998
 Risques : Guide lcpc-sétra 94
 Risques : Catalogue 1998
 Structures catalogue 98

EpsilonZ
520,5 $\mu\text{déf}$
 Annotation libre :
gnt et sol-Fond
 Mémo ...
 1 - EpsiT= 138,9 (bb)
 2 - EpsiZ= 520,5 (gnt et sol-Bas)
 3 - EpsiZ= 520,5 (gnt et sol-Fond)
 effacer=dbl click
 Fermer

Bibliothèque des matériaux Imprimer Enregistrer

Pour modifier les valeurs standard : cliquer sur " gnt et sol "

Conclusion : La structure de chaussée obtenue après dimensionnement par la méthode rationnelle donne la composition suivante :

- 5cm de béton bitumineux en couche de roulement ;
- 30cm de graveleux latéritiques naturels en couche de base ;

- **30cm de graveleux latéritiques naturels en couche de fondation.**

Pour ces différentes épaisseurs, nous avons :

- Au sommet de la plateforme (Sol support PF2) :

$$\varepsilon_z = 313,70 \mu\text{déf} < \varepsilon_{z,adm} = 520,50 \mu\text{déf} \Rightarrow \text{Condition satisfaisante}$$

- A la base de la couche bitumineuse :

$$\varepsilon_t = 113,30 \mu\text{déf} < \varepsilon_{t,adm} = 138,90 \mu\text{déf} \Rightarrow \text{Condition satisfaisante}$$

Au regard du trafic poids lourds que cette route est appelée à supporter pendant toute sa durée de vie (notamment le transport grumiers-billes de bois), il est important que cette structure de chaussée obtenue par la méthode rationnelle de dimensionnement, soit effectivement mise en œuvre pendant l'exécution du projet.

ANNEXE 14 : DETERMINATION DE LA CAPACITE PORTANTE DU SOL A L'AIDE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD (EXEMPLE DE CALCUL)

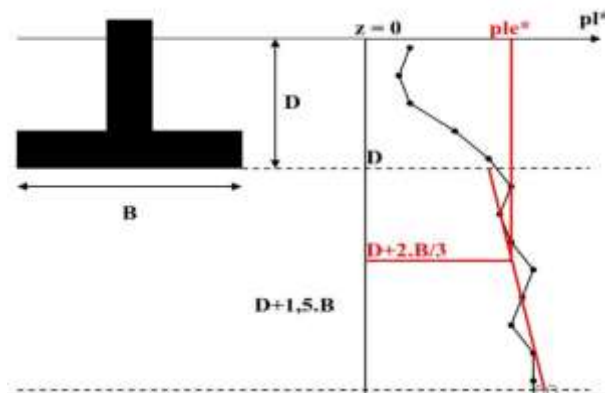
La capacité portante du sol de fondation est donnée par l'expression suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{adm} = \frac{k_p}{\gamma_d} x Pl_e^* + q_0; \text{ où} \\ k_p = \text{facteur de portance pressiométrique} \\ Pl_e^* = \text{pression limite nette équivalente} \\ q_0 = \text{contrainte verticale au niveau de la base de la fondation après travaux} \\ q_{adm} = \text{capacité portante (contrainte de rupture du sol)} \\ \gamma_d = 3 \text{ à ELS et } \gamma_d = 2 \text{ à ELU (coefficient de sécurité)} \end{array} \right.$$

- Calcul de la pression limite nette équivalente fondation : Pl_e^*

Côté Yokadouma (PK 0+287) : Suivant le profil géologique du sol en place, nous constatons que c'est un sol homogène (même sol). De ce fait, la pression limite nette équivalente est la valeur de la pression limite nette à la profondeur :

$$d = D + 1,5B \Rightarrow \begin{cases} D = \text{profondeur d'ancrage} = 1,84m \\ B = \text{largeur de la semelle de fondation} = 5,60m \end{cases} \Leftrightarrow \text{soit } d = 10,24m$$



La pression limite nette équivalente est prise égale à : $Pl_e^* = Pl_e(z)$

Soit :

$$Pl_e^* = Pl_e\left(z = D + \frac{2}{3}B\right) = 86,82 \text{ bars} = 8,682 \text{ MPa (côté Yokadouma)}$$

La profondeur d'encastrement équivalente D_e est de :

$$D_e = \frac{1}{Pl_e^*} \int_0^D Pl^*(z) dz = \frac{1}{86,82} \times 91,2450 = 1,051m$$

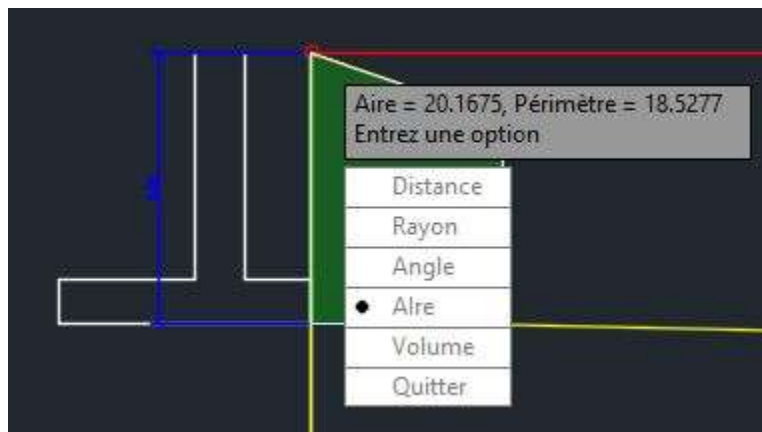
Côté Mboy (PK 0+335) : Nous constatons aussi que, suivant le profil géologique, le sol sous la fondation est hétérogène, c'est-à-dire composé de deux couches : une roche décomposée et une roche saine jusqu'à la profondeur $1,5B = 1,5 \times 5,60 = 8,40m$ sous la base de la fondation. La pression limite nette équivalente est la moyenne géométrique de :

$$Pl_e^* = \sqrt[3]{3,19 \times 71,13 \times 64,08} = 24,41 \text{ bars} = 2,441 \text{ MPa (côté Mboy)}$$

$$q_0 = 20 \times 8,43 = 168,60 \text{ kN/m}^2$$

La profondeur d'encastrement équivalente D_e est de :

$$D_e = \frac{1}{Pl_e^*} \int_0^D Pl^*(z) dz = \frac{1}{24,41} \times 20,1609 = 0,826m$$



▪ Détermination du facteur de portance pressiométrique : k_p (Mboy)

Le facteur de portance pressiométrique k_p est fonction de la nature de la formation concernée, de la profondeur d'encastrement relative $\frac{D_e}{B}$ et du rapport de la largeur B à la longueur L de la fondation.

Il est donné par le tableau 38 suivant :

Tableau 38: Expression facteur de portance

TYPE DE SOLS	EXPRESSION DE k_p
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,8 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles C	$0,8 \left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$\left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[1 + 0,80 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1,3 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

$$B' = B - 2e_0 = 5,60 - 2 \times 0,07 = 5,46m$$

$$\frac{D_e}{B'} = \frac{0,826}{5,46} = 0,151$$

La pression limite nette sous la semelle de la fondation étant de : $Pl_e^* = 24,41bars = 2,441MPa$. Cette valeur est comprise dans l'intervalle $[1,0 - 2,5]MPa$. On déduit donc aisément que le sol est de type **Craies B Altérées**. De ce fait, le facteur de portance est donné par l'expression suivante contenue dans le tableau 39 ci-dessous :

Tableau 39: Classe de sol à partir de la pression limite Pl

CLASSE DE SOL			PRESSIOMÈTRE p_l (MPa)	PÉNÉTROMÈTRE q_c (MPa)
ARGILES, LIMONS	A	Argiles et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 - 2,0	3,0 - 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
SABLES, GRAVES	A	Lâches	< 0,5	< 5
	B	Moyennement compacts	1,0 - 2,0	8,0 - 15,0
	C	Compacts	> 2,5	> 20,0
CRAIES	A	Molles	< 0,7	< 5
	B	Altérées	1,0 - 2,5	> 5,0
	C	Compactes	> 3,0	-
MARNES	A	Tendres	1,5 - 4,0	-
MARNO-CALCAIRES	B	Compacts	> 4,5	-
ROCHES ⁽¹⁾	A	Altérées	2,5 - 4,0	-
	B	Fragmentées	> 4,5	-

Tableau 40: Classe de sol à partir de la pression limite Pl

CLASSE DE SOL			P _l (MPa)
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	<0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2-2,0
	C	Argiles très fermes à dures	>2,5
Sables, graves	A	Lâches	<0,5
	B	Moyennement compacts	1,0-2,0
	C	Compacts	>2,5
Craies	A	Molles	<0,7
	B	Altérées	1,0-2,5
	C	Compacts	>3,0

$$k_p = 1,3 \left[1 + 0,27x \left(0,6 + 0,4 \frac{B'}{L} \right) x \frac{D_e}{B'} \right]$$

Soit :

$$k_p = 1,3 \left[1 + 0,27x \left(0,6 + 0,4x \frac{5,46}{10,80} \right) x \frac{0,826}{5,46} \right] = 1,342$$

La capacité portante est donc de :

$$\begin{cases} q_{adm}^{ELS} = \frac{k_p}{\gamma_d} x Pl_e^* + q_0 = \frac{1,342}{3} x 2,441 + 0,1686 = 1,26 MPa \\ q_{adm}^{ELU} = \frac{1,342}{2} x 2,441 + 0,1686 = 1,81 MPa \end{cases}$$



Image 1: Charpente métallique d'un pont mixte

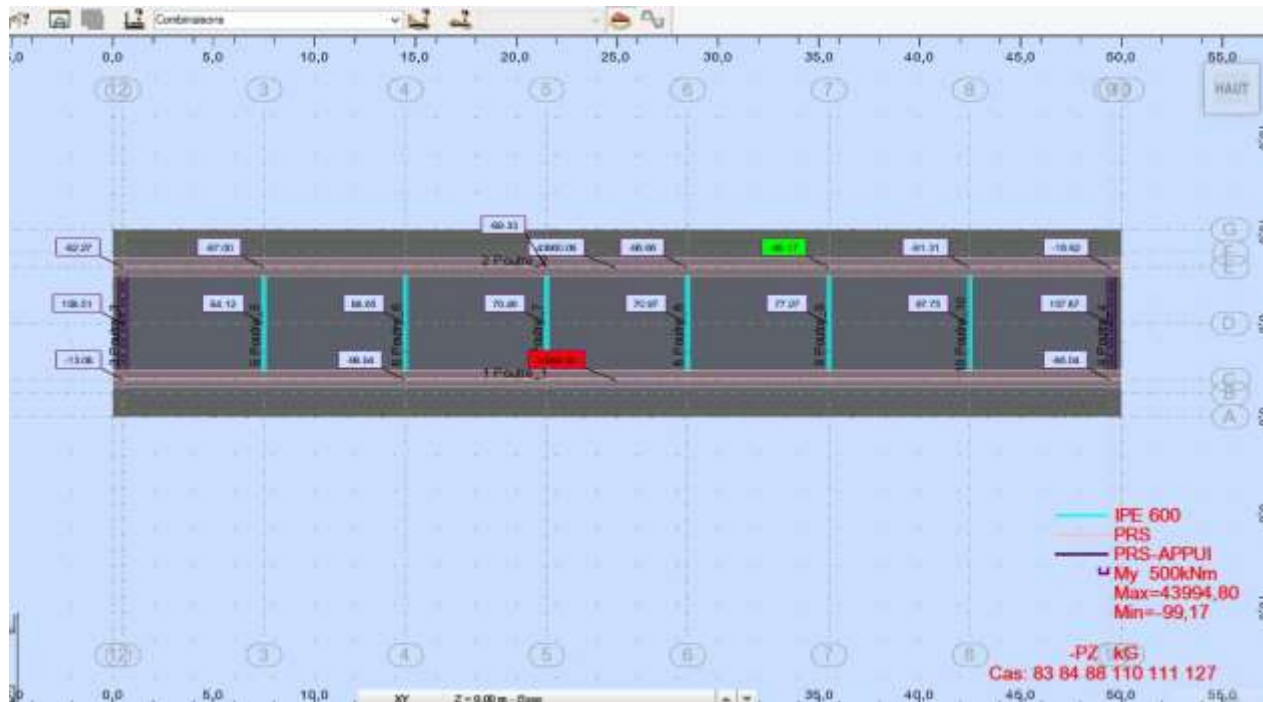


Image 2 : Moment fléchissant maximum sur poutre ($M_{max} = 43\,994,80\text{kN.m}$)

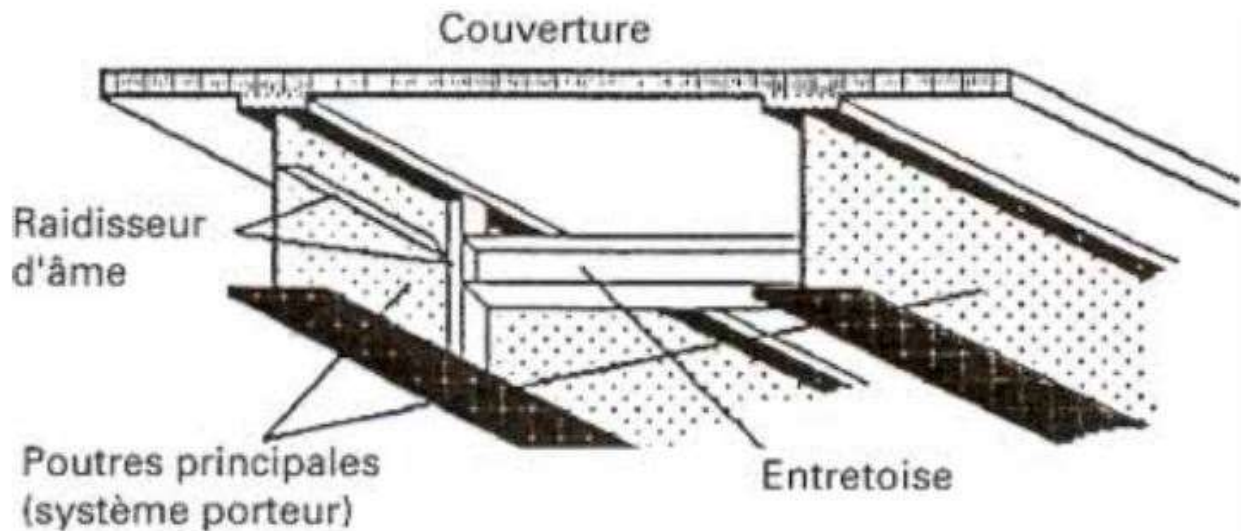
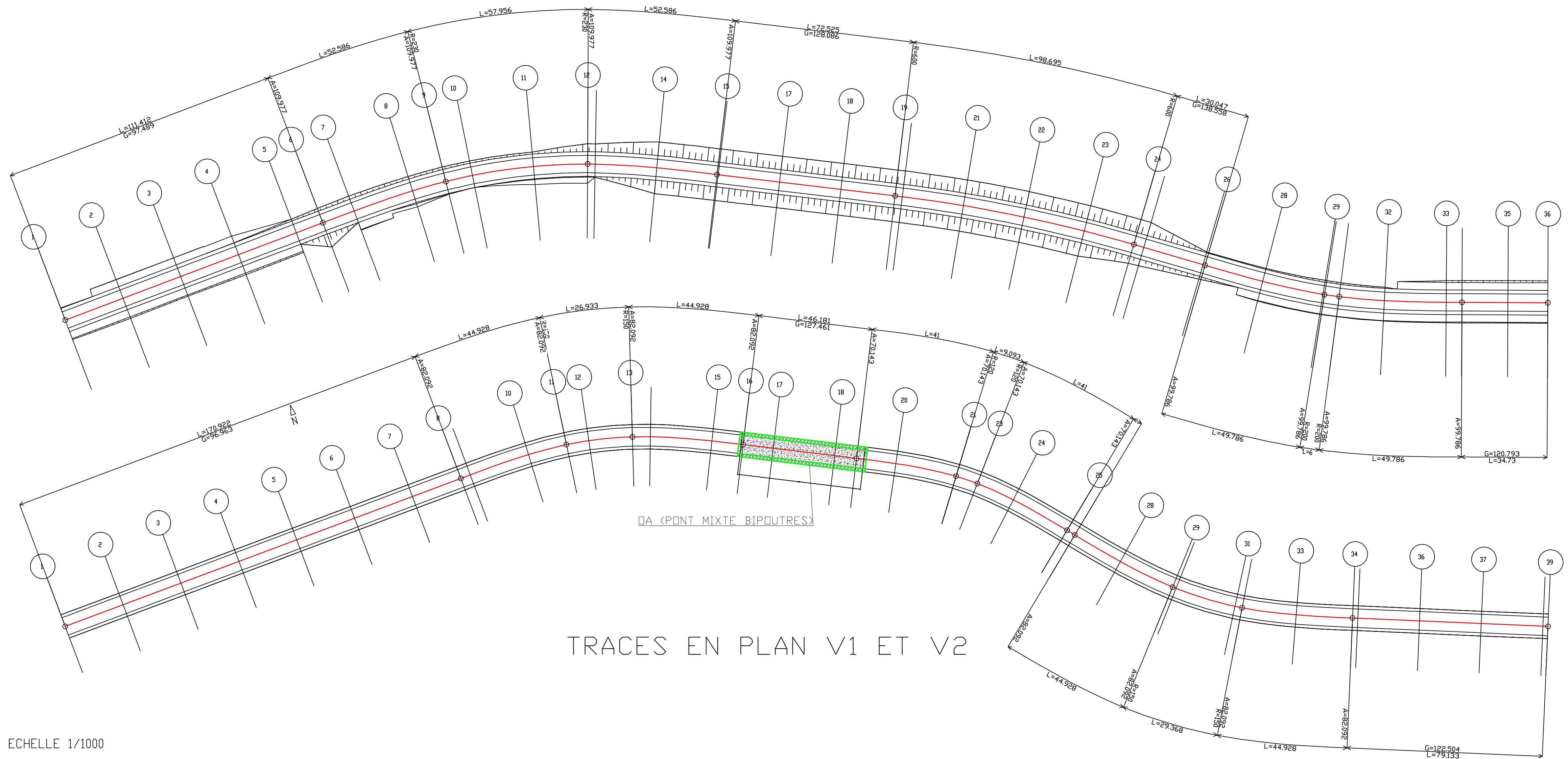
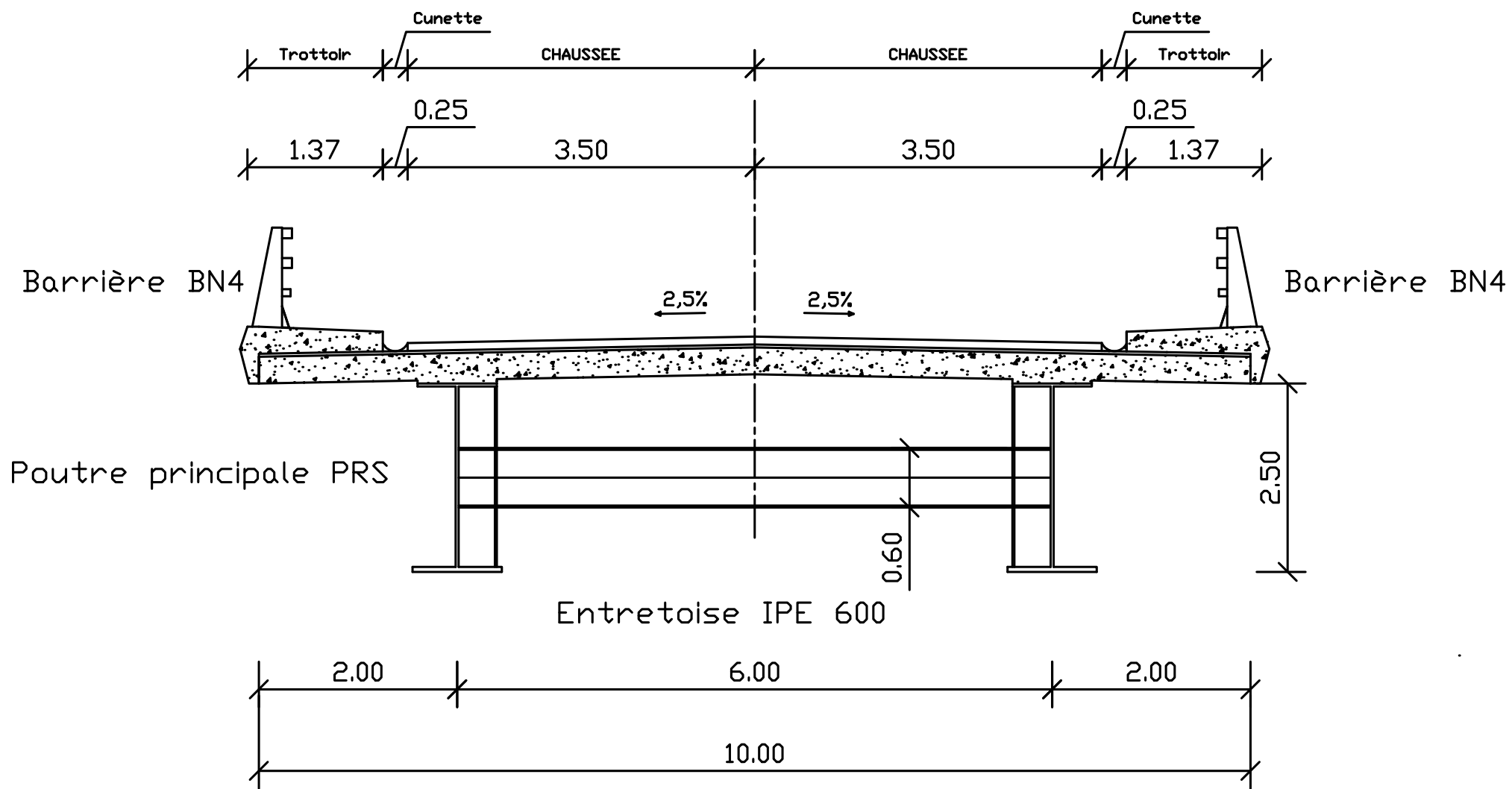


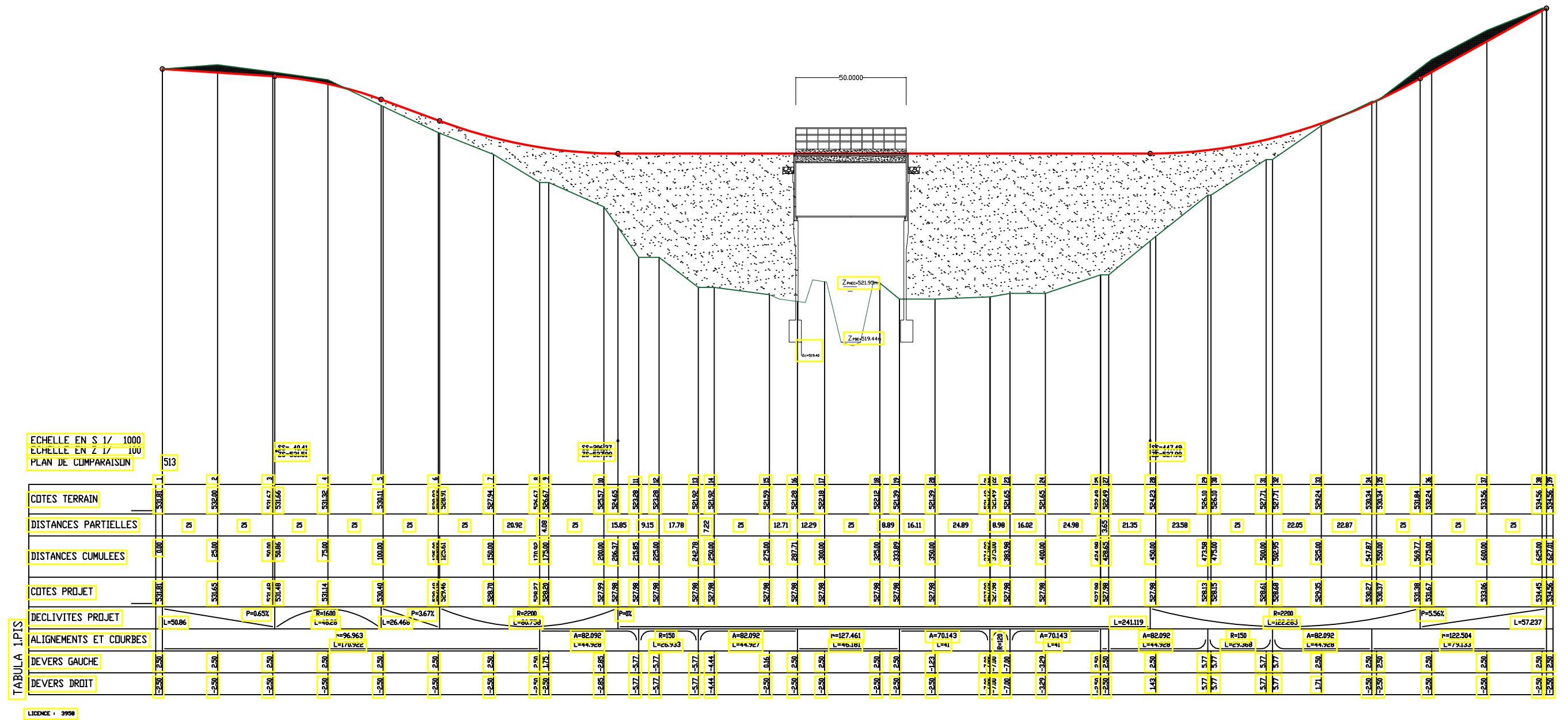
Image 3 : Partie d'un pont métallique

DOSSIER PLANS

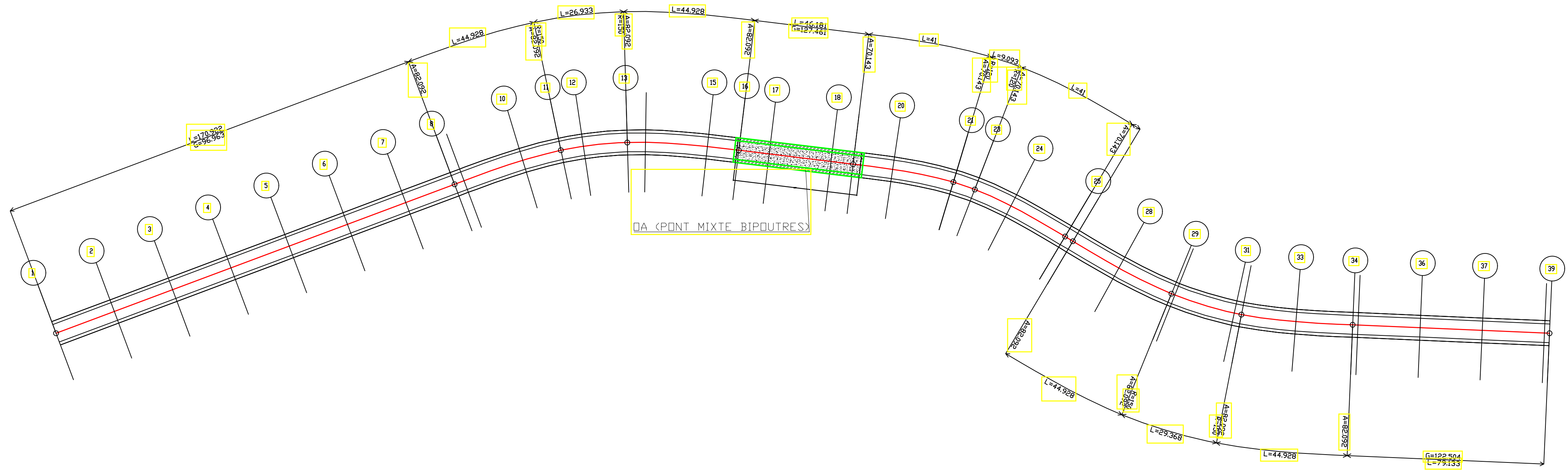




COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER



PROFIL EN LONG-COUPÉ LONGITUDINALE

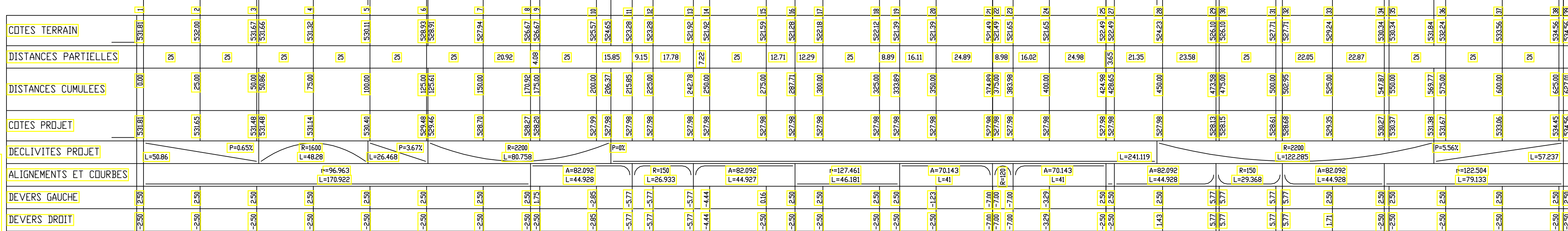


X0=506168.8534
Y0=808880.0099
OU=119.773E

ECHELLE 1/1000

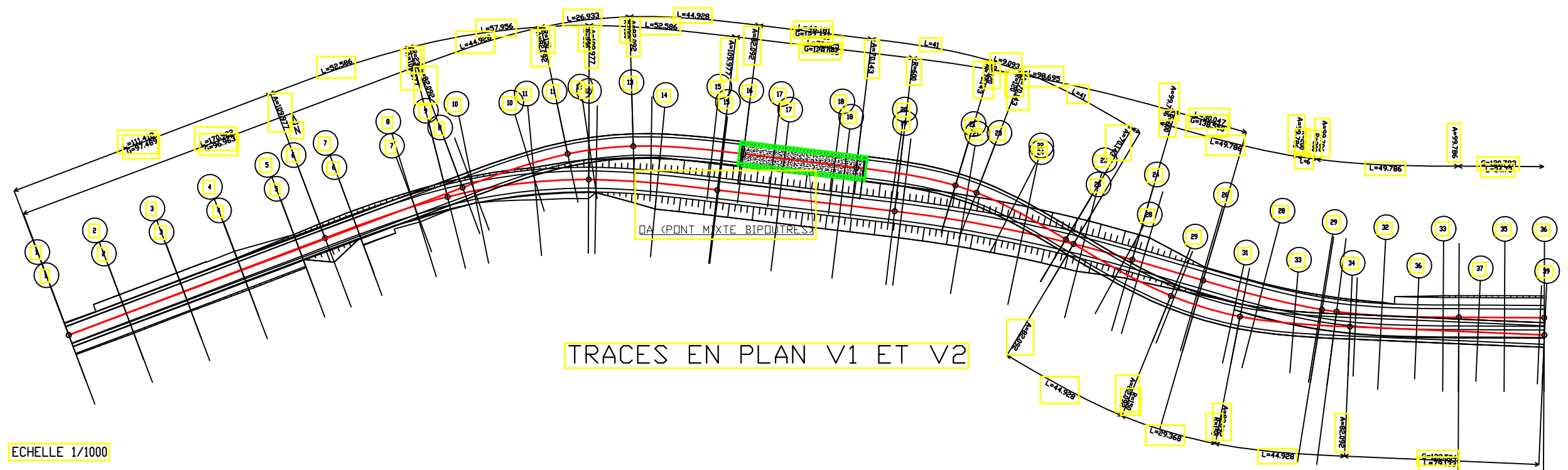
N

ECHELLE EN S 1/ 1000
ECHELLE EN Z 1/ 100
PLAN DE COMPARAISON



LICENCE : 3998

TRACE EN PLAN/PROFIL EN LONG

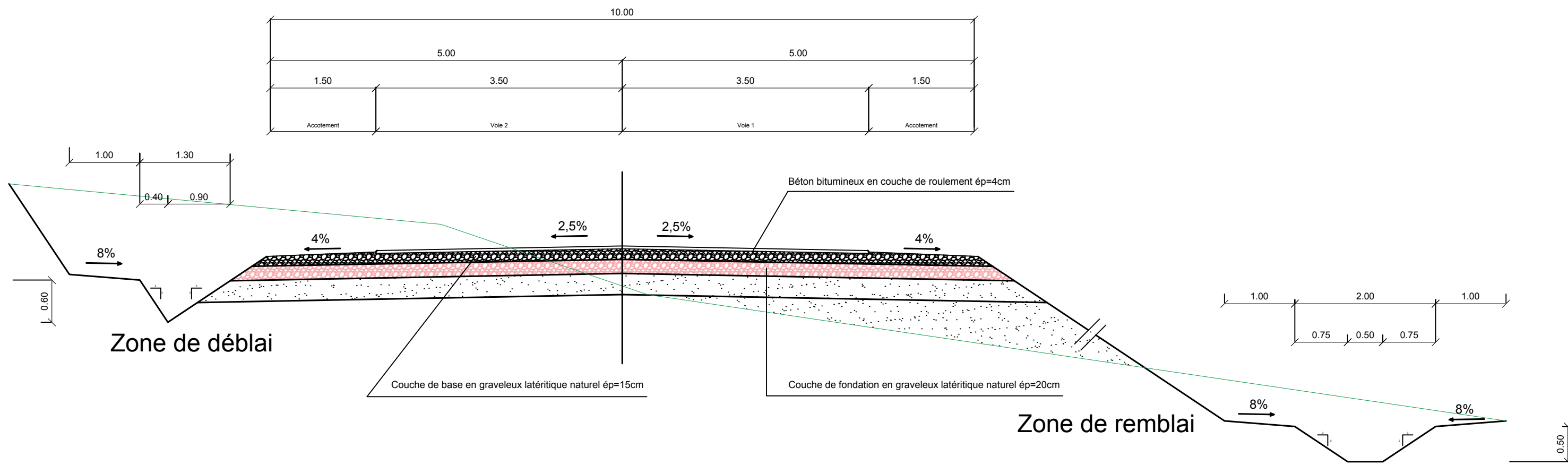


TRACES EN PLAN V1 ET V2

VARIANTE 1
VARIANTE 2

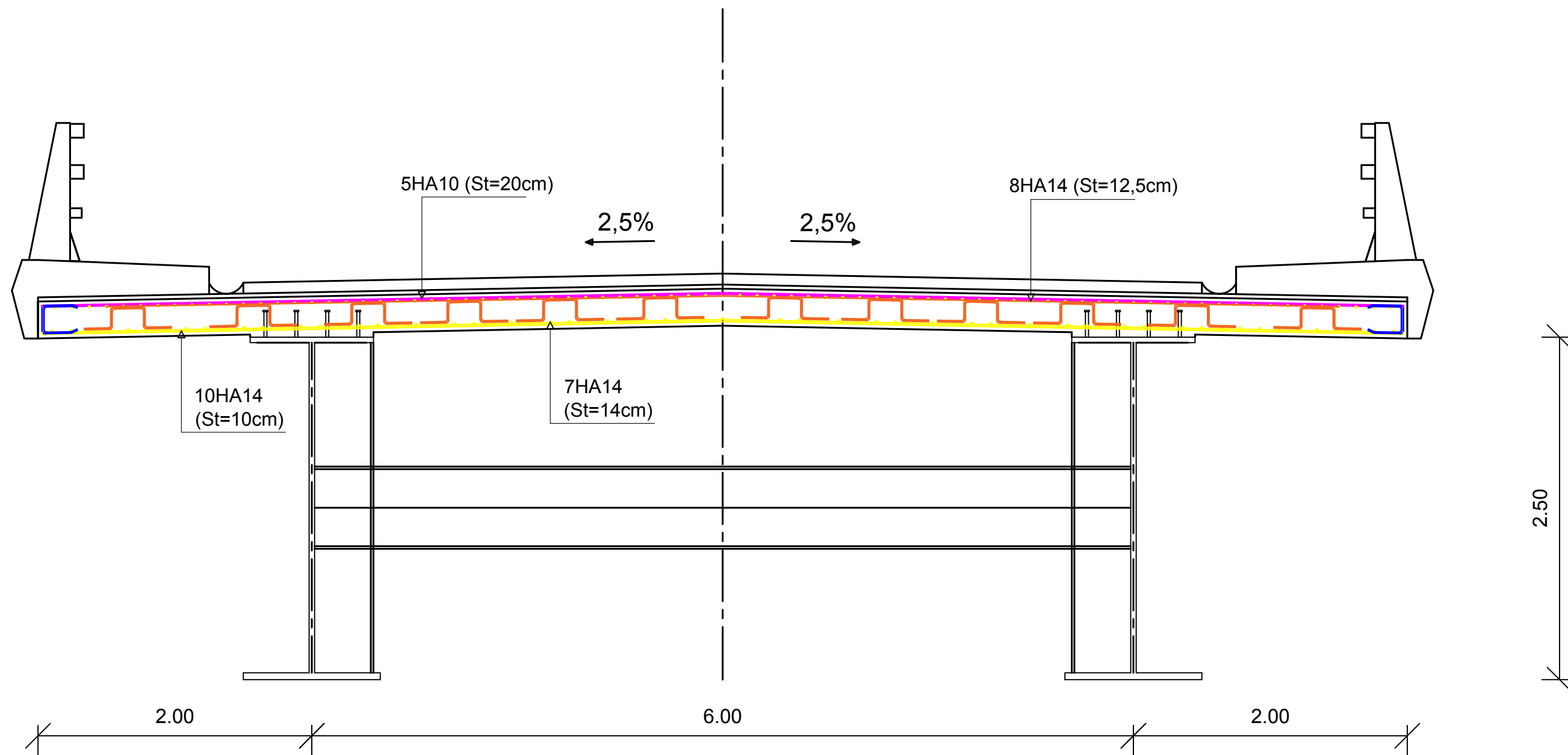
ECHELLE 1/1000

VO=606146.5040
V1=606146.5040
V2=606146.5040
CO=120.6216



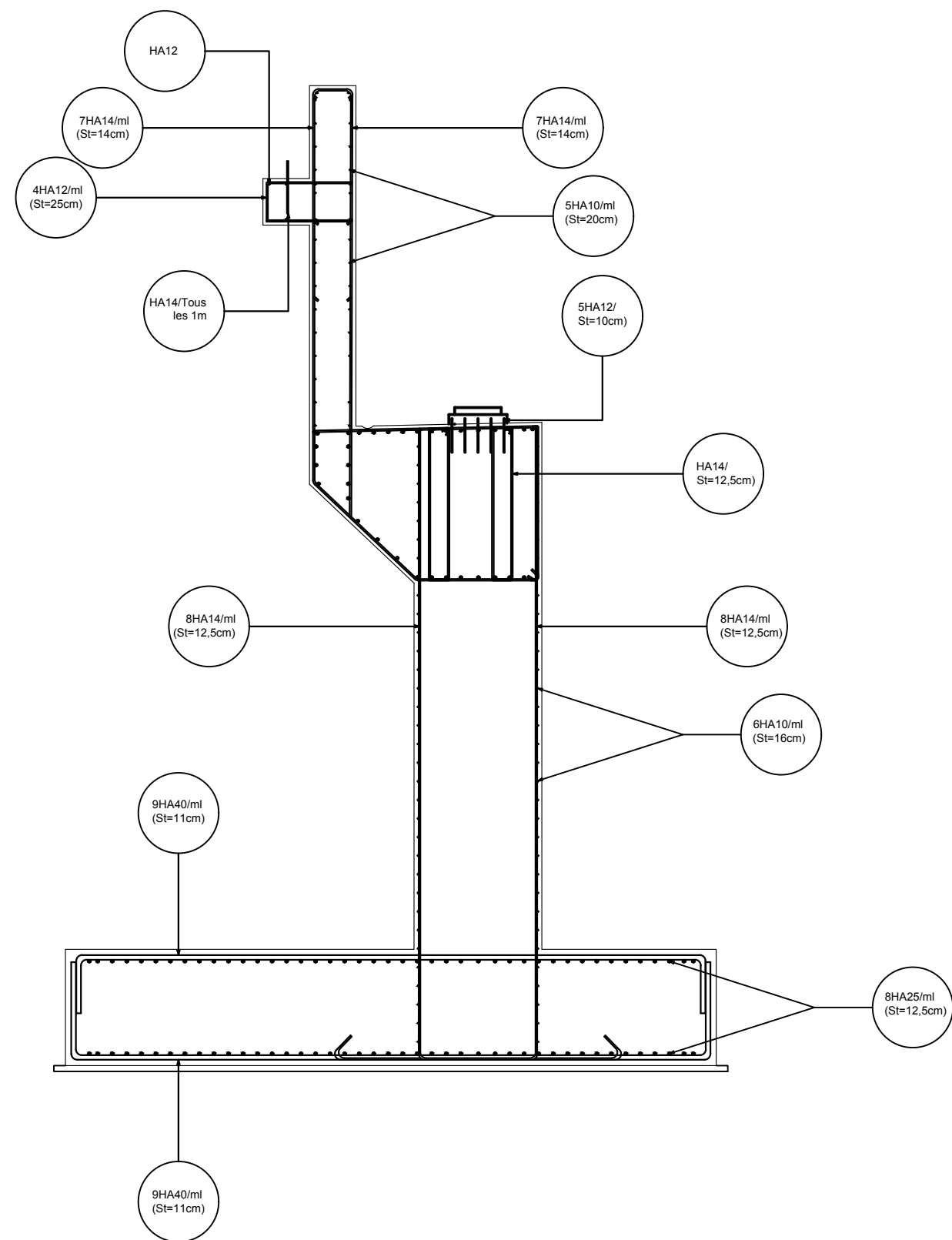
PROFIL EN TRAVERS TYPE

Echelle=1/50



Ferrailage de la dalle de couverture

Echelle = 1/50



Ferrailage de la culée

Echelle=1/50