CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN PONT MIXTE ACIER-BETON BIPOUTRES DE 400 M DE LONG POUR LE FRANCHISSEMENT DU FLEUVE SANAGA SUR L'ITINERAIRE BATCHENGA-NTUI AU 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 15 janvier 2020 par
DASSI FOTSO Hursel (N° 2016 0105)
Travaux dirigés par

Professeur Abdou LAWANE GANA, Enseignant à 2iE, Département de Génie Civil et Hydraulique.

M. NAWA KOUEBOUTE POLICHEL, Ingénieur de Génie Civil, Ingénieur calcul de structure à BHYGRAPH Engineering Sarl, BP: 4941 Yaoundé; site web: www.bygraph.com

Jury d'évaluation du stage :

Président : **Dr. Babacar LEYE**

Membres et correcteurs :
M. Moussa LO
M. Issa MADOUGOU

Promotion 2019/2020

Institut International d'Ingénierie Rue de la Science - 01 BP 594 - Ouagadougou 01 - BURKINA FASO
Tél. : (+226) 25. 49. 28. 00 - Fax : (+226) 25. 49. 28. 01 - Mail : 2ie@2ie-edu.org - **www.2ie-edu.org**

DEDICACES

Je dédie ce travail à tous les membres de ma famille qui m'ont soutenu tout au long de cette formation.

REMERCIMENTS

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 ;
- Professeur Abdou LAWANE GANA Enseignant 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. KUATE FOTSO Léandre, Directeur Général de BHYGRAPH ENGINEERING qui m ' a accordé ce stage au sein de sa structure et m' a témoigné de tout son soutien ;
- M. NAWA KOUEBOUTE POLICHEL, Ingénieur de Génie Civil, Ingénieur calculs de structure de BHYGRAPH ENGINEERING pour sa disponibilité et son accompagnement tout au long de la rédaction de ce mémoire ;
- Tout le personnel de BHYGRAPH ENGINEERING pour leur accueil chaleureux et leur sens de l' humour qui ont rendu mon séjour agréable parmi eux ;
- Toute la famille DASSI pour tous les sacrifices consenti pour ma formation; 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 400m de long sur 10m de large pour le franchissement du fleuve Sanaga sur l'itinéraire Batchenga-Ntui, dans la Commune de Batchenga Région du Centre-Cameroun dans le cadre du projet d'aménagement de la route Batchenga-Ntui-Yoko-Tibiti-Ngaroundéré.

Cette étude aura pour but de concevoir l'ouvrage, de réaliser une étude technique détaillée des différentes parties, d'analyser et justifier les résultats obtenus et faire une estimation financière du projet.

L' ouvrage est constitué d' une dalle en béton armé d'épaisseurs variables 30 cm en zone courante et 50 cm sur appuis 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 avec une optimisation des PRS suivant le guide Setra. Le tablier a été modélisé à l' aide du logiciel Robot Structural Analysis 2019, ce qui nous a permis d' avoir les différentes sollicitations.

le coût du projet est estimé à 12 644 216 360 FCFA HTVA.

Mots clés :

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

ABSTRACT

This dissertaton deals with the technical studies for the construction of a 400m long by 10m wide composite steel-concrete double girder bridge for the crossing of the Sanaga River on the Batchenga-Ntui route, in Batchenga Commune Central Region-Cameroon as part of the Batchenga-Ntui-Yoko-Tibiti-Ngaroundere Road Development Project.

The structure consists of a reinforced concrete slab of variable thickness 30 cm in the current zone and 50 cm on supports resting on two main beams in PRS. The link slab army and main beams is provided by connectors type studs, arranged on the upper face of said beams.

The main beams are secured by spacers spaced every 7m axis in axis and consisting of IPE 600 in the current area and welded reconstituted profiles (PRS) in support. 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 devices. Road loads and overloads acting on the structure are transmitted to the support ground by means of superficial foundations.

The dimensioning of the bridge was made according to the prescriptions of the booklets 61 Title II and the justification of the metal frame as for it, was made to the Eurocodes with an optimization of the PRS according to the Setra guide. The deck was modeled using the Robot Structural Analysis 2019 software, which allowed us to have the different requests.

the cost of the project is estimated at 12 644 216 360 FCFA excluding VAT.

Keywords :

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

LISTE DES ABREVIATIONS

ANE : Axe Neutre Élastique

Av : Aire de l' âme du profilé

A_{ST} : 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 États Limites

BB : Béton Bitumineux

Csemelle ; Câme : Classe semelle ; Classe de l' âme

De: Profondeur d' encastrement

e : excentricité

ELU : État Limite Ultime

ELS : État Limite de Service

Fz : Réaction verticale

fy : Limite d' élasticité garantie

Fxu : Effort de freinage à ELU

G : charges permanentes

Hw : Hauteur de l' âme du profilé

Ih : Moment d' inertie de la section mixte

Ia : Moment d' inertie géométrique de la section en acier

Iy : Moment d' inertie

Kp : Facteur de portance

kN : Kilonewton

Lr : Largeur roulable

Lc : Largeur chargeable

M_{CR} : Moment critique de dévervement

Mx, y : Moment fléchissant suivant l' axe x ou y

Mmax : Moment fléchissant maximum

M_u : Moment fléchissant à l'ELU

M_{ser} : Moment fléchissant à l'ELS

M_u : Moment fléchissant à l'ELU

Mtmax : Moment maximum en travée

Msoll : Moment sollicitant

Mel, Rd : Moment de résistance élastique

NPL : Nombre de poids lourds

PHEC : Plus Haute Eau Connue

PRS : Profilé Reconstitué Soudé

PP73 : Piles et paliers

$Ple*$ **:** Pression limite nette équivalente

: Pression limite nette

RCA : République Centrafricaine

S : Surcharges

SETRA : Service d' Étude des Routes et Autoroutes

T_U : Effort tranchant à l'ELU

T_{Ser} : Effort tranchant à l'ELS

Tb : Épaisseur totale de l' appareil d' appui

tfi : Épaisseur semelle inférieure

tfs : Épaisseur semelle supérieure

tw : Épaisseur de l' âme du profilé

Vmax ; Tmax : Effort tranchant maximum

Vel,rd : Effort tranchant résistant

Wel : Module de flexion élastique

$\boldsymbol{\sigma max}$: Contrainte maximale

$\boldsymbol{\sigma}_{\text{adm}}$: Contrainte admissible

$\boldsymbol{\lambda}$: Coefficient de dilatation structure mixte acier-béton

$\boldsymbol{\lambda}_{\text{lt}}$: élancement réduit

$\boldsymbol{\delta}$: Coefficient de majoration dynamique

$\boldsymbol{\gamma}_{\text{Mo}}$: Coefficient partiel de sécurité

$\boldsymbol{\tau}_{\text{U}}$: Contrainte de cisaillement

$\boldsymbol{\sigma 3/4}$: Contrainte de référence ou contrainte aux trois quarts

$\boldsymbol{\varepsilon r}$: Déformation relative du béton due au retrait

$\boldsymbol{\varepsilon t, adm}$: Déformation horizontale admissible

$\boldsymbol{\varepsilon z, adm}$: Déformation verticale admissible

2iE : Institut International d' Ingénierie de l' Eau et de l' Environnement

TABLE DES MATIERES

DEDICACES ii
REMERCIMENTS iii
RESUME iv

ABSTRACT v
LISTE DES ABREVIATIONS vi
TABLE DES MATIERES 8
LISTE DES TABLEAUX 12
LISTE DES FIGURES 13
INTRODUCTION GENERALE 15
CHAP I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE DU PROJET 18
INTRODUCTION 18
I.1 PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL 18
I.1.1 Description de BHYGRAPH ENGINEERING 18
I.1.2 Ressources de BHYGRAPH ENGINEERING 19
I.2 PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE 19
I.2.1 Localisation du site 20
I.2.2 Le climat 21
I.2.3 Le relief 22
I.2.4 Le sol 22
I.2.5 L'hydrographie 22
CONCLUSION 22
CHAP II : PRESENTATION DU PROJET 23
INTRODUCTION 23
II.1 CONTEXTE ET JUSTIFICATION DU PROJET 23
II.2 Objectifs de l'étude 24
II.2.1 Objectif général 24
II.2.2 Objectifs spécifiques 24
II.3 Données de base 24
II.3.1 Données fonctionnelles 24
II.3.2 Données naturelles 25
CONCLUSION 28
CHAP III : METHEODOLOGIE DE CONCEPTION 29
INTRODUCTION 29
III.1 CONCEPTION DU TABLIER 29

III.1.1 Description du tablier 29
III.1.2 Choix type de poutres principales 30
III.2 Prédimensionnement des éléments du tablier 30
III.2.1 Pré-dimensionnement du tablier 30
III.3 CONCEPTION DES APPUIS 33
III.3.1 Conception des culées 33
III.3.2 Conception des piles 35
III.3.3 Conception des fondations : 36
CHAP IV : ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES 40
INTRODUCTION 40
IV.1 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES 40
IV.1.1 Evaluation des charges : 40
IV.1.2 La charge permanente (CP) 40
IV.1.3 La charge permanente complémentaire (CCP) 40
IV.1.4 Evaluation des surcharges : 41
IV.1.5 Définition des combinaisons 44
IV.2 ETUDE TECHNIQUE DU TABLIER 45
IV.2.1 Modélisation du tablier 47
IV.2.2 Détermination des sollicitations 49
IV.2.3 Vérification du pré dimensionnement de du tablier 50
IV.2.4 Choix des épaisseurs des poutres en fonction des sollicitations avec optimisations.. 51
IV.2.5 Calcul mixte du tablier et vérification des instabilités dans les profilés 54
IV.2.6 Etude des entretoises 57
IV.2.7 Étude des appareils d'appuis 58
IV.2.8 Ferraillage et vérification au poinçonnement de la dalle 60
IV.3 ETUDE DES APPUIS 62
IV.3.1 Dimensionnement des piles 62
IV.3.2 Études des culées 63
IV.3.3 Étude des fondations. 63
CONCLUSION 64
CHAP V : ETUDE FINANCIERE 65
INTRODUCTION 65

V.1 ESTIMATION DU COUT DE PROJET 65
V.2 APPRECIATION DE L'OPTIMISATION DE CHARPENTE METAALLIQUE 66
CONCLUSION 67
CONCLUSION GENERALE 68
BIBLIOGRAPHIE 71
ANNEXES 72
Annexe 1 : Évaluation des surcharges : 73
Annexe 2 : Vérification du pré dimensionnement de du tablier 88
Annexe 3 : étude des section mixtes et vérification des instabilités des profilés 90
Annexe 4 : Calcul du nombre de connecteurs 118
Annexe 5 : Étude des appareils d'appuis 121
Annexe 6 : Ferraillage et vérification au poinçonnement de la dalle 132
Annexe 7 : Dimensionnement des piles 144
Annexe 8 : Stabilité des culées 147
Annexe 9 : Dimensionnement des éléments de la culée 151
Annexe 10 : Notes de calculs étude de fondation. 163
Annexe 11 : Étude des entretoises 170
Annexe 12 : Dossier plans 173

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1:Implantation des appuis par rapport au TN 25
Tableau 2: Caractéristique matériaux de remblai culée 26
Tableau 3:prédimensionnement des poutres du tablier selon le guide Setra 31
Tableau 4: choix des épaisseurs profilés 32
Tableau 5:Récapitulatif prédimensionnement poutre 33
Tableau 6:Cotes du TN et de la nappe 37
Tableau 7:Charge A(L) pour les deux voies chargées 42
Tableau 8:Répartition transversale des charges roulantes 43
Tableau 9: Coefficients de ponderation des charges 44
Tableau 10:Résultats de vérification des section au moment fléchissant 54
Tableau 11:Résultats de vérification des sections à l'effort tranchant 55
Tableau 12:Vérification au voilement des profilés 56
Tableau 13:Vérification au déversement des profilés 57
Tableau 14: Caractéristiques des goujons 58
Tableau 15:Résultats du ferraillage de la dalle à l'ELU 61
Tableau 16:Tableau 15:Résultats du ferraillage de la dalle à l'ELS 61
Tableau 17:Résultats dimensionnement des fondations 64
Tableau 18:Identification classe de la chaussée 74
Tableau 19:Identification nombre de voies chargées 75
Tableau 20:Charge A(L) pour les deux voies chargées 76
Tableau 21:Valeur des coefficients sous système Bc 77
Tableau 22: Solicitations section a 90
Tableau 23: Sollicitations section b 95
Tableau 24: Sollicitations section c 102
Tableau 25:Sollicitations section d 107
Tableau 26:Caractéristiquues goujons 118
Tableau 27:Etude stabilité culée sous charges permanentes 147
Tableau 28:Etude stabilité culée en construction 149
Tableau 29:Etude stabilité culée sous charge permanentes et surcharges à l'ELU 150
Tableau 30:Etude stabilité culée sous charge permanente et surcharghes à l'ELS 150
Tableau 31:Sollicitations dans la dalle de transition 151
Tableau 32:Sondage presssiométrique au droit de la pile P2 (source rapport Géotechnique Razel) 163
Tableau 33:Valeur de Kp selon le fascicule 62 titre V 164
Tableau 34:Choix de la courbe de frttement latéral selon la fascicule 62 165
Tableau 35:Résultats du dimensionnement géotechnique 168
Tableau 36:Sections minimales d'aciers pour ferraillage longitudinal des pieux selon le fascicule 62 titreV 169
Tableau 37:Section minimales d'acier pour ferraillage transversal des pieux 170

LISTE DES FIGURES

Figure 1:pont en arc d'Edéa sur la Sanaga 15
Figure 2:Vianduc de Bakwa Supe..... 16
Figure 3: 1er pont sur le Wouri..... 16
Figure 4: 2eme pont sur le Wouri 16
Figure 5: Site de l'ouvrage 21
Figure 6:Eléments constitutifs d'un pont mixte bipoutres acier-béton 29
Figure 7: Conception de la pile..... 36
Figure 8:vues en plan fondations sous piles P1,P2 et P6..... 38
Figure 9:Vues en plan fondation sous npile P2,P3 et P5 38
Figure 10:Vues en plan fondation sous culées..... 39
Figure 11:Largeur de la dalle participante 46
Figure 12:Modélisation de la poutre avec le logiciel RSA 2019 48
Figure 13:Modélisation des charges roulantes avec le logiciel RSA 2019..... 48
Figure 14: Chargement linéaire de la poutre avec le logiciel RSA 2019..... 48
Figure 15:Diagramme moment fléchissant à l'ELU 49
Figure 16:Diagramme effort tranchant à l'ELU 49
Figure 17:Diagramme moment fléchissant à l'ELS 50
Figure 18:Diagramme moment fléchissant à l'ELS 50
Figure 19:Principe de cha,gement d'épaisseur des semelles dans une travée 51
Figure 20:Cartographie de sollicitations dans les poutres 52
Figure 21:Disposition des goujons 58
Figure 22: Conception appareil d'appui 59
Figure 23: Principe mécanique du tablier 60
Figure 24:ligne d'influence du coefficient de répartition transversale..... 82
Figure 25:ligne d'influence de la charge unité 82
Figure 26:schéma mécanique essieux Bc 83
Figure 27: Coordonnées du coefficient de répartition sous Bc..... 83
Figure 28:Shéma mécanique des essieux du système Bt..... 84
Figure 29:Coordonnées du coefficient de répartition sous Bt 85
Figure 30:Shéma mécanique des essieux du grumier..... 86
Figure 31:Coordonnées du coefficient de répartition des charges du grumier 87
Figure 32:Caractéristiques de la section mixte 88
Figure 33: caractéristique mixte section a 90
Figure 34:Caractéristiques de la section mixte b 96
Figure 35:Caractéristiques de la section mixte c 102
Figure 36:Caractéristiques de la section mixte d 108
Figure 37:Caractéristiques de la section mixte e 113
Figure 38:Conception appareil d'appui 121
Figure 39:sollicitations longitudinales dans la dalle à l'ELU 132
Figure 40:Sollicitations transversales dans la dalle à l'ELU..... 133

Figure 41:Sollicitations longitudinales dans la dalle à l'ELS 133
Figure 42:Sollicitations transversales dans la dalle à l'ELS 134
Figure 43: Impact du convoi Br sur la dalle 143
Figure 44:Shéma mécanique pile..... 144
Figure 45:modélisation de la pile avec RSA 2019..... 145
Figure 46:shéma mécanique dalle de transition..... 151
Figure 47:Modélisation de la culée avec RSA 2019..... 157
Figure 48:Détermination des réactions des pieux avec RSA 2019..... 162
Figure 49:Courbe de frottement latéral..... 165
Figure 50: Section des entretoises..... 171

INTRODUCTION GENERALE

Le Cameroun est un pays du Golfe de Guinée situé sur la façade occidentale de l'Afrique entre les latitudes 01°40' N et 13°10' N et les longitudes 08°30' E et 16°10' E en Afrique Centrale. Par sa position géographique stratégique, sa population et ses ressources naturelles diversifiées le Cameroun se place comme la locomotive économique de la zone CEMAC; ceci s'observe par ses ressources pétrolières et minières, son ouverture sur la mer, ses forêts et son fort potentiel agricole (source : Wikipédia présentation du Cameroun).

Afin de mettre en valeurs en valeur ses atouts, les autorités camerounaises ont depuis toujours œuvré pour le développement économique du pays en développant le réseau routier du pays compte près de 78 000 Km de routes principales, dont 5133 bitumées et relativement bien aménagées. Avec un relief très diversifié par la présence des montagnes, des falaises et surtout la présence de nombreux cours d'eau parfois très important, le développement de ce réseau routier camerounais nécessite la construction des grands ouvrages de franchissement plus particulièrement les ponts.

Un pont se défini comme une construction permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel. L existe plusieurs types de pont. Au Cameroun les principaux types de ponts ayant marqué l'histoire du pays sont :

- Le pont en arc de fer avec tablier suspendu d'Edéa construit en 1911 sur le fleuve Sanaga

Figure 1:pont en arc d'Edéa sur la Sanaga (Wikipédia: Les ponts du Cameroun)

- Le viaduc de Bakwa Supe sur la voie Kumba-Mamfe long de 1 274 m construit en 1991.

Figure 2:Vianduc de Bakwa Supe (Wikipédia: Les ponts du Cameroun)

- Le premier pont sur le Wouri construit entre 1951 et 1955, il est à cette époque le 3eme plus long pont d'Afrique et le plus long pont en béton du continent.

Figure 3: 1er pont sur le Wouri (Wikipédia: Les ponts du Cameroun)

- Le 2eme pont sur le Wouri qui est pont routier et ferroviaire en béton précontraint contruit entre 2013 et 2017 d'environ 750 m.

Figure 4: 2eme pont sur le Wouri (Wikipédia: Les ponts du Cameroun)

C'est dans cette lancée que les autorités du Cameroun continuent d'œuvrer pour la construction des infrastructures au Cameroun pour développer son économie afin d'atteindre son objectif d'émergence 2035. Parmi les grands chantiers stratégiques actuels du Cameroun figure celui de l'aménagement de la route Batchenga-Ntui-Yoko-Tibiti-Ngaroundéré. Ce projet rencontre un obstacle naturel au niveau de l'axe Batchenga-Ntui qui est le fleuve Sanaga ; d'où la nécessité de réaliser un ouvrage de franchissement afin d'assurer la continuité de la route au niveau de la traversée du fleuve Sanaga. L'ouvrage prévu donc à cet effet est un pont mixte acier-béton de 400 m de long dont l'étude technique du pont fera l'objet de notre travail.

- ✓ Chap I : Présentation de la structure d'accueil et de la zone d'étude
- ✓ Chap II : Présentation du projet
- ✓ Chap III : Méthodologie de conception
- ✓ Chap IV : Études techniques détaillées
- ✓ Chap V : Étude financière

CHAP I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE DU PROJET

INTRODUCTION

Notre travail s'est déroulé dans un cadre adapté aux exigences de formation d'un ingénieur. Et le projet étudié se trouve dans une zone identifiable par des éléments la caractérisant.

Il sera donc question dans cette partie, de faire une présentation de la structure d'accueil de stage et de la zone d'étude du projet.

I.1 PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL

I.1.1 Description de BHYGRAPH ENGINEERING

BHYGRAPH ENGINEERING Sarl, est une entreprise d'ingénieurs-conseils et réalisation en Bâtiment et Travaux Public crée au Cameroun en 1997, intervenant au Cameroun et à l'international.

- Adresse et siège social : BP 4941 Yaoundé-Cameroun
- Site web : www.bhygraph.com
- N^0 téléphone : (00237)675 296 765
- Directeur Général : KUATE FOTSO Léandre

BHYGRAPH ENGINEERING offre ses services dans plusieurs domaines :

- Les routes ;
- L'inspection et l'auscultation des ouvrages ;
- Les aménagements urbains ;
- Les projets de bâtiments, usines et halls industriels ;
- Les essais géotechniques au droit des ouvrages ;
- Le calcul des structures (béton armé, précontraint, acier, bois…)

Ses interventions dans la quasi-totalité des pays d'Afrique centrale lui confèrent une bonne réputation auprès des différents gouvernements ; c'est le cas de son intervention dans la mission de contrôle du projet d'aménagement de la route Batchenga-Ntui-Yoko-Tibiti-Ngaroundéré plus

précisément au niveau de la construction d'un pont mixte de 400 m de portée sur le fleuve Sanaga à Nachtigal.

I.1.2 Ressources de BHYGRAPH ENGINEERING

Comme toute entreprise moderne, BHYGRAPH est doté d'un personnel et d'une logistique capable de faire face à la concurrence dans le but d'atteindre les objectifs.

Le personnel qualifié disponible est de 30 (dont 21 sont des employés permanents au siège et sur les différents sites de projets et 09 experts associés ou consultants permanents) constitué principalement de :

- ✓ Personnel administratif/gestion/informatique
- ✓ Les ingénieurs routiers
- ✓ Les ingénieurs ouvrages d'arts
- ✓ Les ingénieurs électricien
- ✓ Les architectes
- ✓ Les projeteurs dessinateurs DAO
- ✓ Les géotechniciens
- ✓ Les environnementalistes
- ✓ Les hydrologues
- ✓ Les techniciens
- ✓ Les topographes
- ✓ Le personnel de l'usine lamellé collé

I.2 PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Situé dans la région de l'Afrique Centrale entre les latitudes 01°40' N et 13°10' N et les longitudes 08°30' E et 16°10' E, le Cameroun est allongé du Sud au Nord sur environ 1300 km, pour une superficie de 475000 Km2. Il est soumis au climat équatorial au Sud et tropical au nord. La région soumise au climat équatorial correspond au plateau sud-camerounais qui est couvert en grande partie par la forêt dense humide. Il est drainé dans sa partie occidentale par de nombreux fleuves côtiers d'inégale importance et dans la partie orientale par les affluents du fleuve Congo.

I.2.1 Localisation du site

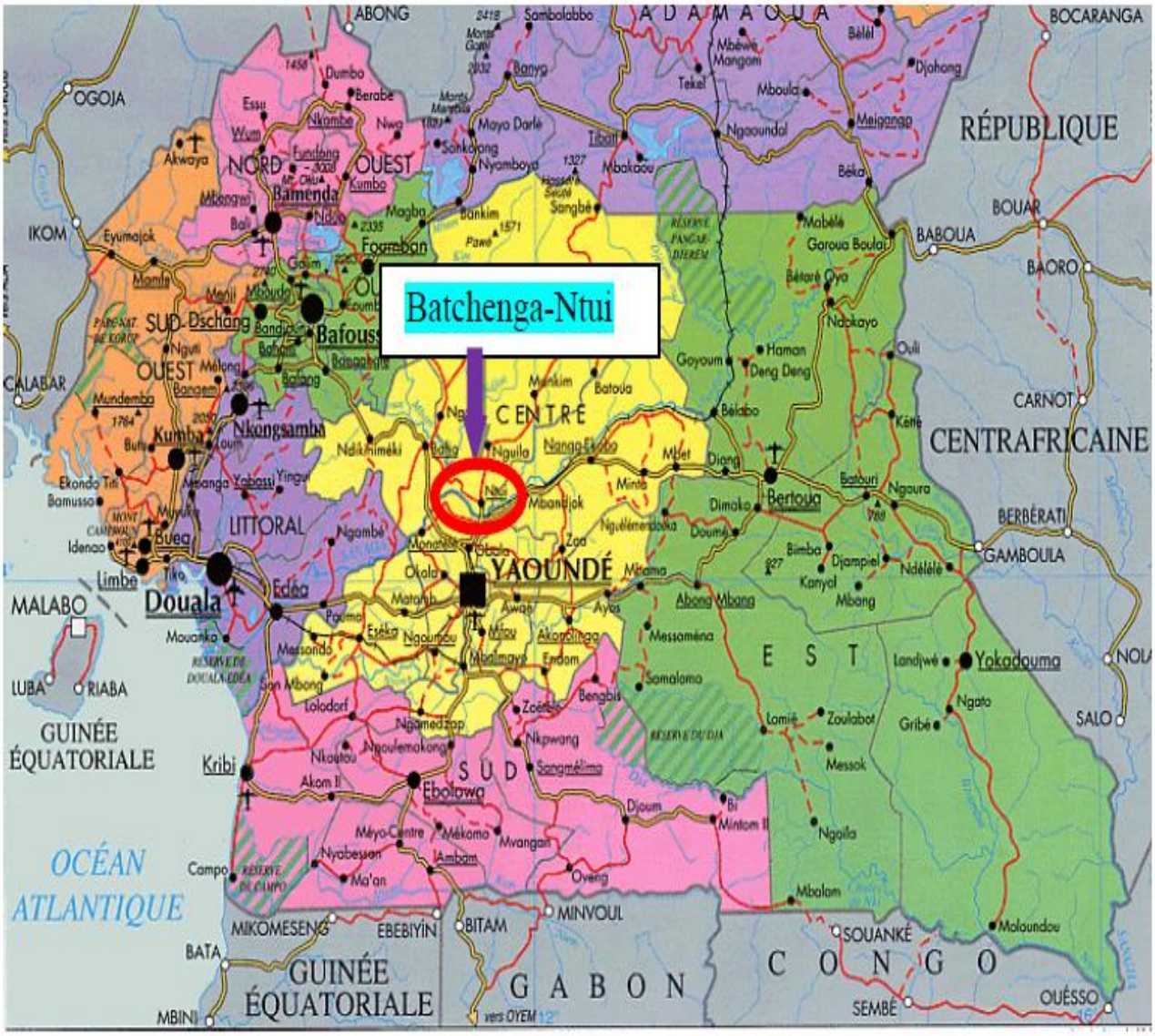

Batchenga-Ntui
ADAMAOUA
RÉPUBLIQUE
CENTRAFRICAINE
NORD
OUEST
SUD-OUEST
CENTRE
LITTORAL
EST
SUD
YAOUNDÉ
Douala
Bafoussam
Bamenda
Nkongsamba
Kumba
Bertoua
Yokadouma
Ebolowa
Edéa
Buea
Limbe
Kribi
Dschang
Foumban
Meiganga
Garoua Boulai
Batouri
Abong Mbang
Mbalmayo
Sangmélima
Akonolinga
Mbakaou
Tibati
Banyo
Ngaoundal
Mbéwé Mangom
Tekel
Mboula
Djohong
Bélél
Mbakaou
Sangbé
Bankim
Magba
Mayo Darlé
Nyamboya
Sambolabbo
Dumbo
Berabe
Essu
Wum
Nkambe
Nwa
Akwaya
Mamfe
Menji
Mbouda
Bandja
Bafang
Bangangté
Mélong
Banyem
Mundemba
Ekondo Titi
Bamusso
Idenao
Tiko
Mouanko
Mbanjock
Ngambé
Monatélé
Okola
Matomb
Pouma
Eséka
Ngoumou
Messondo
Ngoulemakong
Nkoetou
Akom II
Méyo-Centre
Mékomo
Nyabessan
Ma'an
Mvangan
Ambam
Ovéng
Nkpwang
Zoétélé
Bengbis
Ngamedzap
Lolodorf
Ayos
Mintom II
Djoum
Mintom
Bi
Mbalam
Ngoila
Messok
Zoulabot
Lomié
Gribé
Ngato
Landjwé
Mbang
Kanyal
Djampiel
Bimba
Ndélélé
Dimako
Doumé
Mbéti
Diang
Mintè
Nguélémendouka
Zoa
Mbandjok
Nguila
Bafia
Ndikinimeki
Mankim
Batouba
Goyoum
Haman
Deng Deng
Béléabo
Bétaré Oya
Nadkayo
Ouli
Kéllé
Mabélé
Bélé
Djohong
Meiganga
Béka
Ngaoundal
Mboula
Tekel
Mbéwé Mangom
Sambolabbo
Banyo
Mayo Darlé
Sonkolong
Nyamboya
Magba
Bankim
Fumban
Foumbot
Koutaba
Bafang
Bangangté
Mélong
Banyem
Mundemba
Kumba
Nkongsamba
Mbouda
Menji
Mamfe
Eyumojok
Akwaya
Wum
Nkambe
Nwa
Essu
Dumbo
Berabe
Bamenda
Ndop
Bali
Galim
Bafoussam
Dschang
Nguti
Yabassi
Yingui
Mbanga
Muyuka
Buea
Limbé
Tiko
Douala
Edéa
Kribi
Campo
Ebolowa
Sangmélima
Akonolinga
Mbalmayo
Eséka
Ngoumou
Messondo
Ngoulemakong
Nkoetou
Akom II
Méyo-Centre
Mékomo
Nyabessan
Ma'an
Mvangan
Ambam
Ovéng
Nkpwang
Zoétélé
Bengbis
Ngamedzap
Lolodorf
Ayos
Mintom II
Djoum
Mintom
Bi
Mbalam
Ngoila
Messok
Zoulabot
Lomié
Gribé
Ngato
Landjwé
Yokadouma

Figure 6: Site de l'ouvrage

Le projet se situe dans la région centre du Cameroun dans la commune de Batchenga dans le département de la Lékié Région du centre Cameroun à 90 Km de la ville de Yaoundé au coordonnées GPS $4^0$21'13''N $11^0$37'39''E.

I.2.2 Le climat

La commune de Batchenga subit l'influence d'un climat de type guinéen à quatre saisons d'inégales durées :

- ✓ Une grande saison sèche de novembre à mi-Mars ;
- ✓ Une petite saison pluvieuse de mi-Mars à mi-Juin ;
- ✓ Une petite saison sèche de mi-Juin à mi-Aout ;
- ✓ Une grande saison pluvieuse de mi-Aout à fin octobre.

La moyenne annuelle des précipitations est de 1577 mm ; la température moyenne annuelle est de 25^{0}C avec une amplitude moyenne annuelle de 2,5^{0}C. Ce climat favorise annuellement la conduite de 2 campagnes agricoles.

I.2.3 Le relief

De par sa proximité au fleuve Sanaga, la commune de Batchenga présente un relief peu accidenté et varié (présence de plaines de collines et de vallées) avec des pentes comprises entre 0 et 10% traduisant une faible sensibilité à l'érosion. L'altitude moyenne est de 600m.

I.2.4 Le sol

Le matériel parental est essentiellement composé de quartzites et de granites. Deux principaux types de sols se rencontres dans cette localité à savoir les sols ferralitiques et les sols hydro morphes.

I.2.5 L'hydrographie

La commune de Batchenga est arrosée par la Sanaga et l'Afamba, fleuves très poissonneux et à débit permanent. A côté de ces fleuves, l'on note la présence de petites rivières à régime permanent ou saisonnier à l'instar de Famna, Avo'o et Nala.

CONCLUSION

Dans cette partie nous constatons que la structure d'accueil dispose des ressources nécessaires pour l'encadrement des élèves ingénieurs conformément aux exigences pédagogiques de l'institut 2IE.

INTRODUCTION

Le projet faisant l'objet de notre étude est un pont. Comme tout ouvrage la construction d'un pont résulte de la nécessité de son existence et de son rôle. C'est ainsi que dans cette partie nous allons présenter le contexte du projet tout en le justifiant.

Le projet également doit faire l'objet d'une étude suivant un certain nombre d'objectifs à atteindre ; donc présenterons par la suite dans cette partie l'objectif général, les objectifs spécifiques et les données de bases nécessaires pour l'étude du projet.

II.1 CONTEXTE ET JUSTIFICATION DU PROJET

En cohérence avec sa stratégie pour la croissance et l'emploi, l'Etat du Cameroun a consenti ces dernières années, d'important moyens en vue d'accroitre des échanges commerciaux tant à l'intérieur que dans la sous-région à travers le développement des infrastructures notamment routières. Dans cette optique un programme de construction des corridors a été élaboré avec pour objectif central l'amélioration de la compétitivité du port autonome de Douala. Ainsi, les tronçons manquants des corridors ci-après sont en cours d'aménagement ou de réhabilitation :

- Douala-Yaoundé-Sangmélima-OUESSO en République du Congo ;
- Douala-Bafoussam-Bamenda-Enugu au Nigéria encore appelé corridor de la concorde qui permettra à terme non seulement de rapprocher les deux peuples mais surtout de créer de la complémentarité entre les ports de Douala et de Lagos ;
- Douala-Nkongsamba-Bafoussam-Bankim-Tibati-Ngaroundéré, appelé la dorsale permettra de rallier soit le TCHAD par Garoua-Maroua-Kousserie-Ndjamena ou le Nigeria
- Douala-Yaoundé-Bertoua-Garoua Boulai qui offre soit la possibilité d'entrée en République Centrafricaine par Berberati ou celle de rallier Ndjamena au Tchad par Ngaroundéré.

L'exploitation des deux derniers corridors a montré qu'en dépit de leur bon état et de leur performance du réseau routier camerounais. C'est pour réduire cette distance que le projet d'aménagement de l'axe Batchenga-Ntui-Yoko-Ngaroundéré a été conçu.

L'aménagement de cet axe comprend donc le projet de réalisation d'un pont mix sur le fleuve Sanaga au lieu-dit Natchigal à Batchenga afin de relier l'axe Batchenga-Ntui.

Sur financement de l'Agence française de développement, les études de construction de pont sont réalisées par le groupement STUDI INTERNATIONAL/ECTA BTP/BHYGRAPH ENGINEERING et sa réalisation est assurée par l'entreprise RAZEL.

II.2 Objectifs de l'étude

II.2.1 Objectif général

L'objectif général de la présente étude est de proposer une conception et un dimensionnement d'un pont mixte acier-béton pour le franchissement du fleuve Sanaga sur l'itinéraire Batchenga-Ntui.

II.2.2 Objectifs spécifiques

- Réaliser une conception détaillée de l'ouvrage ;
- Faire un dimensionnement détaillé de la structure de l'ouvrage avec optimisation de la charpente métallique ;
- L'établissement d'un devis quantitatif et estimatif des travaux de l'ouvrage.

II.3 Données de base

II.3.1 Données fonctionnelles

La réalisation du pont fait partie du projet d'aménagement de de l'axe Batchenga-Ntui-Yoko-Ngaroundéré plus précisément sur l'itinéraire Batchenga-Ntui au niveau du franchissement du fleuve Sanaga.

Il s'agit d'un pont mixte acier-béton d'une longueur de 400 m comportant un tablier continu à sept travées : 42.5 m, 60 m, 60 m, 75 m, 60 m, 60 m, 42.5 m ; portant une voie à deux sens de circulation routière et piétonne (Cf: Rapport mensuel Study du mois de mai 2017 STUDI dans le cadre du projet d'aménagement de l'axe Batchenga-NTui).

Les principales caractéristiques de ce pont sont :

- Pont avec deux culées (C_0 et C_7) en rives et six piles dont quatre en rivière et deux en zone mixte (P_1 et P_6);
- Remblai d'accès :
  - Un remblai par rapport au terrain actuel sur une épaisseur maximale de l'ordre de 11m/TN aux abords immédiats de la culée C_0.

- Un remblai par rapport au terrain actuel sur une épaisseur maximale de l'ordre de 8m/TN aux abords immédiats de la culée C_7.

II.3.2 Données naturelles

❖ Données hydrologiques et topographiques

- Niveau d'eau

Les niveaux de l'eau dans la Sanaga données par les études réalisées par sont les suivants (Cf: Rapport mensuel Study du mois de mai 2017 STUDI dans le cadre du projet d'aménagement de l'axe Batchenga-NTui):

- +430.86NGC ; NHPE
- +427.50NGC ; NPBE

Au droit des appuis, nous avons les niveaux de nappe suivants (Cf: Note de calculs géotechnique réalisées par GEOGOR) :

- Culée C_0 : nappe à +430.0NGC
- Culée C_7 : nappe à +427.5NGC
- Pile P_1 : nappe au niveau du TN soit à +428.4NGC
- Pile P_6 : nappe au niveau de celui de la Sanaga +427.50NGC
- Piles P_2 à P_5 ; niveau de la Sanaga +427.50NGC

- Implantation des appuis :

L'implantation des appuis par rapport à la cote du TN est présentée ci-dessous (Cf: Note de calculs géotechnique réalisées par GEOGOR :

Tableau 1:Implantation des appuis par rapport au TN

Appuis	PK	Cote TN
C_0	PK8+445,70	+ 432,00 NGC
P_1	PK8+488,2	+ 428,40 NGC
P_2	PK8+548,2	+ 432,00 NGC
P_3	PK8+608,2	+ 418,60 NGC
P_4	PK8+683,2	+ 424,8 NGC
P_5	PK8+743,2	+ 415,5 NGC

P_6	PK8+803,2	+429,2 NGC
C_7	PK8+845,7	+429,2 NGC

❖ Données géotechniques

- Matériaux de remblais pour culées :

Les caractéristiques des matériaux d'apport pour réaliser les rampes d'accès au droit des culées sont les suivantes (Cf: Rapport mensuel Study du mois de mai 2017 STUDI dans le cadre du projet d'aménagement de l'axe Batchenga-NTui) :

Tableau 2: Caractéristique matériaux de remblai culée

Culée	Matériaux d'apport	Masse volumique (t/m^3)
C_0	Sable siliceux	1,74
C_7	Sable argileux	1,81

- Hypothèses géotechniques :

Appuis	PK	Cote d'ancrage des fondations dans le sol (gneiss fracturé)
C_0	PK8+445,70	+ 426,4 NGC
P_1	PK8+488,2	+ 417,9 NGC
P_2	PK8+548,2	+ 409,1 NGC
P_3	PK8+608,2	+ 407,2 NGC
P_4	PK8+683,2	+ 421,4 NGC
P_5	PK8+743,2	+ 410,6 NGC
P_6	PK8+803,2	+418,7 NGC
C_7	PK8+845,7	+428,7 NGC

✓ **Le béton**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée fc28. Le béton est dosé à 400 kg/m3 de ciment CPA 32.5, avec une densité de 2,5 t/m^3.

❖ Résistance caractéristique à la compression :

Pour notre ouvrage, le béton utilisé est le B20, B27, et le B35, leurs résistances caractéristiques à la compression à 28 jours est :

- Pour le béton de propreté $f_{c28} = 20\ MPa$
- Pour les culées, piles et fondations $f_{c28} = 30\ MPa$
- Pour le béton du tablier $f_{c28} = 35\ MPa$

Pour un béton âgé de moins de 28 jours on utilise la formule suivante:

$$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} f_{cj}$$

❖ Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :
$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{tj}$

❖ Contrainte de calcul pour l'ELS :

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec θ fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h,
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h,
- 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

❖ Contrainte de calcul pour l'ELS :

$$\sigma_{bc} = 0{,}6 f_{c28}$$

❖ Armature du béton :

Les aciers utilisés pour le béton dans notre projet sont des armatures courantes à haute adhérence de classe Fe400, avec une limite d'élasticité de 400MPa et un module d'élasticité E_s=200000 MPa.

- Enrobage des aciers:

Nous aurons un enrobage de 5 cm pour le tablier et les piles et 7 cm pour les fondations.

- ✓ **L'acier pour poutre :**

Pour les poutres et les entretoises nous utiliserons les S355 et les S460.

CONCLUSION

Étant donné que notre projet est destiné à offrir un certain niveau de sécurité et de confort aux usagers, la conception de celui-ci doit satisfaire à un certain nombre d'exigences. On distingue les exigences fonctionnelles (ou données fonctionnelles) qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles (ou données naturelles) qui sont l'ensemble des éléments de son environnement déterminant sa conception.

A la fin de ce chapitre on conclue que pour chaque étude d'un ouvrage d'art il est nécessaire d'avoir des reconnaissances sur le site de l'ouvrage, l'implantation et les caractéristiques de l'ouvrage, et aussi le recueil des données naturelles (la topographie – l'hydrologie – la géotechnique). Afin de réussir les premières étapes du cycle de vie de notre projet à savoir les études préliminaires et la conception.

CHAP III : METHEODOLOGIE DE CONCEPTION

INTRODUCTION

Ce projet de construction a pour objet de dimensionner des différentes parties d'un pont mixte acier-béton à deux poutres. Le but de ce chapitre est de pré dimensionné les éléments constituants le tablier, les appuis et les fondations de ce pont.

III.1 CONCEPTION DU TABLIER

III.1.1 Description du tablier

Le tablier du pont mixte bipoutres acier-béton est constitué de deux poutres reconstituées soudées (PRS) solidaires entre elles par l'intermédiaire de poutres transversales en profilées laminées. La figure ci-dessous montre la composition d'un tablier d'un pont mixte acier-béton bipoutres.

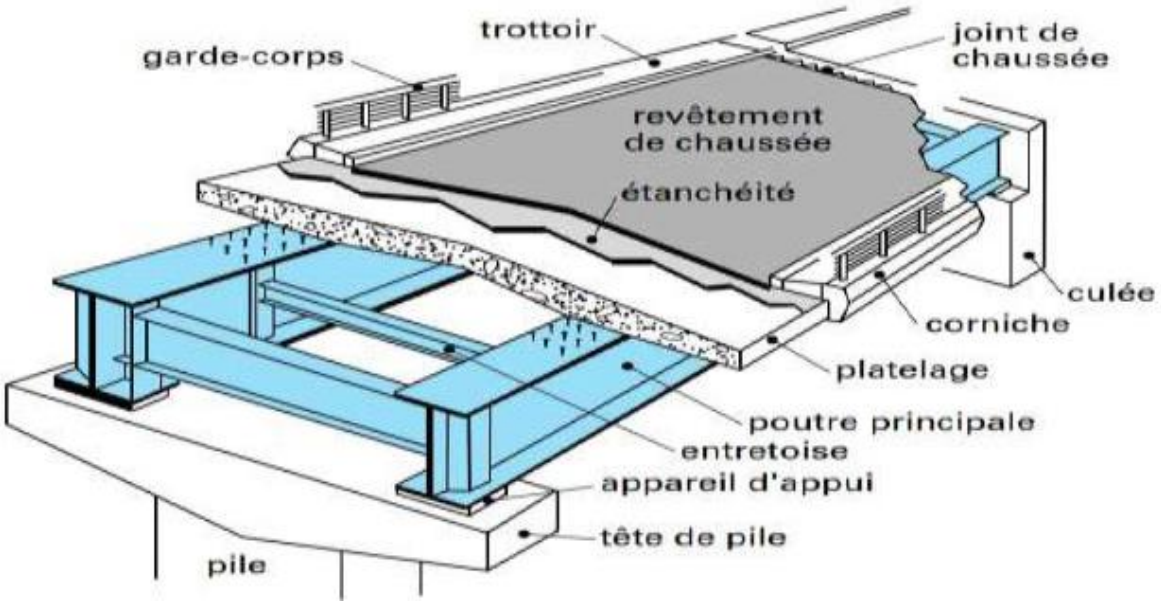


Figure 7:Eléments constitutifs d'un pont mixte bipoutres acier-béton

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 1,40 m de large seront aménagés de part et d'autre de la chaussée à deux voies de 3,50m chacune. Des dispositifs de sécurité de type S8 (garde-corps) et des glissières béton armé (GBA) type 1 seront installés sur le pont.

III.1.2 Choix type de poutres principales

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 Lt=12m.

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) :

- Pour un tablier mixte acier-béton bipoutres à entretoises, la largeur total doit respecter la condition $L_T < 13$ à $14\ m$;
- Pour un tablier mixte acier-béton bipoutres à pièces de pont, la largeur total doit respecter la condition $L_T > 13$ à $14\ m$;

Ainsi pour une largeur $L_T = 12m < 13m$, nous choisissons un tablier mixte acier-béton bipoutres à entretoises.

III.2 Prédimensionnement des éléments du tablier

III.2.1 Pré-dimensionnement du tablier

III.2.1.1 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 1,5m pour une largeur totale de 12m.

III.2.1.2 Pré-dimensionnement poutres du tablier

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 n^0 3 ci-dessous :

Tableau 3:prédimensionnement des poutres du tablier selon le guide Setra

ELEMENTS		CALCUL	CHOIX
L (longueur travée centrale en m)	75	75	**75**
LT (largeur totale du tablier en m)	12	12	**12**
Hauteur totale des poutres principales Ht (en m)	$max = \left[\frac{L}{28}\left(\frac{L_T}{12}\right)^{0.45} ; 0.40 + \frac{L}{35}\right]$	2.54	**2.6**
Entraxe des poutres principales A (en m)	$A = 0.55 \times L_T$	6.6	**6,4**
Nombre de poutres principales N	$N = \frac{L_T}{A}$	1.83	**2**
Largeur des semelles inférieures Binf (en m) des poutres principales	$B_{inf} = \left(0.25 + \frac{L_T}{40} + \frac{L}{125}\right)\left(0.92 + \frac{L_T}{150}\right)$	0,89	**0.9**
Largeur des semelles supérieures Bsup (en m) des poutres principales	$B_{sup} = B_{inf} - 0.1$	0,8	**0,8**
Entretoises en zone Courante	IPE 600	IPE 600	**IPE 600**
Epaisseur de la dalle E (en m) du tablier en béton armé	$E_1 = 0.13 + \frac{(L_T - A)}{26}$ au droit des poutres principales	0.31	**0.35**
	$E_1 = 0.12 + \frac{A}{50}$ au centre du tablier	0.24	**0.25**

❖ Ame et épaisseur 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).

✓ Épaisseur âme

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 selon le tableau suivant

(cf. Ponts mixtes acier-béton, Guide de conception durable ; SETRA septembre 2010) :

Tableau 4: choix des épaisseurs profilés

NUANCE	EPAISSEUR	QUALITE
S355	$e \leq 30\ mm$	K2
S355	$30\ mm \leq e \leq 80\ mm$	N ou M
S355	$80\ mm \leq e \leq 150\ mm$	NL ou ML
S460	$e \leq 50\ mm$	M
S460	$50\ mm \leq e \leq 120\ mm$	ML

Pour comme epaisseur de l'ame $t_w = 30\ mm$

✓ Épaisseurs 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 :

- $t_{fs} = 50\ mm$ Pour la semelle supérieure
- $t_{fi} = 50\ mm$ Pour la semelle supérieure inférieure

Récapitulatif des poutres principales en PRS :

Tableau 5:Récapitulatif prédimensionnement poutre

Hauteur totale de la poutre principale (mm)	H_t	2600
Largeur semelle supérieure (mm)	B_{sup}	900
Largeur semelle inférieure (mm)	B_{inf}	800
Epaisseur semelle supérieure (mm)	t_{fs}	50
Epaisseur semelle inférieure (mm)	t_{fi}	50
Hauteur de l'âme (mm)	H_w	2510
Epaisseur de l'âme (mm)	t_w	30

III.3 CONCEPTION DES APPUIS

III.3.1 Conception des culées

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

- ✓ Le mur-grade grève

Le mur garde-grève a pour fonction de séparer le remblai de l'ouvrage.il s'agit d'un voile ne béton armé, construit après achèvement du tablier par reprise de bétonnage sur le sommier qui doit résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition.

Son épaisseur $e = \sup\left(0{,}3\,;\frac{h}{8} = 0{,}6\right) = 0{,}6\,m$

Avec h=6,4 m hauteur du mur garde-grève.

- ✓ 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=25 cm

Le bossage pour appareil d'appui :

Le bossage est un support en béton armé sur lequel appareils d'appuis seront fixés. Ses dimensions sont
les suivantes : $L \times l \times h = 90 \times 90 \times 20\ cm$

- ✓ La dalle de transition

Elle est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art, résultant d'un compactage nécessairement imparfait du remblai proche des maçonneries ou de légers tassement de celui-ci. Elle est directement coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de 30 cm.

$L = \inf\{6m; \sup(3m\,; 0{,}6H) = 4{,}8\,\} = 4{,}8\ m$

Avec H la hauteur du remblais ; on prendra $L = 5m$

Notre dalle de transition a donc les dimensions suivantes : 5×8×0,3 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 : $l\ =\ 2{,}7\ m$ avec une pente de 4% pour l'évacuation des eaux vers la cunette et son épaisseur 1,2m.

- ✓ Les murs en retour :

Liés au mur garde-grève, Ils permettent de retenir latéralement les terres en tête des culées enterrées. Leur dimensionnement est fonction des efforts qu'ils ont à reprendre; dans les cas courant, leur épaisseur est comprise entre 30 et 60 cm. Nous retenons donc une épaisseur de 50 cm pout notre projet.

III.3.2 Conception des piles

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts jusqu'au sol de fondation. Elles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier à savoir si ce dernier est simplement appuyé, ou partiellement ou totalement encastré. Elles sont caractérisées par le fait qu'elles soient à l'air libre sur la grande partie de leur hauteur.

On peut les classer dans deux familles:

- Les piles constituées des éléments larges (voiles) :

Elles sont généralement préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou de poteaux et elles sont plus favorables mécaniquement.

- Les piles constituées des éléments minces (poteaux ou colonne) :

Elles peuvent être libres en tête si elles sont placées au droit des descentes de charges par l'intermédiaire des appareils d'appuis, ou liées par un chevêtre dans le cas contraire.

Le fût de pile est dimensionné selon 3 critères à savoir la résistance mécanique, la robustesse et l'esthétique.

Pour notre projet nous avons fait le choix de prendre des piles larges dont la section a une géométrie variable conçue en fonction de son travail mécanique qui offre une section plus importante au niveau des appuis.

Pré dimensionnement de la pile :

- En fonction de la nature du terrain et de la brèche à franchir, nos piles ont une hauteur de 12,6m sur une largeur de 8 m avec une épaisseur de 2,4 m au niveau des appuis et 1,8 en zone courante.

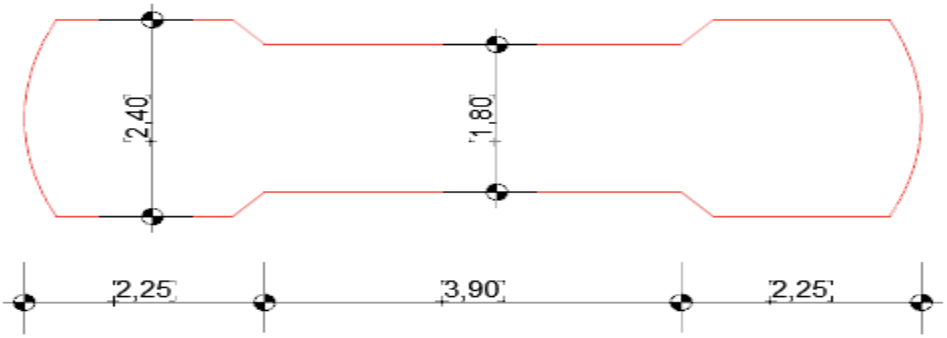


Figure 8: Conception de la pile

III.3.3 Conception des fondations :

La base de l'ouvrage, reçoit la descente des charges et les fait transmettre aux semelles reposant directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison parmi les types courants des fondations il y a : **les fondations superficielles** et **les fondations profondes.**

Les études géotechniques ont montré que le sol de couverture de la zone de projet est un sol rocheux constituée principalement de Gneiss fracturés ; donc le type de fondations appropriées seraient des fondations superficielles.

Compte tenu de l'affleurement, en fond de rivière, du gneiss très dense, la solution de fondations superficielles aurait été délicate à mettre en œuvre pour les appuis en rivière ; difficulté à réaliser un batardeau, impossibilité d'ancrage des palplanches, mise hors d'eau de la fouille des semelles difficile, difficulté pour réceptionner le fond de fouille.

Le choix du type de fondation appropriée pour chaque appui se fera donc en fonction de la cote du TN par rapport au niveau d'eau. Les appuis dont la cote TN se trouvant au-dessus du niveau de la nappe. Le tableau suivant nous présente les différentes cotes TN et de la nappe des appuis.

Tableau 6:Cotes du TN et de la nappe

Appuis	**C_0**	**P_1**	**P_2**	**P_3**	**P_4**	**P_5**	**P_6**	**C_7**
Cote TN	+ 432,00 NGC	+ 428,40 NGC	+ 432,00 NGC	+ 418,60 NGC	+ 424,8 NGC	+ 415,5 NGC	+429,2 NGC	+429,2 NGC
Niveau nappe	+ 430,00 NGC	+ 428,40 NGC	+ 427,50 NGC	+ 427,50 NGC	+ 427,50 NGC	+ 427,50 NGC	+ 427,50 NGC	+ 427,50 NGC

Les solutions et les choix adoptés donc pour l'exécution des fondations sont les suivants :

- ✓ **Digues provisoires** ; deux digues provisoires seront réalisées en rivière ;
- Une première digue permettant la réalisation des piles P1 à P3, digue qui sera démontée pour réaliser une seconde digue provisoire.
- Une seconde digue permettant la réalisation des piles P4 à P6, puis démontée en phase définitive.
- Ces digues seront établies jusqu'à la cote +429,00 NGC avec une pente de talus de 3H/2V, une largeur en tête de 30m et une longueur de l'ordre de 120m chacune. Les parements seront protégés avec une carapace en enrochements alors que le noyau sera réalisé avec un matériau sableux.

- ✓ **Piles P1, P4 et P6** : pour ces piles situées hors zone nautique, un mode de fondation par semelle superficielle reposant au toit du gneiss est envisagé avec une emprise de 10.0x5.0m.

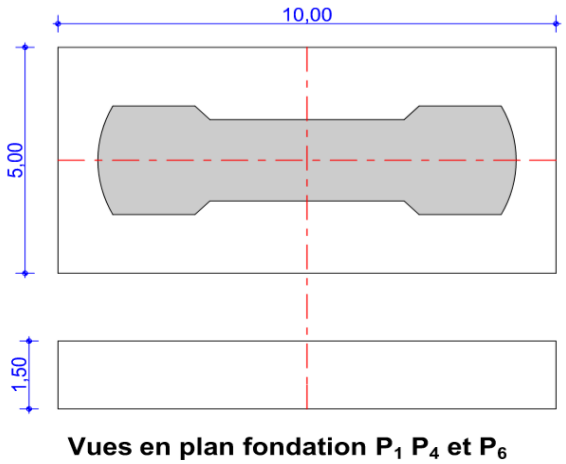


Figure 9:vues en plan fondations sous piles P1,P2 et P6

- ✓ **Piles P2, P3 et P5** : pour ces piles situées en milieu nautique, il est envisagé une fondation constituée d'un ensemble de 16 pieux (appuis ponctuels - φ=1.0m) ancrés au toit des gneiss ; espacement de 2.5 à 3.0m entre files et de 3.0m entre rangées d'appuis ponctuels. La mise en œuvre de ces pieux se fera depuis la surface des digues provisoires.

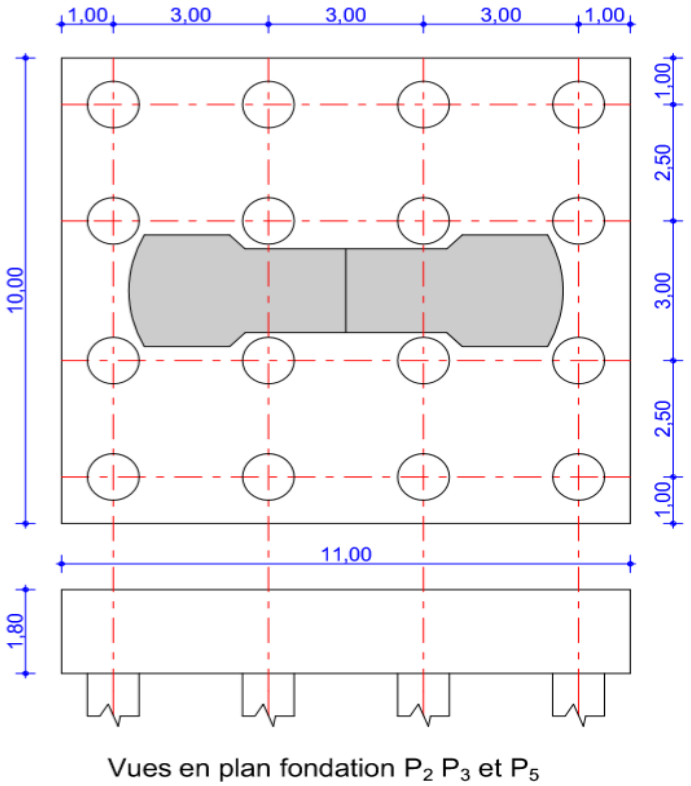


Figure 10:Vues en plan fondation sous npile P2,P3 et P5

- ✓ **Culées C0 et C7** : elles seront portées chacune par 6 pieux verticaux en béton réalisés par forage et répartis sur deux files de quatre pieux chacune ; entraxe de 3m entre files et 4,60m entre rangées.

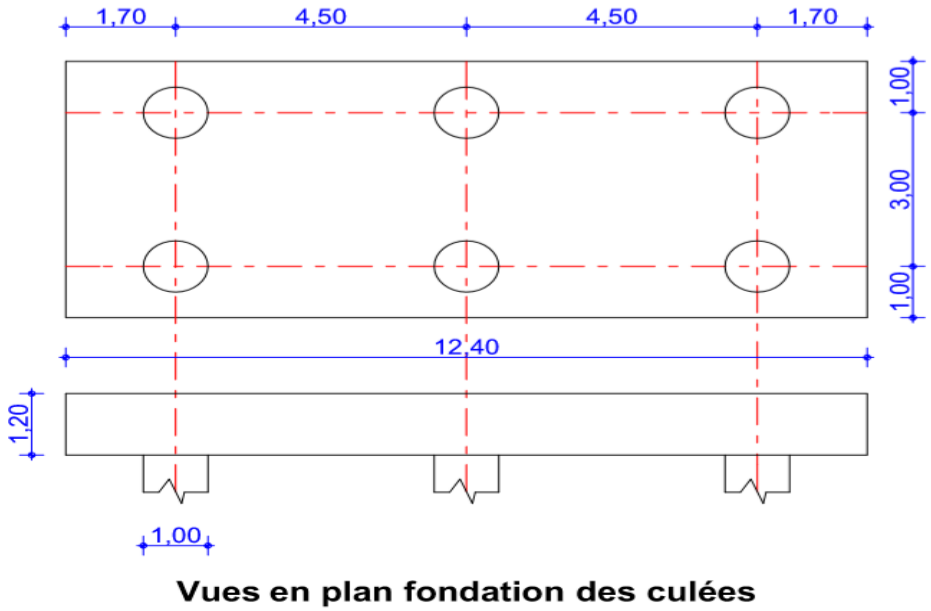


Figure 11:Vues en plan fondation sous culées

CHAP IV : ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES

INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à l'étude et la vérification des différentes parties de de l'ouvrage. Cette partie consiste à :

- Déterminer les différentes charges et surcharges auquel est soumis l'ouvrage
- Étudier et vérifier les différents structures et équipements de l'ouvrage

On se basera sur les résultats obtenus par modélisation de l'ouvrage avec le logiciel de calcul pour les différentes études.

IV.1 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1.1 Evaluation des charges :

L'ouvrage doit être capable de résister aux efforts appliqués qui sont les suivantes :

- La charge permanente (CP)
- La charge permanente complémentaire (CCP)
- Les surcharges routières

IV.1.2 La charge permanente (CP)

Elle contient le poids propre des poutres, des entretoises et de la dalle

Poids propre des poutres

$$P = 78{,}5 \times 204400 \times 10^{-6} \times 400 \times 2 = 12836{,}32\ KN$$

Poids propre des entretoises

$$P = 60 \times 7{,}75 \times 15598 \times 10^{-6} \times 6 = 440{,}8 KN$$

Poids propre de la dalle

$$P = 0.3 \times 25 \times 400 = 3000\ KN$$

IV.1.3 La charge permanente complémentaire (CCP)

Elle contient le poids des équipements du pont suivant :

- ✓ Revêtement

Pour le revêtement on a une couche de roulement en Béton Bitumineux d'épaisseur 8 cm d'une densité de 2,4t/m^3

$P = 7 \times 24 \times 0{,}08 = 13{,}44 KN/ml$

- ✓ Etanchéité

Nous avons comme étanchéité une couche asphalte de 24KN/m^3 de poids volumique

$P = 7 \times 24 \times 0.03 = 5{,}4 KN/ml$

- ✓ Trottoirs

$P = 1{,}2 \times 25 \times 0.2 = 6 KN/ml$

- ✓ Bordure trottoir

Nous avons une bordure de trottoir de type T1 avec une charge de 0,56 KN/ml

- ✓ Corniche

$P = 25 \times 0{,}15 = 3{,}75 KN/ml$

- ✓ Le garde-corps

Garde-corps cde type S8 1,3 KN/ml

IV.1.4 Evaluation des surcharges :

IV.1.4.1 Calcul des surcharges routières

On distingue :

- ✓ Les surcharges de types A(L)
- ✓ Le système B
- ✓ La surcharge militaire Mc 120
- ✓ La surcharge exceptionnelle type grumier
- ✓ Les surcharges du trottoir
- ✓ Surcharge sur remblai

Les résultats obtenus après évaluation des surcharges sont les suivants :

- ✓ Surcharges de type A(L)

Tableau 7:Charge A(L) pour les deux voies chargées

	L(m)	A(L) KN/m^2	a_1	a_2	Largeur chargée(m)	$A(L)_2$ KN/m^2
1er cas	42,5	8,9	1	1	7	8,9
2ème cas	60	7,3	1	1	7	7,3
3ème cas	75	6,4	1	1	7	6,4
4ème cas	102,5	5,4	1	1	7	5,4
5ème cas	120	4,74	1	1	7	4,74
6ème cas	135	5,02	1	1	7	5,02
7ème cas	162,5	4,36	1	1	7	4,36
8ème cas	195	4,03	1	1	7	4,03
9ème cas	237,5	3,74	1	1	7	3,74
10ème cas	255	3,64	1	1	7	3,64
11ème cas	297,5	3,46	1	1	7	3,46
12ème cas	315	3,4	1	1	7	3,4
13ème cas	357,5	3,27	1	1	7	3,27
14ème cas	400	3,17	1	1	7	3,17

- ✓ Surcharges système B, surcharges militaires Mc120, surcharges grumier.

Après application de la méthode de courbon nous avons repartie transversalement les charges roulantes sur les poutres. Le tableau suivant nous donne les différentes valeurs obtenues en fonction des essieux des convois :

Tableau 8:Répartition transversale des charges roulantes

Système		Charge sur roue de l'essieu (KN)	Coefficient de répartition transversale	Charge réelle sur la poutre (KN)
Bc	1er essieu	30	2,625	78,5
	2ème essieu	60	2,625	157,5
	3ème essieu	60	2,625	157,5
Bt	1er essieu	80	2,312	185
	2ème essieu	80	2,312	185
Grumier	1er essieu	37,5	1,7	69,3
	2ème essieu	115,625	1,7	196,56
	3ème essieu	115,625	1,7	196,56
	4ème essieu	115,625	1,7	196,56
	5ème essieu	115,625	1,7	196,56
Mc120	1 essieu	550	1	550

- ✓ 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)

- ✓ Efforts de freinage

Nous allons ici considérer l'effort de freinage le plus défavorable qui est celui du système Bc dont un seul camion de 30t est censé freiné. On a donc :

$$F_{A(L)} = 30t = 300\ KN$$

- ✓ 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/m2, laquelle intervient dans la justification de la stabilité des culées.

Surcharge sur remblai d'accès (Sr)=10kN/m2

IV.1.5 Définition des combinaisons

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 États 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 États Limites de Service (ELS) de résistance et de stabilité de forme :

$$G_{Max} + G_{Min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum \Psi_{Qi}Q_i$$

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 9: Coefficients de ponderation des charges

Types de charges	ELU	ELS
Charges permanentes	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
Charges sur remblais	1,6	1,2
Charges dues au vent	1,2	0
chocs de bateaux **	1,2	0

* A multiplier par le coefficient de majoration dynamique

** charge accidentelle non vérifié à l'ELS

$\boldsymbol{\delta_{Bc} = 1,07}$

$\boldsymbol{\delta_{Bt} = 1,057}$

$\boldsymbol{\delta_{Br} = 1,044}$

$\boldsymbol{\delta_{Mc120} = 1,091}$

Après multiplication par les coefficients de majoration dynamique on obtient les combinaisons suivantes :

ELU : $\boldsymbol{1,35G + 1,5Q + Max[1,6A(L)\,;1,7Bc\,;1,69Bt;1,67Br;1,35Mc120\,;1,35Gr]}$

ELS: $\boldsymbol{G + Q + Max[1,2A(L)\,;1,28Bc;\ 1,27Bt;1,25Br;Mc120\,;Gr]}$

IV.2 ETUDE TECHNIQUE DU TABLIER

- ❖ Détermination de la classe du profilé
- ✓ Classe de la semelle

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

Avec :

ε : le coefficient de réduction

f_y=355 MPa la limite d'élasticité de l'acier coefficient de réduction

$$\frac{B_{sup}}{2 * t_{fs}} = \frac{800}{2 * 50} = 8$$

$$14 * \varepsilon = 14 * 0{,}81 = 11{,}13$$

On a $\frac{B_{sup}}{2*t_{fs}} < 14 * \varepsilon$ donc la semelle du profilé est de classe 3

$$\frac{B_{sup}}{2 * t_{fs}} = \frac{800}{2 * 50} = 8$$

$14 * \varepsilon = 14 * 0{,}81 = 11{,}13$

On a $\frac{B_{sup}}{2*t_{fs}} < 14 * \varepsilon$ donc la semelle du profilé est de classe 3

- ✓ Classe de l'âme :

$$\frac{H_w}{t_w} = \frac{250}{50} = 50$$

$72 * \varepsilon = 72 * 0{,}81 = 58{,}32$

On a $\frac{H_w}{t_w} < 72 * \varepsilon = 72 * 0{,}81 = 58{,}32$ donc l'âme du profilé est de classe 1

Classe profilé = max (Came; Csemelle) = **Classe 3**

- ❖ Largeur de la dalle participante

Coté encorbellement :

$$b_1 = \min\left(2{,}8; \frac{L}{10}\right) = \min\left(2{,}8; \frac{75}{10}\right) = 2{,}8\ m$$

Coté axe du tablier :

$$b_1 = \min\left(\frac{6{,}4}{2}; \frac{L}{10}\right) = \min\left(\frac{6{,}4}{2}; \frac{75}{10}\right) = 3{,}2\ m$$

Largeur totale participante associée à une poutre :

$$\boldsymbol{b = b_1 + b_2 = 6\ m}$$

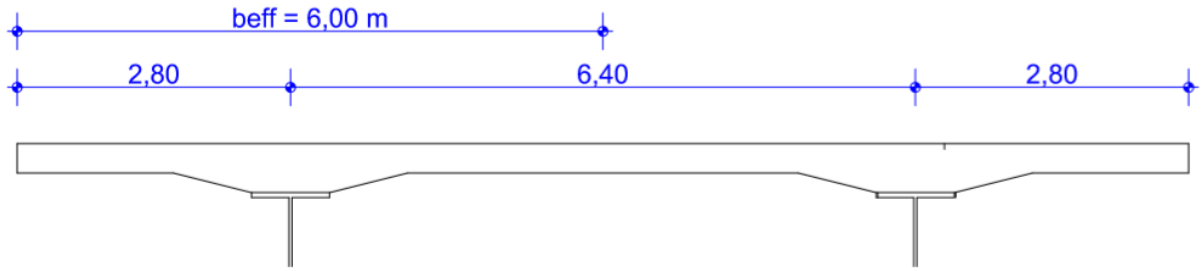


Figure 12:Largeur de la dalle participante

IV.2.1 Modélisation du tablier

Pour le calcul structural de notre projet nous avons utilisé le logiciel Robot Structural Analysis 2019 (RSA2019) qui est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil. C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts interne dans une structure, et qui utilise le principe des éléments finis.

La modélisation aura pour but d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. L'ouvrage une fois modélisé et calculer nous permettra d'avoir une appréciation réelle du comportement de notre structure via les sollicitations appliquées à travers les efforts internes résultant d'une analyse numérique sous les différents cas de charge.

Pour la modélisation de notre tablier le logiciel RSA nous offre la possibilité de modélisé tous les éléments constituants le tablier. Cependant vu la longueur et la complexité de notre ouvrage de, une modélisation complète de notre tablier rendrait le calcul très volumineux et par conséquent une interprétation difficile des résultats.

La solution adoptée donc pour la modélisation de notre tablier consistera à modéliser une poutre de 400 m (longueur du pont) reposant sur des appuis dont les appuis de rives seront modélisés comme des rotules tandis que les appuis intermédiaires seront des appuis simples.

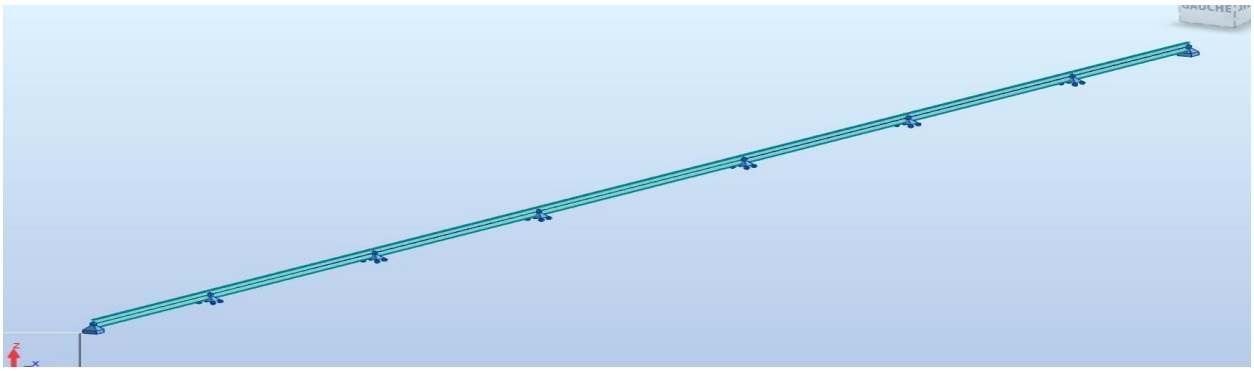


Figure 13:Modélisation de la poutre avec le logiciel RSA 2019

L'application des charges courantes sur la poutre se fera linéairement et pour l'application des charges roulantes nous utiliserons les résultats de la répartition transversale obtenue par la méthode de Courbon pour la répartition transversale des charges du convoi.

Les charges roulantes seront modélisées ponctuellement sur la poutre tout en respectant la disposition longitudinale des convois et les distances entre les essieux avec un pas de calcul de 1m.

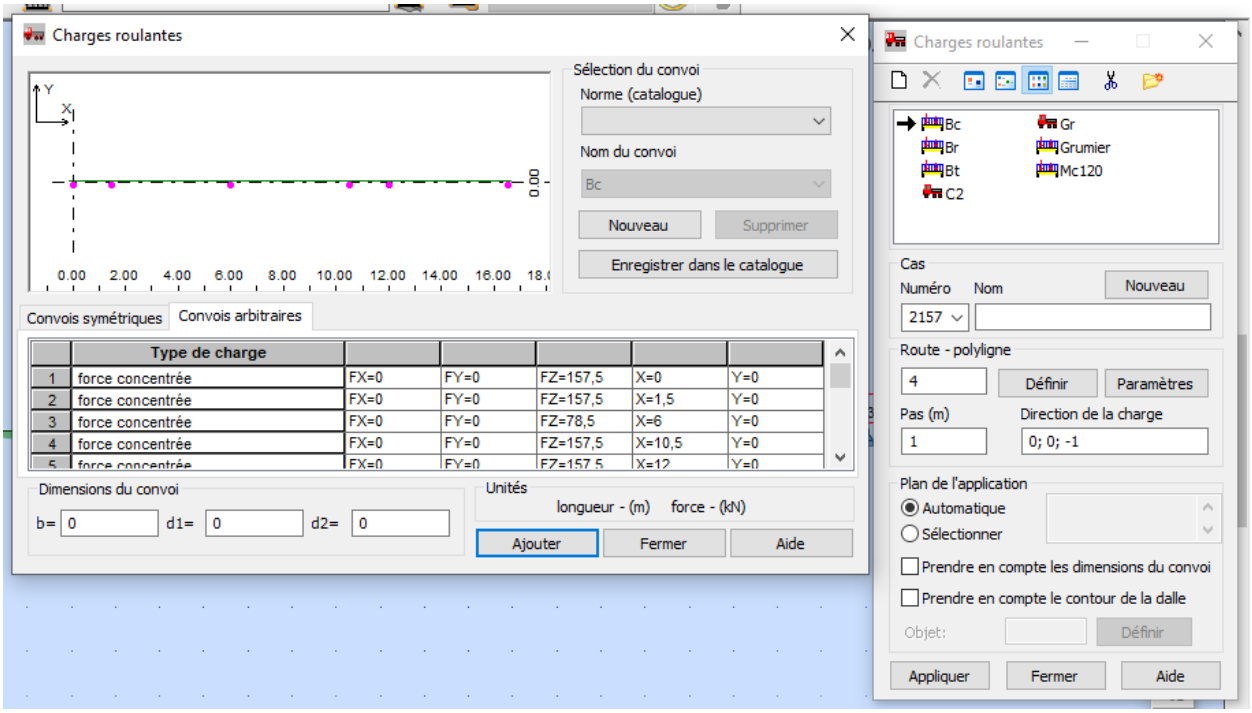


Figure 14:Modélisation des charges roulantes avec le logiciel RSA 2019

Les autres cas de charges seront directement appliqués sur la poutre linéairement.

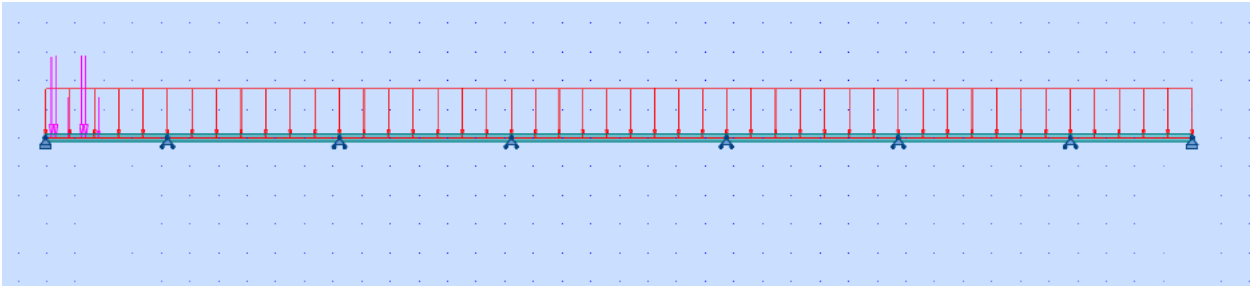


Figure 15: Chargement linéaire de la poutre avec le logiciel RSA 2019

IV.2.2 Détermination des sollicitations

Après analyse de notre modélisation sur RSA nous obtenons les différentes sollicitations de calcul pour notre structure en fonction des différents cas de chargement et de combinaisons. Les différentes courbes enveloppes des moments fléchissant et des efforts tranchants obtenus aux ELU et ELS sont les suivantes :

- Courbes enveloppes sollicitations à l'ELU :
  - ✓ Moments fléchissant en KN.m

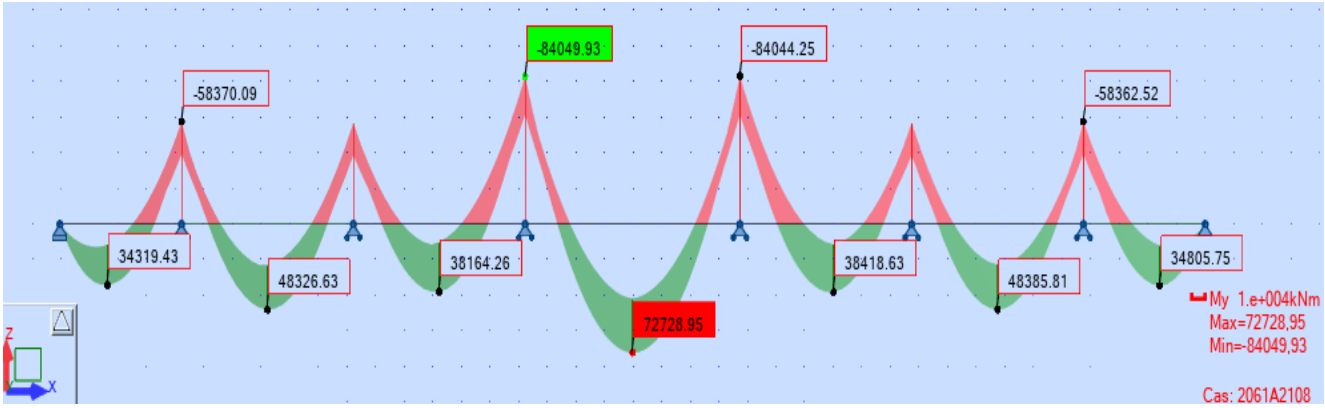


Figure 16:Diagramme moment fléchissant à l'ELU

  - ✓ Efforts tranchants en KN

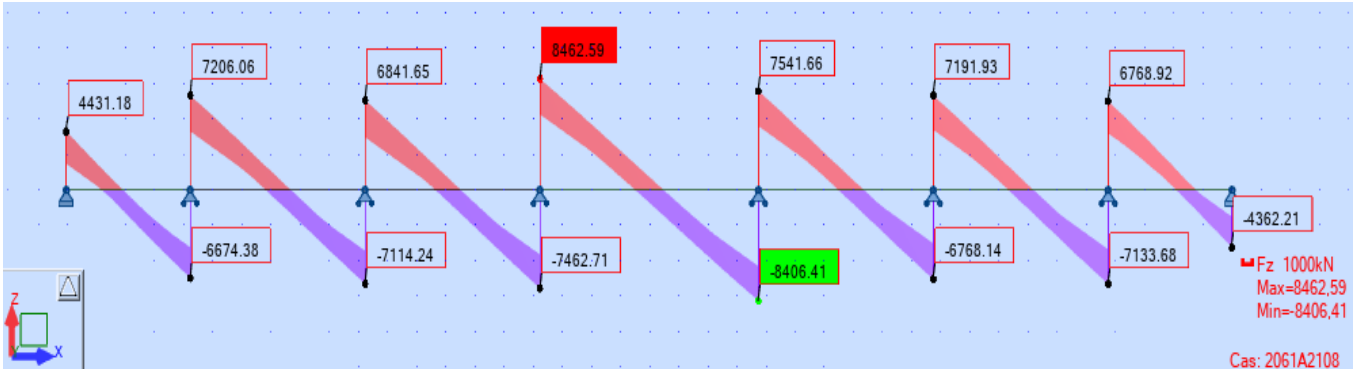


Figure 17:Diagramme effort tranchant à l'ELU

- Courbes enveloppes sollicitations à l'ELS :
  - ✓ Moments fléchissant en KN.m

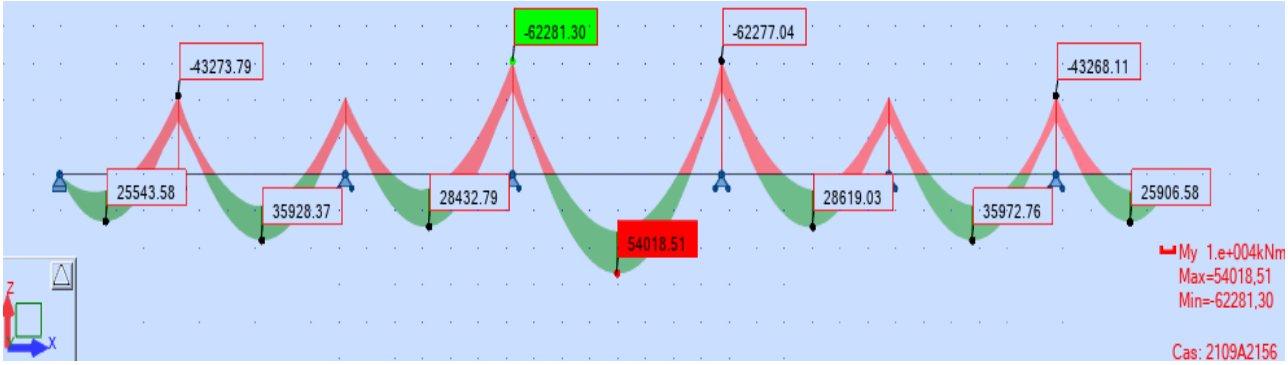


Figure 18:Diagramme moment fléchissant à l'ELS

- ✓ Efforts tranchants en KN

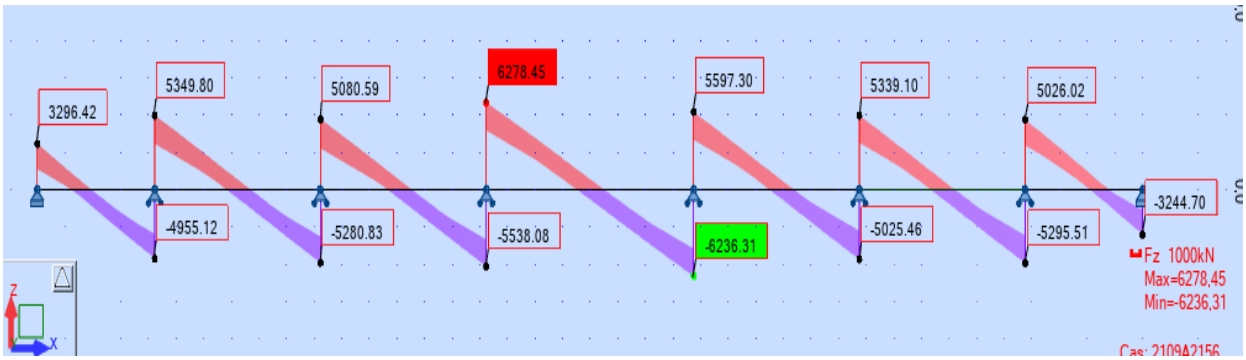


Figure 19:Diagramme moment fléchissant à l'ELS

IV.2.3 Vérification du pré dimensionnement de du tablier

Après avoir obtenu les sollicitions nous allons effectuer une vérification de notre pré dimensionnement en en vérifiant la résistance à la flexion d'une section mixte sous moment positif. Il s'agira de vérifier si la section obtenue lors du prédimensionnemt résiste aux sollitations.

On a $\boldsymbol{M_u = 72728,95\ Kn.m} \ \rightarrow \ \boldsymbol{M_u > M_{el,Rd}^{+at}}$

Donc la section mixte de notre prédimensionnement ne résiste pas.

Solutions :

- Nous allons augmenter l'épaisseur de notre dalle soit 30 cm en zone courantes et 50 cm sur appuis car les sollicitations au niveau des appuis sont plus élevées.

- Au niveau des poutres nous allons augmenter la section en augmentant l'épaisseur des semelles. Compte tenu des sollicitations très élevées sur appuis nous choisirons une épaisseur importantes capables de reprendre ces sollicitions.
- Pour des raisons économiques le choix de l'épaisseur des semelles sera fait en fonction de l'importance des sollicitations ce qui nous permettra de faire une optimisation.

IV.2.4 Choix des épaisseurs des poutres en fonction des sollicitations avec optimisations

Selon le guide **Setra,** le nombre indicatif de changement d'épaisseurs des semelles dans une travée se choisit en fonction de la longueur de la travée.

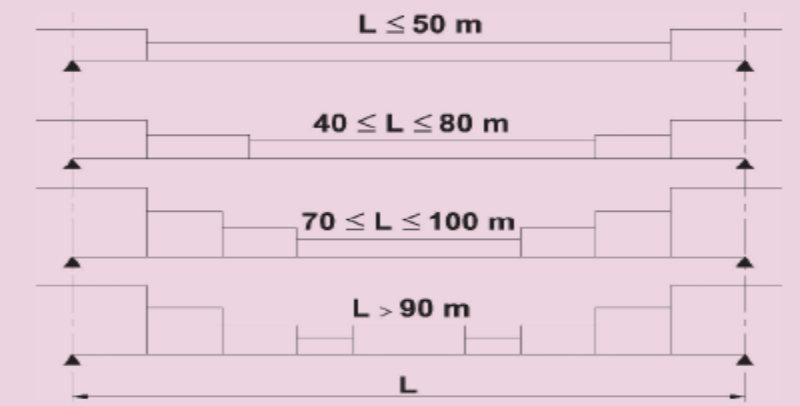


Figure 20:Principe de cha,gement d'épaisseur des semelles dans une travée

Pour notre projet nous sommes dans le cas $40 \leq L \leq 80\ m$ donc nous aurons trois changements d'épaisseur de semelles par travée.

Délimitation des zones de variation d'épaisseur

Le logiciels RSA 2019 nous permet à travers l'option cartographie panneau de voir la répartition des sollicitions dans les poutres comme l'illustre la figure suivante.

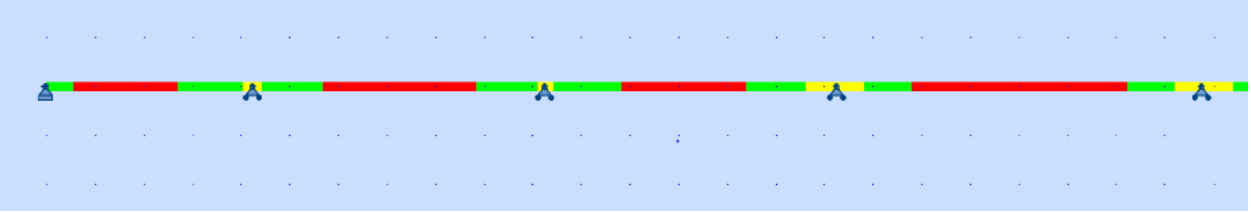


Figure 21:Cartographie de sollicitations dans les poutres

Nous observons sur cette cartographie 03 couleurs donc les longueurs de répartition sont fonction des valeurs élevées des sollicitions :

- La couleur jaune qui représente au niveau des appuis la zone sollicitée par les moments extrêmes négatifs ;
- La couleur verte qui représente la zone courante de moment négatifs dans les travées ;
- La couleur rouge qui représente la zone en travée sollicitée par les moments positifs ;

La répartition de matière le long de nos est présenté sur la figure suivante ou **a b c d e** représentent respectivement les différentes sections des profilés.

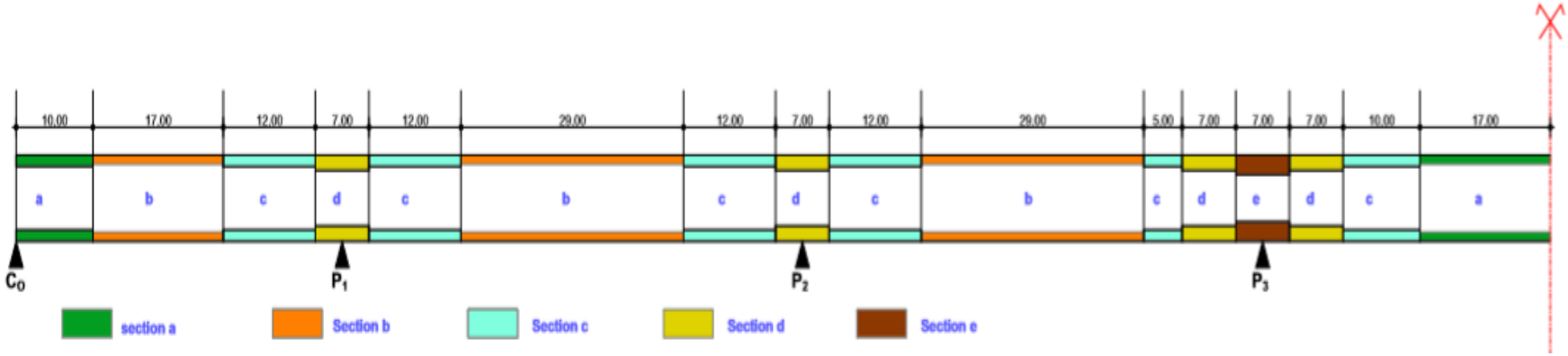


Figure 22:Répartition transversale matière des semelles

carractéristiques des profilés						
Barres		section a	section b	section c	section d	section e
Limite élastique	f_y	355 Mpa	355 Mpa	355 Mpa	460 Mpa	460 Mpa
Hauteur totale de la poutre	h	2,6 m	2,6 m	2,6 m	2,6 m	2,6 m
Aire du profilé	A_a	0,180 m^2	0,155 m^2	0,196 m^2	0,237 m^2	0,303 m^2
Semelle supérieure						
largeur de la semelle supérieure	$b_{f,sup}$	0,800 m	0,800 m	0,800 m	0,800 m	0,800 m
Epaisseur de la semelle supérieure	$t_{f,sup}$	0,065 m	0,050 m	0,075 m	0,100 m	0,140 m
Ame						
Epaisseur de l'ame	t_w	0,028 m	0,028 m	0,028 m	0,028 m	0,028 m
Hauteur de l'ame	h_w	2,47 m	2,50 m	2,45 m	2,40 m	2,32 m
Semelle inférieure						
largeur de la semelle inférieure	$b_{f,sup}$	0,9 m	0,9 m	0,9 m	0,9 m	0,9 m
Epaisseur de la semelle inférieure	$t_{f,sup}$	0,065 m	0,05 m	0,075 m	0,100 m	0,140 m

Tableau 10: Cratéristiques des profilés

IV.2.5 Calcul mixte du tablier et vérification des instabilités dans les profilés

IV.2.5.1 Calcul mixte

Le calcul mixte se fera pour chaque section et en fonction des efforts les sollicitant. Nos profilés étant de classe 3 nous allons vérifier leur résistance élastique au moment fléchissant et à l'effort tranchant.

La détermination des sollicitations dans les différentes sections constituants la poutre se fera par une analyse détaillée des résultats issus de l'analyse de notre poutre obtenue par le logiciel RSA 2019.

❖ Résistance élastique au moment fléchissant :

La condition de résistance de la section mixte au moment fléchissant est la suivante :

$\boldsymbol{M_u < M_{el,Rd}}$ **;** ou $M_{el,Rd}$ est le moment résistance élastique de la section mixte qui se détermine en fonction de la tension ou la compression de la fibre neutre (Cf. Cour de construction mixte acier-béton Polytechnique Clermont Ferrand ; par Pr Jean Pierre Muzeau, Ocobre 2001 rév 2008).

Le tableau suivant nous présente les vérifications des différentes sections au moment fléchissant :

Tableau 11:Résultats de vérification des section au moment fléchissant

Sections	Moment fléchissant(KN.m)	Moment résistant(KN.m)				Résistance élastique vérifiée
		Fibre supérieure		Fibre inférieure		
		tendue	comprimée	tendue	comprimée	
		$M_{el,Rd}^{-ac}$	$M_{el,Rd}^{+cc}$	$M_{el,Rd}^{+at}$	$M_{el,Rd}^{-st}$	
a	72728,83	/	128717,67	73643,01	/	OK
b	48326,63	/	119055,4	62785,4	/	OK
	-17567,59	32642,5	/	/	53957,6	
c	-41532,49	42586,6	/	/	67561,24	OK
d	-58421,34	67561,4	/	/	80455	OK
e	-84049,93	86338,01	/	/	99821,41	OK

Les détails de calcul sont présentés en **Annexe 3 : étude des section mixtes et vérification des instabilités des profilés**

❖ Vérification à l'effort tranchant et l'interaction moment-effort tranchant :

Bien qu'une partie de cet effort soit repris par la dalle, on admet en pratique que seule l'âme de la poutre en acier assure l'équilibre, comme si la section n'était pas mixte.

La vérification à l'effort tranchant est alors de la forme :

$$V_{max} \leq V_{el,Rd} = A_v * \frac{f_y}{\gamma_{Mo} * \sqrt{3}}$$

Ou $V_{el,Rd}$ est l'effort tranchant résistant de la section.

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 : $\boldsymbol{V_{max} \leq 0,5 * V_{el,Rd}}$ sinon $\boldsymbol{V_{max}}$ diminuera la résistance à la flexion.

Le tableau suivant nous présente les résultats de vérification à l'effort tranchant :

Tableau 12:Résultats de vérification des sections à l'effort tranchant

Sections	Effort tranchant max (KN)	Effort tranchant résistant ($V_{el,Rd}$en KN)	$0,5 * V_{el,Rd}$	Vérification à l'effort tranchant	Pas d'interaction avec le moment
a	4435,74 KN	14175	7087,5	OK	OK
b	4225,44	14347,15	7173,6	OK	OK
c	6091,9	14060,2	7030,1	OK	OK
d	7783,68	17847,05	8923,52	OK	OK
e	8462,56	17252,15	8626,07	OK	OK

Les détails de calcul sont présentés en **Annexe 3 : étude des section mixtes et vérification des instabilités des profilés**

IV.2.5.2 Vérification des instabilités dans les profilés

Sous l'effet des charges, les poutres peuvent rencontrer un problème de stabilité d'où la nécessaire de faire une vérification de nos profilés aux instabilités.

Dans notre projet nous étudierons deux phénomènes d'instabilité à savoir le voilement et le déversement.

❖ Vérification au voilement

Le voilement désigne le phénomène d'instabilités des parois d'une section sous l'effet des contraintes normales de compression, engendrées par un effort axial de compression et/ou un moment fléchissant.
La condition à respecter pour qu'il n'y ait pas risque de voilement est la suivante : $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72*\varepsilon}{\eta}$

Si cette condition n'est pas vérifiée alors il y a risque de voilement donc l'âme être vérifiée au voilement vis-à-vis du cisaillement ; La condition suivante doit alors être satisfaite : $\boldsymbol{V_{max} \leq V_{C,Rd}}$

où $\boldsymbol{V_{C,Rd}}$ est la résistance au voilement par cisaillement de l'âme.

$$V_{C,Rd} = x_v * \frac{f_y * A_v}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}}$$

Le tableau suivant nous présente les résultats de vérification au voilement de nos profilés :

Tableau 13:Vérification au voilement des profilés

Sections	$\frac{h_w}{t_w}$	$\frac{72 * \varepsilon}{\eta}$	Risque de voilement	Effort tranchant max (KN)	Résistance au voilement (KN)	Condition vérifiée
a	88,21	48,6	OUI	14175	9934	OK
b	89,28	48,6	OUI	14347,15	9976,8	OK
c	87,5	48,6	OUI	14060,2	9899,5	OK
d	85,7	55,54	OUI	17847,05	11710	OK
e	82,87	55,54	OUI	17252,15	11576,25	OK

Les détails de calcul sont présentés en **Annexe 3 : étude des section mixtes et vérification des instabilités des profilés**

❖ Vérification au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité par flexion latérale et par torsion qui se caractérise par un flambement latéral de la semelle comprimée hors du plan de flexion.

la poutre résiste au déversement si le condition suivante est vérifié : $\boldsymbol{M_u < M_{b,Rd}}$

ou $M_{b,Rd}$ est le moment résistant de calcul au déversement.

$$M_{b,Rd} = x_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec W_y le module élastique de la section

x_{LT} le coefficient de réduction pour le déversement dont sa valeur dépend de $\overline{\lambda_{LT}}$.

$\overline{\lambda_{LT}}$ l'élancement réduit $\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{CR}}}$ ou M_{CR} est le moment critique de déversement élastique.

Le tableau suivant nous présente les résultats de vérification de nos profilés au déversement :

Tableau 14:Vérification au déversement des profilés

Sections	Moment fléchissant (KN.m)	Moment résistant au déversement (KN.m)	Condition vérifiée
a	72728,83	74769,9	OK
b	48326,63	60536	OK
c	-41532,49	56494,6	OK
d	-58421,34	85540	OK
e	-84049,93	85211	OK

Les détails de calcul sont présentés en **Annexe 3 : étude des section mixtes et vérification des instabilités des profilés**

IV.2.6 Etude des entretoises

Les entretoises sont des éléments transversaux rigides qui permettent :

- La répartition des charges et surcharges sur les poutres.
- La solidarisation des poutres, ainsi de produire un bon contreventement.

Les entretoises dans notre cas sont des poutres en acier de type S355, qui a une limite élastique de 355 MPa.

Les études des entretoises consisteront à vérifier les instabilités suivantes :

- Vérification au cisaillement
- Vérification au voilement

Les détails de calculs sont présentés en **Annexe 11 : Étude des entretoises**

IV.2.6.3 Calcul du nombre de connecteurs

Pour notre ouvrage nous allons utiliser les goujons dont les caractéristiques sont les suivantes :

Tableau 15: Caractéristiques des goujons

h_{sc} (mm) hauteur totale	d (mm) diamètre tige	d_1 (mm) diamètre tige tète	h_t (mm) hauteur tige tète	f_y (MPa) limite élastique	f_u (MPa) contrainte de rupture
150	22	34,9	10	350	450

Sur 400 m nous avons un nombre total de connecteurs $n_T = \mathbf{3624\ connecteurs}$;soit $\mathbf{7248\ connecteurs}$ pour tout l'ouvrage avec un espacement longitudinale $\boldsymbol{b = 30\ cm}$ et un un espacement transversal $\boldsymbol{a = 28\ cm}$.

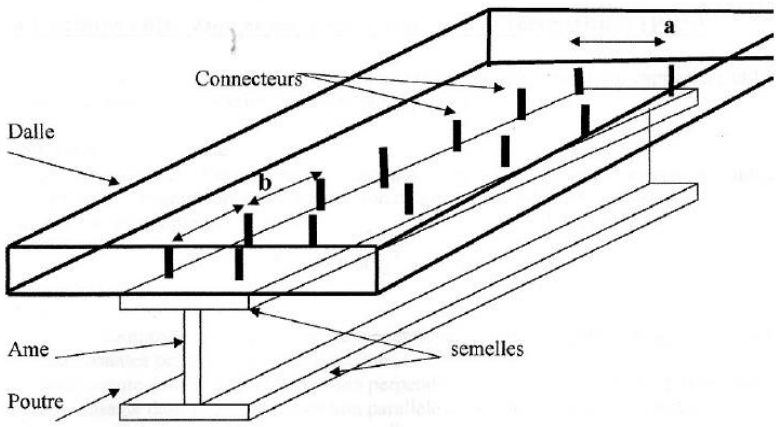


Figure 23:Disposition des goujons

Les détails de de calcul sont présentés en **Annexe 4 : Calcul du nombre de connecteurs**

IV.2.7 Étude des appareils d'appuis

Dans notre projet on utilise des appareils d'appuis en élastomère fretté. Ces derniers sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Pour notre projet les appareils d'appuis seront de types B qui 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.

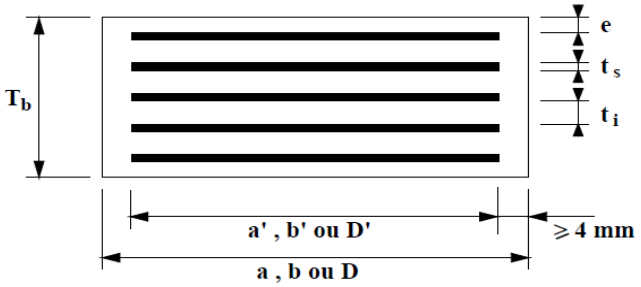


Figure 24: Conception appareil d'appui

Les paramètres de l'appareil d'appui sont les suivantes $\boldsymbol{a * b; n(t_i + t_s); 2*e}$

$t_i = épaisseur\ feuillet\ d'élastromèreintermédiare$

$t_s = épaisseur\ fretté\ métallique$

$e = enrobage = 2{,}5\ m$

$n = nombre\ de\ feuilles\ d'élastromère\ intermédiare$

Le pré-dimensionnement des appareils d'appuis nous donne :

- sur culées les appareils d'appuis de type B : $\mathbf{450 * 500; 5(12 + 4); 2 * 2,5}$
- sur les piles appareils d'appuis de type B : $\mathbf{750 * 750; 5(12 + 4); 2 * 2,5}$

Les détails de calculs des appareils d'appuis sont mentionnés en **Annexe 5 : Étude des appareils d'appuis**

IV.2.8 Ferraillage et vérification au poinçonnement de la dalle

La dalle d'un pont sert de couverture destinée à recevoir la couche de roulement de la chaussée

(Revêtement, étanchéité ...etc) et les surcharge des véhicule (civile, militaires, exceptionnelles) et transmettre leurs efforts aux poutres.

Le calcul des sollicitations dans la dalle, est effectué par le logiciel RSA 2019. La structure est modélisée comme suit :

- Sur sa largeur de 12m le tablier sera modélisé avec une épaisseur constante de 30cm en trois tranchées dont la tranchée du milieu sur une largeur de 6,4m correspondant à l'entraxe des poutres et les deux autres tranchées sur une largeur de 2,8m représentant les encorbellements.

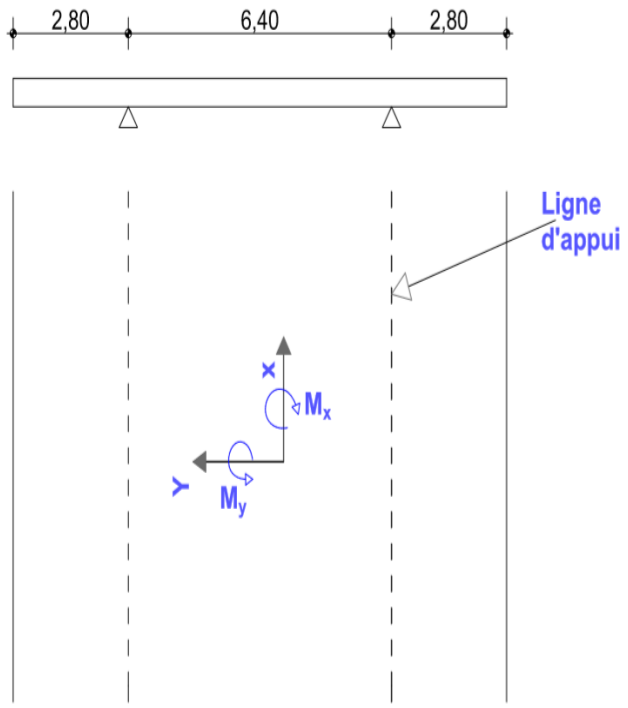


Figure 25: Principe mécanique du tablier

- Le tablier reposant sur les deux poutres principales, deux liaisons linéaires d'appuis simples seront définies aux niveau des deux encorbellements; donc mécaniquement dans notre modélisation le tablier repose linéairement sur deux appuis simples.

- Les surcharges sont disposées suivant le règlement Fascicule 61 titre **II,** de façon à obtenir des sollicitations maximales sur le tablier.

Le ferraillage du pont sera fait en flexion simple à l'ELU et à l'ELS, donc le cas le plus défavorable sera retenu. La détermination des sollicitations pour le calcul de la dalle sera par modélisation du tablier dans la logiciel RSA 2019.

IV.2.8.1 Ferraillage de la dalle à l'ELU :

Le tableau suivant nous présente les résultats de calcul du ferraillage de la dalle à l'ELU :

Tableau 16:Résultats du ferraillage de la dalle à l'ELU

Direction		Section théorique	Choix	Section réelle	Section minimale
Suivant x	Travée	6,61 cm^2/ml	**06 HA 12**	6,79 cm^2/ml	4,19 cm^2
	Appuis	3,08 cm^2/ml	**06 HA 12**	6,79 cm^2/ml	
Suivant Y	Travée	8,67 cm^2/ml	**08 HA 14**	9,24 cm^2/ml	
	Appuis	15,82 $cm8^2$/ml	**06 HA 20**	18,85 cm^2/ml	
Aciers de couture		4,06 cm^2/ml	**05 HA 12**	5,65 cm^2/ml	

Les détails de calculs sont présentés en **Annexe 6 : Ferraillage et vérification au poinçonnement de la dalle**

IV.2.8.2 Ferraillage de la dalle à l'ELS :

Tableau 17:Tableau 15:Résultats du ferraillage de la dalle à l'ELS

Direction		Section théorique	Choix	Section réelle	Section minimale
Suivant x	Travée	11,24 cm^2/ml	**06 HA 16**	12,06 cm^2/ml	4,19 cm^2
	Appuis	5,57 cm^2/ml	**06 HA 12**	6,79 cm^2/ml	
Suivant Y	Travée	14,14 cm^2/ml	**05 HA 20**	15,71 cm^2/ml	
	Appuis	27,43 cm^2/ml	**06 HA 25**	29,45 cm^2/ml	
Aciers de couture		4,06 cm^2/ml	**05 HA 12**	5,65 cm^2/ml	

Les détails de calculs sont présentés en **Annexe 6 : Ferraillage et vérification au poinçonnement de la dalle**

Le dimensionnement de la dalle à l'ELU et l'ELS montre que le cas le plus défavorable se trouve à l'ELS; nous allons donc retenir les sections d'aciers calculées à l'ELS pour le ferraillage de la dalle.

IV.2.8.3 Vérification de non poinçonnement

Pour la vérification de la dalle elle sera vérifiée au non poinçonnement sous la force localisée du système Br.

On a :

$$\boldsymbol{q_{elu} \leq q_{adm} = \frac{0,45 * h * u_c * f_{cj}}{\gamma_b}}$$

Les détails de calcul et de vérification de la dalle sont présentés en **Annexe 6 : Ferraillage et vérification au poinçonnement de la dalle.**

IV.3 ETUDE DES APPUIS

IV.3.1 Dimensionnement des piles

Les piles reprennent les efforts verticaux et horizontaux transmis par le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis. Pour l'effort horizontal nous allons considérer la force de freinage du système B_c soit $F_X = 300\ KN$; pour l'effort vertical il s'agit des réactions max obtenus aux appuis de la poutre grâce aux résultats de la modélisation sur RSA 2019 soit : $F_Z = 13790{,}39\ KN$ à l'ELU et $F_Z = 10215;34\ KN$ à l'ELS.

Le calcul se fera en flexion composée avec compression sur 1m linéaire de la pile donc la section d'étude sera considérée comme un poteau de section 180cm*100cm ou 180 cm est l'épaisseur de la pile.

Les résultats obtenus après dimensionnement de la pile sont les suivants :

- ✓ Aciers principaux : A=A'= 44,07 cm^2/ml

Choix : 10 HA 25

- ✓ Aciers transversaux : A_T= 10,06 cm^2/ml

Choix : 06 HA 16

Les détails de dimensionnement des piles sont présentés en **Annexe 7 : Dimensionnement des piles.**

IV.3.2 Études des culées

IV.3.2.1 Stabilité des culées

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

- Le non-glissement sur le sol d'assise (Stabilité au glissement);
- Le non-renversement de la culée (Stabilité au renversement);

Les différentes études de stabilité de la culée nous montrent que les stabilités aux glissement et renversement sont vérifiées.

Les détails de calcul de stabilité de la culée sont présentés en **Annexe 8 : Stabilité des culées**.

IV.3.2.2 Dimensionnement des éléments de la culée

Le dimensionnement de la culée consistera à dimensionner les éléments suivants constituants la culée :

- La dalle de transition
- Le mur en retour
- Le mur garde grève

Les détails de dimensionnement de la culée sont présentés en **Annexe 9 : Dimensionnement des éléments de la culée**

IV.3.3 Étude des fondations.

Pour l'étude des fondations nous allons étudier le cas de la pile P_2, le dimensionnement se fera par la méthode pressiométrique. Le tableau suivant nous donne les résultats obtenus :

Tableau 18:Résultats dimensionnement des fondations

Cas d'étude	**Capacité portante (MN)**	**Efforts à reprendre (MN)**	**Conclusion**
ELU fondamentale	$71,4$	$4,2$	VERIFIE
ELS rare	$58,13$	**3,11**	VERIFIE

Les détails de calculs seront présentés en **Annexe 10 : Notes de calculs étude de fondation.**

CONCLUSION

Dans ce chapitre les différents éléments constituant le pont ont été calculés et vérifié de façon optimale. Une modélisation avec le logiciel RSA 2019 nous a permis d'avoir dans les différents les sollicitations de calculs nécessaires pour les dimensionnements et les vérifications.

CHAP V : ETUDE FINANCIERE

INTRODUCTION

Dans cette partie, nous allons faire une évaluation du cout de l'ouvrage selon les recommandations de la Mercuriales des prix 2018 du Cameroun.

Les poutres de notre pont ayant été optimisées, nous allons ressortir l'impact de cette optimisation sur le projet.

V.1 ESTIMATION DU COUT DE PROJET

N° Prix	Designation	Unité	P.U	Quantité	Montant HT
100	Installation generale d elouvrage				
101	installation chantier	FF	800 000 000	1	800 000 000
	sous total 100				**800 000 000**
200	terrassement				
201	remblais contigus a louvrage	m3	5 550	3300	18 315 000
202	fouilles milieu aquatique rocheux	m3	354 582	3 850	1 365 140 700
	sous total 200				**1 383 455 700**
300	ouvrages d'art				
301	Amené et repli materiel fondation	FF	16 000 000	1	16 000 000
302	forages des trous	ml	12 000	624	7 488 000
304	**Gros beton pour semmelle**				
305	Gros beton semmelle culée	m3	95 000	219	20 839 200
306	Armature GB semmelle culée	kg	855	34 383	29 397 465
307	Gros béton semmelle pile	m3	140 000	650	91 000 000
308	Armature GB semmelle pille	kg	855	102 050	87 252 750
309	batardeaux	U	120 000 000	5	600 000 000
310	**culée et pile**				
311	béton de proprete	m3	8 000	75	600 000
312	coffrages ordinaire	m2	78 000	4 386	342 084 600
313	aramature passive	kg	855	741	633 555
315	**Charpente mettallique**				
316	founiture+transport+Ass	kg	2 500	942 000	2 355 000 000
317	Mise sur appui	FF	75 000 000	1	75 000 000

318	Protection anti corosion	m2	25 000	11 000	275 000 000
319	fourniture acier goujons	kg	3 108	11 000	34 188 000
320	**Hourdis béton**				
321	Beton B35	m3	135 000	42 500	5 737 500 000
322	coffrages ordinaire	m2	15 000	5 179	77 685 000
323	coffrages soignés	m2	15 000	913	13 695 000
324	armature	kg	855	390 000	333 450 000
325	**superstrucutre**				
326	Chape detancheité	m2	7 350	4 410	32 413 500
327	Asphate gravilloné	m2	4 200	261,45	1 098 090
328	Drainage murs culées	m2	12 500	126	1 575 000
329	bossage d'appui	m3	690	5 000	3 450 000
331	corniches prefabriqués	ml	146 000	871	127 166 000
332	troittoir en béton armé	ml	40 000	871	34 840 000
333	**Equipement**				-
334	Barriere S8	ml	90 000	871	78 390 000
335	joint de chausée	ml	450 000	26,25	11 812 500
336	joint de troitoir	ml	350 000	8,40	2 940 000
337	appareil dappui neoprene	dm3	19 000	550	10 450 000
339	Gargouilles	U	186 000	82	15 252 000
	Sous total 300				**10 416 200 660**
400	**Signalisation et equipement**				
401	glissiere de securité en béton armée	ml	80 000	400	32 000 000
402	Siganlisation verticale	u	314 000	40	12 560 000
	Sous total 400				**44 560 000**
Somme Total					**12 644 216 360**

V.2 APPRECIATION DE L'OPTIMISATION DE CHARPENTE METAALLIQUE

- ✓ Données :

Poids de la charpente métallique optimisé = 942 000 kg

Poids de la charpente métallique non optimisé = 1 946 800 kg

Prix fourniture+transport+assemblage = 2 500 Frs/kg

- ✓ Calcul des prix :

Prix de la charpente métallique non optimisé = 1 946 800 × 2 500 = **4 867 000 000 Frs**

Prix de la charpente métallique optimisé = 942 000 × 2 500 = **2 355 000 000 Frs**

- ✓ Calcul de l'optimisation :

4 867 000 000 – 2 355 000 000 = **2 512 000 000 Frs**

CONCLUSION

Après l'étude financière le cout de notre projet est de **12 644 216 360 FCFA.**

L'optimisation de la charpente métallique nous a permis de faire une économie de **2 512 000 000FCA** soit **5,37%** du cout du projet.

CONCLUSION GENERALE

Cette étude avait pour but, de procéder à la conception et au dimensionnement d'un pont mixte acier-béton bipoutres pour le franchissement du cours du fleuve Sanaga dans la commune de Batchenga, Région du Centre-Cameroun

Pour atteindre nos objectifs visés par l'étude, les points suivants ont été respecté :

- ✓ Conception et vérification du tablier mixte acier-béton bipoutres ;

Nous avons dans cette partie fait un premier pré-dimensionnement qui nous a permis d'obtenir une section qui nous a servi de modèle. Ensuite, après vérification la section de pré-dimensionnement qui était insuffisante pour reprendre les différentes sollicitations, nous avons augmenté les épaisseurs des semelles des PRS et de la dalle en béton; cette augmentation d'épaisseur s'est faite de façon optimale ce qui nous a donné cinq sections différentes dont chaque a été au calcul mixte élastique et à la résistance aux différentes instabilités. Tout ceci a montré que les sections mixtes de notre pont sont vérifiées au calcul mixte élastique et que les différentes sections des profilés résistent au déversement et au voilement.

Les entretoises sur appuis et en zone courante ont également été vérifié aux instabilités ce qui a montré qu'elles résistent bien au voilement et au cisaillement.

- ✓ Dimensionnement de la dalle de couverture ;

La dalle de couverture de notre pont est en matériaux béton armé de résistance 35 MPa d'épaisseur variable soit 50 cm sur appuis et 30 cm en travée.

La dalle de couverture a été dimensionné à la flexion simple à l'ELU et à l'ELS; le dimensionnement retenu pour son ferraillage est le cas le plus défavorable obtenu qui est l'ELS car les fissurations ne sont pas tolérables. Ensuite, les vérifications à la l'effort tranchant et au poinçonnement ont été faite ce qui a montré que la dalle résiste bien au cisaillement et au poinçonnement.

- ✓ Dimensionnement des équipements du pont;

Parmi les équipements, les appareils d'appuis ont été étudié. Après pré-dimensionnement, deux types ont été retenus : les appareils d'appuis sur culées de type B : $\mathbf{450 * 500; 5(12+4); 2 * 2,5}$ et les appareils d'appuis sur piles de type B : $\mathbf{750 * 750; 5(12+4); 2 * 2,5.}$

Après pré-dimensionnement, les appareils d'appuis ont été dimensionné pour résister à la compression, au glissement et à la distorsion.

- ✓ Conception et dimensionnement des piles et culées ;

Les dimensions géométriques des piles et culées ont été donné en fonction de certains paramètres du projet tel que les cotes des remblais, la ligne de projet de la route les cote de niveaux d'eaux et la nature bipoutre du tablier.

Pour les piles le dimensionnement a été fait à la flexion composée et la section d'acier retenues permettent de reprendre tous les effort transmis par le tablier.

Pour les culées, elles ont d'abord été vérifié au renversement et au glissement pour s'assurer de leur stabilité et les études de stabilité ont bien montré que les culées sont stables au renversement et au déversement.

Ensuite nous calculé les sections d'aciers dans les éléments suivants de la culée : le mur en retour, le mur garde grève, la dalle de transition et la semelle de liaison. Les sections d'aciers obtenus sont suffisantes pour reprendre les sollicitations.

- ✓ Dimensionnement de la fondation sous la pile P2;

Pour l'étude des fondations nous avons étudier le cas de la pile P2. Il s'agit des pieux qui s'encastrent dans une couche de la roche à profondeur capable de supporter les charges transmises par la pile et à l'abri de l'altération.

Après le calcul de la capacité portante de la fondation on constate que les peux sont biens dimensionnés pour reprendre toutes charges.

- ✓ Étude financière du projet;

Le cout de notre ouvrage est estimé à de **12 644 216 360 FCFA.**

L'évaluation de la valeur de l'optimisation nous donne **2 355 000 000 FCFA** soit **5,37%** du cout du projet.

Pour atteindre ses résultats, des outils informatiques tels que Archicad 2020 pour la confection des plans, Robot Structural Analysis 2019 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 dans les différents éléments de structurant le pont, nous avons eu recours comme dit plus haut à Robot 2019.

C'est également l'occasion ici de louer 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] _Appareils d'appui en élastomère fretté-Guide technique-SETRA-juillet 2007

[3] _M. BOUAMAMA Mahmoud & M. BENAISSA Mohammed, « Étude d'un pont mixte acier béton à NEDROUMA », Mémoire de fin d'étude mai 2016, Algérie.

[4] _ M. LAZDEM Nawel « Étude d'un Pont Mixte avec Tablier en Bi-Poutres Métalliques à SOUIDANIA "2eme Rocade" » Mémoire de fin d'étude mai 2008, Algérie

[5] _ M. ISSOUFOU TAMBOURA, Cours d'ouvrages d'art 2IE,2015

[6] _MONGI BEN OUEZDOU, Cours d'ouvrages d'art, tome 2, Octobre 2012

[7] _JEAN ARMAND CALGARO & M. VIRLOGEUX, Projet et construction des ponts

[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

ANNEXES

Annexe 1 : Évaluation des surcharges : 73
Annexe 2 : Vérification du pré dimensionnement de du tablier 88
Annexe 3 : étude des section mixtes et vérification des instabilités des profilés..... 90
Annexe 4 : Calcul du nombre de connecteurs..... 118
Annexe 5 : Étude des appareils d'appuis 121
Annexe 6 : Ferraillage et vérification au poinçonnement de la dalle..... 132
Annexe 7 : Dimensionnement des piles 144
Annexe 8 : Stabilité des culées..... 147
Annexe 9 : Dimensionnement des éléments de la culée 151
Annexe 10 : Notes de calculs étude de fondation. 163
Annexe 11 : Étude des entretoises..... 170

Annexe 1 : Évaluation des surcharges :

On distingue :

- ✓ Les surcharges de types A(L)
- ✓ Le système B
- ✓ La surcharge militaire Mc 120
- ✓ La surcharge exceptionnelle type grumier
- ✓ Les surcharges du trottoir
- ❖ La largeur roulable (L_r)

La largeur roulable L_r est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

La largeur chargeable (L_c)

Elle se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0,5m le long de chaque dispositif de retenue lorsqu'il existe.

Dans notre projet nous avons L_r=L_c=7,00m

- ❖ Le nombre de voies

Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable ;

$$N = \frac{L_c}{3}$$

Donc : $N = \frac{7}{3} = 2{,}33$ d'où N= 2 voies

- ❖ Classe de pont :

On distingue trois classes de pont, le tableau ci-dessous nous donne les différentes classes en fonction de leur largeur roulable

Tableau 19:Identification classe de la chaussée

La classe	Largeur roulable
1	$L_r \geq 7$ m
2	5,5 m < L_r < 7 m
3	L_r < 5,5 m

Pour notre ouvrage nous avons $L_r \geq 7$ m donc notre pont est de première classe

1- Systèmes de charge A(L)

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la largeur L chargée ; elle est donnée par la formule suivante :

$A(L) = a_1 \times a_2 \times A(L)$; avec

$$A(L) = 230 + \frac{3600}{12 + L}$$

L : portée du pont (L_1= 42,5 m ; L_2= L_3= 60 m ; L_4= 75 m)

$$A(L_1) = 2{,}3 + \frac{360}{12 + 42.5} = 8{,}9\ KN/m^2$$

$$A(L_2) = A(L_3) = 2{,}3 + \frac{360}{12 + 60} = 7{,}3\ KN/m^2$$

$$A(L_1) = 2{,}3 + \frac{360}{12 + 75} = 6{,}43\ KN/m^2$$

De plus, cette charge est dégressive dans le sens transversal : la valeur de A(L) donné par la formule précédente est multiplié par un coefficient a_1 décroissant en fonction du nombres de voies chargées, et variant suivant la classe du pont.

a_1 : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant

Tableau 20:Identification nombre de voies chargées

	Nombre de voies chargées				
La classe	1	2	3	4	5
1	1	1	0,9	0,75	0,75
2	1	0,9	-	-	-
3	0,9	0,8	-	-	-

Lorsque la valeur de la charge calculée après application du coefficient a_1 est inférieure à 400 – 0,2L c'est cette dernière qui doit être prise en compte. Un autre coefficient a_2 permet d'ajuster la valeur de la charge de manière qu'elle soit indépendante de la largeur exacte de chaque voie de circulation.

Avec : $a_2 = \frac{v_0}{v}$

v étant la largeur d'une voie et v_0 ayant les valeurs suivantes :

$$v_0 = \begin{cases} 3{,}5\ m\ pour\ les\ pontys\ de\ première\ classe \\ 3\ m\ pour\ les\ ponts\ cde\ deuxième\ classe \\ 2{,}75\ pour\ les\ ponts\ de\ troisième\ classe \end{cases}$$

Pour note cas nous avons un pont de première classe donc :

$$a_2 = \frac{3{,}5}{3{,}5} = 1$$

On a $400 - 0{,}2 \times 42{,}5 = 3{,}91\ KN/m^2$

$$a_1 \times A(L_4) = 1 \times 6{,}4 = 6{,}4\ KN/m^2$$

$$a_1 \times A(L_1) = 1 \times 8{,}9 = 8{,}9\ KN/m^2$$

$$a_1 \times A(L_2) = 1 \times 7{,}3 = 7{,}3\ KN/m^2$$

$$3{,}91\ KN/m^2 < 6{,}4\ KN/m^2$$

$$3{,}91\ KN/m^2 < 8{,}9\ KN/m^2$$

$$3{,}91\ KN/m^2 < 7{,}3\ KN/m^2$$

Donc on aura la charge $a_1a_2A(L)$ qui sera appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées avec $a_1=a_2=1$ donc $a_1a_2A(L) = A(L)$.

Tableau 21:Charge A(L) pour les deux voies chargées

	L(m)	A(L) KN/m^2	a_1	a_2	Largeur chargée(m)	$A(L)_2$ KN/m^2
1er cas	42,5	8,9	1	1	7	8,9
2ème cas	60	7,3	1	1	7	7,3
3ème cas	75	6,4	1	1	7	6,4
4ème cas	102,5	5,4	1	1	7	5,4
5ème cas	120	4,74	1	1	7	4,74
6ème cas	135	5,02	1	1	7	5,02
7ème cas	162,5	4,36	1	1	7	4,36
8ème cas	195	4,03	1	1	7	4,03
9ème cas	237,5	3,74	1	1	7	3,74
10ème cas	255	3,64	1	1	7	3,64
11ème cas	297,5	3,46	1	1	7	3,46
12ème cas	315	3,4	1	1	7	3,4
13ème cas	357,5	3,27	1	1	7	3,27
14ème cas	400	3,17	1	1	7	3,17

2- Système de charge B

Le système de charge de charge B comprends trois sous-système :

- Le sous-système Bc qui se compose de camions types (30t)
- Le sous-système Bt qui se compose d'une route isolée
- Le sous-système Br qui se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandem (8t)

❖ Surcharges du système Bc

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation, placés de façon à créer l'effet le plus défavorable pour l'élément étudié.

Transversalement, chaque file est supposée circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,50m de large, bandes pouvant être contigus ou séparés.

Longitudinalement, le nombre de camions par file est limité à 2. La distance des 2 camions d'une même file est déterminer pour produire l'effet le plus défavorable ; les camions homologues des diverses files sont disposées de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multiplié par le coefficient Bc, donner dans suivant.

Tableau 22:Valeur des coefficients sous système Bc

Classe du pont	Nombre de files considérées				
	1	2	3	4	>5
1	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2	1,00	1,00	//	//	//
3	1,00	0,80	//	//	//

Pour notre cas nous avons b_C=1,10

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

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

Avec :

L=portée du pont ;

G= Charge permanente de l'ouvrage ;

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

30t=300kN ; S = 300x4x1,10 = 1320 kN et G=2972,45kN

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 42,5} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{2972,45}{1320}} = 1,07$$

$$\boldsymbol{\delta_{Bc} = 1,1}$$

- Surcharges du système Bt

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

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

32t=320kN ; S = 320x2x1 = 640 kN et G=2972,45kN

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 42,5} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{2972,45}{640}}$$

$$\boldsymbol{\delta_{Bt} = 1,07}$$

- Surcharges du système Br

Le système Br est composé d'une roue isolée transmettant un effort de 10tonnes 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.

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

Le coefficient br=bt=1,00 ; 10t=100kN ; S=100x1=100kN ; G=2972,45kN

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 42,5} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{2972,45}{100}}$$

$$\boldsymbol{\delta_{Br} = 1,05}$$

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 :

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

S=2200kN (deux chars Mc120 placés sur le pont) ; G=2972,45kN ;

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 42,5} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{2972,45}{2200}}$$

$$\boldsymbol{\delta_{Mc120} = 1,13}$$

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 2ème
    - De 5,45m pour le 3ème
    - De 12,85m pour le 4ème
    - De 14,30m pour le 5ème
- 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)

6- Efforts de freinage

Nous allons ici considérer l'effort de freinage le plus défavorable qui est celui du système Bc dont un seul camion de 30t est censé freiné. On a donc :

$F_{A(L)} = 30t = 300\ KN$

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/m2, laquelle intervient dans la justification de la stabilité des culées.

Surcharge sur remblai d'accès (Sr)=10kN/m2

8- Répartition transversale des charges roulantes

D'après le développement de la méthode de Courbon pour la répartition transversale (cours pont et ouvrage d'art 2ie 2014-2015 Isssoufou TAMBOURA) des charges nous avons :

L'effort repris par la poutre $\boldsymbol{R_i = \frac{R}{n}\Delta i}$

Avec $\boldsymbol{\Delta i} = \left(\mathbf{1} - \frac{\boldsymbol{n+1-2i}}{\boldsymbol{n^2-1}} \times \frac{\boldsymbol{6e}}{\boldsymbol{b_0}}\right)$ le coefficient répartition transversal.

R : la réaction du convoie

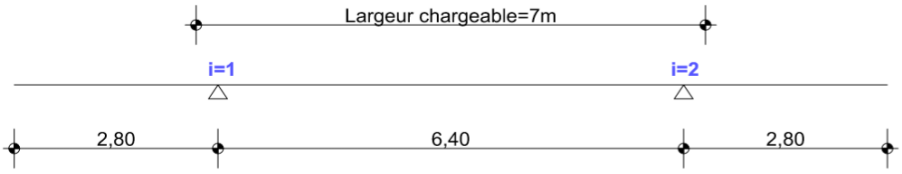
n : le nombre de poutre du tablier

e : l'excentricité de R par rapport à l'axe du tablier

i : le numéro de la poutre

b_0 : l'entraxe des poutre

Pour notre cas nous avons un tablier qui repose sur deux poutre notre cas d'étude sera la poutre i=1.



Pour i=1 et n=2 on a :

$$\Delta_i = 1 - \frac{n+1-2i}{n^2-1} \times \frac{6e}{b_0}$$

$$\Delta_1 = 1 - \frac{2+1-2\times 1}{2^2-1} \times \frac{6e}{6{,}4} \Rightarrow \Delta_1 = 1 - \frac{1}{3} \times \frac{6e}{6{,}4}$$

$$\Rightarrow \Delta_1 = 1 - \frac{e}{3{,}2}$$

Si nous faisons déplacer une charge unité sur le tablier, nous obtenons la ligne d'influence de Δ_1 et de R_1.

Ligne d'influence de Δ_1

Comme nous avons $\Delta_1 = 1 - \frac{e}{3{,}2}$, nous constatons que Δ_1 varie en fonction de e (excentricité de la charge) suivant une droite, il suffit donc d'avoir Δ_1 pour e = -3,5 et Δ_1 pour e = +3,5 pour tracer la ligne d'influence ldi de Δ_1.

Pour e = -3,5 $\Delta_1 = 1 - \frac{(-3,5)}{3,2} \Longrightarrow \Delta_1 = 2,093$

Pour e = +3,5 $\Delta_1 = 1 - \frac{(+3,5)}{3,2} \Longrightarrow \Delta_1 = -0,093$

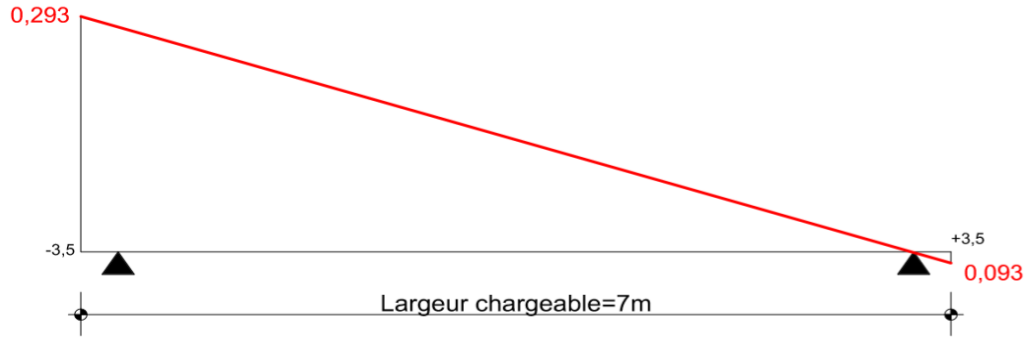


Figure 26:ligne d'influence du coefficient de répartition transversale

Ligne d'influence de R_1

$R_i = \frac{R}{n} \times \Delta_i$où R est la charge.

La ligne d'influence ldi se définissant avec une charge unité, on prend R = 1

$$R_1 = \frac{\Delta_1}{n} \times 1 \Longrightarrow R_1 = \frac{\Delta_1}{2}$$

$$\text{Ldi } R = \frac{1}{2} \text{ldi } \Delta_1$$

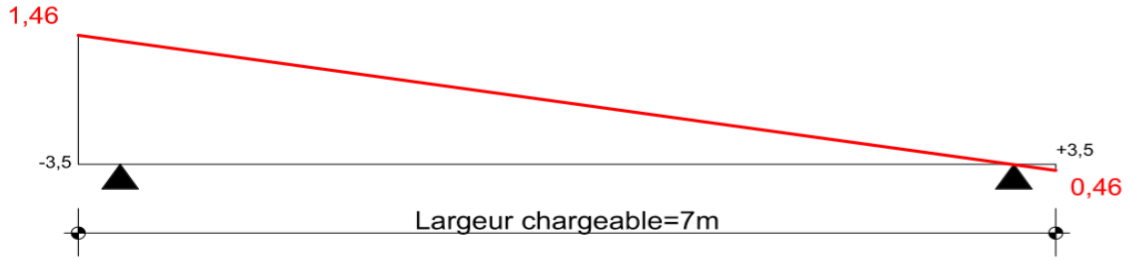


Figure 27:ligne d'influence de la charge unité

- **Répartition transversale du convoi système Bc**

On positionne les deux (02) essieux transversalement de façon à obtenir l'effet maximum, c'est-à dire R_1max dans la zone positive de la ligne d'influence ldi où la première roue sera à 0,25 m de la largeur chargeable, c'est-à-dire à -0,05 m de la poutre 1.

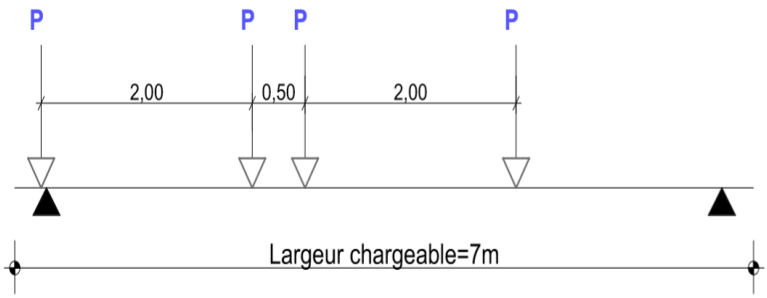


Figure 28:schéma mécanique essieux Bc

On a

$$R_1 = \sum P_i y_i \Rightarrow R_1 = P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 y_3 + P_4 y_4$$

$$\Rightarrow R_1 = P(y_1 + y_2 + y_3 + y_4)$$

Calcul des coordonnées y_i :

$$\Delta_1 = 0 \Leftrightarrow 1 - \frac{e}{3,2} = 0$$

$$\Leftrightarrow e = 3,2$$

$$\Leftrightarrow e = 3,2$$

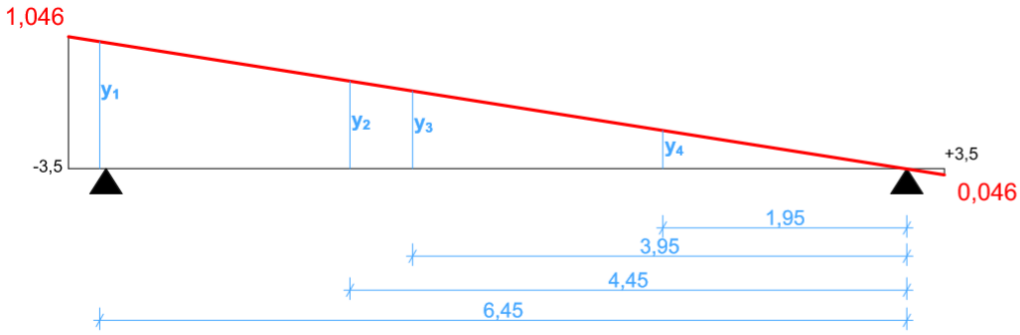


Figure 29: Coordonnées du coefficient de répartition sous Bc

Prenons les bases des triangles semblables matérialisés par les coordonnées, la ligne d'influence à partir du point où $\Delta_1 = 0$ ($R_1 = 0$).

$$x_1 = 3,4 - 0,05 + 3,2 \Rightarrow x_1 = 6,95$$

$$x_2 = 6,5 - 2 \Rightarrow x_2 = 4,45$$

$x_3 = 4{,}45 - 0{,}5 \Longrightarrow x_3 = 3{,}95$

$x_4 = 3{,}95 - 2 \Longrightarrow x_4 = 1{,}95$

Avec $\frac{y_i}{x_1} = \frac{1{,}046+0{,}046}{7} = 0{,}156$ où on obtient les y_i :

$\frac{y_1}{x_1} = \frac{y_1}{6{,}45} = 0{,}156 \Longrightarrow y_1 = 6{,}45 * 0{,}156 = 1{,}007$

$\Longrightarrow y_2 = 4{,}45 * 0{,}156 = 0{,}695$

$\Longrightarrow y_3 = 3{,}95 * 0{,}156 = 0{,}6176$

$\Longrightarrow y_4 = 1{,}95 * 0{,}156 = 0{,}304$

On a donc : $R_1 = R(1{,}007 + 0{,}695 + 0{,}617 + 0{,}304) = 2{,}625 * P$

Un camion Bc étant composé de 03 essieux dont 02 essieux identiques nous avons :

- ✓ Pour le premier essieu de 60KN nous avons P=30KN :

$\mathbf{R_1 = 2,625 * 30 = 78,75\ KN}$

- ✓ Pour les 02 essieux de 120KN chacun nous avons P=60KN :

$\mathbf{R_1 = 2,625 * 60 = 157,5\ KN}$

- ❖ **Répartition transversale du convoi système Bt**

On positionne les deux (02) essieux transversalement de façon à obtenir l'effet maximum, c'est à dire R_1max dans la zone positive de la ligne d'influence ldi où la première roue sera à 0,5 m de la largeur chargeable, c'est-à-dire à 0,2 m de la poutre 1.

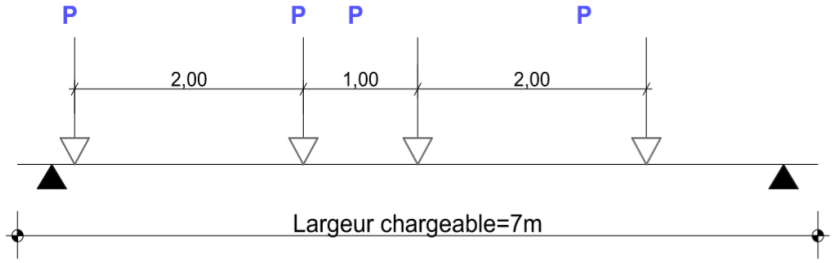


Figure 30:Shéma mécanique des essieux du système Bt

On a

$$R_1 = \sum P_i y_i \Longrightarrow R_1 = P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 y_3 + P_4 y_4$$

$$\Longrightarrow R_1 = P(y_1 + y_2 + y_3 + y_4)$$

Calcul des coordonnées y_i :

$$\Delta_1 = 0 \Leftrightarrow 1 - \frac{e}{3{,}2} = 0$$

$$\Leftrightarrow e = 3{,}2$$

$$\Leftrightarrow e = 3{,}2$$

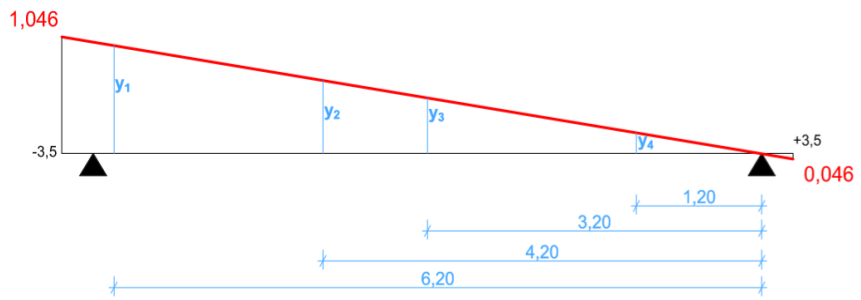


Figure 31:Coordonnées du coefficient de répartition sous Bt

Prenons les bases des triangles semblables matérialisés par les coordonnées, la ligne d'influence à partir du point où $\Delta_1 = 0$ ($R_1 = 0$).

$$x_1 = 3{,}5 - 0{,}5 + 3{,}2 \Longrightarrow x_1 = 6{,}2$$

$$x_2 = 6{,}2 - 2 \Longrightarrow x_2 = 4{,}2$$

$$x_3 = 4{,}2 - 1 \Longrightarrow x_3 = 3{,}2$$

$$x_4 = 3{,}2 - 2 \Longrightarrow x_4 = 1{,}2$$

Avec $\frac{y_i}{x_1} = \frac{1{,}046+0{,}046}{7} = 0{,}156$ où on obtient les y_i :

$$\frac{y_1}{x_1} = \frac{y_1}{6{,}2} = 0{,}156 \Longrightarrow y_1 = 6{,}2 * 0{,}156 = 0{,}968$$

$$\Longrightarrow y_2 = 4{,}2 * 0{,}156 = 0{,}656$$

$\Longrightarrow y_3 = 3{,}2 * 0{,}156 = 0{,}5$

$\Longrightarrow y_4 = 1{,}2 * 0{,}156 = 0{,}187$

On a donc : $R_1 = R(0{,}968 + 0{,}656 + 0{,}5 + 0{,}187) = 2{,}312 * R$

Un camion Bt étant composé de 02 essieux identiques de 160 KN nous avons :

- ✓ Pour un essieu de 160KN nous avons R=80KN :

$\mathbf{R_1 = 2{,}312 * 80 = 185\ KN}$

- ❖ **Répartition transversale du convoi exceptionnel type grumier :**

On positionne les deux essieux transversalement de façon à obtenir l'effet maximum, c'est-à dire R_1max dans la zone positive de la ligne d'influence ldi où la première roue sera à 0,5 m de la largeur chargeable, c'est-à-dire à 0,2 m de la poutre 1.

Figure 32:Shéma mécanique des essieux du grumier

On a

$$R_1 = \sum P_i y_i \Longrightarrow R_1 = P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 y_3 + P_4 y_4$$

$$\Longrightarrow R_1 = P(y_1 + y_2 + y_3 + y_4)$$

Calcul des coordonnées y_i :

$$\Delta_1 = 0 \Leftrightarrow 1 - \frac{e}{3{,}2} = 0$$

$$\Leftrightarrow e = 3{,}2$$

$$\Leftrightarrow e = 3{,}2$$

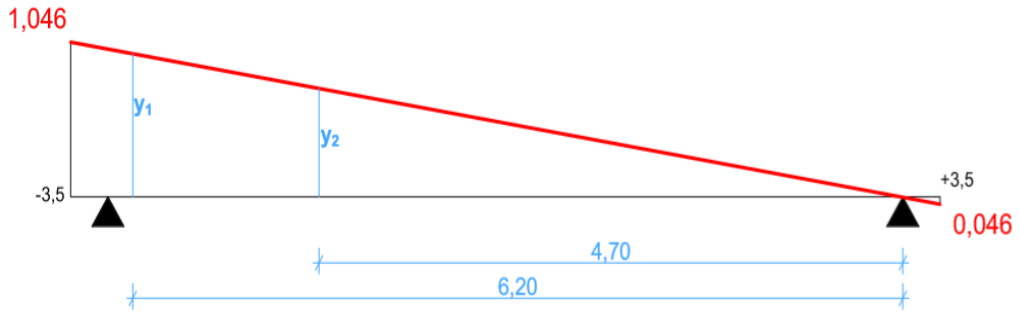


Figure 33:Coordonnées du coefficient de répartition des charges du grumier

Prenons les bases des triangles semblables matérialisés par les coordonnées, la ligne d'influence à partir du point où $\Delta_1 = 0$ ($R_1 = 0$).

$x_1 = 3{,}5 - 0{,}5 + 3{,}2 \Longrightarrow x_1 = 6{,}2$

$x_2 = 6{,}2 - 1{,}5 \Longrightarrow x_2 = 4{,}2$

Avec $\frac{y_i}{x_1} = \frac{1{,}046+0{,}046}{7} = 0{,}156$ où on obtient les y_i :

$\frac{y_1}{x_1} = \frac{y_1}{6{,}2} = 0{,}156 \Longrightarrow y_1 = 6{,}2 * 0{,}156 = 0{,}968$

$\Longrightarrow y_2 = 4{,}7 * 0{,}156 = 0{,}734$

On a donc : $R_1 = P(0{,}968 + 0{,}734) = 1{,}7 * R$

Un camion étant composé de 05 essieux dont 04 sont identiques donc nous avons :

- ✓ Pour le premier essieu de 75KN nous avons R=37,5KN :

$\mathbf{R_1 = 1,7 * 37,5 = 63,9\ KN}$

- ✓ Les quatre autres essieux pèsent chacun 231,25 KN on a donc R= 115,625 KN :

$\mathbf{R_1 = 1,7 * 115,625 = 196,56\ KN}$

- ❖ **Répartition transversale système Mc120**

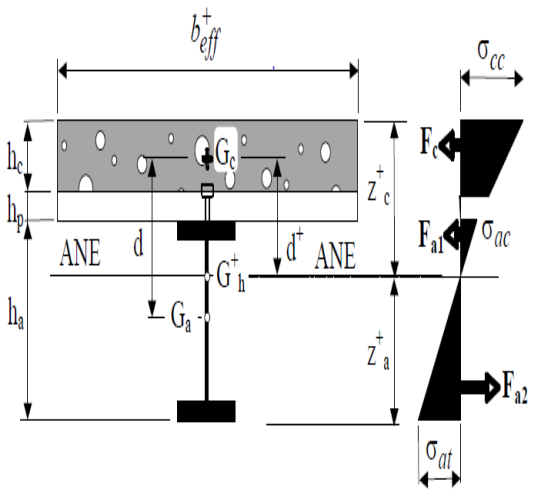
Pour le système Mc120 son convoi étant symétrique par rapport à l'axe du tablier, chaque poutre reprendra la moitié des charges linéairement à savoir 550 KN sur une longueur de 6m équivalente à la longueur d'une chenille.

Annexe 2 : Vérification du pré dimensionnement de du tablier

Après avoir obtenu les sollicitions nous allons effectuer une vérification de notre pré dimensionnement en en vérifiant la résistance à la flexion d'une section mixte sous moment positif. Il s'agira de vérifier si la section obtenue lors du prédimensionnemt résiste aux sollitations.

Vérification section mixte sous moment positif

Nous allons prendre le moment maximum en travée centrale soit **M_u=72728,95 KN.m**



bi	0,9	m
ti	0,05	m
bs	0,9	m
ts	0,05	m
tw	0,03	m
hw	2,5	m
h	2,6	m
A_a	0,165	m^2
h_w	2,5	m
G_a	1,3	m
G_c	2,825	m

Figure 34:Caractéristiques de la section mixte

Calcul du coefficient d'équivalence n :

$$n = 3\frac{E_a}{E_{cm}} = 3 * \frac{210000}{33500} = 18{,}8$$

Aire de la section homogénéisée A_h^+ de par rapport à l'acier :

$$A_h^+ = A_a + \frac{A_c}{n} = 0{,}165 + \frac{8{,}75}{18{,}8} = 0{,}63m^2$$

Position de l'axe neutre élastiqued_h^+:

On a $A_h^+ * d_h^+ = A_a * d$ avec $d = \left(\frac{h_c}{2} + h_p + \frac{h_a}{2}\right) = \left(\frac{0{,}25}{2} + 0{,}1 + \frac{2{,}6}{2}\right) = 1{,}525\ m$

$$d_h^+ = \frac{A_a * d}{A_h^+} = \frac{0{,}165 * 1{,}525}{0{,}63} = 0{,}4\ m$$

✓ Moment quadratique de la section :

$$I_h^+ = I_a + A_a(d - d_h^+)^2 + \frac{1}{n}\left[\frac{b_{eff}^+ * h_c^3}{12} + A_c * (d_h^+)^2\right]$$

$$I_h^+ = 0{,}185 + 0{,}165(1{,}525 - 0{,}4)^2 + \frac{1}{18{,}8}\left[\frac{6 * 0{,}25}{12} + 8{,}75 * (1{,}525)^2\right] = 0{,}47\ m^4$$

Moment résistant pour la fibre inférieure tendue :

$$M_{el,Rd}^{+at} = \frac{I_h^+ * f_y}{Z_a^+ * d}$$

Avec $Z_a^+ = h_p + h_a + \frac{h_c}{2} - d_h^+ = 0{,}1 + 2{,}6 + \frac{0{,}25}{2} - 0{,}4 = 2{,}425\ m$

On a $M_{el,Rd}^{+at} = \frac{0{,}47*355}{2{,}425*1{,}525} = 68647\ Kn.m$

Conclusion :

On a $\boldsymbol{M_u = 72728{,}95\ Kn.m \ \rightarrow\ M_u > M_{el,Rd}^{+at}}$

Donc le pré-dimensionnement de notre tablier est insuffisant pour reprendre toutes les sollicitations.

Solutions :

- Nous allons augmenter l'épaisseur de notre dalle soit 30 cm en zone courantes et 50 cm sur appuis car les sollicitations au niveau des appuis sont plus élevées.
- Au niveau des poutres nous allons augmenter la section en augmentant l'épaisseur des semelles. Compte tenu des sollicitations très élevées sur appuis nous choisirons une épaisseur importantes capables de reprendre ces sollicitions.
- Pour des raisons économiques le choix de l'épaisseur des semelles sera fait en fonction de l'importance des sollicitations ce qui nous permettra de faire une optimisation.

Annexe 3 : étude des section mixtes et vérification des instabilités des profilés

1- Section a

1.1- Calcul mixte section **a** :

Les sollicitations obtenus dans les différentes zones de répartitions de la section ont été les suivantes :

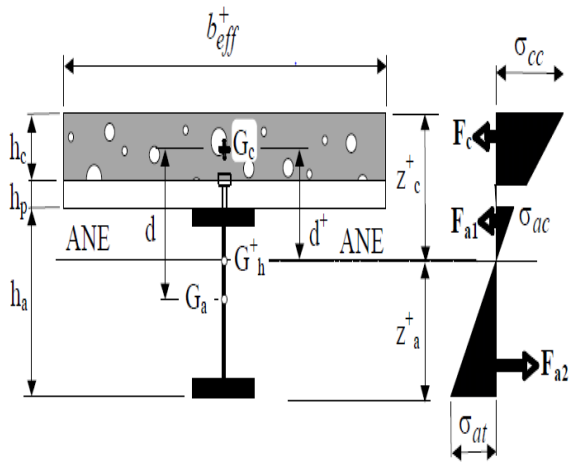
Tableau 23: Solicitations section a

Barre / Point [m]	FZ [kN]	MY [kNm]
Valeur actuelle	4431,18	-0,00
pour la barre:	1	
dans le point:	x=0,0 [m]	
1 / utilisateur x=15,00	981,14	34252,29
4 / utilisateur x=20,50	4435,74	41715,83
4 / utilisateur x=37,50	1004,63	72728,95

Nous allons retenir les valeurs maximales des sollicitations pour le calcul dans la section **c :**

- Le moment fléchissant maximum situé à 37,5 m de l'appuis **P3** $\boldsymbol{M_u = 72728,83\ KN.m}$
- L'effort tranchant maximum situé à 20,5 m de l'appui **P3** $\boldsymbol{T_u = 4435,74\ KN}$

❖ **Vérification sous moment positif :**



beff	6,00	m
bi	0,90	m
ti	0,065	m
bs	0,800	m
ts	0,065	m
tw	0,028	m
hw	2,47	m
h	2,60	m
A_v	0,069	m^2
A_a	0,180	m^2
G_a	1,25	m
A_c	1,80	m^2
G_s	2,59	m
h_c	0,30	m
h_p	0,20	m
d	1,65	m
I_a	2123,5.10^-4	m^4
W_y	0,169316545	m^3

Figure 35: caractéristique mixte section a

Aire de la section homogénéisée A_h^+ de par rapport à l'acier :

$$A_h^+ = A_a + \frac{A_c}{n} = 0{,}18 + \frac{1{,}8}{18{,}8} = 0{,}29m^2$$

Position de l'axe neutre élastiqued_h^+:

On a $A_h^+ * d_h^+ = A_a * d$ avec $d = \left(\frac{h_c}{2} + h_p + \frac{h_a}{2}\right) = \left(\frac{0{,}3}{2} + 0{,}2 + \frac{2{,}6}{2}\right) = 1{,}65\ m$

$$d_h^+ = \frac{A_a * d}{A_h^+} = \frac{0{,}18 * 1{,}65}{0{,}29} = 1{,}01\ m$$

Moment quadratique de la section :

$$I_h^+ = I_a + A_a(d - d_h^+)^2 + \frac{1}{n}\left[\frac{b_{eff}^+ * h_c^3}{12} + A_c * (d_h^+)^2\right]$$

$$I_h^+ = 0{,}2123 + 0{,}18(1{,}65 - 1{,}01)^2 + \frac{1}{18{,}8}\left[\frac{6 * 0.3^3}{12} + 1.2 * (1{,}01)^2\right] = 0{,}4016\ m^4$$

Moment résistant pour la fibre inférieure tendue :

$$M_{el,Rd}^{+at} = \frac{I_h^+ * f_y}{Z_a^+ * d}$$

Avec $Z_a^+ = h_p + h_a + \frac{h_c}{2} - d_h^+ = 0{,}2 + 2{,}6 + \frac{0{,}3}{2} - 1{,}01 = 1{,}93\ m$

$$M_{el,Rd}^{+at} = \frac{0{,}4016 * 355}{1{,}93 * 1{,}65} = \mathbf{73643{,}01\ KN.m}$$

Moment résistant pour la fibre supérieure comprimée :

$$M_{el,Rd}^{+cc} = n\frac{I_h^+ * 0{,}85 * f_{ck}}{Z_c^+ * \gamma_c}$$

Avec $Z_c^+ = \frac{h_c}{2} + d_h^+ = \frac{0{,}3}{2} + 1{,}01 = 1{,}16\ m$

$$M_{el,Rd}^{+cc} = 18{,}8 * \frac{0{,}4016 * 0{,}85 * 35}{1{,}16 * 1{,}5} = \mathbf{128717{,}67\ KN.m}$$

Conclusion :

$\boldsymbol{M_u = 72728,83\ KN.m}$

$\boldsymbol{M_{el,Rd}^{+at} = 73643,01\ KN.m}$

$\boldsymbol{M_{el,Rd}^{+cc} = 128717,67\ KN.m}$

Donc $\boldsymbol{M_u < M_{el,Rd}}$; condition vérifiée sous moment positif.

- ✓ Résistance de la section à l'effort tranchant

Bien qu'une partie de cet effort soit repris par la dalle, on admet en pratique que seule l'âme de la poutre en acier assure l'équilibre, comme si la section n'était pas mixte. La vérification est alors de la forme :

$$V_{max} \leq V_{el,Rd} = A_v * \frac{f_y}{\gamma_{Mo} * \sqrt{3}}$$

Avec $A_v = 0{,}069\ m^2$ l'aire de l'âme du profilé et $V_{max} = 4435{,}74\ KN$ l'effort tranchant maximum dans la section.

$$V_{el,Rd} = 0{,}069 * \frac{355 * 10^3}{1 * \sqrt{3}} = \boldsymbol{14175\ KN}$$

Conclusion :

On a $\boldsymbol{V_{max} \leq V_{el,Rd}}$ donc la résistance à l'effort tranchant est vérifiée.

- ✓ Interaction moment fléchissant-effort tranchant :

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 : $\boldsymbol{V_{max} \leq 0,5 * V_{el,Rd}}$ sinon $\boldsymbol{V_{max}}$ diminuera la résistance à la flexion.

$0{,}5 * V_{el,Rd} = 0{,}5 * 14175 = \boldsymbol{7087,5\ KN}$

On a $V_{max} = 4435{,}74\ \ KN$

Donc $\boldsymbol{V_{max} \leq 0,5 * V_{el,Rd}}$ d'où la condition est vérifiée.

1.2- Étude des instabilités dans la section a

✓ Vérification au voilement

La vérification se fera en tenant compte du fait que l'âme de nos poutres ne comportent de raidisseurs sauf aux appuis.

La condition pour qu'il n'ait pas risque de voilement est la suivante $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72*\varepsilon}{\eta}$

$\eta = 1{,}2$ car notre est der type S355

$\frac{h_w}{t_w} = \frac{2{,}47}{0{,}028} = 88{,}21$ $\qquad$ $\frac{72*\varepsilon}{\eta} = \frac{72*0.81}{1.2} = 48{,}8$

On a $\frac{h_w}{t_w} \geq \frac{72*\varepsilon}{\eta}$ donc il y a un risqué de voilement l'âme doit être vérifiée vis-à-vis du cisaillement par voilement.

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

$$V_{C,Rd} = x_v * \frac{f_y * A_v}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}}$$

x_v un facteur représentant les contributions de l'âme et des semelles qui se détermine en fonction de l'élancement $\overline{\lambda_w}$

Avec $\overline{\lambda_w} = \frac{h_w}{86{,}4*t_w*\varepsilon} = \frac{2{,}47}{86{,}4*0{,}028*0{,}81} = 1{,}25$

On a $\overline{\lambda_w} \geq 1{,}08$ donc $x_v = \frac{1{,}37}{0{,}7+\overline{\lambda_w}} = \frac{1{,}37}{0{,}7+1{,}25} = 0{,}7$

Donc $V_{C,Rd} = 0{,}7 * \frac{355*0.069}{1*\sqrt{3}} = 9934KN$

Conclusion : on a $\boldsymbol{V_{max} < V_{C,Rd}}$ donc l'âme set suffisamment rigide pour résister au voilement.

✓ Vérification au déversement

la poutre résiste au déversement si le condition suivante est vérifié : $\boldsymbol{M_u < M_{b,Rd}}$

ou $M_{b,Rd}$ est le moment résistant de calcul au déversement.

$$M_{b,Rd} = x_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec W_y le module élastique de la section

x_{LT} le coefficient de réduction pour le déversement dont sa valeur dépend de $\overline{\lambda_{LT}}$.

$\overline{\lambda_{LT}}$ l'élancement réduit $\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{CR}}}$ ou M_{CR} est le moment critique de déversement élastique.

Calcul du moment critique de déversement élastique M_{CR} :

$$M_{CR} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K_z L)^2} \left(\sqrt{\left(\frac{K_z}{K_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K_z L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + \left(C_2 z_g\right)^2} - \left(C_2 z_g\right) \right)$$

Avec :

$C_1 = 1{,}13$ et $C_2 = 0{,}46$ les coefficients de chargement ;

$K_w = K_z = 1$ les coefficients d'encastrement aux appuis ;

L la longueur de déversement, nous prendrons une longueur $L = 42{,}5\ m$;

I_z le produit d'inertie du profilé $I_z = 2123{,}5 * 10^{-4}\ m^4$

I_t le module de torsion uniforme $I_t = \frac{1}{3}\left(2bt_f^3 + \left(h - 2t_f\right)t_w^3\right) = 1{,}73 * 10^{-4}\ m^4$

I_w le module de torsion non uniforme $I_w = I_z * \frac{\left(h - t_f\right)^2}{4} = 3411{,}5 * 10^{-4}\ m^4$

On a donc :$M_{CR} = 1{,}13 * \frac{\pi^2 210000 * 2123{,}5}{(1 * 42{,}5)^2} \left(\sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \frac{3411{,}5}{2123{,}5} + \frac{(1 * 42{,}5)^2 * 136500 * 1{,}73}{\pi^2 * 210000 * 2123{,}5} + (0{,}46 * 1{,}25)^2} - (0{,}46 * 1{,}25) \right) = 1244145\ KN.m$

Calcul de l'élancement réduit $\overline{\lambda_{LT}}$:

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{0{,}169316 * 355}{1244145^2}} = 0{,}2$$

Valeur du coefficient de réduction en x_{LT} en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$:

D'après le graphe des courbes de flambement selon l'Eurocode 3 pour $\overline{\lambda_{LT}} = 0{,}47$ $\boldsymbol{x_{LT} = 0{,}96}$

Calcul du moment résistant de déversement $M_{b,Rd}$:

$$M_{b,Rd} = x_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0{,}96 * 0{,}169316 * \frac{355}{1} = \mathbf{74769{,}94\ KN.m}$$

Conclusion: on a $\boldsymbol{M_u < M_{b,Rd}}$ donc la résistance de la section au déversement est vérifiée.

2- Section b

2-1 Calcul mixte section b :

Les sollicitations obtenus dans les différentes zones de répartitions de de la section **b** sont les suivantes :

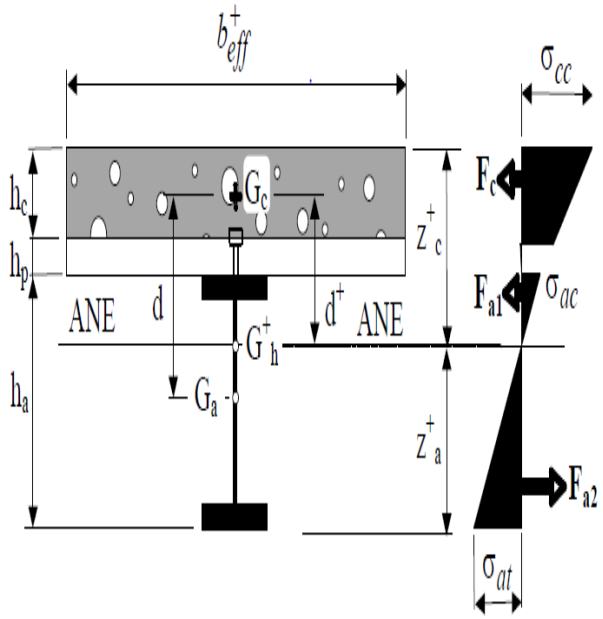
Tableau 24: Sollicitations section b

Barre / Point [m]	FZ [kN]	MY [kNm]
Valeur actuelle	7206,06	-58370,09
pour la barre:	2	
dans le point:	x=0,0 [m]	
2 / utilisateur x=15,50	4016,30	24204,22
2 / utilisateur x=30,00	975,62	48326,63
3 / utilisateur x=44,50	-4225,44	-17564,59

Nous allons retenir les valeurs maximales des sollicitations pour le calcul dans la section **c :**

- Le moment fléchissant maximum situé à 3,5 m de l'appuis **P2** $\boldsymbol{M_u = 48326{,}63\ KN.m}$
- L'effort tranchant maximum situé à 3,5 m de l'appui **P1** $\boldsymbol{T_u = -4225{,}44\ KN}$

❖ **Vérification sous moment positif :**



beff	6,00	m
bi	0,90	m
ti	0,050	m
bs	0,800	m
ts	0,050	m
tw	0,028	m
hw	2,50	m
h	2,60	m
A_v	0,070	m^2
A_a	0,155	m^2
G_a	1,26	m
A_c	1,80	m^2
G_s	2,59	m
h_c	0,30	m
h_p	0,20	m
d	1,65	m
I_a	1743,91.10^-4	m^4
W_y	0,138530456	m^3

Figure 36:Caractéristiques de la section mixte b

Aire de la section homogénéisée A_h^+ de par rapport à l'acier :

$$A_h^+ = A_a + \frac{A_c}{n} = 0{,}155 + \frac{1{,}8}{18{,}8} = 0{,}27m^2$$

Position de l'axe neutre élastiqued_h^+:

On a $A_h^+ * d_h^+ = A_a * d$ avec $d = \left(\frac{h_c}{2} + h_p + \frac{h_a}{2}\right) = \left(\frac{0{,}3}{2} + 0{,}2 + \frac{2{,}6}{2}\right) = 1{,}65\ m$

$$d_h^+ = \frac{A_a * d}{A_h^+} = \frac{0{,}155 * 1{,}65}{0{,}27} = 0{,}95\ m$$

- ✓ Moment quadratique de la section :

$$I_h^+ = I_a + A_a(d - d_h^+)^2 + \frac{1}{n}\left[\frac{b_{eff}^+ * h_c^3}{12} + A_c * (d_h^+)^2\right]$$

$$I_h^+ = 0{,}17439 + 0{,}155(1{,}65 - 0{,}95)^2 + \frac{1}{18{,}8}\left[\frac{6 * 0.3^3}{12} + 1.2 * (0{,}95)^2\right] = 0{,}352791\ m^4$$

Moment résistant pour la fibre inférieure tendue :

$$M_{el,Rd}^{+at} = \frac{I_h^+ * f_y}{Z_a^+ * d}$$

Avec $Z_a^+ = h_p + h_a + \frac{h_c}{2} - d_h^+ = 0{,}2 + 2{,}6 + \frac{0{,}3}{2} - 0{,}95 = 2\ m$

$$M_{el,Rd}^{+at} = \frac{0{,}3528 * 355}{2 * 1{,}65} = \mathbf{62785{,}4\ KN.m}$$

Moment résistant pour la fibre supérieure comprimée :

$$M_{el,Rd}^{+cc} = n\frac{I_h^+ * 0{,}85 * f_{ck}}{Z_c^+ * \gamma_c}$$

Avec $Z_a^+ = \frac{h_c}{2} + d_h^+ = \frac{0{,}3}{2} + 0{,}95 = 1{,}1\ m$

$$M_{el,Rd}^{+cc} = 18{,}8 * \frac{0{,}3528 * 0{,}85 * 35}{1{,}1 * 1{,}5} = \mathbf{119055{,}4\ KN.m}$$

Conclusion :

$\boldsymbol{M_u = 41532{,}49\ KN.m}$

$\boldsymbol{M_{el,Rd}^{+at} = 62785{,}4\ KN.m}$

$\boldsymbol{M_{el,Rd}^{+cc} = 119055{,}4\ KN.m}$

Donc $\boldsymbol{M_u < M_{el,Rd}}$; condition vérifiée sous moment positif.

- **Vérification sous moment négatif :**

Dans la partie du moment négatif, le béton ne résiste pas à la traction, on va donc prendre une section d'acier équivalente, qui est suivant les normes de 1% de celle du béton de la dalle.

$A_s = 0{,}01 * 2120 = 212\ cm^2$

Section de résistance A_h^- :

$A_h^- = A_a + A_s = 0{,}155 + 0{,}0212 = 0{,}176$

Position de l'axe neutre élastiqued_h^-:

On a $d_h^- = \frac{A_a * d}{A_h^-} = \frac{0{,}155 * 1{,}65}{0{,}176} = 1{,}45\ m$

Moment quadratique de la section :

$$I_h^- = I_a + A_a(d - d_h^-)^2 + A_s * (d_h^-)^2$$

$$I_h^- = 0{,}17439 + 0{,}155(1{,}65 - 1{,}45)^2 + 0.0212 * (1{,}45)^2 = 0{,}2252\ m^4$$

Moment résistant pour la fibre inférieure comprimée :

$$M_{el,Rd}^{-ac} = \frac{I_h^- * f_y}{Z_a^- * d}$$

Avec $Z_a^- = h_a + \frac{h_a}{2} - d_h^- = 2{,}6 + \frac{2.6}{2} - 1{,}45 = 2{,}45\ m$

$$M_{el,Rd}^{-ac} = \frac{0{,}2252 * 355}{2{,}45 * 1{,}65} = 32645{,}5\ KN.m$$

Moment résistant pour la fibre supérieure tendue :

$$M_{el,Rd}^{-st} = \frac{I_h^- * f_{sk}}{d_h^- * \gamma_s}$$

$$M_{el,Rd}^{-st} = \frac{0{,}2252 * 400}{1{,}45 * 1{,}15} = 53957{,}6\ KN.m$$

Conclusion :

$$\boldsymbol{M_u = -17564{,}59\ KN.m}$$

$$\boldsymbol{M_{el,Rd}^{-ac} = 32645{,}5\ KN.m}$$

$$\boldsymbol{M_{el,Rd}^{-st} = 53957{,}6\ KN.m}$$

Donc $M_u < M_{el,Rd}$; condition vérifiée

- ✓ **Résistance de la section à l'effort tranchant**

Bien qu'une partie de cet effort soit repris par la dalle, on admet en pratique que seule l'âme de la poutre en acier assure l'équilibre, comme si la section n'était pas mixte. La vérification est alors de la forme :

$$V_{max} \leq V_{el,Rd} = A_v * \frac{f_y}{\gamma_{Mo} * \sqrt{3}}$$

Avec $A_v = 0{,}07\ m^2$ l'aire de l'âme du profilé et $V_{max} = 4225{,}44\ \ KN$ l'effort tranchant maximum dans la section.

$$V_{el,Rd} = 0{,}07 * \frac{355 * 10^3}{1 * \sqrt{3}} = \mathbf{14347{,}15\ KN}$$

Conclusion :

On a $\boldsymbol{V_{max} \leq V_{el,Rd}}$ donc la résistance à l'effort tranchant est vérifiée.

- ✓ **Interaction moment fléchissant-effort tranchant** :

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 : $\boldsymbol{V_{max} \leq 0{,}5 * V_{el,Rd}}$ sinon $\boldsymbol{V_{max}}$ diminuera la résistance à la flexion.

$0{,}5 * V_{el,Rd} = 0{,}5 * 14347{,}15 = \mathbf{7173{,}6\ KN}$

On a $V_{max} = 4225{,}44\ KN$

Donc $\boldsymbol{V_{max} \leq 0{,}5 * V_{el,Rd}}$ d'où la condition est vérifiée.

2-2 Étude des instabilités dans la section b

- ✓ **Vérification au voilement**

La vérification se fera en tenant compte du fait que l'âme de nos poutres ne comportent de raidisseurs sauf aux appuis.

La condition pour qu'il n'ait pas risque de voilement est la suivante $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72*\varepsilon}{\eta}$

$\eta = 1{,}2$ car notre est der type S355

$\frac{h_w}{t_w} = \frac{2{,}5}{0{,}028} = 89{,}28$ $\qquad$ $\frac{72*\varepsilon}{\eta} = \frac{72*0.81}{1.2} = 48{,}8$

On a $\frac{h_w}{t_w} \geq \frac{72*\varepsilon}{\eta}$ donc il y a un risqué de voilement l'âme doit être vérifiée vis-à-vis du cisaillement par voilement.

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

$$V_{C,Rd} = x_v * \frac{f_y * A_v}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}}$$

x_v un facteur représentant les contributions de l'âme et des semelles qui se détermine en fonction de l'élancement $\overline{\lambda_w}$

Avec $\overline{\lambda_w} = \frac{h_w}{86{,}4 * t_w * \varepsilon} = \frac{2{,}5}{86{,}4 * 0{,}028 * 0{,}81} = 1{,}27$

On a $\overline{\lambda_w} \geq 1{,}08$ donc $x_v = \frac{1{,}37}{0{,}7 + \overline{\lambda_w}} = \frac{1{,}37}{0{,}7 + 1{,}27} = 0{,}67$

Donc $V_{C,Rd} = 0{,}67 * \frac{355 * 0.07}{1 * \sqrt{3}} = 9976{,}8\ KN$

Conclusion : on a $\boldsymbol{V_{max} < V_{C,Rd}}$ donc l'âme set suffisamment rigide pour résister au voilement.

- ✓ **Vérification au déversement**

la poutre résiste au déversement si le condition suivante est vérifié : $\boldsymbol{M_u < M_{b,Rd}}$

ou $M_{b,Rd}$ est le moment résistant de calcul au déversement.

$$M_{b,Rd} = x_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec W_y le module élastique de la section

x_{LT} le coefficient de réduction pour le déversement dont sa valeur dépend de $\overline{\lambda_{LT}}$.

$\overline{\lambda_{LT}}$ l'élancement réduit $\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{CR}}}$ ou M_{CR} est le moment critique de déversement élastique.

Calcul du moment critique de déversement élastique M_{CR} :

$$M_{CR} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K_z L)^2} \left(\sqrt{\left(\frac{K_z}{K_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K_z L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2} - (C_2 z_g) \right)$$

Avec :

$C_1 = 1{,}13$ et $C_2 = 0{,}46$ les coefficients de chargement ;

$K_w = K_z = 1$ les coefficients d'encastrement aux appuis ;

L la longueur de déversement, nous prendrons une longueur $L = 42{,}5\ m$;

I_z le produit d'inertie du profilé $I_z = 1743{,}91 * 10^{-4}\ m^4$

I_t le module de tortion uniforme $I_t = \frac{1}{3}\left(2bt_f^3 + \left(h - 2t_f\right)t_w^3\right) = 0{,}9 * 10^{-4}\ m^4$

I_w le module de torsion non uniforme $I_w = I_z * \frac{\left(h-t_f\right)^2}{4} = 2834{,}95 * 10^{-4}\ m^4$

On a donc :

$$M_{CR} = 1{,}13 * \frac{\pi^2 210000 * 1743{,}91}{(1 * 42{,}5)^2}\left(\sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \frac{2834{,}95}{1743{,}91} + \frac{(1 * 42{,}5)^2 * 136500 * 0{,}9}{\pi^2 * 210000 * 1743{,}91} + (0{,}46 * 1{,}25)^2} - (0{,}46 * 1{,}25)\right) = 1021915\ KN.m$$

Calcul de l'élancement réduit $\overline{\lambda_{LT}}$:

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{0{,}13853 * 355}{1021915}} = 0{,}22$$

Valeur du coefficient de réduction en x_{LT} en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$:

D'après le graphe des courbes de flambement selon l'Eurocode 3 pour $\overline{\lambda_{LT}} = 0{,}47$ $\boldsymbol{x_{LT} = 0{,}94}$

Calcul du moment résistant de déversement $M_{b,Rd}$:

$$M_{b,Rd} = x_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0{,}94 * 0{,}13853 * \frac{355}{1} = \mathbf{60536\ KN.m}$$

Conclusion: on a $\boldsymbol{M_u < M_{b,Rd}}$ donc la résistance de la section au déversement est vérifiée.

3- Section c

3.1- Calcul mixte section c :

Les sollicitations obtenus dans les différentes zones de répartitions de de la section **c** sont les suivantes :

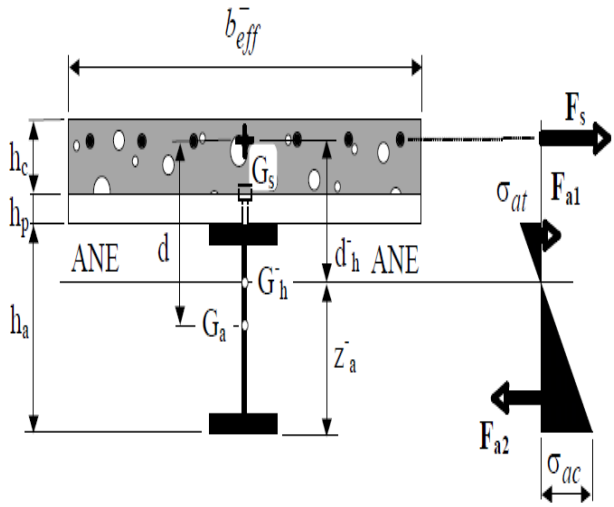
Tableau 25: Sollicitations section c

Barre / Point [m]	FZ [kN]	MY [kNm]
Valeur actuelle	4431,18	-0,00
pour la barre:	1	
dans le point:	x=0,0 [m]	
1 / utilisateur x=10,00	2111,76	29942,28
2 / utilisateur x=3,50	6491,88	-37048,89
3 / utilisateur x=3,50	6125,61	-41532,49
3 / utilisateur x=49,50	-5276,48	-34830,44

Nous allons retenir les valeurs maximales des sollicitations pour le calcul dans la section **c :**

- Le moment fléchissant maximum situé à 3,5 m de l'appuis **P2** $\boldsymbol{M_u = -41532,49\ KN.m}$
- L'effort tranchant maximum situé à 3,5 m de l'appui **P1** $\boldsymbol{T_u = -6491,88\ KN}$

✓ **Vérification sous moment négatif :**



beff	6,00	m
bi	0,90	m
ti	0,075	m
bs	0,800	m
ts	0,075	m
tw	0,028	m
hw	2,45	m
h	2,60	m
A_v	0,065	m^2
A_a	0,196	m^2
G_a	1,25	m
G_s	2,59	m
h_c	0,30	m
h_p	0,20	m
d	1,65	m
I_a	2371,4.10^-4	m^4

Figure 37:Caractéristiques de la section mixte c

Dans la partie du moment négatif, le béton ne résiste pas à la traction, on va donc prendre une section d'acier équivalente, qui est suivant les normes de 1% de celle du béton de la dalle.

$A_s = 0{,}01 * 2120 = 212\ cm^2$

Section de résistance A_h^- :

$A_h^- = A_a + A_s = 0{,}196 + 0{,}0212 = 0{,}2173\ m^2$

Position de l'axe neutre élastiqued_h^-:

On a $d_h^- = \frac{A_a * d}{A_h^-} = \frac{0{,}196 * 1{,}65}{0{,}2173} = 1{,}5\ m$

Moment quadratique de la section :

$I_h^- = I_a + A_a(d - d_h^-)^2 + A_s * (d_h^-)^2$

$I_h^- = 0{,}23714 + 0{,}196(1{,}65 - 1{,}5)^2 + 0.0212 * (1{,}5)^2 = 0{,}2892\ m^4$

Moment résistant pour la fibre inférieure comprimée :

$$M_{el,Rd}^{-ac} = \frac{I_h^- * f_y}{Z_a^- * d}$$

Avec $Z_a^- = h_a + \frac{h_a}{2} - d_h^- = 2{,}6 + \frac{2.6}{2} - 1{,}5 = 2{,}4\ m$

On a $M_{el,Rd}^{-ac} = \frac{0{,}2892 * 355}{2{,}4 * 1{,}65} = 42586{,}6 KN.m$

Moment résistant pour la fibre supérieure tendue :

On a $M_{el,Rd}^{-st} = \frac{I_h^- * f_{sk}}{d_h^- * \gamma_s}$

$$M_{el,Rd}^{-st} = \frac{0{,}2892 * 400}{1{,}5 * 1{,}15} = 67561{,}24\ KN.m$$

Conclusion :

$\boldsymbol{M_u = -41532{,}49\ KN.m}$

$\boldsymbol{M_{el,Rd}^{-ac} = 42586{,}6\ KN.m}$

$\boldsymbol{M_{el,Rd}^{-st} = 67561,24\ KN.m}$

Donc $\boldsymbol{M_u < M_{el,Rd}}$; condition vérifiée

- ✓ Résistance de la section à l'effort tranchant

Bien qu'une partie de cet effort soit repris par la dalle, on admet en pratique que seule l'âme de la poutre en acier assure l'équilibre, comme si la section n'était pas mixte. La vérification est alors de la forme :

$$V_{max} \leq V_{el,Rd} = A_v * \frac{f_y}{\gamma_{Mo} * \sqrt{3}}$$

Avec $A_v = 0{,}07\ m^2$ l'aire de l'âme du profilé et $V_{max} = 6091{,}9\ KN$ l'effort tranchant maximum dans la section.

$$V_{el,Rd} = 0{,}069 * \frac{355 * 10^3}{1 * \sqrt{3}} = \boldsymbol{14060,2\ KN}$$

Conclusion :

On a $\boldsymbol{V_{max} \leq V_{el,Rd}}$ donc la résistance à l'effort tranchant est vérifiée.

- ✓ Interaction moment fléchissant-effort tranchant :

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 : $\boldsymbol{V_{max} \leq 0,5 * V_{el,Rd}}$ sinon $\boldsymbol{V_{max}}$ diminuera la résistance à la flexion.

$0{,}5 * V_{el,Rd} = 0{,}5 * 14060{,}2 = \boldsymbol{7030,1\ KN}$

On a $V_{max} = 6091{,}9\ KN$

Donc $\boldsymbol{V_{max} \leq 0,5 * V_{el,Rd}}$ d'où la condition est vérifiée.

- ❖ **Étude des instabilités dans la section c**
- ✓ Vérification au voilement

La vérification se fera en tenant compte du fait que l'âme de nos poutres ne comportent de raidisseurs sauf aux appuis.

La condition pour qu'il n'ait pas risque de voilement est la suivante $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72*\varepsilon}{\eta}$

$\eta = 1{,}2$ car notre est der type S355

$\frac{h_w}{t_w} = \frac{2{,}47}{0{,}028} = 87{,}5$ $\qquad$ $\frac{72*\varepsilon}{\eta} = \frac{72*0.81}{1.2} = 48{,}6$

On a $\frac{h_w}{t_w} \geq \frac{72*\varepsilon}{\eta}$ donc il y a un risqué de voilement l'âme doit être vérifiée vis-à-vis du cisaillement par voilement.

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

$$V_{C,Rd} = x_v * \frac{f_y * A_v}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}}$$

x_v un facteur représentant les contributions de l'âme et des semelles qui se détermine en fonction de l'élancement $\overline{\lambda_w}$

Avec $\overline{\lambda_w} = \frac{h_w}{86{,}4*t_w*\varepsilon} = \frac{2{,}45}{86{,}4*0{,}028*0{,}81} = 1{,}245$

On a $\overline{\lambda_w} \geq 1{,}08$ donc $x_v = \frac{1{,}37}{0{,}7+\overline{\lambda_w}} = \frac{1{,}37}{0{,}7+1{,}245} = 0{,}7$

Donc $V_{C,Rd} = 0{,}7 * \frac{355*0.069}{1*\sqrt{3}} = 9899{,}5\ KN$

Conclusion : on a $\boldsymbol{V_{max} < V_{C,Rd}}$ donc l'âme set suffisamment rigide pour résister au voilement.

- ✓ Vérification au déversement

la poutre résiste au déversement si le condition suivante est vérifié : $\boldsymbol{M_u < M_{b,Rd}}$

ou $M_{b,Rd}$ est le moment résistant de calcul au déversement.

$$M_{b,Rd} = x_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec W_y le module élastique de la section

x_{LT} le coefficient de réduction pour le déversement dont sa valeur dépend de $\overline{\lambda_{LT}}$.

$\overline{\lambda_{LT}}$ l'élancement réduit $\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{CR}}}$ ou M_{CR} est le moment critique de déversement élastique.

Calcul du moment critique de déversement élastique M_{CR} :

$$M_{CR} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K_z L)^2}\left(\sqrt{\left(\frac{K_z}{K_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K_z L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + \left(C_2 z_g\right)^2} - \left(C_2 z_g\right)\right)$$

Avec :

$C_1 = 1{,}13$ et $C_2 = 0{,}46$ les coefficients de chargement ;

$K_w = K_z = 1$ les coefficients d'encastrement aux appuis ;

L la longueur de déversement, nous prendrons une longueur $L = 42{,}5\ m$;

I_z le produit d'inertie du profilé $I_z = 2371{,}4 * 10^{-4}\ m^4$

I_t le module de tortion uniforme $I_t = \frac{1}{3}\left(2bt_f^3 + \left(h - 2t_f\right)t_w^3\right) = 2{,}57 * 10^{-4}\ m^4$

I_w le module de torsion non uniforme $I_w = I_z * \frac{\left(h - t_f\right)^2}{4} = 3779{,}8 * 10^{-4}\ m^4$

On a donc :

$$M_{CR} = 1{,}13 * \frac{\pi^2 210000 * 2371{,}4}{(1 * 42{,}5)^2}\left(\sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \frac{3779{,}8}{2371{,}4} + \frac{(1 * 42{,}5)^2 * 136500 * 2{,}57}{\pi^2 * 210000 * 2371{,}4} + (0{,}46 * 1{,}25)^2} - (0{,}46 * 1{,}25)\right) = 308342{,}74\ KN.m$$

Calcul de l'élancement réduit $\overline{\lambda_{LT}}$:

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{0{,}19 * 355}{308342{,}74}} = 0{,}47$$

Valeur du coefficient de réduction en x_{LT} en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$:

D'après le graphe des courbes de flambement selon l'Eurocode 3 pour $\overline{\lambda_{LT}} = 0{,}47$ $\boldsymbol{x_{LT} = 0{,}84}$

Calcul du moment résistant de déversement $M_{b,Rd}$:

$$M_{b,Rd} = x_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0{,}84 * 0{,}19 * \frac{355}{1} = \mathbf{56494{,}6\ KN.m}$$

Conclusion: on a $M_u < M_{b,Rd}$ donc la résistance de la section au déversement est vérifiée.

4- Section d

4.1- Calcul mixte section d :

Les sollicitations obtenus dans les différentes zones de répartitions de de la section **c** sont les suivantes :

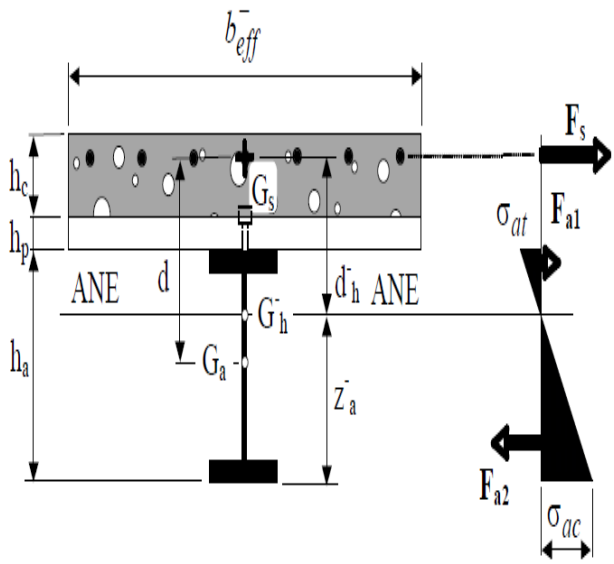
Tableau 26:Sollicitations section d

Barre / Point [m]	FZ [kN]	MY [kNm]
Valeur actuelle	7206,06	-58370,09
pour la barre:	2	
dans le point:	x=0,0 [m]	
2 / utilisateur x=0,0	7206,06	-58370,09
3 / utilisateur x=0,0	6841,65	-57700,44
4 / utilisateur x=3,50	7783,68	-58421,34

Nous allons retenir les valeurs maximales des sollicitations pour le calcul dans la section **c :**

- Le moment fléchissant maximum situé à 3,5 m de l'appuis **P3** $\boldsymbol{M_u = -58421{,}34\ KN.m}$
- L'effort tranchant maximum situé à 3,5 m de l'appui **P3** $\boldsymbol{T_u = 7783{,}68\ KN}$

✓ Vérification sous moment négatif :



beff	6,00	m
bi	0,90	m
ti	0,100	m
bs	0,800	m
ts	0,100	m
tw	0,028	m
hw	2,40	m
h	2,60	m
A_v	0,067	m^2
A_a	0,237	m^2
G_a	1,25	m
G_s	2,59	m
h_c	0,30	m
h_p	0,20	m
d	1,65	m
I_a	2973,64.10^-4	m^4

Figure 38:Caractéristiques de la section mixte d

Dans la partie du moment négatif, le béton ne résiste pas à la traction, on va donc prendre une section d'acier équivalente, qui est suivant les normes de 1% de celle du béton de la dalle.

$A_s = 0{,}01 * 2120 = 212\ cm^2$

Section de résistance A_h^- :

$A_h^- = A_a + A_s = 0{,}237 + 0{,}0212 = 0{,}26\ m^2$

Position de l'axe neutre élastiqued_h^-:

On a $d_h^- = \frac{A_a * d}{A_h^-} = \frac{0{,}237 * 1{,}65}{0{,}26} = 1{,}51\ m$

Moment quadratique de la section :

$I_h^- = I_a + A_a(d - d_h^-)^2 + A_s * (d_h^-)^2$

$I_h^- = 0{,}297364 + 0{,}237(1{,}65 - 1{,}51)^2 + 0.0212 * (1{,}51)^2 = 0{,}35\ m^4$

Moment résistant pour la fibre inférieure comprimée :

$$M_{el,Rd}^{-ac} = \frac{I_h^- * f_y}{Z_a^- * d}$$

Avec $Z_a^- = h_a + \frac{h_a}{2} - d_h^- = 2{,}6 + \frac{2.6}{2} - 1{,}51 = 2{,}38\ m$

On a $M_{el,Rd}^{-ac} = \frac{0{,}35*460}{2{,}38*1{,}65} = 67561{,}4\ KN.m$

Moment résistant pour la fibre supérieure tendue :

On a $M_{el,Rd}^{-st} = \frac{I_h^- * f_{sk}}{d_h^- * \gamma_s}$

$$M_{el,Rd}^{-st} = \frac{0{,}2892 * 400}{1{,}5 * 1{,}15} = 80455\ KN.m$$

Conclusion :

$\boldsymbol{M_u = -58421{,}34\ KN.m}$

$\boldsymbol{M_{el,Rd}^{-ac} = 67561{,}4\ \ KN.m}$

$\boldsymbol{M_{el,Rd}^{-st} = 80455\ KN.m}$

Donc $\boldsymbol{M_u < M_{el,Rd}}$; condition vérifiée

- ✓ Résistance de la section à l'effort tranchant

Bien qu'une partie de cet effort soit repris par la dalle, on admet en pratique que seule l'âme de la poutre en acier assure l'équilibre, comme si la section n'était pas mixte. La vérification est alors de la forme :

$$V_{max} \leq V_{el,Rd} = A_v * \frac{f_y}{\gamma_{Mo} * \sqrt{3}}$$

Avec $A_v = 0{,}067\ m^2$ l'aire de l'âme du profilé et $V_{max} = 7783{,}68\ KN$ l'effort tranchant maximum dans la section.

$$V_{el,Rd} = 0{,}067 * \frac{460 * 10^3}{1 * \sqrt{3}} = \boldsymbol{17847{,}05\ KN}$$

Conclusion :

On a $\boldsymbol{V_{max} \leq V_{el,Rd}}$ donc la résistance à l'effort tranchant est vérifiée.

- ✓ Interaction moment fléchissant-effort tranchant :

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 : $\boldsymbol{V_{max} \leq 0,5 * V_{el,Rd}}$ sinon $\boldsymbol{V_{max}}$ diminuera la résistance à la flexion.

$0,5 * V_{el,Rd} = 0,5 * 17847,05 = \boldsymbol{8923,52\ KN}$

On a $V_{max} = 7783,68\ \ KN$

Donc $\boldsymbol{V_{max} \leq 0,5 * V_{el,Rd}}$ d'où la condition est vérifiée.

- ❖ **Étude des instabilités dans la section d**
- ✓ Vérification au voilement

La vérification se fera en tenant compte du fait que l'âme de nos poutres ne comportent de raidisseurs sauf aux appuis.

La condition pour qu'il n'ait pas risque de voilement est la suivante $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72*\varepsilon}{\eta}$

$\eta = 1,05$ car notre profilé est de type S460

$\frac{h_w}{t_w} = \frac{2,4}{0,028} = 85,7$ $\qquad$ $\frac{72*\varepsilon}{\eta} = \frac{72*0.81}{1.05} = 55,54$

On a $\frac{h_w}{t_w} \geq \frac{72*\varepsilon}{\eta}$ donc il y a un risqué de voilement l'âme doit être vérifiée vis-à-vis du cisaillement par voilement.

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

$$V_{C,Rd} = x_v * \frac{f_y * A_v}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}}$$

x_v un facteur représentant les contributions de l'âme et des semelles qui se détermine en fonction de l'élancement $\overline{\lambda_w}$

Avec $\overline{\lambda_w} = \frac{h_w}{86{,}4*t_w*\varepsilon} = \frac{2{,}4}{86{,}4*0{,}028*0{,}81} = 1{,}4$

On a $\overline{\lambda_w} \geq 1{,}08$ donc $x_v = \frac{1{,}37}{0{,}7+\overline{\lambda_w}} = \frac{1{,}37}{0{,}7+1{,}4} = 0{,}65$

Donc $V_{C,Rd} = 0{,}65 * \frac{460*0.067}{1*\sqrt{3}} = 11710\ KN$

Conclusion : on a $\boldsymbol{V_{max} < V_{C,Rd}}$ donc l'âme set suffisamment rigide pour résister au voilement.

- ✓ Vérification au déversement

la poutre résiste au déversement si le condition suivante est vérifié : $\boldsymbol{M_u < M_{b,Rd}}$

ou $M_{b,Rd}$ est le moment résistant de calcul au déversement.

$$M_{b,Rd} = x_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec W_y le module élastique de la section

x_{LT} le coefficient de réduction pour le déversement dont sa valeur dépend de $\overline{\lambda_{LT}}$.

$\overline{\lambda_{LT}}$ l'élancement réduit $\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_y*f_y}{M_{CR}}}$ ou M_{CR} est le moment critique de déversement élastique.

Calcul du moment critique de déversement élastique M_{CR} :

$$M_{CR} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K_z L)^2}\left(\sqrt{\left(\frac{K_z}{K_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K_z L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + \left(C_2 z_g\right)^2} - \left(C_2 z_g\right)\right)$$

Avec :

$C_1 = 1{,}13$ et $C_2 = 0{,}46$ les coefficients de chargement ;

$K_w = K_z = 1$ les coefficients d'encastrement aux appuis ;

L la longueur de déversement, nous prendrons une longueur $L = 42{,}5\ m$;

I_z le produit d'inertie du profilé $I_z = 2973{,}64 * 10^{-4}\ m^4$

I_t le module de tortion uniforme $I_t = \frac{1}{3}\left(2bt_f^3 + \left(h - 2t_f\right)t_w^3\right) = 5{,}84 * 10^{-4}\ m^4$

I_w le module de torsion non uniforme $I_w = I_z * \frac{(h-t_f)^2}{4} = 4646{,}31 * 10^{-4}\ m^4$

On a donc :

$$M_{CR} = 1{,}13 * \frac{\pi^2 210000 * 2973{,}64}{(1*42{,}5)^2}\left(\sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \frac{4646{,}31}{2973{,}64} + \frac{(1*42{,}5)^2 * 136500 * 5{,}84}{\pi^2 * 210000 * 2973{,}64} + (0{,}46*1{,}25)^2} - (0{,}46*1{,}25)\right) = 386458{,}3\ KN.m$$

Calcul de l'élancement réduit $\overline{\lambda_{LT}}$:

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{0{,}24*460}{386458{,}3}} = 0{,}53$$

Valeur du coefficient de réduction en x_{LT} en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$:

D'après le graphe des courbes de flambement selon l'Eurocode 3 pour $\overline{\lambda_{LT}} = 0{,}53$ $\boldsymbol{x_{LT} = 0{,}78}$

Calcul du moment résistant de déversement $M_{b,Rd}$:

$$M_{b,Rd} = x_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0{,}78 * 0{,}24 * \frac{460}{1} = \mathbf{85540\ KN.m}$$

Conclusion: on a $\boldsymbol{M_u < M_{b,Rd}}$ donc la résistance de la section au déversement est vérifiée.

5- **Section e**

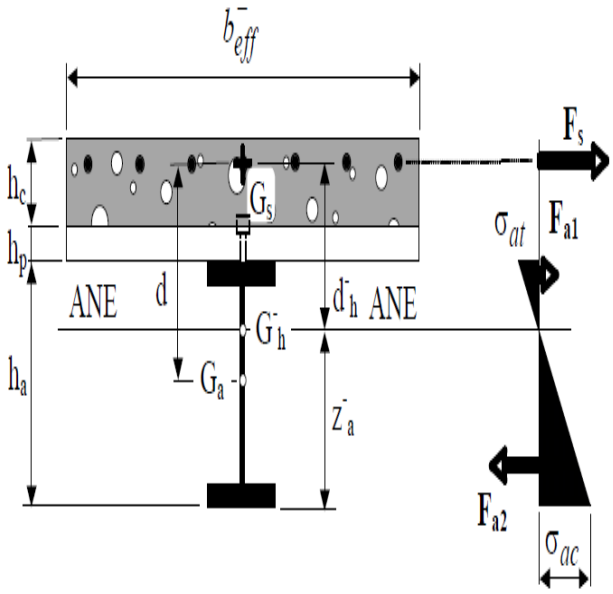
❖ **Calcul mixte section e** :

La section **e** est celle située au niveau des appuis les plus sollicitées

Nous avons les valeurs maximales des sollicitations pour le calcul dans la section **e :**

- Le moment fléchissant maximum sur l'appuis **P3** $\boldsymbol{M_u = -84049{,}93\ KN.m}$
- L'effort tranchant maximum sur l'appui **P3** $\boldsymbol{T_u = 8462{,}56\ KN}$

✓ Vérification sous moment négatif :



beff	6,00	m
bi	0,90	m
ti	0,140	m
bs	0,800	m
ts	0,140	m
tw	0,028	m
hw	2,32	m
h	2,60	m
A_v	0,065	m^2
A_a	0,303	m^2
G_a	1,24	m
G_s	2,59	m
h_c	0,30	m
h_p	0,20	m
d	1,65	m
I_a	3886,17.10^-4	m^4

Figure 39:Caractéristiques de la section mixte e

Dans la partie du moment négatif, le béton ne résiste pas à la traction, on va donc prendre une section d'acier équivalente, qui est suivant les normes de 1% de celle du béton de la dalle.

$A_s = 0{,}01 * 2120 = 212\ cm^2$

Section de résistance A_h^- :

$A_h^- = A_a + A_s = 0{,}303 + 0{,}0212 = 0{,}324\ m^2$

Position de l'axe neutre élastiqued_h^-:

On a $d_h^- = \frac{A_a * d}{A_h^-} = \frac{0{,}303 * 1{,}65}{0{,}324} = 1{,}54\ m$

Moment quadratique de la section :

$I_h^- = I_a + A_a(d - d_h^-)^2 + A_s * (d_h^-)^2$

$I_h^- = 0{,}3886 + 0{,}303(1{,}65 - 1{,}54)^2 + 0.0212 * (1{,}54)^2 = 0{,}44\ m^4$

Moment résistant pour la fibre inférieure comprimée :

$$M_{el,Rd}^{-ac} = \frac{I_h^- * f_y}{Z_a^- * d}$$

Avec $Z_a^- = h_a + \frac{h_a}{2} - d_h^- = 2{,}6 + \frac{2.6}{2} - 1{,}54 = 2{,}36\ m$

On a $M_{el,Rd}^{-ac} = \frac{0{,}44*460}{2{,}36*1{,}65} = 86338{,}01\ KN.m$

Moment résistant pour la fibre supérieure tendue :

On a $M_{el,Rd}^{-st} = \frac{I_h^- * f_{sk}}{d_h^- * \gamma_s}$

$$M_{el,Rd}^{-st} = \frac{0{,}44 * 400}{1{,}5 * 1{,}15} = 99821{,}41\ KN.m$$

Conclusion :

$\boldsymbol{M_u = -84069{,}93\ KN.m}$

$\boldsymbol{M_{el,Rd}^{-ac} = 86338{,}01\ \ KN.m}$

$\boldsymbol{M_{el,Rd}^{-st} = 99821{,}41\ KN.m}$

Donc $\boldsymbol{M_u < M_{el,Rd}}$; condition vérifiée

- ✓ Résistance de la section à l'effort tranchant

Bien qu'une partie de cet effort soit repris par la dalle, on admet en pratique que seule l'âme de la poutre en acier assure l'équilibre, comme si la section n'était pas mixte. La vérification est alors de la forme :

$$V_{max} \leq V_{el,Rd} = A_v * \frac{f_y}{\gamma_{Mo} * \sqrt{3}}$$

Avec $A_v = 0{,}065\ m^2$ l'aire de l'âme du profilé et $V_{max} = 8462{,}56\ KN$ l'effort tranchant maximum dans la section.

$$V_{el,Rd} = 0{,}065 * \frac{460 * 10^3}{1 * \sqrt{3}} = \mathbf{17252{,}15\ KN}$$

Conclusion :

On a $V_{max} \leq V_{el,Rd}$ donc la résistance à l'effort tranchant est vérifiée.

- ✓ Interaction moment fléchissant-effort tranchant :

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 : $\boldsymbol{V_{max} \leq 0{,}5 * V_{el,Rd}}$ sinon $\boldsymbol{V_{max}}$ diminuera la résistance à la flexion.

$0{,}5 * V_{el,Rd} = 0{,}5 * 17252{,}15 = \mathbf{8626{,}07KN}$

On a $V_{max} = 8462{,}56\ \ KN$

Donc $V_{max} \leq 0{,}5 * V_{el,Rd}$ d'où la condition est vérifiée.

- ❖ **Étude des instabilités dans la section e**
- ✓ Vérification au voilement

La vérification se fera en tenant compte du fait que l'âme de nos poutres ne comportent de raidisseurs sauf aux appuis.

La condition pour qu'il n'ait pas risque de voilement est la suivante $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72*\varepsilon}{\eta}$

$\eta = 1{,}05$ car notre profilé est de type S460

$\frac{h_w}{t_w} = \frac{2{,}32}{0{,}028} = 82{,}86$ $\qquad$ $\frac{72*\varepsilon}{\eta} = \frac{72*0.81}{1.05} = 55{,}54$

On a $\frac{h_w}{t_w} \geq \frac{72*\varepsilon}{\eta}$ donc il y a un risqué de voilement l'âme doit être vérifiée vis-à-vis du cisaillement par voilement.

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

$$V_{C,Rd} = x_v * \frac{f_y * A_v}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}}$$

x_v un facteur représentant les contributions de l'âme et des semelles qui se détermine en fonction de l'élancement $\overline{\lambda_w}$

Avec $\overline{\lambda_w} = \frac{h_w}{86{,}4 * t_w * \varepsilon} = \frac{2{,}32}{86{,}4 * 0{,}028 * 0{,}81} = 1{,}34$

On a $\overline{\lambda_w} \geq 1{,}08$ donc $x_v = \frac{1{,}37}{0{,}7 + \overline{\lambda_w}} = \frac{1{,}37}{0{,}7 + 1{,}32} = 0{,}67$

Donc $V_{C,Rd} = 0{,}67 * \frac{460 * 0.065}{1 * \sqrt{3}} = 11576{,}25\ KN$

Conclusion : on a $\boldsymbol{V_{max} < V_{C,Rd}}$ donc l'âme set suffisamment rigide pour résister au voilement.

- ✓ Vérification au déversement

la poutre résiste au déversement si le condition suivante est vérifié : $\boldsymbol{M_u < M_{b,Rd}}$

ou $M_{b,Rd}$ est le moment résistant de calcul au déversement.

$$M_{b,Rd} = x_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec W_y le module élastique de la section

x_{LT} le coefficient de réduction pour le déversement dont sa valeur dépend de $\overline{\lambda_{LT}}$.

$\overline{\lambda_{LT}}$ l'élancement réduit $\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{CR}}}$ ou M_{CR} est le moment critique de déversement élastique.

Calcul du moment critique de déversement élastique M_{CR} :

$$M_{CR} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K_z L)^2} \left(\sqrt{\left(\frac{K_z}{K_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K_z L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2} - (C_2 z_g) \right)$$

Avec :

$C_1 = 1{,}13$ et $C_2 = 0{,}46$ les coefficients de chargement ;

$K_w = K_z = 1$ les coefficients d'encastrement aux appuis ;

L la longueur de déversement, nous prendrons une longueur $L = 42{,}5\ m$;

I_z le produit d'inertie du profilé $I_z = 3886{,}17 * 10^{-4}\ m^4$

I_t le module de tortion uniforme $I_t = \frac{1}{3}\left(2bt_f^3 + \left(h - 2t_f\right)t_w^3\right) = 15{,}72 * 10^{-4}\ m^4$

I_w le module de torsion non uniforme $I_w = I_z * \frac{\left(h-t_f\right)^2}{4} = 5879{,}4 * 10^{-4}\ m^4$

On a donc :

$$M_{CR} = 1{,}13 * \frac{\pi^2 210000 * 3886{,}17}{(1 * 42{,}5)^2}\left(\sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \frac{5879{,}4}{3886{,}17} + \frac{(1 * 42{,}5)^2 * 136500 * 15{,}72}{\pi^2 * 210000 * 3886{,}17} + (0{,}46 * 1{,}24)^2} - (0{,}46 * 1{,}24)\right) = 504848{,}1 KN.m$$

Calcul de l'élancement réduit $\overline{\lambda_{LT}}$:

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{0{,}31 * 460}{504848{,}1}} = 0{,}5334$$

Valeur du coefficient de réduction en x_{LT} en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$:

D'après le graphe des courbes de flambement selon l'Eurocode 3 pour $\overline{\lambda_{LT}} = 0{,}53$ $\boldsymbol{x_{LT} = 0{,}777}$

Calcul du moment résistant de déversement $M_{b,Rd}$:

$$M_{b,Rd} = x_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0{,}774 * 0{,}31 \frac{460}{1} = \mathbf{85211\ KN.m}$$

Conclusion: on a $\boldsymbol{M_u < M_{b,Rd}}$ donc la résistance de la section au déversement est vérifiée.

Annexe 4 : Calcul du nombre de connecteurs

1- Choix du connecteur

Pour notre cas, le choix est porté sur des connecteurs de type goujons, car c'est le plus fréquemment utilisé. Il s'agit de connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet électrique (soudage par résistance).

La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton. La résistance d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre en plus Ils ont une grande facilité de mise en œuvre.

Le calcul de nos connecteurs se fera sur une section du tronçon 42,5 m.

Pour notre ouvrage nous allons utiliser un connecteur dont les caractéristiques sont les suivantes :

Tableau 27:Caractéristiquues goujons

h_{sc} (mm) hauteur totale	d (mm) diamètre tige	d_1 (mm) diamètre tige tête	h_t (mm) hauteur tige tête	f_y (MPa) limite élastique	f_u (MPa) contrainte de rupture
150	22	34,9	10	350	450

2- Résistance à la tête du goujon

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 :

$$P_{RK}^{(1)} = 0{,}80 * f_u * \frac{\pi d^2}{4}$$

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

$$P_{RK}^{(2)} = 0{,}29 * \alpha * d^2 \sqrt{f_{c28} * E_{cm}}$$

Avec $\alpha = 0{,}2\left(\frac{h}{d} + 1\right)\ si\ 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4\ sinon\ \alpha = 1{,}0$

La résistance caractéristique d'un goujon est donc :

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

On a :

$$P_{RK}^{(1)} = 0{,}80 * 450 * \frac{\pi * 0{,}022^2}{4} = 136{,}78\ KN$$

$$P_{RK}^{(2)} = 0{,}29 * 1 * 0{,}022^2\sqrt{35 * 33500} = 152\ KN$$

Donc :

$$P_{RK} = \min(136{,}78; 152) = \mathbf{136{,}78\ KN}$$

Résistance de calcul du goujon P_{Rd}:

$$P_{Rd} = \frac{P_{RK}}{\gamma_v} = \frac{136{,}78}{1{,}25} = \mathbf{109{,}42\ KN}$$

3- Calcul du nombre de connecteurs

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

$$n = \frac{F_c^*}{P_{Rd}}$$

Avec $F_c^* = \min(F_c; F_a)$

Ou F_c est l'effort de compression dans le béton et F_a l'effort de traction dans l'acier.

$$F_c = h_c * \frac{0{,}85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 2{,}12 * \frac{0{,}85 * 35 * 10^3}{1{,}5} = 42047\ KN$$

$$F_a = A_a * \frac{f_y}{\gamma_a} = 0{,}155 * \frac{355 * 10^3}{1} = 55025\ KN$$

$$F_c^* = \min(42047; 55025) = \mathbf{35700\ KN}$$

$$\boldsymbol{n = \frac{42047}{109{,}42} = 384{,}3\ soit\ 385\ connecteurs}$$

- Calcul du nombre de connecteur total sur une poutre de 400 m :

$$n_T = \frac{n * 400}{42,5} = \frac{385 * 400}{42,5} = 3623,53 \ \ soit \ \mathbf{3624\ connecteurs}$$

Notre ouvrage étant constitué de 02 poutres nous avons donc pour tout l'ouvrage :

$$n_T = 3624 * 2 = \mathbf{7248\ connecteurs}$$

- Déterminons les espacements et la répartition des connecteurs :

Soit b l'espacement longitudinal

L'espacement est tel que $b_{max} \leq 22 * t_{fs}\sqrt{\frac{235}{f_y}} = 895\ m$

$$b = \min(0,6e; 800)mm = \min(0,6 * 0,3; 800) = 800\ mm$$

Nous allons repartir les connecteurs sur la longueur du tronçon étudié 42,5 m.

$$b = \frac{400}{3624} = 0,11\ m = 11cm$$

Nous avons un espacement petit donc nous allons disposer 03 files de connecteurs.

Nombre de connecteurs pour 03 files : $n = \frac{3624}{3} = 1208\ connecteurs\ par\ file$

Pour une disposition de 03 files on a l'espacement $b = \frac{400}{1208} = 0,331$

Donc nous retenons un espacement longitudinal de 30cm

- Espacement transversal entre deux connecteurs opposés :

Soit a cette distance

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

$$e_D = min\left(100 + \frac{d}{2}; 9 * t_{fs}\sqrt{\frac{235}{f_y}} + \frac{d}{2}\right) = min\left(100 + \frac{22}{2}; 9 * 50\sqrt{\frac{235}{355}} + \frac{0,022}{2}\right)$$
$$= 111\ mm$$

On a $2a = B_{sup} - 2 * e_D = 800 - 2 * 111 = 578\ mm$

$a = \frac{578}{2} = 28{,}9\ cm$

On retient un espacement transversal de 28 cm pour 03 files de goujons.

Annexe 5 : Étude des appareils d'appuis

Dans notre projet on utilise des appareils d'appuis en élastomère fretté. Ces derniers sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Pour notre projet les appareils d'appuis seront de types B qui 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.

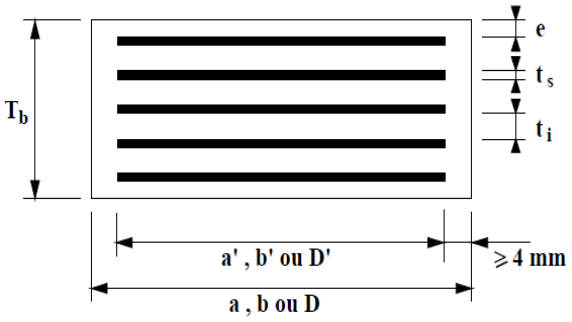


Figure 40:Conception appareil d'appui

Les paramètres de l'appareil d'appui sont les suivantes $\boldsymbol{a * b; n(t_i + t_s)}$**; 2*e**

$t_i = épaisseur\ feuillet\ d'élastromèreintermédiare$

$t_s = épaisseur\ fretté\ métallique$

$e = enrobage = 2{,}5\ m$

$n = nombre\ de\ feuilles\ d'élastromère\ intermédiare$

1- Prédimensionnement des appareils d'appuis :

Les dimensions des appareils d'appuis doivent respecter les conditions suivantes :

- La contrainte de compression moyenne est tel que : $\mathbf{20\ MPa \leq \frac{F_z}{A'} \leq 25\ MPa}$

Avec $A' = a' * b'$

$\boldsymbol{a' = a - 0,01m}$ **et** $\boldsymbol{b' = b - 0,01m}$

- L'épaisseur T_b de l'appareil d'appuis doit vérifier la condition $\boldsymbol{\frac{a}{10} \leq T_b \leq \frac{a}{5}}$

❖ **Appareils d'appuis sur culées :**

La réaction verticale maximale obtenue sur la culée par le logiciel RSA2019 est de : $F_z = 4506,72\ KN$

On a $\mathbf{20\ MPa \leq \frac{F_z}{A'} \leq 25\ MPa}$

$\frac{F_z}{A'} \leq 25\ MPa$

Donc $A' \geq \frac{F_z}{} = \frac{4506,72}{25*10^3} = 0,2253\ m^2$

On a $A' \geq 0,2253\ m^2$ avec $A' = a' * b'$

Donc $a' * b' \geq 0,2253 m^2$

Prenons $a' = 0,45\ m$

On a $b' \geq \frac{0,2253}{0,45} = 0,488\ m$; on retient $b' = 0,5m$

Déterminons l'épaisseur :

On a $\boldsymbol{\frac{a}{10} \leq T_b \leq \frac{a}{5}}$ avec $a = a' + 0,01m = 0,51\ m$

Donc $\frac{0,51}{10} \leq T_b \leq \frac{0,51}{5}$

$45mm \leq T_b \leq 90mm$ on retient

En choisissant $\boldsymbol{n = 5}$ feuillets intermédiaires de ***12mm, 4mm*** d'épaisseur de frette, avec un enrobage de ***2,5mm*** en face inférieure et supérieure, nous obtenons une hauteur totaleT_b de :

$T_b = n(t_i + t_i) + t_s + 2 * e = 5(12 + 4) + 4 + 2 * 2{,}5 = \boldsymbol{89\ mm}$

nous avons sur culées les appareils d'appuis de type B : $\boldsymbol{450 * 500; 5(12 + 4); 2 * 2{,}5}$

- **Appareils d'appuis sur piles :**

La réaction verticale maximale obtenue sur la culée par le logiciel RSA2019 est de : $F_z = 4506{,}72\ KN$

On a $\boldsymbol{20\ MPa \leq \frac{F_z}{A'} \leq 25\ MPa}$

$\frac{F_z}{A'} \leq 25\ MPa$

Donc $A' \geq \frac{25}{F_z} = \frac{13790{,}39}{25*10^3} = 0{,}551\ m^2$

On a $A' \geq 0{,}551\ m^2$ avec $A' = a' * b'$

Donc $a' * b' \geq 0{,}551 m^2$

Prenons $a' = 0{,}75\ m$

On a $b' \geq \frac{13790{,}39}{0{,}75} = 0{,}735m$; on retient $b' = 0{,}75m$

Déterminons l'épaisseur :

On a $\boldsymbol{\frac{a}{10} \leq T_b \leq \frac{a}{5}}$ avec $a = a' + 0{,}01m = 0{,}76\ m$

Donc $\frac{0{,}76}{10} \leq T_b \leq \frac{0{,}76}{5}$

$76mm \leq T_b \leq 102mm$ on retient

En choisissant $\boldsymbol{n = 5}$ feuillets intermédiaires de ***12mm, 4mm*** d'épaisseur de frette, avec un enrobage de ***2,5mm*** en face inférieure et supérieure, nous obtenons une hauteur totaleT_b de :

$T_b = n(t_i + t_i) + t_s + 2 * e = 5(12 + 4) + 4 + 2 * 2{,}5 = \boldsymbol{89\ mm}$

nous avons sur les piles appareils d'appuis de type B : $\mathbf{750 * 750; 5(12+4); 2 * 2,5}$

2- Dimensionnement des appareils d'appuis

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

❖ **Sur culées :**

✓ Vérification de la résistance en compression:

La condition suivante doit être vérifiée $\mathbf{20\ MPa \leq \frac{F_z}{A'} \leq 25\ MPa}$

$$\frac{F_z}{A'} = \frac{4{,}50672}{0{,}45 * 0{,}5} = \mathbf{20,3\ MPa}$$

On a $20\ MPa \leq \frac{F_z}{A'} \leq 25\ MPa$ donc la résistance en compression est vérifiée.

Vérification de la stabilité au flambement:

La condition suivante doit être vérifiée $\frac{F_z}{A_r} \leq \frac{2*G_0*a'*S_1}{3*T_b}$

S_1 le coefficient de forme du feuillet le plus épais

$$S_1 = \frac{a' * b'}{2 * t(a' * b')} = \frac{0{,}45 * 0{,}5}{2 * 0{,}012(0{,}45 + 0{,}5)} = 9{,}87$$

Calcul de A_r l'aire nette après distorsion :

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

V_x et V_y sont des déplacements de l'appareil d'appui ; le déplacement V_y sera négligé donc $V_y = 0$

V_x est le déplacement transversal de l'appareil d'appui tel que :

$$V_x = \frac{T_b * F_{XU}}{2 * G_0 * a' * b'}$$

$G_0 = 0{,}9\ MPa$ est le module de cisaillement conventionnel de l'élastomère ;

F_{XU} étant l'effort horizontal à l'ELU qui crée le déplacement V_x qui sera due au freinage pour notre cas.

La force de freinage est supposée créer uniquement par le système B_c. 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 B_c qui a pour valeur 300 KN est supérieure à l'effort de freinage dû à A(l), d'où :

$$F_{XU} = \frac{1{,}6 * 300}{2} = 240\ KN$$

On a donc :

$$V_x = \frac{0{,}089 * 240 * 10^{-3}}{2 * 0{,}9 * 0{,}45 * 0{,}5} = 11{,}9\ mm$$

$$A_r = A'\left(1 - \frac{V_x}{a'} - \frac{V_y}{b'}\right) = 0{,}55 * ,05\left(1 - \frac{0{,}0119}{0{,}45} - 0\right) = 0{,}22\ m^2$$

On a donc :

$\frac{F_z}{A_r} = \frac{4{,}50672}{0{,}22} = 20{,}5\ MPa$ Et $\frac{2*G_0*a'*S_1}{3*T_b} = \frac{2*0{,}9*0{,}45*9{,}87}{3*0{,}089} = 29{,}94\ MPa$

Donc $\frac{F_z}{A_r} \leq \frac{2*G_0*a'*S_1}{3*T_b}$ d'où la stabilité au flambement des appareils d'appui est vérifiée.

- ✓ Vérification de la stabilité 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 :

$$\boldsymbol{F_{xy} \leq \mu_e * F_z} \quad \textbf{et} \quad \boldsymbol{\frac{F_{z,Gmin}}{A_r} \geq 3\ MPa}$$

Avec :

μ_e le coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure en acier

$\mu_e = 0{,}10 + \frac{1{,}5*k_f}{\sigma_m}$ ou $\sigma_m = \frac{F_z}{A_r} = 20{,}5\ MPa$; $k_f = 0{,}2$

$$\mu_e = 0{,}10 + \frac{1{,}5 * 0{,}2}{20{,}5} = 0{,}114$$

$F_{xy} = 240\ KN$ L'effort horizontal le plus défavorable

On a $\mu_e * F_z = 0{,}114 * 4506{,}72 = 516{,}24\ KN$

Donc $\boldsymbol{F_{xy} \leq \mu_e * F_z}$

$F_{z,Gmin} = 1708{,}28\ KN$ la réaction minimale sous charge permanente

On a $\frac{F_{z,Gmin}}{A_r} = \frac{1708{,}28}{0{,}22} = 7{,}65\ MPa$

Donc $\boldsymbol{\frac{F_{z,Gmin}}{A_r} \geq 3\ MPa}$

D'où la stabilité au glissement des appareils d'appuis sur culées est vérifiée.

- ✓ Vérification de l'épaisseur minimale des frettés

L'épaisseur minimale des frettes doit être supérieure ou égale 2mm. L'épaisseur choisie étant de

$t_s = 4\ mm$ la condition suivante doit être satisfaite:

$$\boldsymbol{t_s \geq \gamma_m * \frac{2{,}6 * F_z * t_i}{A_r * f_y}}$$

On a $\gamma_m * \frac{2{,}6 * F_z * t_i}{A_r * f_y} = 1 * \frac{2{,}6 * 4506{,}72 * 0{,}012}{0{,}22 * 235} = 2{,}7\ mm$

$t_s = 4\ mm$

Donc $\boldsymbol{t_s \geq \gamma_m * \frac{2{,}6 * F_z * t_i}{A_r * f_y}}$

- ✓ Vérification de la distorsion

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

$\boldsymbol{\varepsilon_\tau = k_L(\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7}$ tel que $\varepsilon_q < 1\ et\ k_L = 1{,}0$

Avec $\boldsymbol{\varepsilon_c, \varepsilon_q, \varepsilon_\alpha}$ les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les déplacements horizontaux et les rotations du tablier.

Calcul de $\boldsymbol{\varepsilon_q}$ distorsion sous déplacement horizontal maximal

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\boldsymbol{\varepsilon_q = \frac{v_x}{T_b} \leq 1} \; avec \; \boldsymbol{v_x = v_1 + v_2}$$

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

$v_1 = 11{,}9\, mm$ (Déplacement horizontal maximal du au freinage)

$v_x = 10{,}5 + 11{,}9 = 22{,}4\, mm$

Donc $\boldsymbol{\varepsilon_q = \frac{22{,}4}{89} = 0,25 < 1}$

Calcul de $\boldsymbol{\varepsilon_c}$ distorsion sous effort vertical :

$$\boldsymbol{\varepsilon_c = \frac{1{,}5 * F_z}{G * A_r * S_1} = \frac{1{,}5 * 4{,}50672}{0{,}9 * 0{,}22 * 9{,}87} = 3,46}$$

Calcul de $\boldsymbol{\varepsilon_a}$ distorsion sous rotation du tablier :

$$\boldsymbol{\varepsilon_a = \frac{(a'^2 * \alpha_a + b'^2 * \alpha_b) * t_i}{2 * \sum t_i^3}}$$

Avec :

$\alpha_a \; et \; \alpha_b$ distorsion d('axe perpendiculaire aux cotés a et b de l'élastomère

$\alpha_a = 0{,}0026\, rad$

$\alpha_b = 0{,}01\, rad$ car structure posée directement sur appareil d'appui

On a donc :

$$\varepsilon_a = \frac{(0{,}45^2 * 0{,}0026 + 0{,}5^2 * 0{,}01) * 0{,}012}{2 * (5 * 0{,}012^3 + 2 * 0{,}0025^3)} = \boldsymbol{2,23}$$

Nous avons donc la distorsion totale :

$$\boldsymbol{\varepsilon_t = 1 * (0,25 + 3,46 + 2,23) = 5,94 < 7 \; donc \; la \; distorsion \; est \; vérifiée}$$

Conclusion : Toutes les vérifications effectuées sont satisfaisantes, il ressort que le choix de l'appareil d'appui sur culées est bon. Appareil d'appui type B : $\mathbf{450 * 500; 5(12+4); 2 * 2,5}$

- **Sur appuis :**

✓ Vérification de la résistance en compression:

La condition suivante doit être vérifiée $\boldsymbol{20\ MPa \leq \frac{F_z}{A'} \leq 25\ MPa}$

$$\frac{F_z}{A'} = \frac{13{,}7904}{0{,}75 * 0{,}75} = \boldsymbol{24{,}51\ MPa}$$

On a $20\ MPa \leq \frac{F_z}{A'} \leq 25\ MPa$ donc la résistance en compression est vérifiée.

✓ Vérification de la stabilité au flambement:

La condition suivante doit être vérifiée $\frac{F_z}{A_r} \leq \frac{2*G_0*a'*S_1}{3*T_b}$

S_1 le coefficient de forme du feuillet le plus épais

$$S_1 = \frac{a' * b'}{2 * t(a' * b')} = \frac{0{,}75 * 0{,}75}{2 * 0{,}012(0{,}75 + 0{,}75)} = 15{,}62$$

Calcul de A_r l'aire nette après distorsion :

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

V_x et V_y sont des déplacements de l'appareil d'appui ; le déplacement V_y sera négligé donc $V_y = 0$

V_x est le déplacement transversal de l'appareil d'appui tel que :

$$V_x = \frac{T_b * F_{XU}}{2 * G_0 * a' * b'}$$

$G_0 = 0{,}9\ MPa$ est le module de cisaillement conventionnel de l'élastomère ;

F_{XU} étant l'effort horizontal à l'ELU qui crée le déplacement V_x qui sera due au freinage pour notre cas.

La force de freinage est supposée créer uniquement par le système B_c. 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 B_c qui a pour valeur 300 KN est supérieure à l'effort de freinage dû à A(l), d'où :

$$F_{XU} = \frac{1{,}6 * 300}{2} = 240\ KN$$

On a donc :

$$V_x = \frac{0{,}089 * 240 * 10^{-3}}{2 * 0{,}9 * 0{,}75 * 0{,}75} = 21{,}1\ mm$$

$$A_r = A'\left(1 - \frac{V_x}{a'} - \frac{V_y}{b'}\right) = 0{,}75 * 0{,}75\left(1 - \frac{0{,}0211}{0{,}75} - 0\right) = 0{,}547\ m^2$$

On a donc :

$\frac{F_z}{A_r} = \frac{13{,}79039}{0{,}547} = 25{,}21\ MPa$ Et $\frac{2*G_0*a'*S_1}{3*T_b} = \frac{2*0{,}9*0{,}75*15{,}62}{3*0{,}089} = 79\ MPa$

Donc $\boldsymbol{\frac{F_z}{A_r} \leq \frac{2*G_0*a'*S_1}{3*T_b}}$ d'où la stabilité au flambement des appareils d'appui est vérifiée.

- ✓ Vérification de la stabilité 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 :

$$\boldsymbol{F_{xy} \leq \mu_e * F_z \quad \text{et} \quad \frac{F_{z,Gmin}}{A_r} \geq 3\ MPa}$$

Avec :

μ_e le coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure en acier

$\mu_e = 0{,}10 + \frac{1{,}5*k_f}{\sigma_m}$ ou $\sigma_m = \frac{F_z}{A_r} = 25{,}21\ MPa$; $k_f = 0{,}2$

$$\mu_e = 0{,}10 + \frac{1{,}5 * 0{,}2}{25{,}21} = 0{,}112$$

$F_{xy} = 240\ KN$ L'effort horizontal le plus défavorable

On a $\mu_e * F_z = 0{,}112 * 13790{,}39 = \boldsymbol{1543{,}14\ KN}$

Donc $\boldsymbol{F_{xy} \leq \mu_e * F_z}$

$\boldsymbol{F_{z,Gmin} = 8074,97\ KN}$ la réaction minimale sous charge permanente obtenu sur RSA 2019

On a $\frac{F_{z,Gmin}}{A_r} = \frac{8,07497}{0,547} = \boldsymbol{14,76\ MPa}$

Donc $\boldsymbol{\frac{F_{z,Gmin}}{A_r} \geq 3\ MPa}$

D'où la stabilité au glissement des appareils d'appuis sur culées est vérifiée.

- ✓ Vérification de l'épaisseur minimale des frettés

L'épaisseur minimale des frettes doit être supérieure ou égale 2mm. L'épaisseur choisie étant de

$t_s = 4\ mm$ la condition suivante doit être satisfaite:

$$\boldsymbol{t_s \geq \gamma_m * \frac{2,6 * F_z * t_i}{A_r * f_y}}$$

On a $\gamma_m * \frac{2,6*F_z*t_i}{A_r*f_y} = 1 * \frac{2,6*13,79039*0,012}{0,22*235} = 3,34\ mm$

$t_s = 4\ mm$

Donc $\boldsymbol{t_s \geq \gamma_m * \frac{2,6*F_z*t_i}{A_r*f_y}}$

- ✓ Vérification de la distorsion

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

$\boldsymbol{\varepsilon_\tau = k_L(\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7}$ tel que $\varepsilon_q < 1\ et\ k_L = 1,0$

Avec $\boldsymbol{\varepsilon_c, \varepsilon_q, \varepsilon_\alpha}$ les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les déplacements horizontaux et les rotations du tablier.

Calcul de $\boldsymbol{\varepsilon_q}$ distorsion sous déplacement horizontal maximal

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\boldsymbol{\varepsilon_q = \frac{v_x}{T_b} \leq 1\ avec\ v_x = v_1 + v_2}$$

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

$v_1 = 21{,}1\ mm$ (Déplacement horizontal maximal du au freinage)

$v_x = 10{,}5 + 21{,}1 = 31{,}6\ mm$

Donc $\boldsymbol{\varepsilon_q = \frac{31{,}1}{89} = 0,34 < 1}$

Calcul de $\boldsymbol{\varepsilon_c}$ distorsion sous effort vertical :

$$\boldsymbol{\varepsilon_c = \frac{1{,}5 * F_z}{G * A_r * S_1} = \frac{1{,}5 * 13{,}79039}{0{,}9 * 0{,}547 * 15{,}62} = 2,7}$$

Calcul de $\boldsymbol{\varepsilon_a}$ distorsion sous rotation du tablier :

$$\boldsymbol{\varepsilon_a = \frac{(a'^2 * \alpha_a + b'^2 * \alpha_b) * t_i}{2 * \sum t_i^3}}$$

Avec :

$\alpha_a\ et\ \alpha_b$ distorsion d('axe perpendiculaire aux cotés a et b de l'élastomère

$\alpha_a = 0{,}0027\ rad$

$\alpha_b = 0{,}01\ rad$ car structure posée directement sur appareil d'appui

On a donc :

$$\varepsilon_a = \frac{(0{,}75^2 * 0{,}0027 + 0{,}75^2 * 0{,}01) * 0{,}012}{2 * (5 * 0{,}012^3 + 2 * 0{,}0025^3)} = \boldsymbol{3,8}$$

Nous avons donc la distorsion totale :

$$\boldsymbol{\varepsilon_t = 1 * (0,34 + 3,8 + 2,7) = 6,84 < 7\ donc\ la\ distorsion\ est\ vérifiée}$$

Conclusion : Toutes les vérifications effectuées sont satisfaisantes, il ressort que le choix de l'appareil d'appui sur culées est bon. Appareil d'appui type B : $\boldsymbol{750 * 750; 5(12 + 4); 2 * 2,5}$

Annexe 6 : Ferraillage et vérification au poinçonnement de la dalle

Le ferraillage du pont sera fait en flexion simple à l'ELU et à l'ELS, donc le cas le plus défavorable sera retenu. La détermination des sollicitations pour le calcul de la dalle sera par modélisation du tablier dans la logiciel RSA 2019.

1- Détermination des sollicitations

❖ présentation des sollicitations à l'ELU

- Longitudinal

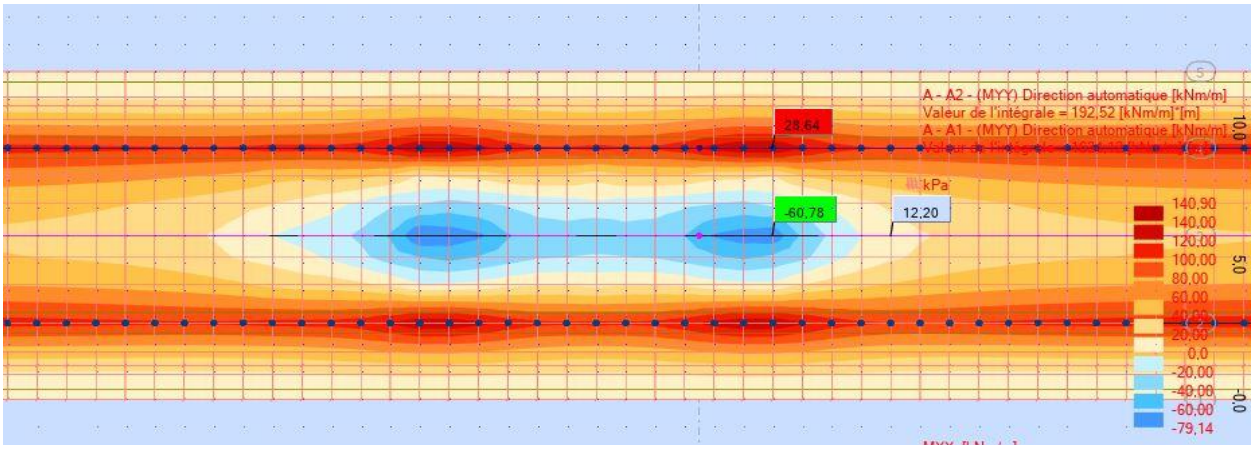


Figure 41:sollicitations longitudinales dans la dalle à l'ELU

Sur appuis :

$$\boldsymbol{M_u = 28,64\ KN.m/ml}$$

En travée :

$$\boldsymbol{M_u = 60,78\ KN.m/ml}$$

- Transversal

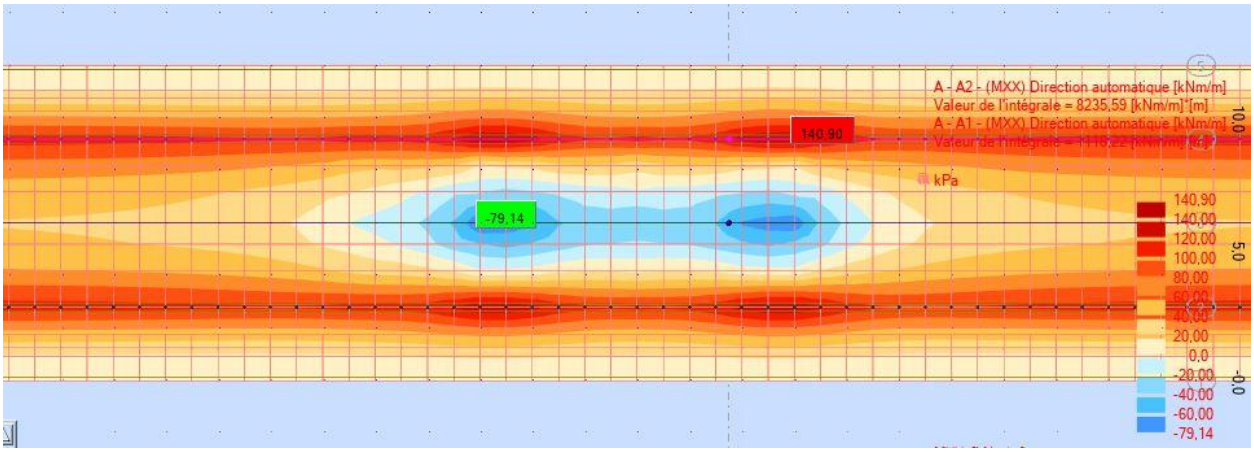


Figure 42:Sollicitations transversales dans la dalle à l'ELU

Sur appuis :

$$M_u = 140,9\ KN.m/ml$$

En travée :

$$M_u = 79,14\ KN.m/ml$$

❖ Présentation des sollicitations à l'ELS

- Longitudinal

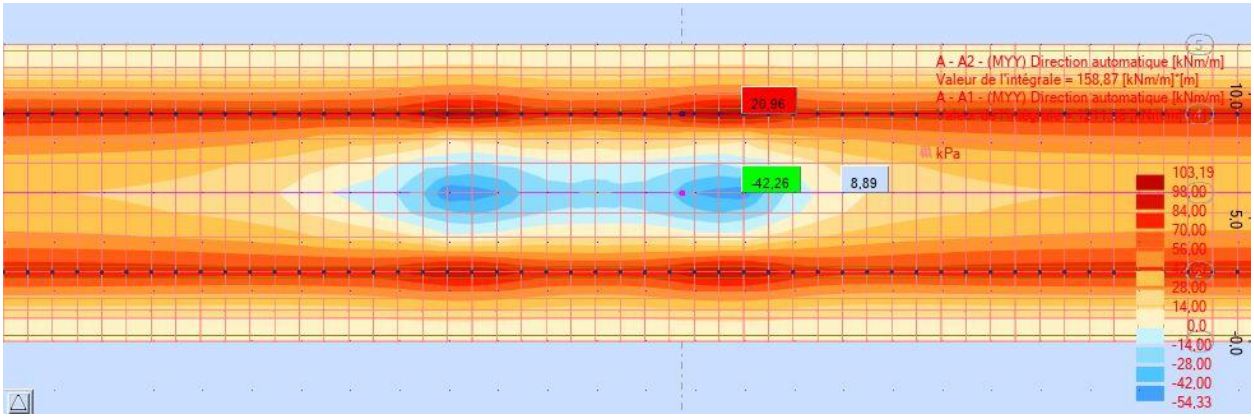


Figure 43:Sollicitations longitudinales dans la dalle à l'ELS

Sur appuis :

$$M_s = 20,96\ KN.m/ml$$

En travée :

$$\boldsymbol{M_s = 42,26\ KN.m/ml}$$

- Transversal

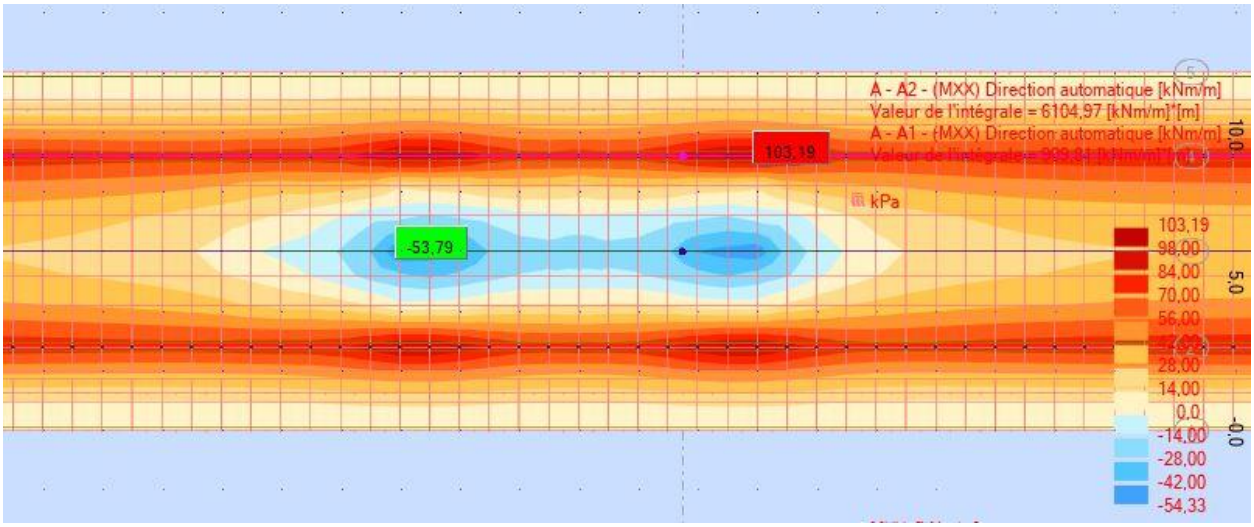


Figure 44:Sollicitations transversales dans la dalle à l'ELS

Sur appuis :

$$\boldsymbol{M_s = 103,19\ KN.m/ml}$$

En travée :

$$\boldsymbol{M_s = 53,79\ KN.m/ml}$$

2- Ferraillage de la dalle

Le ferraillage sera calculé pour toutes les sections pour 1 mètre linéaire.

❖ **Ferraillage à l'ELU**

✓ Ferraillage longitudinal :

- En travée :

On a $M_u = 60{,}78\ KN.m$

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0{,}85 * 35}{1 * 1.5} = 19{,}83\ M_{pa}$$

Moment réduit ultime :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}$$

Avec $d = 0{,}9h = 0{,}9 * 0{,}3 = 0{,}27\ m$

$$\mu_u = \frac{0{,}06078}{1 * 0{,}27^2 * 19{,}33} = 0{,}042$$

On a $\mu_u < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow pivot\ A$ donc pas besoin d'aciers comprimés.

Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha_u = 1{,}25 * \sqrt{1 - (1 - 2 * \mu_u)} = 1{,}25 * \sqrt{1 - (1 - 2 * 0{,}042)} = 0{,}054$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_u = \alpha_u * d = 0{,}054 * 0{,}27 = 0{,}014\ m$$

Bras de levier du couple interne :

$$Z_u = (d - 0{,}4 * y_u) = (0{,}27 - 0{,}4 * 0{,}014) = 0{,}26\ m$$

Calcul de la section d'aciers :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * f_{su}} = \frac{0{,}06078}{0{,}26 * 347{,}83} = 6{,}61\ cm^2/ml$$

Choix : 06 $HA12 = 6{,}79\ cm^2/ml$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0{,}23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 * 1 * 0{,}27 * \frac{2{,}70}{400} = 4{,}19\ cm^2/ml$$

On a : $A_{st} = 6{,}79\ cm^2 > A_{min}$ $donc\ la\ condition\ est\ vérifiée$

- En appui :

On a $M_u = 28{,}64\ KN.m$

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0{,}85 * 35}{1 * 1.5} = 19{,}83\ M_{pa}$$

Moment réduit ultime :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}$$

Avec $d = 0{,}9h = 0{,}9 * 0{,}3 = 0{,}27\ m$

$$\mu_u = \frac{0{,}02864}{1 * 0{,}27^2 * 19{,}33} = 0{,}014$$

On a $\mu_u < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow pivot\ A$ donc pas besoin d'aciers comprimés.

Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha_u = 1{,}25 * \sqrt{1 - (1 - 2 * \mu_u)} = 1{,}25 * \sqrt{1 - (1 - 2 * 0{,}014)} = 0{,}025$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_u = \alpha_u * d = 0{,}025 * 0{,}27 = 0{,}007\ m$$

Bras de levier du couple interne :

$$Z_u = (d - 0{,}4 * y_u) = (0{,}27 - 0{,}4 * 0{,}007) = 0{,}27\ m$$

Calcul de la section d'aciers :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * f_{su}} = \frac{0{,}02864}{0{,}27 * 347{,}83} = 3{,}08\ cm^2/ml$$

Choix **: 06 $HA12 = 6{,}79\ cm^2/ml$**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0{,}23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 * 1 * 0{,}27 * \frac{2{,}70}{400} = 4{,}19\ cm^2/ml$$

On a: $A_{st} = 6{,}79\ cm^2 > A_{min}$ $donc\ la\ condition\ est\ vérifiée$

- ✓ Ferraillage transversal:
- En travée :

On a $M_u = 79{,}14\ KN.m/ml$

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0{,}85 * 35}{1 * 1.5} = 19{,}83\ M_{pa}$$

Moment réduit ultime :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}$$

Avec $d = 0{,}9h = 0{,}9 * 0{,}3 = 0{,}27\ m$

$$\mu_u = \frac{0{,}07914}{1 * 0{,}27^2 * 19{,}33} = 0{,}055$$

On a $\mu_u < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow pivot\ A$ donc pas besoin d'aciers comprimés.

Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha_u = 1{,}25 * \sqrt{1 - (1 - 2 * \mu_u)} = 1{,}25 * \sqrt{1 - (1 - 2 * 0{,}055)} = 0{,}070$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_u = \alpha_u * d = 0{,}070 * 0{,}27 = 0{,}02\ m$$

Bras de levier du couple interne :

$$Z_u = (d - 0{,}4 * y_u) = (0{,}27 - 0{,}4 * 0{,}02) = 0{,}26\ m$$

Calcul de la section d'aciers :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * f_{su}} = \frac{0{,}07914}{0{,}26 * 347{,}83} = 8{,}67\ cm^2/ml$$

Choix : 06 $HA14 = 9{,}24\ cm^2/ml$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0{,}23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 * 1 * 0{,}27 * \frac{2{,}70}{400} = 4{,}19\ cm^2$$

On a: $\boldsymbol{A_{st} = 9{,}24\ cm^2 > A_{min}}$ ***donc la condition est vérifiée***

- En appui :

On a $M_u = 140{,}9\ KN.m/ml$

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0{,}85 * 35}{1 * 1.5} = 19{,}83\ M_{pa}$$

Moment réduit ultime :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}$$

Avec $d = 0{,}9h = 0{,}9 * 0{,}3 = 0{,}27\ m$

$$\mu_u = \frac{0{,}1409}{1 * 0{,}27^2 * 19{,}33} = 0{,}097$$

On a $\mu_u < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow pivot\ A$ donc pas besoin d'aciers comprimés.

Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha_u = 1{,}25 * \sqrt{1 - (1 - 2 * \mu_u)} = 1{,}25 * \sqrt{1 - (1 - 2 * 0{,}097)} = 0{,}128$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_u = \alpha_u * d = 0{,}128 * 0{,}27 = 0{,}035\ m$$

Bras de levier du couple interne :

$$Z_u = (d - 0{,}4 * y_u) = (0{,}27 - 0{,}4 * 0{,}035) = 0{,}3\ m$$

Calcul de la section d'aciers :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * f_{su}} = \frac{0{,}1409}{0{,}3 * 347{,}83} = 15{,}82\ cm^2$$

Choix : $\mathbf{06\ HA20 = 18{,}85\ cm^2/ml}$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0{,}23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 * 1 * 0{,}27 * \frac{2{,}70}{400} = 4{,}19\ cm^2$$

On a: $A_{st} = 18{,}85\ cm^2 > A_{min}\ \ donc\ la\ condition\ est\ vérifiée$

- **Ferraillage à l'ELS**

✓ Ferraillage longitudinal:

- En travée :

On a $M_{ser} = 42{,}26\ KN.m/ml$

Coefficient de la fibre neutre :

$$\bar{\alpha} = \frac{n\overline{\sigma_{bc}}}{n\overline{\sigma_{bc}} + n\overline{\sigma_{st}}} = \frac{15 * 21}{15 * 21 + 177{,}1} = 0{,}640$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_1 = \bar{\alpha} * d = 0{,}640 * 0{,}27 = 0{,}173\ m$$

Bras de levier du couple interne :

$$z = d - \frac{y_1}{3} = 0{,}212\ m$$

Moment résistant du béton en service :

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b y_1 \overline{\sigma_{bc}} * z = 0{,}5 * 1 * 21 * 0{,}173 * 0{,}212 = 0{,}385\ MN.m$$

On a $M_{ser} < M_{rsb}$ donc pas besoin d'aciers comprimés

Calcul de la section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{(\overline{\sigma_{st}} * z)} = \frac{0{,}04226}{177{,}1 * 0{,}212} = 11{,}24\ cm^2/ml$$

Choix : 06 HA16= 12,06 cm^2/ml

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0{,}23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 * 1 * 0{,}27 * \frac{2{,}70}{400} = 4{,}19\ cm^2$$

On a: $\boldsymbol{A_{st} = 12{,}06\ cm^2 > A_{min}\ donc\ la\ condition\ est\ vérifiée}$

- En appui :

On a $M_{ser} = 20{,}96\ KN.m/ml$

Coefficient de la fibre neutre :

$$\bar{\alpha} = \frac{n\overline{\sigma_{bc}}}{n\overline{\sigma_{bc}} + n\overline{\sigma_{st}}} = \frac{15 * 21}{15 * 21 + 177{,}1} = 0{,}640$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_1 = \bar{\alpha} * d = 0{,}640 * 0{,}27 = 0{,}173\ m$$

Bras de levier du couple interne :

$$z = d - \frac{y_1}{3} = 0{,}212\ m$$

Moment résistant du béton en service :

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b y_1 \overline{\sigma_{bc}} * z = 0{,}5 * 1 * 21 * 0{,}173 * 0{,}212 = 0{,}385\ MN.m$$

On a $M_{ser} < M_{rsb}$ donc pas besoin d'aciers comprimés

Calcul de la section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{(\overline{\sigma_{st}} * z)} = \frac{0{,}02096}{177{,}1 * 0{,}212} = 5{,}57\ cm^2/\text{ml}$$

Choix : 06 HA12 = 6,79 cm^2/ml

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0{,}23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 * 1 * 0{,}27 * \frac{2{,}70}{400} = 4{,}19\ cm^2$$

On a: $\boldsymbol{A_{st} = 6{,}79\ cm^2 > A_{min}}$ ***donc la condition est vérifiée***

- ✓ Ferraillage transversal :
- En travée :

On a $M_{ser} = 53{,}79\ KN.m/ml$

Coefficient de la fibre neutre :

$$\bar{\alpha} = \frac{n\overline{\sigma_{bc}}}{n\overline{\sigma_{bc}} + n\overline{\sigma_{st}}} = \frac{15 * 21}{15 * 21 + 177{,}10} = 0{,}640$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$y_1 = \bar{\alpha} * d = 0{,}640 * 0{,}27 = 0{,}173\ m$

Bras de levier du couple interne :

$$z = d - \frac{y_1}{3} = 0{,}212\ m$$

Moment résistant du béton en service :

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b y_1 \overline{\sigma_{bc}} * z = 0{,}5 * 1 * 21 * 0{,}173 * 0{,}212 = 0{,}362\ MN.m$$

On a $M_{ser} < M_{rsb}$ donc pas besoin d'aciers comprimés

Calcul de la section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{(\overline{\sigma_{st}} * z)} = \frac{0{,}05379}{231{,}37 * 0{,}217} = 14{,}14\ cm^2$$

Choix : 05 HA20 = 15,71 cm²/ml

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0{,}23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 * 1 * 0{,}27 * \frac{2{,}70}{400} = 4{,}19\ cm^2$$

On a: $\boldsymbol{A_{st} = 15{,}71\ cm^2 > A_{min}\ \ donc\ la\ condition\ est\ vérifiée}$

- En appui :

On a $M_{ser} = 103{,}19\ KN.m/ml$

Coefficient de la fibre neutre :

$$\bar{\alpha} = \frac{n\overline{\sigma_{bc}}}{n\overline{\sigma_{bc}} + n\overline{\sigma_{st}}} = \frac{15 * 21}{15 * 21 + 177{,}10} = 0{,}640$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$y_1 = \bar{\alpha} * d = 0{,}587 * 0{,}27 = 0{,}173\ m$

Bras de levier du couple interne :

$$z = d - \frac{y_1}{3} = 0{,}212\ m$$

Moment résistant du béton en service :

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b y_1 \overline{\sigma_{bc}} * z = 0{,}5 * 1 * 21 * 0{,}173 * 0{,}212 = 0{,}385\ MN.m$$

On a $M_{ser} < M_{rsb}$ donc pas besoin d'aciers comprimés

Calcul de la section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{(\overline{\sigma_{st}} * z)} = \frac{0{,}10319}{177{,}10 * 0{,}212} = 27{,}43\ cm^2/\text{ml}$$

Choix : 06 HA25 = 29,45 cm²/ml

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0{,}23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 * 1 * 0{,}27 * \frac{2{,}70}{400} = 4{,}19\ cm^2$$

On a: $A_{st} = 29{,}45\ cm^2 > A_{min}\ \ donc\ la\ condition\ est\ vérifiée$

3- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{0{,}175}{1 * 0{,}27} = 0{,}65\ MPa$$

$$\tau_{adm} = \inf\left(4MPa\ ;\ 0{,}15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 3{,}5MPa$$

$\boldsymbol{\tau_u < \tau_{adm}}$ ***donc la condition est vérifi***é

Armatures transversales

$$\frac{A_T}{S_T} \leq \frac{\tau_u * b}{0{,}8 f_e} = \frac{0{,}65 * 1}{0{,}8 * 400} = \mathbf{0{,}203\ cm}$$

$S_T \leq \min(0{,}9d\ ;\ 40\ cm) = 24{,}3\ cm$ soit $\boldsymbol{S_T = 20\ cm}$

$A_T \geq 20 * 1{,}14 = \mathbf{4{,}06\ cm^2}$

Choix 05 HA 12 = 5,65cm²/ml

4- Vérification de 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 « Br. » ; il y a lieu de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement :

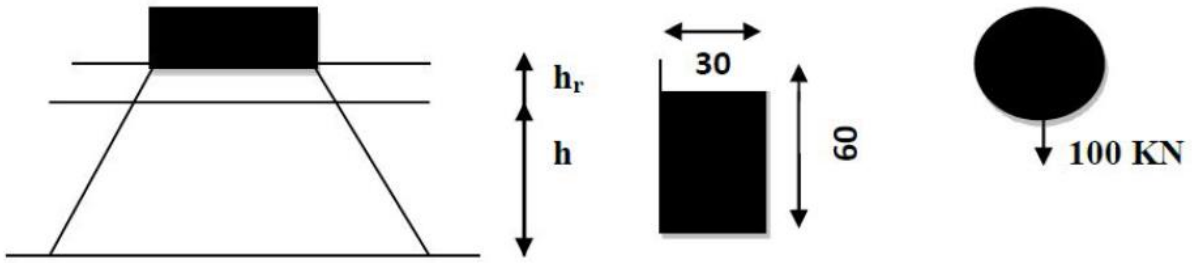


Figure 45: Impact du convoi Br sur la dalle

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

$$\boldsymbol{q_{elu} \leq q_{adm} = \frac{0,45 * h * u_c * f_{cj}}{\gamma_b}}$$

Avec :

$\boldsymbol{q_{elu}}$: Charge de calcul à l'état limite ultime.

$\boldsymbol{U_c}$: Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$\boldsymbol{h}$: Épaisseur totale de la dalle.

$\boldsymbol{h_r}$: Épaisseur du revêtement.

$\boldsymbol{f_{cj}}$: Résistance caractéristique du béton à 28

$q_{elu} = 1,6 * \delta_{Br} * q = 1,6 * 1,05 * 100 = \mathbf{168\ KN}$

$U_c = 2(U_0 + V_0)$ avec $U_0 = a + h + h_r = 30 + 30 + 8 = 68\ cm$

$V_0 = b + h + h_r = 60 + 30 + 8 = 98\ cm$

Donc $U_c = 2(68 + 98) = 332\ cm$

$$q_{adm} = \frac{0{,}45 * 0{,}3 * 3{,}32 * 35000}{1{,}5} = 1045{,}8\ KN$$

Donc $q_{elu} \leq q_{adm}$ donc il n'y a pas risque de poinçonnement de la dalle.

Annexe 7 : Dimensionnement des piles

Les piles reprennent les efforts verticaux et horizontaux transmis par le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis. Pour l'effort horizontal nous allons considérer la force de freinage du système B_c soit $F_X = 300\ KN$; pour l'effort vertical il s'agit des réactions max obtenus aux appuis de la poutre grâce aux résultats de la modélisation sur RSA 2019 soit : $F_Z = 13790{,}39\ KN$ à l'ELU et $F_Z = 10215;34\ KN$.

Le calcul se fera en flexion composée avec compression sur 1m linéaire de la pile donc la section d'étude sera considérée comme un poteau de section 180cm*100cm ou 180 cm est l'épaisseur de la pile.

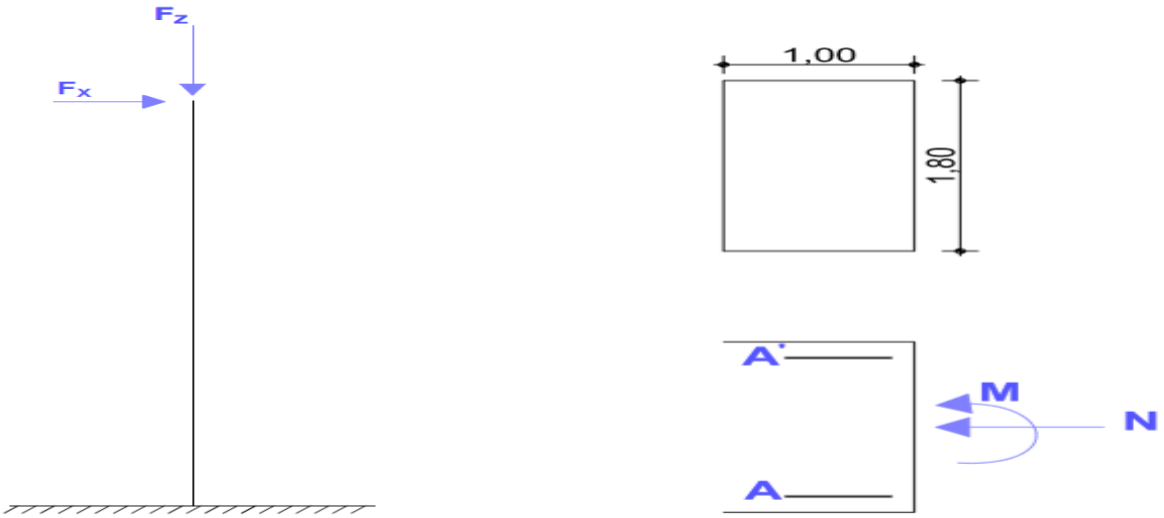


Figure 46:Shéma mécanique pile

Les sollicitations de calcul seront obtenues par une modélisation générale de la pile sur le logiciel RSA 2019; la pile sera modélisée comme un voile encastrée dans la semelle de liaison qui repose sur les pieux représentés par des appuis simples.

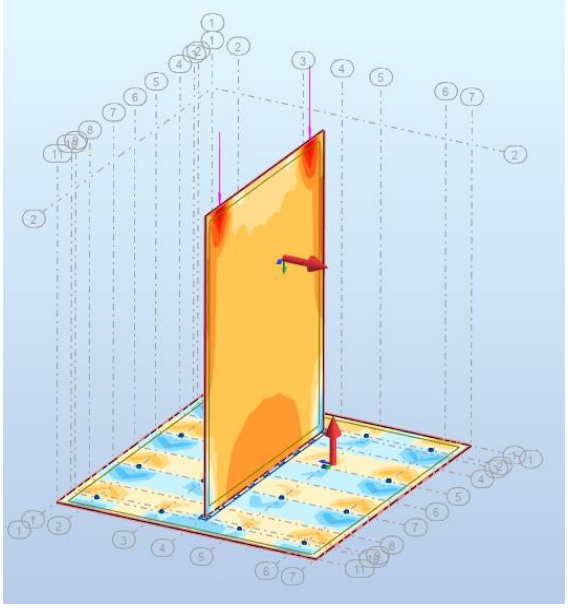


Figure 47:modélisation de la pile avec RSA 2019

La modélisation nous donne les résultats suivants dans le fut de la pile :

- A l'ELU : $\boldsymbol{N_u = 4548,48\ KN}$; $\boldsymbol{M_u = 802,34\ KN.m}$; $\boldsymbol{T_u = 206,61\ KN.m}$
- A l'ELS : $\boldsymbol{N_{ser} = 3369,31\ KN}$; $\boldsymbol{M_{ser} = 594,32\ KN.m}$; $\boldsymbol{T_{ser} = 80,95\ KN.m}$

Le calcul des sections d'aciers principales se fera en flexion composée avec compression

la détermination de notre ferraillage se fera de façon symétrique c'est-à-dire $A' = A$.

Équilibre au centre de gravité de la section :

$$N = N_{A_s} + N_{A_i} + N_b = A * \sigma_{sts} + A * \sigma_{sti} + 0{,}8\alpha * d * b * f_{ck}$$

$$M = M_{A_s} + M_{A_i} + M_b$$

$$= A * \sigma_{sts}\left(\frac{h}{2} - c\right) + A * \sigma_{sti}\left(-\frac{h}{2} + c\right) + 0{,}8\alpha * d * b * f_{ck}\left(\frac{h}{2} - 0{,}4\alpha d\right)$$

On fait l'hypothèse que les aciers supérieurs sont comprimés et ont atteint leur limite d'élasticité et que les aciers inferieurs sont tendus et ont atteint leur limite d'élasticité.

On a donc $\sigma_{sts} = \sigma_{sti} = 400\ MPa$

On en déduit $N = N_b = 0{,}8\alpha * d * b * f_{ck}$

Donc $\alpha = \frac{N}{0{,}8*d*b*f_{ck}} = \frac{4{,}549}{0{,}8*1{,}62*1*35} = 0{,}1$

- ❖ Calcul section d'acier :
- ✓ Acier principaux

$$M = M_{A_s} + M_{A_i} + M_b = 2A * f_e\left(\frac{h}{2} - c\right) + N\left(\frac{h}{2} - 0{,}4\alpha d\right)$$

Donc

$$A = \frac{M - N\left(\frac{h}{2} - 0{,}4\alpha d\right)}{2f_e\left(\frac{h}{2} - c\right)} = \frac{0{,}80234 - 4{,}549\left(\frac{1{,}8}{2} - 0{,}4 * 0{,}1 * 1{,}62\right)}{2 * 400 * \left(\frac{1{,}8}{2} - 0{,}05\right)} = -0{,}004407\ m^2$$

$\boldsymbol{A = A' = 44{,}07\ cm^2/ml}$

Choix : 10 HA 25 = 49,09 cm²/ml

- ❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{0{,}376}{1 * 1{,}62} = 0{,}23\ MPa$$

$$\tau_{adm} = \inf\left(4MPa\ ; 0{,}15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 4MPa$$

$\boldsymbol{\tau_u < \tau_{adm}}$ ***donc la condition est vérifié***

Armatures transversales

$$\frac{A_T}{S_T} \leq \frac{\tau_u * b}{0{,}8f_e} = \frac{0{,}23 * 1}{0{,}8 * 400} = \boldsymbol{0{,}072\ cm}$$

$S_T \leq \min(0{,}9d\ ; 40\ cm) = 40\ cm$ soit $\boldsymbol{S_T = 40\ cm}$

$A_T \geq 40 * 0{,}072 = \boldsymbol{2{,}90\ cm^2}$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0{,}23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 * 1 * 1{,}62 * \frac{1{,}08}{400} = \boldsymbol{10{,}06\ cm^2}$$

Nous constatons que la condition de non fragilité n'est pas vérifiée pour les armatures transversales donc nous allons retenir la section minimale comme section d'armatures transversales.

Donc $\boldsymbol{A_T = 10,06\ cm^2}$

Choix : 06 HA 16 /ml

Annexe 8 : Stabilité des culées

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

- Le non-glissement sur le sol d'assise (Stabilité au glissement);
- Le non-renversement de la culée (Stabilité au renversement);

Étude de la stabilité sous charge permanente

Les éléments influençant la stabilité de la culée sous charge permanente sont présentés dans le tableau suivant

Tableau 28:Etude stabilité culée sous charges permanentes

Éléments	**Forces verticales en KN (F_V)**		**Bras de levier en m (d)**	**Moment $M_{t/o}$**
Mur garde-grève	0,5×6,4×7×25	560	4,7	2632
Corbeau	0,5×6,8×11×25	110	4,15	456,5
Sommier	3,3×1,2×11×25	1089	3,35	3648,15
Dalle de transition	5×0,3×11×25	412,5	7,29	3007,125
Mur en retour 1	6,4×6,4×0,5×25	512	5,2	2662,4
Mur en retour 2	6,4×6,4×0,5×25	512	5,2	2662,4
Semelle	1,2×5×12×25	1800	2,5	4500
Total	$\sum F_V = 4995,5$			**19568,575**

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

$$\boldsymbol{e} = \frac{\sum \boldsymbol{M_{t/o}}}{\sum \boldsymbol{F_V}} = \frac{19568{,}575}{4995{,}5} = 3{,}91m$$

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

$$\boldsymbol{e_0 = e - \frac{l_s}{2} = 3{,}91 - \frac{5}{2} = 1{,}41m}$$

$\boldsymbol{\frac{l_s}{6} = \frac{5}{6} = 0{,}83}$ **donc** $\boldsymbol{e_0 = 1{,}41 > \frac{l_s}{6}}$**;** ce qui signifie que la semelle est partiellement comprimée.

1- Étude de la stabilité en construction avec remblai

- Poussée des terres

$$P_h = \frac{1}{2} K_a . \gamma . h^2 . L$$

Avec

$\boldsymbol{K_a}$ **:** coefficient actif

$\boldsymbol{\gamma}$ **:** le poids volumique du remblai $2{,}66 t/m^3$

$\boldsymbol{h}$: Hauteur de la culée

$\boldsymbol{L}$: Longueur du mur garde grève

$$K_a = t_g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\emptyset}{2}\right)$$

$$\emptyset = 30^0$$

$$K_a = 0{,}333$$

$$P_h = \frac{1}{2} * 0{,}333 * 2{,}66 * 7{,}6^2 * 11$$

$$P_h = 281{,}4\ t$$

- Surcharge de remblais horizontale

$$P_h = K_a . q . S$$

$q = 1t/m^2$ la surcharge de remblais, majorée de 20% $= 1{,}2t/m^2$

S :la surface chargée

$P_h = 0{,}333 * 1{,}2 * 7{,}6 * 11$

$P_h = 0{,}333 * 1{,}2 * 7{,}6 * 11 = 3{,}4\ t$

Les éléments influençant la stabilité de la culée en construction avec remblais sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 29:Etude stabilité culée en construction

Désignation	Forces verticales en KN (F_V)	Forces horizontales en KN (F_H)	Bras cde levier en m (d)	Moments en KN.m $(M_{s/o})$	Moments en KN.m $(M_{r/o})$
Culée	4995,5		3,91	19532,405	
poussée des terres sur le mur garde grève		2815	2,53		7121,95
poussée des terres du à la surcharge sur le remblai		34	2,53		86,02
Réaction du tablier	1708,28		2,5	4270,7	
Total	**6703,78**	**2849**		**23803,105**	**7207,97**

$$\sum M_{t/o} = 23803,105 - 7207,97 = 16595,135\ KN.m$$

- Vérification au renversement :

$$F_r = \frac{\sum M_{s/o}}{\sum M_{r/o}} = \frac{23803,105}{7207,97} = 3{,}3 > 1{,}5\ \textbf{donc il n,' yapas de risque de renversement}$$

- Vérification au glissement :

$$F_r = \frac{\sum F_V}{\sum F_H} = \frac{6703,78}{2849} = 2{,}35 > 2\ \textbf{donc il n'ya pas de risque de glissement}$$

2- Étude de la culée sous les différentes combinaisons d'action : charges permanentes et surcharges

Il faut vérifier les conditions précédentes sous les combinaisons suivantes :

$$ELU: 1{,}35G + 1{,}5Q + 1{,}6(B_c + Q_{tr} + Q_f)$$

Tableau 30:Etude stabilité culée sous charge permanentes et surcharges à l'ELU

Culée	Coéfficients	Fv	Fv×coef	Fh	Fh×coef	Bras de levier (m)	Moment $M_{s/o}$	Moment $M_{r/o}$
Culée	1,35	4995,5	6743,925			3,91	26368,7468	
poussée des terres sur le mur garde grève	1,35			2815	3800,25	2,53		9614,6325
poussée des terres due à la surcharge sur le remblai	1,5			34	51	2,53		129,03
Réaction du tablier	1,35	1708,28	2306,178			2,5	5765,445	
Surcharge Bc	1,6	1259,15	2014,64			2,5	5036,6	
Freinage Bc	1,6			300	480	7,6		3648
Surcharge trottoir	1,6	28,05	44,88			2,5	112,2	
Total			**11109,623**		**4331,25**		**37282,9918**	**13391,6625**

- **Vérification au renversement :**

$$F_r = \frac{\sum \boldsymbol{M_{s/o}}}{\sum \boldsymbol{M_{r/o}}} = \frac{37282{,}99}{13391{,}66} = 2{,}78 > 1{,}5 \ \boldsymbol{donc\ il\ n,'\ yapas\ de\ risque\ de\ renversement}$$

- Vérification au glissement :

$$F_r = \frac{\sum \boldsymbol{F_V}}{\sum \boldsymbol{F_H}} = \frac{11109{,}623}{4331{,}25} = 2{,}56 > 2 \ \boldsymbol{donc\ il\ n'ya\ pas\ de\ risque\ de\ glissement}$$

$$ELS: G + Q + 1{,}2(B_c + Q_{tr} + Q_f)$$

Tableau 31:Etude stabilité culée sous charge permanente et surcharghes à l'ELS

Désignation	Coéfficients	Fv	Fv×coef	Fh	Fh×coef	Bras de levier (m)	Moment $M_{s/o}$	Moment $M_{r/o}$
Culée	1	4995,5	4995,5			3,91	19532,405	
poussée des terres sur le mur garde grève	1			2815	2816	2,53		7124,48
poussée des terres due à la surcharge sur le	1			34	35	2,53		88,55
Réaction du tablier	1	1708,28	1708,28			2,5	4270,7	
Surcharge Bc	1,2	1259,15	1510,98			2,5	3777,45	
Freinage Bc	1,2			300	360	7,6		2280
Surcharge trottoir	1,2	28,05	33,66			2,5	84,15	
Total			**8248,42**		**3211**		**27664,705**	**9493,03**

❖ **Vérification au renversement :**

$$F_r = \frac{\sum \boldsymbol{M_{s/o}}}{\sum \boldsymbol{M_{r/o}}} = \frac{37282{,}99}{13391{,}66} = 2{,}78 > 1{,}5 \ \boldsymbol{donc\ il\ n,'\ yapas\ de\ risque\ de\ renversement}$$

❖ Vérification au glissement :

$$F_r = \frac{\sum \boldsymbol{F_V}}{\sum \boldsymbol{F_H}} = \frac{11109{,}623}{4331{,}25} = 2{,}56 > 2 \ \boldsymbol{donc\ il\ n'ya\ pas\ de\ risque\ de\ glissement}$$

Conclusion : toutes les conditions sont vérifiées donc la culée est stable

Annexe 9 : Dimensionnement des éléments de la culée

1- La dalle de transition

❖ **Évaluation des efforts :**

Poids de la dalle de transition : $g_1 = 25 * 0{,}3 * 1 = 7{,}5\ KN/m^2$

Poids du remblai : $g_2 = 26{,}6 * 0{,}62 * 1 = 16{,}5\ KN/m^2$

Poids propre du revêtement : $g_3 = 24 * 0{,}08 * 1 = 1{,}92\ KN/m^2$

Poids total : $G_T = g_1 + g_2 + g_3 = 25{,}92\ KN/m^2$

Surcharges : : $Q = 1 * 12 = 12\ KN/m^2$

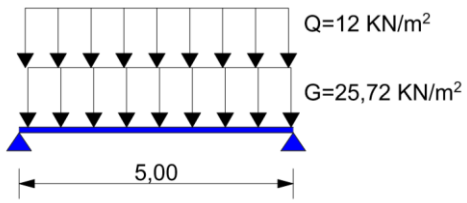


Figure 48:shéma mécanique dalle de transition

Tableau 32:Sollicitations dans la dalle de transition

	Charges (KN/m²)	M (KN.m/ml)	T (KN/ml)
G	25,72	103,37	82,70
Q	12	37,5	30

- **Combinaison des efforts**

ELU :

$M_u = 1{,}35M_G + 1{,}6M_q = \mathbf{199{,}55\ KN.m/ml}$

$T_u = 1{,}35T_G + 1{,}6T_q = 1{,}35 * 37{,}5 + 1{,}6 * 30 = \mathbf{159{,}64\ KN/ml}$

ELS :

$M_s = M_G + 1{,}2M_q = \mathbf{140{,}87\ KN.m/ml}$

$T_u = T_G + 1{,}2T_q = 37{,}5 + 1{,}2 * 30 = \mathbf{112{,}70\ KN/ml}$

- Ferraillage

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'ELS :

$F_{c28} = 30\ MPa$; $b_0 = 1\ m$; $d = 0{,}27\ m$

Coefficient de la fibre neutre :

$$\bar{\alpha} = \frac{n\overline{\sigma_{bc}}}{n\overline{\sigma_{bc}} + n\overline{\sigma_{st}}} = \frac{15 * 18}{15 * 18 + 177{,}1} = 0{,}618$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$y_1 = \bar{\alpha} * d = 0{,}640 * 0{,}27 = 0{,}167\ m$

Bras de levier du couple interne :

$$z = d - \frac{y_1}{3} = 0{,}214\ m$$

Moment résistant du béton en service :

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b y_1 \overline{\sigma_{bc}} * z = 0{,}5 * 1 * 18 * 0{,}167 * 0{,}214 = 0{,}322\ MN.m$$

On a $M_{ser} < M_{rsb}$ donc pas besoin d'aciers comprimés

Calcul de la section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{(\overline{\sigma_{st}} * z)} = \frac{0{,}14087}{177{,}1 * 0{,}214} = 39{,}35\ cm^2$$

Choix : 08 HA20 + 08 HA16 = 41,21 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0{,}23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 * 1 * 0{,}24 * \frac{2{,}70}{400} = 4{,}19\ cm^2$$

On a: $\boldsymbol{A_{st} = 41{,}21\ cm^2 > A_{min}\ \ donc\ la\ condition\ est\ vérifiée}$

- ✓ Verification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{0{,}15964}{1 * 0{,}27} = 0{,}59\ MPa$$

$$\tau_{adm} = \inf\left(4MPa\ ;0{,}15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 4MPa$$

$\boldsymbol{\tau_u < \tau_{adm}\ \ donc\ la\ condition\ est\ vérifié}$

Armatures transversales

$$\frac{A_T}{S_T} \leq \frac{\tau_u * b}{0{,}8 f_e} = \frac{0{,}59 * 1}{0{,}8 * 400} = \boldsymbol{0{,}184\ cm}$$

$S_T \leq \min(0{,}9d\ ;40\ cm) = 24{,}3\ cm$ soit $\boldsymbol{S_T = 20\ cm}$

$A_T \geq 20 * 0{,}184 = \boldsymbol{3{,}7\ cm^2}$

Choix 02 cadres HA 12 = 4,52 cm²

2- Murs en retour

- **Évaluation des efforts :**

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.

❖ **Efforts horizontaux :**

Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2}(0{,}333 * 26{,}6 * 6{,}4^2 * 1) = 183{,}68\ KN/ml$

Poussée surcharges sur remblai: $P_{sr} = 12 * 0{,}333 * 6{,}4 * 1) = 25{,}6\ KN/ml$

Les moments

Poussée des terres : $M_t = 183{,}68 * \frac{1}{3}(6{,}4) = 391{,}85\ KN.m/ml$

Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 25{,}6 * \frac{1}{3}(6{,}4) = 54{,}61\ KN.m/ml$

Les combinaisons :

ELU : $M_u = 1{,}35M_t + 1{,}6M_{sr} = 1{,}35 * 391{,}85 + 1{,}6 * 54{,}61 = \mathbf{616{,}37\ KN.m/ml}$

ELS: $M_s = M_t + 1{,}2M_{sr} = 391{,}85 + 1{,}2 * 54{,}61 = \mathbf{457{,}38\ KN.m/ml}$

❖ **Efforts verticaux :**

Poids propre du mur : $P_G = 6{,}4 * 1 * 0{,}5 * 25 = 80\ KN/ml$

Les moments

Poids propre du mur : $M_G = 80 * \frac{6{,}4}{2} = 256\ KN.m/ml$

Les combinaisons :

ELU : $M_u = 1{,}35M_G = 1{,}35 * 256 = \mathbf{345{,}6\ KN.m/ml}$

ELS: $M_s = M_G = \mathbf{256KN.m/ml}$

❖ **Ferraillage**

Ferraillage horizontal

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'ELS :

$F_{c28} = 30\ MPa$; $b_0 = 1\ m$; $d = 0{,}45$

Coefficient de la fibre neutre :

$$\bar{\alpha} = \frac{n\overline{\sigma_{bc}}}{n\overline{\sigma_{bc}} + n\overline{\sigma_{st}}} = \frac{15 * 18}{15 * 18 + 177{,}1} = 0{,}618$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_1 = \bar{\alpha} * d = 0{,}640 * 0{,}27 = 0{,}167\ m$$

Bras de levier du couple interne :

$$z = d - \frac{y_1}{3} = 0{,}214\ m$$

Moment résistant du béton en service :

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b y_1 \overline{\sigma_{bc}} * z = 0{,}5 * 1 * 18 * 0{,}167 * 0{,}214 = 0{,}894\ MN.m$$

On a $M_{ser} < M_{rsb}$ donc pas besoin d'aciers comprimés

Calcul de la section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{(\overline{\sigma_{st}} * z)} = \frac{0{,}45738}{177{,}1 * 0{,}214} = \mathbf{76{,}66\ cm^2}$$

Choix : 16 HA25 = 78,54 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0{,}23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 * 1 * 0{,}24 * \frac{2{,}70}{400} = 4{,}19\ cm^2$$

On a: $\boldsymbol{A_{st} = 76{,}66\ cm^2 > A_{min}\ \ donc\ la\ condition\ est\ vérifiée}$

Armatures de répartition :

$$A_R = \frac{A_{st}}{3} = \frac{76{,}66}{3} = \mathbf{25{,}55\ cm^2}$$

Choix : 06 HA25 =29,55cm²

❖ **Ferraillage vertical**

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'ELS :

$F_{c28} = 30\ MPa$; $b_0 = 1\ m$; $d = 0{,}27\ m$

Coefficient de la fibre neutre :

$$\bar{\alpha} = \frac{n\overline{\sigma_{bc}}}{n\overline{\sigma_{bc}} + n\overline{\sigma_{st}}} = \frac{15 * 18}{15 * 18 + 177{,}1} = 0{,}618$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_1 = \bar{\alpha} * d = 0{,}640 * 0{,}27 = 0{,}167\ m$$

Bras de levier du couple interne :

$$z = d - \frac{y_1}{3} = 0{,}214\ m$$

Moment résistant du béton en service :

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b y_1 \overline{\sigma_{bc}} * z = 0{,}5 * 1 * 18 * 0{,}167 * 0{,}214 = 0{,}894\ MN.m$$

On a $M_{ser} < M_{rsb}$ donc pas besoin d'aciers comprimés

Calcul de la section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{(\overline{\sigma_{st}} * z)} = \frac{0{,}256}{177{,}1 * 0{,}214} = \mathbf{71{,}12\ cm^2}$$

Choix : 09 HA25 = 44,18 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0{,}23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 * 1 * 0{,}24 * \frac{2{,}70}{400} = 4{,}19\ cm^2$$

On a: $\boldsymbol{A_{st} = 44{,}18\ cm^2 > A_{min}\ \ donc\ la\ condition\ est\ vérifiée}$

Armatures de répartition :

$$A_R = \frac{A_{st}}{3} = \frac{44{,}18}{3} = \mathbf{14{,}72\ cm^2}$$

Choix : 08 HA16 =16,08 cm^2

3- Dimensionnement mur garde-grève

Pour obtenir les sollicitations nécessaires au dimensionnement de la culée, nous allons représenter un modèle général de la culée dans le logiciel RSA 2019 dont l'analyse et l'interprétation des résultats après calcul nous donnera les différentes sollicitations des éléments constituants la culée.

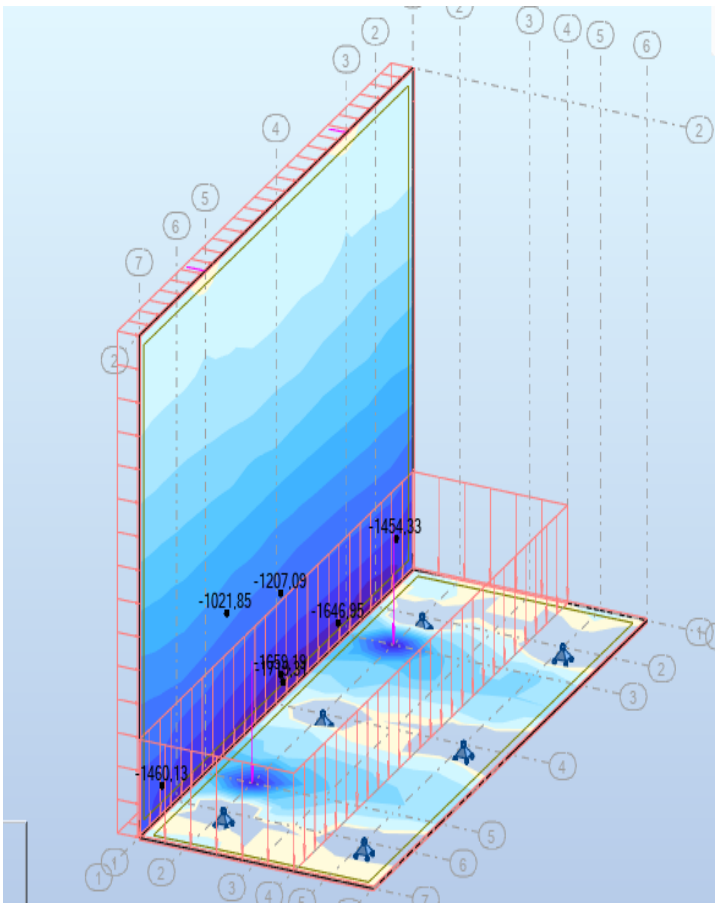


Figure 49:Modélisation de la culée avec RSA 2019

Les différentes sollicitations maximales obtenues dans le mur garde-grève sont les suivantes :

Sens vertical

- ELU

$$M_u = 1062,03\ KN.m/ml$$

$\boldsymbol{N_u = 478,72\ KN/ml}$

$\boldsymbol{T_u = 320,09\ KN/ml}$

- ELS

$\boldsymbol{M_{ser} = 607,31\ KN.m/ml}$

$\boldsymbol{N_{ser} = 220,09\ KN/ml}$

$\boldsymbol{T_{ser} = 212,93\ KN/ml}$

Sens horizontal :

- ELU

$\boldsymbol{M_u = 203,28\ KN.m/ml}$

$\boldsymbol{N_u = 14,77\ KN/ml}$

$\boldsymbol{T_u = 28,20\ KN/ml}$

- ELS

$\boldsymbol{M_{ser} = 110,5\ KN.m/ml}$

$\boldsymbol{N_{ser} = 9,56\ KN/ml}$

$\boldsymbol{T_{ser} = 16,83\ KN/ml}$

- ✓ Ferraillage vertical

Le ferraillage vertical se fera en flexion composée à l'ELS

$F_{c28} = 30\ MPa$; $b_0 = 1\ m$; $d = 0{,}54\ m$

la détermination de notre ferraillage se fera de façon symétrique c'est-à-dire $A' = A$.

Équilibre au centre de gravité de la section :

$N = N_{A_s} + N_{A_i} + N_b = A * \sigma_{sts} + A * \sigma_{sti} + 0{,}8\alpha * d * b * f_{ck}$

$$M = M_{A_s} + M_{A_i} + M_b$$
$$= A * \sigma_{sts}\left(\frac{h}{2} - c\right) + A * \sigma_{sti}\left(-\frac{h}{2} + c\right) + 0{,}8\alpha * d * b * f_{ck}\left(\frac{h}{2} - 0{,}4\alpha d\right)$$

On fait l'hypothèse que les aciers supérieurs sont comprimés et ont atteint leur limite d'élasticité et que les aciers inferieurs sont tendus et ont atteint leur limite d'élasticité.

On a donc $\sigma_{sts} = \sigma_{sti} = 400\ MPa$

On en déduit $N = N_b = 0{,}8\alpha * d * b * f_{ck}$

Donc $\alpha = \frac{N}{0{,}8*d*b*f_{ck}} = \frac{0{,}22}{0{,}8*0{,}54*1*30} = 0{,}017$

Calcul section d'acier :

$$M = M_{A_s} + M_{A_i} + M_b = 2A * f_e\left(\frac{h}{2} - c\right) + N\left(\frac{h}{2} - 0{,}4\alpha d\right)$$

Donc

$$A = \frac{M - N\left(\frac{h}{2} - 0{,}4\alpha d\right)}{2f_e\left(\frac{h}{2} - c\right)} = \frac{0{,}60721 - 0{,}22\left(\frac{0{,}6}{2} - 0{,}4 * 0{,}017 * 0{,}54\right)}{2 * 400 * \left(\frac{0{,}6}{2} - 0{,}05\right)} = -0{,}002710\ m^2$$

$\boldsymbol{A = A' = 27{,}10\ cm^2/ml}$

Choix : 06 HA 25 = 29,45 cm²/ml

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{0{,}3209}{1 * 0{,}54} = 0{,}6\ MPa$$

$$\tau_{adm} = \inf\left(4MPa\ ; 0{,}15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 4MPa$$

$\boldsymbol{\tau_u < \tau_{adm}}$ ***donc la condition est vérifié***

Armatures transversales

$$\frac{A_T}{S_T} \leq \frac{\tau_u * b}{0{,}8 f_e} = \frac{0{,}6 * 1}{0{,}8 * 400} = \mathbf{0{,}184\ cm}$$

$$S_T \leq \min(0{,}9d\ ;40\ cm) = 24{,}3\ cm \text{ soit } \boldsymbol{S_T = 20\ cm}$$

$$A_T \geq 20 * 0{,}184 = \mathbf{3{,}7\ cm^2}$$

Choix 02 cadres HA 12 = 4,52 cm²

- ✓ Ferraillage horizontal

L'effort normal étant négligeable devant le moment, le ferraillage horizontal se fera en flexion simple.

$F_{c28} = 30\ MPa\ ;\ b_0 = 1\ m\ \ ;\ d = 0{,}54\ m$

Coefficient de la fibre neutre :

$$\bar{\alpha} = \frac{n\overline{\sigma_{bc}}}{n\overline{\sigma_{bc}} + n\overline{\sigma_{st}}} = \frac{15 * 18}{15 * 18 + 177{,}1} = 0{,}618$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_1 = \bar{\alpha} * d = 0{,}640 * 0{,}27 = 0{,}334\ m$$

Bras de levier du couple interne :

$$z = d - \frac{y_1}{3} = 0{,}429\ m$$

Moment résistant du béton en service :

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b y_1 \overline{\sigma_{bc}} * z = 0{,}5 * 1 * 18 * 0{,}334 * 0{,}429 = 1{,}3\ MN.m$$

On a $M_{ser} < M_{rsb}$ donc pas besoin d'aciers comprimés

Calcul de la section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{(\overline{\sigma_{st}} * z)} = \frac{0{,}1105}{177{,}1 * 0{,}429} = \mathbf{15{,}43\ cm^2}$$

Choix : 05 HA20 = 15,43 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0{,}23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 * 1 * 0{,}24 * \frac{2{,}70}{400} = 4{,}19\ cm^2$$

On a: $\boldsymbol{A_{st} = 15{,}43\ cm^2 > A_{min}\ \ donc\ la\ condition\ est\ vérifiée}$

Armatures de répartition :

$$A_R = \frac{A_{st}}{3} = \frac{15{,}43}{3} = \boldsymbol{5{,}14\ cm^2}$$

Choix : 06 HA12 = 6,79 cm²

4- Dimensionnement semelle de liason

D'apprès le document SETRA : Appuis des tablier PP73, pour le cas des semelles sur pieux verticaux le feraillage est déterminé par la méthode des bielles.

La section A des aciers inférieurs est telque :

$$\boldsymbol{A = \frac{R}{\sigma_s}\left[\frac{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}}{h}\right]}$$

Avec :

R: désignant la réaction la plus élevée des pieux sous la semelle

$l = 300\ cm;$

$b = 60\ cm;$

$h = 120 - 5 = 115\ cm;$

$$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = 267\ MPa$$

D'après la modélisation de notre système de culée avec fondation sur le logiciel RSA 2019, on a la réaction la plus élévée sur pieux **R = 3424,59 KN** valeur

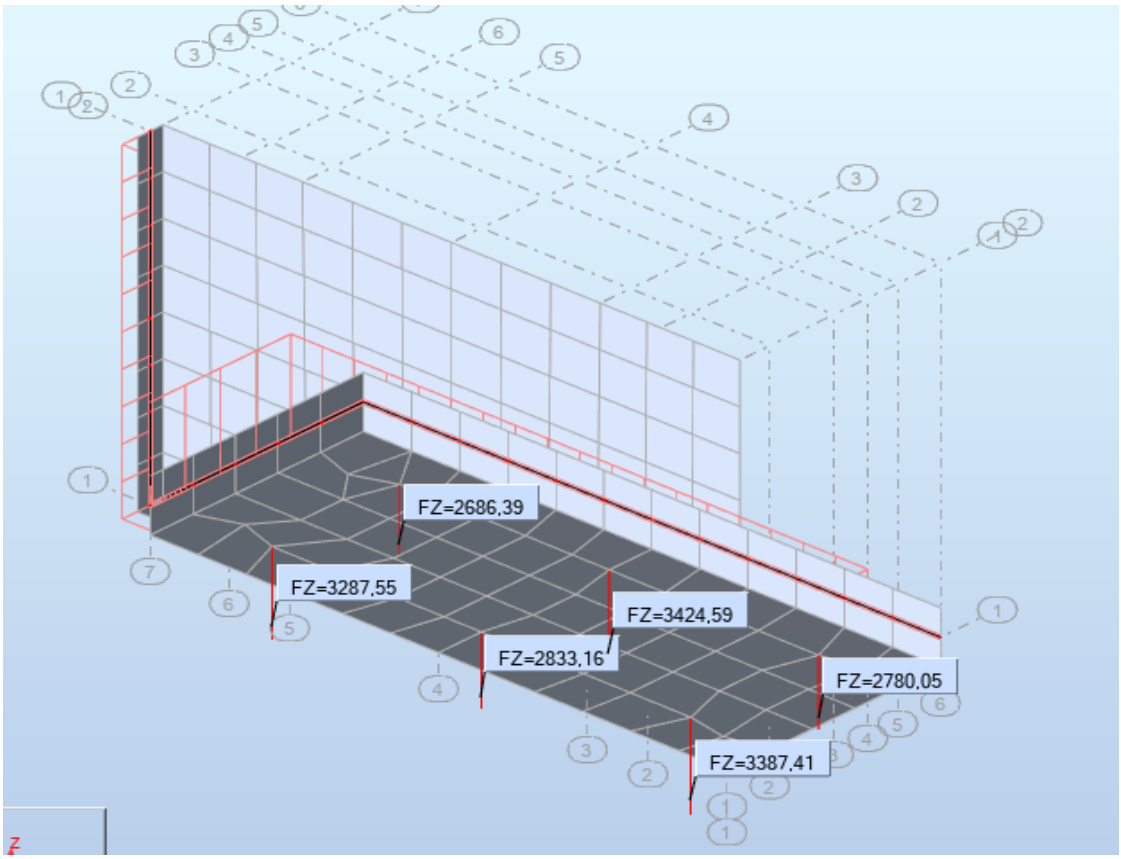


Figure 50:Détermination des réactions des pieux avec RSA 2019

$$A = \frac{3{,}42459}{267}\left[\frac{\frac{3}{2} - \frac{0{,}6}{4}}{1{,}15}\right] = \mathbf{150{,}57\ cm^2}$$

Choix : 20 HA 32 = 160,8 cm²

La section **A'** des aciers inférieurs est telque :

$$A' = \frac{A}{3} = \frac{160{,}8}{3} = \mathbf{53{,}6\ cm^2}$$

Choix : 20 HA 20 = 60,8 cm²

Annexe 10 : Notes de calculs étude de fondation.

Pour l'étude des fondations nous allons étudier le cas de la pile P_2, le dimensionnement se fera par la méthode pressiométrique. Le tableau suivant présente le récapitulatif des résultats des essais pressiométriques réalisés à partir du niveau d'eau +427,5 NGC.

Tableau 33:Sondage presssiométrique au droit de la pile P2 (source rapport Géotechnique Razel)

Sondage			Paramètres fondamentaux			Paramètres complémentaires					Classe de sol	Remarque
Sondage	Date de réalisation	Prof. (m)	p_f (MPa)	Pl (MPa)	E_M (MPa)	σ_{hs} (MPa)	p*fm (MPa)	Pl* (MPa)	E/p_{lm}	E/Pl*		
SP2	02-08-17	9.00	1.46	4.95	220.3	0.204	1.26	4.74	44.5	46.5	B	Roches fragmentées
		10.00	**4.95**	**4.95**	**NA**	**0.101**	4.85	**4.85**	**NA**	**NA**		
		11.00	1.97	4.96	230.9	0.240	1.73	4.72	46.5	48.9		
		12.00	1.99	4.97	181.5	0.245	1.74	4.73	36.5	38.4		
		13.00	1.53	5.01	133.1	0.258	1.27	4.76	26.5	28.0		
		14.00	2.04	5.03	227.9	0.272	1.77	4.75	45.4	47.9		
		15.00	5.03	5.03	102.6	0.286	4.74	4.74	20.4	21.6		
		16.00	1.64	5.11	183.0	0.300	1.34	4.81	35.8	38.1		
		17.00	1.62	5.09	222.9	0.314	1.30	4.77	43.8	46.7		
		18.00	5.19	5.19	304.4	0.213	4.98	4.98	58.6	61.1		
		19.00	1.76	5.22	265.8	0.342	1.41	4.88	50.9	54.5		
		20.00	2.28	5.25	191.5	0.356	1.92	4.90	36.4	39.1		
		21.00	1.80	5.26	265.8	0.370	1.43	4.89	50.5	54.3		
		22.00	1.82	5.28	265.8	0.384	1.43	4.90	50.3	54.3		
		23.00	1.84	5.30	265.8	0.398	1.44	4.91	50.1	54.2		

Les pieux seront ancrés jusqu'à 11 m à partir du niveau d'eau et à partir du TN +419,7 NGC un ancrage à la cote +416,5 NGC soit D=3,2 m.

1- Contrainte de rupture

La contrainte est donnée par la formule suivante $\boldsymbol{q_u = K_p \times Ple^*}$

kp est appelé coefficient de portance. Il traduit la proportionnalité entre la contrainte limite de pointe et la pression limite nette équivalente mesurée au pressiomètre.

$\boldsymbol{Ple^*}$ est la pression limite nette équivalente.

- Détermination de **kp :**

Le tableau suivant nous présente les valeurs de kp selon le fascicule 62 titre V

Tableau 34:Valeur de Kp selon le fascicule 62 titre V

Nature des terrains		Eléments mis en oeuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en oeuvre avec refoulement du sol
ARGILES – LIMONS	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
SABLES – GRAVES	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
CRAIES	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
MARNES , MARNO–CALCAIRES		1,8	2,6
ROCHES ALTEREES (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus.

valeurs de K_p selon le fascicule 62 titre V

Nous sommes dans le cas des roches altérées donc nous prenons kp = 1,8

- Calcul de pression limite équivalente Ple^*

$$p_{le}^* = \frac{1}{3.a+b}\int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z).dz$$

$pl^*(z)$: pression limite nette à la profondeur z

D = 3,2 m hauteur d'encastrement réelle du pieu

$$a = \max\left(\frac{B}{2}; 0{,}5m\right) = 0{,}5\ m$$

$$b = \min(a; h) = 0{,}5m$$

h=2,9m ancrage dans la couche où se situe la pointe du pieu

$$B = 0{,}8m < 1m \rightarrow a = 0{,}5m$$

$$b = \min(0{,}5; 1{,}5) = 0{,}5m$$

$D + 3a = 3{,}2 + 3 \times 0{,}5 = 4{,}7\ m$

$D - b = 3{,}2 - 0{,}5 = 2{,}7\ m$

$$Ple^* = \frac{1}{3\times0{,}5+0{,}5}\int_{2,7}^{4,7} 4{,}72(z).dz = 4{,}2$$

$$\boldsymbol{Ple^* = 4,2\ Mpa}$$

On a Donc $\boldsymbol{q_u = 1,8 \times 4,2 = 7,56\ MP}$

2- La résistance de pointe QPU

La résistance de pointe Qpu est donnée par

$$\mathbf{Q_{Pu} = A \times q_u}$$

A étant la section du pieu $A = 0{,}5^2 \times 3{,}14 = 0{,}785 m^2$

$$\mathbf{Q_{Pu} = 0,785 \times 7,56 = 5,93\ MN}$$

3- Calcul de frottement latéral

Selon le fascicule 62 titre V, les valeurs de qs = f(pl*) sont données par le tableau suivant

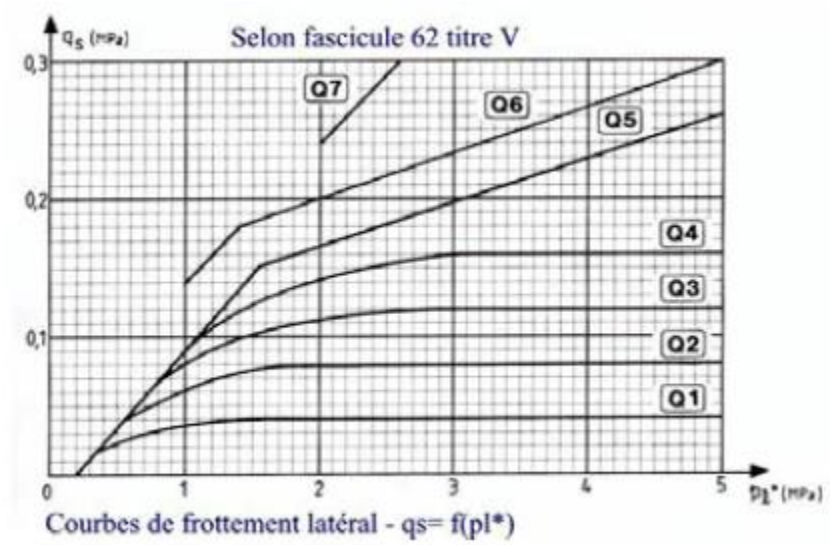


Figure 51:Courbe de frottement latéral

Le choix de la courbe (Q1 à Q7) à considérer est donnée par le tableau suivant :

Tableau 35:Choix de la courbe de frttement latéral selon la fascicule 62

	ARGILES – LIMONS			SABLES – GRAVES			CRAIES			MARNES		ROCHES
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q_1	Q_1, Q_2 [1]	Q_2, Q_3 [1]	–			Q_1	Q_3	Q_4, Q_5 [1]	Q_3	Q_4, Q_5 [1]	Q_6
Foré boue	Q_1	Q_1, Q_2 [1]		Q_1	Q_2, Q_1 [2]	Q_3, Q_2 [2]	Q_1	Q_3	Q_4, Q_5 [1]	Q_3	Q_4, Q_5 [1]	Q_6
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	Q_1, Q_2 [3]		Q_1	Q_2, Q_1 [2]	Q_3, Q_2 [2]	Q_1	Q_2	Q_3, Q_4 [3]	Q_3	Q_4	–
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1		Q_2	(4)			Q_2	Q_3	–
Puits [3]	Q_1	Q_2	Q_3	–			Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	(4)			Q_3	Q_4	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3			(4)			Q_3	Q_4	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4	–
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4	(4)			Q_3	Q_4	–
Injecté basse pression	Q_1	Q_2		Q_3			Q_2	Q_3	Q_4	Q_5		–
Injecté haute pression [6]	–	Q_4	Q_5	Q_5		Q_6	–	Q_5	Q_6	Q_6		Q_7 [7]

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
(2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).
(3) Forage à sec, tube non louvoyé.
(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux.
Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
(5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).
(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
(7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

Choix de la courbe de frottement latéral

Nous dans le cas des roches et pieux forés à la boue donc la courbe Q6.

Pour $\mathbf{Pl}^* = \mathbf{4,72}$ *on obtient sur la courbe Q6* $\boldsymbol{q_s} = \mathbf{0,25}\ \boldsymbol{MPa}$

Donc $\mathbf{Qs} = \boldsymbol{\pi}\mathbf{D} \times \mathbf{Lp} \times \mathbf{qs} = \mathbf{3,14} \times \mathbf{1} \times \mathbf{3,2} \times \mathbf{0,25} = \mathbf{2,51MN}$

Calcul de la charge limite totale Q_{lu} ou charge totale admissible

$Q_{lu} = Q_{pu} + Q_{su} = 2{,}51 + 5{,}93 = \mathbf{8,44}\ \boldsymbol{MN}$

- ✓ Combinaison des charges à ELU

$$Q_{Umax} = \frac{Q_{LU}}{1{,}4} = \frac{8{,}44}{1{,}4} = \mathbf{6,03}\ \boldsymbol{MN}$$

- ✓ Combinaison des charges à ELS

La charge de fluage en compression Q_c

La charge de fluage en compression Q_c d'un élément de fondation profonde mise en œuvre sans refoulement du sol est évaluée à partir de Q_{pu} et Q_{su} par la formule

$$Q_c = 0{,}5 \times Q_{pu} + 0{,}7 \times Q_{su} = 0{,}5 \times 2{,}51 + \times 0{,}7 \times 5{,}93 = \mathbf{5{,}406\ MN}$$

On a donc a l'ELS :

$$Q_{max} = \frac{Q_c}{1{,}10} = \frac{5{,}406}{1{,}10} = \mathbf{4{,}9145\ KN}$$

- ✓ *Comportement du groupe de pieux*

Le coefficient d'efficacité Ce du groupe de pieux est un coefficient correcteur qui s'applique à la force portante du pieu isolé et permet d'évaluer la force portante de l'un des pieux du groupe

$$\boldsymbol{C_e = \frac{Q_g}{n * Q_i}}$$

Q_g : charge limite du groupe de pieux

Q_i : charge limite d'un pieu isolé

n = 16 le nombre de pieux

Calcul du coefficient d'efficacité Ce

$$C_e = 1 - Arctg(\frac{B}{S}) \times \frac{(h-1)v + (v-1)}{90 \times h \times v}$$

Avec :

B=1m le diamètre du pieu

S=3m l'entre-axe

h et v le nombre respective de ligne et de colonnes dans le groupe

$$C_e = 1 - Arctg\left(\frac{1}{3}\right) \times \frac{(4-1)4+(4-1)}{90 \times 4 \times 3} = 0{,}74$$

- ✓ ELU

Q_g : Capacité portante du groupe de pieux ; Q_i capacité portante d'un pieux isolé

$$\boldsymbol{Q_g = n \times Q_i \times C_e}$$

$$Q_g = 16 \times 6{,}03 \ \times 0{,}74 = \mathbf{71{,}4\ MN}$$

- ✓ ELS

$$Q_g = 16 \times 4{,}91 \times 0{,}74 = \mathbf{58{,}13\ MN}$$

4- Vérification de la résistance des pieux

Les efforts maximums que reçoivent les pieux obtenus à l'aide du logiciel RSA 2019 sont :

A l'ELU R= 4,2 MN

A l'ELS R= 3,11 MN

Tableau 36:Résultats du dimensionnement géotechnique

Cas d'étude	Capacité portante (MN)	Efforts à reprendre (MN)	Conclusion
ELU fondamentale	**71, 4**	**4, 2**	VERIFIE
ELS rare	**58, 13**	**3,11**	VERIFIE

Section minimale et espacement des armatures longitudinales

La section minimale d'armatures longitudinales est donnée par le Fascicule 62 - Titre V. Elle est alors au moins égale à la fraction suivante de la section du béton :

- **0,50%** lorsque la larguer ou le diamètre B du pieu est inférieur à 1m,
- **0,50% x (1/B)^{0,5}** dans les cas contraires avec un minimum de 0,35%.

Dans le tableau ci-après, nous avons fait figurer le ferraillage minimal à disposer dans un pieu en fonction du diamètre de celui-ci et en tenant compte des prescriptions rappelées ci-dessus

Tableau 37:Sections minimales d'aciers pour ferraillage longitudinal des pieux selon le fascicule 62 titreV

Diamètre du pieu (cm)	50	60	70	80	90	100	110	120	130
Aire de béton (cm²)	1 964	2 868	3 849	5 027	6 362	7 854	9 504	11 310	13 274
Aire minimale d'acier (cm²)	9,82	14,14	19,25	25,14	31,81	39,27	47.52	56,55	66,37
Exemple de ferraillage minimal	9 Ø 12 ou 7 Ø 14 ou 5 Ø 16	10Ø14 8Ø16 5Ø20	10Ø16 7Ø20 5Ø25	13Ø16 8Ø20 6Ø25	13Ø16 11Ø20 7Ø25	13Ø20 8Ø25	16Ø20 10Ø25	18Ø20 12Ø25	22Ø20 14Ø25

On a un diamètre de pieu égal à 100 cm soit donc un ferraillage minimal conseillé de **13φ20** ou **8φ25**. Nous prendrons **14 HA20** en acier longitudinaux soit une section d'acier de **43,98cm².**

Espacement des barres longitudinales :

L'espacement des barres longitudinal doit être compris entre **10 cm** et **20 cm**

Les barres longitudinales sont disposées à une distance $\boldsymbol{r_{HA}}$ (rayon des armatures) de l'axe des pieux :

$$r_{HA} = \frac{B}{2} - c - \frac{\emptyset}{2} = 0{,}5 - 0{,}07 - 0{,}01 = 0{,}42\ m$$

Distances entre armatures longitudinales :

$$e = \frac{P_{HA}}{n_{HA}} = \frac{2 * \pi * r_{HA}}{n_{HA}} = \frac{2 * 3{,}14 * 0{,}42}{14} = 0{,}188\ m$$

Donc nous aurons un espacement de **18,8 cm** pour les barres longitudinales.

Armatures transversales

Les diamètres conseillés des armatures transversales sont confinés dans le tableau suivant :

Tableau 38:Section minimales d'acier pour ferraillage transversal des pieux

Armatures longitudinales φ (mm)	12	14	16	20	25	32
Armatures transversales φ (mm)	6-8	6-8	8-10	12-14	12-14-16	16

Nous choisissons les **HA12** pour rigidifier les pieux avec un espacement avec un espacement de **100 cm**

Annexe 11 : Étude des entretoises

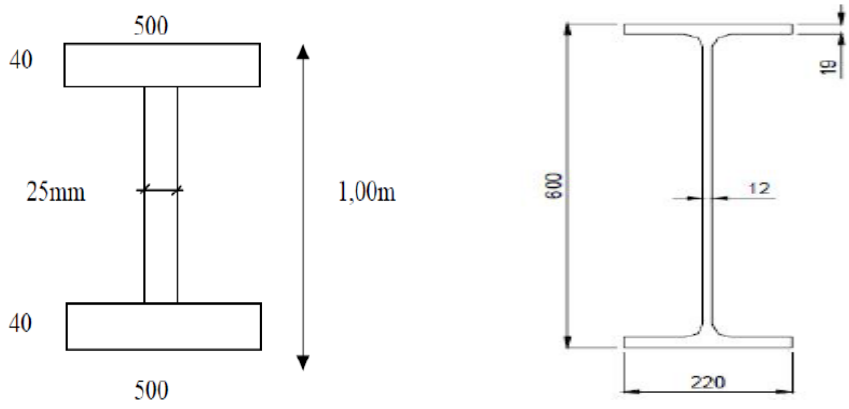
Les entretoises sont des éléments transversaux rigides qui permettent :

- La répartition des charges et surcharges sur les poutres.
- La solidarisation des poutres, ainsi de produire un bon contreventement.

Les entretoises dans notre cas sont des poutres en acier de type S355, qui a une limite élastique de 355 MPa.

Les études des entretoises consisteront à vérifier les instabilités suivantes :

- Vérification au voilement
- Vérification au cisaillement



Sur appuis Zone courante

Figure 52: Section des entretoises

1- Vérification au voilement

L'effort tranchant et le moment fléchissant provoqué par les combinaisons de charges sur les entretoises, nous est donné par le logiciel de calcul RSA2019. Les résultats de l'effort et du moment transversal max sont les suivants :

- ✓ Sur appuis :
- Moment fléchissant $M_u = 154\ KN.m$
- Effort tranchant $T_u = 115{,}34\ KN$
- ✓ En zone courante :
- Moment fléchissant $M_u = 103{,}5\ KN.m$
- Effort tranchant $T_u = 76{,}09\ KN$

2- Vérification au cisaillement:

Condition de resistance au cisaillement $\tau = \frac{T}{h_w * t_w} \leq \tau_{adm}$ ou τ_{adm} est la contrainte admissible.

$$\tau_{adm} = 0{,}6 * \frac{2}{3} f_e = 0{,}6 * \frac{2}{3} * 355 = 142\ MPa$$

- ✓ Sur appuis :

$$\tau = \frac{115{,}34}{0{,}025 * 0{,}92} = 4{,}65\ MPa$$

On a $\tau \leq \tau_{adm}$ donc la résistance au cisaillement est vérifiée en appuis.

- ✓ En zone courante :

$$\tau = \frac{76{,}09}{0{,}012 * 0{,}562} = 9{,}51\ MPa$$

On a $\tau \leq \tau_{adm}$ donc la résistance au cisaillement est vérifiée en zone courante.

3- Vérification au voilement :

- ✓ En appuis :

La condition pour qu'il n'ait pas risque de voilement est la suivante $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72*\varepsilon}{\eta}$

$\eta = 1{,}2$ car notre profilé est de type S355

$\frac{h_w}{t_w} = \frac{2{,}32}{0{,}025} = 36{,}8$ $\qquad$ $\frac{72*\varepsilon}{\eta} = \frac{72*0.81}{1.2} = 48{,}81$

On a $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72*\varepsilon}{\eta}$ donc il y a pas risqué de voilement l'âme.

- ✓ En zone courante :

La condition pour qu'il n'ait pas risque de voilement est la suivante $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72*\varepsilon}{\eta}$

$\eta = 1{,}2$ car notre profilé est de type S355

$\frac{h_w}{t_w} = \frac{2{,}32}{0{,}012} = 46{,}8$ $\qquad$ $\frac{72*\varepsilon}{\eta} = \frac{72*0.81}{1.2} = 48{,}81$

On a $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72*\varepsilon}{\eta}$ donc il y a pas risqué de voilement l'âme.

Annexe 12 : Dossier plans et proposition conception 3D de l'ouvrage