

SOMMAIRE

LISTE DES ABREVIATIONS.....	iv
LISTE DES NOTATIONS.....	v
LISTE DES TABLEAUX.....	ix
LISTE DES GRAPHES.....	xii
LISTE DES FIGURES.....	xiii
INTRODUCTION.....	1
PARTIE I : ETUDES SOCIO-ECONOMIQUES, PRELIMINAIRES ET JUSTIFICATION DE LA VARIANTE.....	2
CHAPITRE I : ETUDES MONOGRAPHIQUES DE LA ZONE D'INFLUENCE.....	3
CHAPITRE II : ETUDES DU TRAFIC.....	8
CHAPITRE III : ETUDES PRELIMINAIRES.....	12
CHAPITRE IV : JUSTIFICATION DE LA VARIANTE.....	19
PARTIE II : ETUDES TECHNIQUES DE L'OUVRAGE.....	23
CHAPITRE V : HYPOTHESES DE CALCUL ET PREDIMENSIONNEMENT.....	24
CHAPITRE VI : ETUDE DE LA DALLE.....	35
CHAPITRE VII : JUSTIFICATION DE LA POUTRE PRINCIPALE AUX ELU ET AUX ELS.....	46
CHAPITRE VIII : JUSTIFICATION DE LA CHARPENTE METALLIQUE A LA FATIGUE ET ETUDE DE LA CONNEXION DALLE-BETON.....	73
CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI.....	87
CHAPITRE X : ETUDES GEOTECHNIQUES.....	95
CHAPITRE XI : ETUDE DE LA PILE.....	101
CHAPITRE XII : ETUDE DE LA CULEE.....	112
PARTIE III : EVALUATION DU COUT DE L'OUVRAGE, EIE ET ETUDES DE MISE EN ŒUVRE.....	130
CHAPITRE XIII : ETUDE DE MISE EN ŒUVRE.....	131

CHAPITRE XIV : ESTIMATION DU COUT DU PROJET	133
CHAPITRE XV : ETUDES D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX	142
CONCLUSION	145
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	146
ANNEXES	147
TABLE DES MATIERES	XXV

LISTE DES ABREVIATIONS

AN	Axe Neutre
ANE	Axe Neutre Elastique
ANP	Axe Neutre Plastique
AR	Aire Résiduelle
ARM	Autorité Routière de Madagascar
BN4	Barrière de Niveau 4
CDS	Calcul Des Structures
CSP	Côte Sous Poutre
ELS	Etat Limite de Service
ELU	Etat Limite Ultime
INSTAT	Institut National de la Statistique
LBI	Louis Berger International
LM1	Load Model 1
LM2	Load Model 2
NF	Norme Française
PHEC	Plus Hautes Eaux Connues
PK	Point Kilométrique
PRS	Profilés Reconstitués Soudés
RNS	Route Nationale Secondaire
SETRA	Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes
TAN	Taux d'accroissement naturel
TM	Taux de mortalité
TMJA	Trafic Moyen Journalier Annuel
TN	Taux de natalité
TS	Tandem System
UDL	Uniformly Distributed Load

LISTE DES NOTATIONS

Majuscules Latines

A_a	Aire de la charpente métallique
A_b	Aire du béton
A_c	Aire comprimée
A_{c,eff}	Aire comprimée efficace
C	Coefficient de débit
E_a	Module d'élasticité de l'acier de charpente
E_m	Module d'élasticité sécant du béton
E_s	Module d'élasticité de l'acier des armatures passives
G_k	Sollicitation due aux actions permanentes
I	Moment d'inertie, pente
K	Coefficient de rugosité
M_{Ed}	Valeur de calcul du moment
M_{a,Ed}	Valeur de calcul du moment appliquée à la charpente métallique
M_{c,Ed}	Valeur de calcul du moment appliquée à la section mixte
M_{el,Rd}	Valeur de calcul du moment résistant élastique
M_{f,Rd}	Valeur de calcul du moment résistant appliquée aux semelles seules
M_{pl,Rd}	Valeur de calcul du moment résistant plastique
P	Périmètre mouillé
P_{Rk}	Résistance caractéristique d'un goujon
Q	Débit de crue
Q_{k1}	Sollicitation due à l'action variable dominante
Q_{ki,i≥2}	Sollicitation due à une action variable d'accompagnement
R	Rayon Hydraulique
RH	Humidité relative en pourcent

S	Section mouillée, superficie du bassin versant
T_{AM}	Caractéristique du cours d'eau en amont
T_{AV}	Caractéristique du cours d'eau en aval
V_{AM}	Vitesse moyenne en amont
V_{AV}	Vitesse moyenne en aval
V_{Rd}	Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant
V_{b,Rd}	Valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant
V_{bf,Rd}	Valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant contribué par les semelles
V_{bw,Rd}	Valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant contribué par l'âme
V_{pl,Rd}	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section mixte à l'effort tranchant
V_{pl,a,Rd}	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section en acier de charpente à l'effort tranchant

Minuscules latines

b	Largeur d'un élément de poutre
c_{nom}	Enrobage nominal des armatures de répartition
c_{min}	Enrobage minimal des armatures de répartition
Δc_{dev}	Tolérance sur l'enrobage des armatures passives
ΔZ	Surélévation du niveau d'eau
d	Bras de levier en béton armé ; diamètre de goujon
e	Epaisseur ; espacement des rangés de connecteurs
f_{cd}	Valeur de calcul de la résistance en compression du béton
f_{ck}	Résistance en compression du béton à 28 jours
f_{cm}	Valeur moyenne de la résistance en compression du béton mesurée sur cylindre
f_{ct,m}	Valeur moyenne de la résistance à la traction directe du béton
f_{ctk,5%}	Fractile 5% de la résistance caractéristique en traction directe du béton
f_{ctk,95%}	Fractile 95% de la résistance caractéristique en traction directe du béton

f_{sk}	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité d'une armature passive
f_y	Limite d'élasticité de l'acier de charpente
f_u	Limite de rupture de l'acier de charpente
f_{yk}	Valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier de charpente
h	Hauteur d'eau
h_0	Rayon moyen de la dalle
n_0	Coefficient d'équivalence acier-béton à court terme
n_L	Coefficient d'équivalence acier-béton à long terme
p	Périmètre de la dalle
q_{fk}	Sollicitation, en valeur caractéristique, due aux charges sur les trottoirs
t_0	Age moyen du béton du hourdis
V_{Ed}	Effort tranchant de calcul
y	Position du centre de gravité

Majuscules grecques

$\Delta\sigma_c$	Catégorie de détail (contrainte normale)
$\Delta\sigma_p$	Amplitude de contrainte (fatigue de la charpente)
$\Delta\sigma_{E,2}$	Etendue de contrainte équivalente à 2 millions de cycles
Φ	Coefficient de dommage équivalent d'impact (charpente)

Minuscules grecques

α	Angle ; pourcentage de hauteur comprimée
α_{cc}	Coefficient sur la résistance en compression
α_{qi}	Coefficient d'ajustement sur une charge concentrée TS de LM1
α_{qi}	Coefficient d'ajustement sur une charge répartie uniforme UDL de LM1
β	Facteur de pondération ; facteur de réduction pour le traînage de cisaillement
β_Q	Coefficient d'ajustement sur la charge concentrée LM2

ε	Déformation ; facteur $\sqrt{235f_y}$
ε_r	Déformation due au retrait
φ	Fonction de fluage
γ_c	Coefficient partiel du béton
$\gamma_{c,fat}$	Coefficient partiel en fatigue pour le béton
$\gamma_{f,fat}$	Coefficient partiel appliqué aux charges de fatigue
γ_M	Coefficient partiel pour la charpente
$\gamma_{M,ser}$	Coefficient partiel à l'ELS pour la charpente
η	Coefficient sur la limite d'élasticité de l'acier
λ	Coefficient de dommage équivalent (charpente)
μ	Moment statique
ν	Coefficient de Poisson
ρ_s	Pourcentage d'armature passive dans une section de béton
σ_{Ed}	Contrainte longitudinale de calcul dans une section
τ_{Ed}	Cisaillement de calcul dans une section
ψ_L	Multiplicateur de fluage pour le coefficient d'équivalence
ψ_0	Combinaison définissant la valeur de combinaison d'une action variable
ψ_1	Coefficient définissant la valeur fréquente d'une action variable
ψ_2	Coefficient définissant la valeur quasi-permanente d'une action variable

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Population de la zone d'influence	4
Tableau 2: Evolution de la population dans la région Analanjirofo	4
Tableau 3: Production en tonnes de cultures vivrières dans la région Analanjirofo	5
Tableau 4: Production en tonnes de cultures industrielles dans la région d'Analanjirofo	5
Tableau 5: Productions en tonnes des cultures de rente dans la région d'Analanjirofo	6
Tableau 6: Volumes des élevages dans la région Analanjirofo	6
Tableau 7: Ressources touristiques de la région Analanjirofo.....	7
Tableau 8: Infrastructures touristiques au sein de chaque district	7
Tableau 9: Catégories de véhicules	8
Tableau 10: TMJA en 2011 à Soanierana-Ivongo	8
Tableau 11: Trafic maritime	9
Tableau 12: Proportion du trafic détourné.....	9
Tableau 13: TMJA du trafic détourné	9
Tableau 14: TMJA induit.....	10
Tableau 15: TMJA total.....	10
Tableau 16: Taux de croissance du trafic en fonction des catégories de véhicules	10
Tableau 17: Projection du trafic total entre 2011-2015.....	10
Tableau 18: Hauteur maximale de pluie journalière	13
Tableau 19: Débit de crue par la méthode de Duret.....	13
Tableau 20: Débit de crue par la méthode SOMEAH.....	13
Tableau 21: Détermination de la hauteur d'eau.....	14
Tableau 22: Les surcharges UDL et TS.....	25
Tableau 23: Les coefficients de pondérations des surcharges TS et UDL	25
Tableau 24: Décomposition de la chaussée en voie	25
Tableau 25 : Les classes d'exposition utilisées.....	28
Tableau 26: Les coefficients d'équivalence acier-béton à long terme	30
Tableau 27: Variation des dimensions de la poutre principale	31
Tableau 28: Les charges permanentes pour la dalle	35
Tableau 29: Les charges permanentes pour la dalle en console	37
Tableau 30: Variation du poids de la charpente métallique en fonction des tronçons.....	46
Tableau 31: Les charges permanentes spécifiques aux superstructures.....	46

Tableau 32: Décomposition des charges permanentes en fonction des phasages de construction.....	47
Tableau 33: Les coefficients mécaniques de la poutre principale.....	51
Tableau 34: Les rapports focaux de gauche et de droite	51
Tableau 35: Les sollicitations de calcul pour la section ($\Sigma 1$) au droit de la pile P1.....	56
Tableau 36: les sollicitations de calcul pour la section ($\Sigma 2$) en travée.....	56
Tableau 37: Position du centre de gravité de la section ($\Sigma 1$).....	58
Tableau 38: Les contraintes de compression ou de traction au niveau de la section en travée ($\Sigma 2$) en fonction des phasages de construction	69
Tableau 39: Valeur de λ_1 pour les abscisses $x = 64$ m et $x = 96$ m.....	74
Tableau 40: Valeur de λ pour les sections d'abscisses $x = 64$ m et $x = 96$ m	76
Tableau 41: Moments d'inertie et centre de gravité de la charpente seule	78
Tableau 42: Moments d'inertie et centre de gravité de la section mixte non fissurée.....	79
Tableau 43: Moments d'inertie et centre de gravité de la section mixte fissurée.....	79
Tableau 44 : Vérification de la section d'abscisse $x = 96$ m à la fatigue	82
Tableau 45: Espacements maximaux et nombre de connecteurs à l'ELS	84
Tableau 46: Espacements maximaux et nombre de connecteurs à l'ELU	85
Tableau 47: Nombre de connecteurs par travée	86
Tableau 48: Coefficient de souplesse de la colonne.....	89
Tableau 49: Coefficient de souplesse du chevron	89
Tableau 50: Coefficient de souplesse des appareils d'appuis	89
Tableau 51: Coefficient de souplesse de la pile	90
Tableau 52: Répartition des efforts de freinage	90
Tableau 53: Distribution des efforts horizontaux dus à la température, retrait et fluage	91
Tableau 54: Efforts horizontaux de calcul pour les éléments de l'infrastructure	91
Tableau 55: Réaction au droit des appuis	91
Tableau 56: Vérification des appareils d'appuis à la compression.....	92
Tableau 57: Vérification des appareils d'appuis à la distorsion horizontale.....	93
Tableau 58: Vérification des appareils d'appuis à la distorsion totale	93
Tableau 60: Données pressiométriques	95
Tableau 61: Les efforts mobilisables de pointes pour les pieux de diamètre 0,8 m et 1 m.	98
Tableau 62: Effort limite de frottement latéral en rivière pour les pieux de diamètre 0,8 m et 1 m.....	99

Tableau 63: Effort limite de frottement latéral sur la rive gauche pour les pieux de diamètre 0,8 m et 1 m.....	99
Tableau 64: Capacités portantes des pieux	100
Tableau 65 : Réactions des poutres principales agissant sur la pile P1	102
Tableau 66: Vérification de la pile au renversement.....	103
Tableau 67: Efforts sollicitant les colonnes dans les encastremets A et B (cas N°1)	104
Tableau 68: Efforts sollicitant les colonnes dans les encastremets A et B (cas N°2)	105
Tableau 69: Sections d'armatures du chevêtre	106
Tableau 70: Sections d'armatures du mur en retour	118
Tableau 71: Réactions du tablier sollicitant le mur de front	119
Tableau 72: Efforts horizontaux sollicitant le mur de front.....	119
Tableau 73 :Charges provenant de la superstructure sollicitant la semelle de liaison sous culée	122
Tableau 74 : Surcharges supportées par chaque pieu	124
Tableau 75 : Moments fléchissant de calcul de la semelle sous culée	127
Tableau 76: Détermination du coefficient de déboursé K	135
Tableau 77 : Sous détails de prix pour un kg d'Acier HA.....	136
Tableau 78 : Sous détail de prix pour la confection d'un m ³ de béton Q400	137
Tableau 79: Devis quantitatif des fondations.....	138
Tableau 80: Devis quantitatif de l'infrastructure	138
Tableau 81: Devis quantitatif de la superstructure	139
Tableau 82: Devis quantitatif et estimatif de l'ouvrage	139
Tableau 83: Impacts positifs de la réalisation du projet	142
Tableau 84: Impacts négatifs durant la phase de chantier	143
Tableau 85: Impacts négatifs durant la phase d'exploitation	144

LISTE DES GRAPHES

Graphe 1 : Lignes d'influence des moments aux appuis.....	51
Graphe 2 : Ligne d'influence des moments en travée.....	52
Graphe 3 : Ligne d'influence de V1 gauche.....	52
Graphe 4: Ligne d'influence de V1 droite.....	52
Graphe 5: Exemple de ligne d'influence d'un effort tranchant pour une section en travée	53
Graphe 6: Courbe enveloppe des moments fléchissant aux ELS.....	54
Graphe 7 : Courbe enveloppe des moments fléchissant aux ELU	55
Graphe 8: Courbe enveloppe des efforts tranchant aux ELS	55
Graphe 9: Courbe enveloppe des efforts tranchant aux ELU	55
Graphe 10: Courbe enveloppe des moments fléchissant sous chargement de fatigue	76
Graphe 11: Courbe enveloppe de calcul pour la vérification à la fatigue	77
Graphe 12: Amplitudes de contraintes normales sur les faces de la semelle supérieure.....	80
Graphe 13: Amplitudes de contraintes normales sur les faces de la semelle inférieure.....	80
Graphe 14 : Moment fléchissant de calcul de la semelle sous culée sous charge permanente	126
Graphe 15: Moment fléchissant de calcul de la semelle sous culée à l'ELS.....	126
Graphe 16: Moment fléchissant de calcul de la semelle sous culée à l'ELU	126

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Observation satellite de l'emplacement du futur pont	3
Figure 2 : Coupe longitudinal du pont.....	22
Figure 3 : Coupe transversale du pont.....	22
Figure 4 : Classe de résistance du béton.....	27
Figure 5: Représentation des sections de la poutre principale	32
Figure 6: Représentation d'un IPE 600.....	33
Figure 7: Dalle réelle et modèle de calcul de la dalle.....	34
Figure 8: Disposition des surcharges UDL pour la dalle centrale	35
Figure 9: Disposition des surcharges TS pour la dalle centrale.....	36
Figure 10: Surcharge UDL et surcharge de trottoir pour la dalle en console	37
Figure 11: Surcharge TS pour la dalle en console	37
Figure 12 : Contour de référence pour l'étude au poinçonnement.....	44
Figure 13 : Découpage de la chaussée en voie.....	48
Figure 14 : Excentricités des charges UDL	48
Figure 15 : Excentricités des surcharges TS	48
Figure 16 : Excentricité pour un trottoir chargé.....	49
Figure 17 : Chargement de LI pour un Moment négatif minimal.....	53
Figure 18 : Chargement de LI pour un Moment négatif maximal	53
Figure 19 : Chargement de LI pour un Moment positif minimal.....	54
Figure 20 : Chargement de LI pour un Moment positif maximal	54
Figure 21 : Géométrie de la section.....	57
Figure 22 : schéma définissant les différents paramètres	58
Figure 23 : Contraintes dans la section mixte P1	59
Figure 24 : Détermination de $M_{f, Rd}$	62
Figure 25 : Détermination de $M_{pl, Rd}$ pour la section P1	63
Figure 26 : Modélisation de calcul du portique	64
Figure 27 : Section d'âme participante.....	64
Figure 28 : Cas de chargement pour la détermination du coefficient de flexibilité	65
Figure 29 : Schéma définissant les paramètres pour la section en travée.....	68
Figure 30 : Détermination de $M_{p1, Rd}$ pour la section en travée.....	70
Figure 31 : Convoi de fatigue FLM3.....	73
Figure 32 : Disposition du convoi de fatigue	74

Figure 33 : Catégorie de détail.....	81
Figure 34 : Disposition constructive des connecteurs	83
Figure 35 : Connecteur à goujon.....	83
Figure 36 : Appareil d'appui.....	87
Figure 37 : Disposition des appareils d'appuis sous une poutre	88
Figure 38 : Coupe géologique sur la rive gauche.....	96
Figure 39 : Coupe géologique en rivière	97
Figure 40 : Schéma de la pile.....	101
Figure 41 : Chargement de la pile dans le sens transversal cas 1	104
Figure 42 : Chargement de la pile dans le sens longitudinal cas 1	104
Figure 43 : Chargement de la pile dans le sens transversal cas 2	105
Figure 44 : Chargement de la pile dans le sens longitudinal cas 2	105
Figure 45 : Ferrailage du chevêtre.....	106
Figure 46 : Ferrailage de la colonne	108
Figure 47: Modèle de calcul de la semelle sous pile	109
Figure 48: Bielles de calcul de la semelle sous pile	109
Figure 49 : Ferrailage de la semelle sous pile.....	111
Figure 50 : Schéma descriptif de la culée.....	112
Figure 51 : Poussée due aux surcharges TS.....	113
Figure 52 : Ferrailage du mur de garde grève.....	115
Figure 53 : Chargement du mur en retour.....	116
Figure 54 : Ferrailage du mur en retour.....	118
Figure 55 : Disposition constructive des pieux sous culée	123
Figure 56 : Excentricité des surcharges	123
Figure 57 : Chargement de la semelle sous culée	124

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A : ETUDES HYDROLOGIQUES

ANNEXE B : EUROCODE 2

ANNEXE C : EUROCODE 3

ANNEXE D : ETUDES GEOTHECHNIQUES

ANNEXE E : JUSTIFICATION DE LA POUTRE PRINCIPALE AUX ELS

ANNEXE F : DETERMINATION DE LA POUSSEE DES TERRES

ANNEXE G : DETERMINATION DE L'AGE MOYEN DU BETON POUR LA DETERMINATION DES COEFFICIENTS D'EQUIVALENCE ACIER – BETON.

ANNEXE H : ETUDE DE LA CHARPENTE METALLIQUE A LA FATIGUE

INTRODUCTION

La région Analanjirofo présente un fort potentiel économique que ce soit l'élevage, l'agriculture, la démographie et le tourisme. La RNS5 reste la seule voie qui dessert la totalité de la région malgré son mauvais état. De plus les obstacles naturels tels que les fleuves sont fréquemment observés sur cet axe. L'enclavement de la région est une évidence.

Actuellement, dans cette région, les fleuves sont traversés par l'intermédiaire des bacs. C'est le cas du bac de Soanierana Ivongo traversant le fleuve Marimbona au PK 163+307. Du fait de leur panne fréquente et de leur faible pouvoir de désenclavement, les bacs ne représentent qu'une solution provisoire.

La solution favorable est la construction d'un pont. D'où le présent mémoire intitulé : **« CONSTRUCTION D'UN PONT NEUF DANS LA VILLE DE SOANIERANA-IVONGO AU PK 163+307 : PROPOSITION D'UN PONT MIXTE BIPOUTRE ACIER-BETON A SECTION VARIABLE »**.

L'étude comporte trois parties. En premier lieu, les études socio-économiques et la justification de la variante qui justifient la nécessité de la construction du pont. Ensuite, une étude technique consacrée aux études de fondations, de l'infrastructure et de la superstructure. Et enfin, l'évaluation financière du projet et l'étude des impacts environnementaux engendrés par le projet.

PARTIE I : ETUDES SOCIO-
ECONOMIQUES, PRELIMINAIRES ET
JUSTIFICATION DE LA VARIANTE

CHAPITRE I : ETUDES MONOGRAPHIQUES DE LA ZONE D'INFLUENCE

1. La zone d'influence du projet

Dans le cadre de l'étude d'aménagement de la RNS5 de la portion « Soanierana Ivongo – Mananara Nord » d'une longueur de 117 km, le remplacement des bacs situés sur cet axe est envisagé. C'est le cas du bac de Soanierana Ivongo traversant la rivière Marimbona au PK 163 + 307.

Figure 1: Observation satellite de l'emplacement du futur pont



Le projet se situe dans le district de Soanierana Ivongo. Étant donné que la RNS5 a pour but de desservir tous les districts se trouvant au nord de celui-ci, la région Analanjirofo est considérée comme zone d'influence directe. Néanmoins, la RNS5 débute à Toamasina alors la zone d'influence indirecte du projet est la région Atsinanana.

La région Analanjirofo comprend un chef -lieu et six districts :

- Chef-lieu : Fenerive Est ;
- Districts : Fenerive Est, Sainte Marie, Maroantsetra, Mananara Nord, Vavatenina, Soanierana Ivongo.

- Superficie : 21 930 km² ;
- Régions limitrophes : Sava, Sofia, Alaotra-Mangoro et Atsinanana.

2. Etude monographique de la zone d'influence

Dans cette région, l'emploi des bacs est toujours d'actualité. Cependant leur utilisation présente plusieurs inconvénients, à savoir : le manque de sécurité et la perte de temps. De plus la population dans les districts concernés est en continuelle augmentation. A cela s'ajoute la production agricole et les produits de l'élevage.

2.1. La démographie

L'effectif de la population en 2007 dans les districts est donné par le tableau suivant :

Tableau 1: Population de la zone d'influence

Districts	Populations résidentes (hab.)	TN (%)	TM (%)	TAN (%)
Maroantsetra	184 391	3,7	0,4	3,3
Mananara Nord	116 952	4,0	0,8	3,2
Fenerive Est	264 991	4,2	0,6	3,6
Vavatenina	162 853	3,0	0,6	2,4
Soanierana Ivongo	109 449	3,9	0,6	3,3

Source : INSTAT / 2008

Ainsi, la zone d'influence présente en moyenne un taux d'accroissement naturel de 3,16% pour une population égale à 838 636 habitants à l'année 2007.

Procédons à la projection de cette population jusqu'à l'année de mise en service qui est l'année 2015. Pour ce faire la formule suivante est utilisée :

$$N_n = N_0(1 + t)^{\Delta n}$$

Avec :

N_0 : nombre d'habitant pour l'année prise comme référence (année 2007) ;

N_n : nombre d'habitant pour l'année n ;

t : taux d'accroissement naturel de la population ;

Δn : nombres d'années de prévision.

Tableau 2: Evolution de la population dans la région Analanjirofo

Année	2007	2009	2011	2013	2015
Effectif	838 636	892 475	949 711	1 010 745	1 075 633

La population de la région est en continuelle augmentation. En conséquence, l'utilisation des bacs ne peut pas assurer le transport de ces habitants en raison de leur nombre de passagers limité. De plus la sécurité n'est pas assurée lors des traversés.

2.2. Etude socio-économique de la zone d'influence

Ces districts présentent un fort potentiel économique. En effet, la zone présente des tonnages intéressants en produits agricoles et d'importantes têtes de produits d'élevage.

2.2.1. L'agriculture

Dans cette zone 98,3 % des communes vivent essentiellement de l'agriculture. Différents types de cultures y sont trouvés, à savoir les cultures vivrières, les cultures industrielles et les cultures de rente.

- Cultures vivrières

Tableau 3: Production en tonnes de cultures vivrières dans la région Analanjirofo

Districts	Production en tonnes pour l'année 2008			
	Riz	Maïs	Manioc	Patate douce
Maroantsetra	28 100	240	7 020	2 465
Mananara Nord	10 105	310	4 530	210
Fenerive Est	19 910	445	10 000	530
Vavatenina	32 275	425	21 240	2 570
Soanierana Ivongo	12 720	375	7 430	1 220
TOTAL	108 110	1 795	50 220	6 995

Source : INSTAT / 2008

- Cultures industrielles

Tableau 4: Production en tonnes de cultures industrielles dans la région d'Analanjirofo

Districts	Production en tonnes pour l'année 2008		
	Canne à sucre	Café	Poivre
Maroantsetra	2 325	240	0
Mananara Nord	520	175	5
Fenerive Est	680	200	10
Vavatenina	4 150	3260	5
Soanierana Ivongo	1 575	70	5
TOTAL	9 250	3 945	25

Source : INSTAT / 2008

- Culture de rente

Tableau 5: Productions en tonnes des cultures de rente dans la région d'Analanjirifo

Districts	Production en tonnes pour l'année 2008		
	Vanille	Girofle	Letchi
Maroantsetra	100	610	380
Mananara Nord	130	780	260
Fenerive Est	5	320	445
Vavatenina	10	1 670	760
Soanierana Ivongo	15	3 590	470
TOTAL	260	6 970	2 315

Source : INSTAT / 2008

2.2.2. Elevage

Principalement constitué par l'élevage de bovidés. Néanmoins, des élevages porcins y existent.

Tableau 6: Volumes des élevages dans la région Analanjirifo

Années	2005	2006	2007	2008
Bovins	127 197	128 090	128 640	128 850
Porcins	7 917	7 940	7 960	7 980
Volailles	1 355 068			

Source : INSTAT / 2008

D'après ce tableau, l'accroissement des têtes de bétails est constaté au fil des années, mais les moyens pour leur évacuation vers chaque district ne sont pas assurés.

2.2.3. La pêche

Trois types de pêches sont observés : la pêche industrielle, la pêche artisanale en mer, la pêche traditionnelle en mer, dans les estuaires ou en eau douce.

La pêche industrielle dispose de chalutiers congélateurs et d'installation à terre. Sa zone d'exploitation varie de la Baie d'Antongil à Toamasina. La majeure partie de la production en poisson et en crevette est dédiée à l'exportation, mais une partie de la production est vendue sur le marché intérieur.

La pêche traditionnelle et artisanale est toujours associée aux activités agricoles. Les villages de pêcheurs étant enclavés, la commercialisation des produits est rendue difficile, de plus ils n'ont pas les techniques et moyens de conservation. Donc la production est écoulé sur place et les environs quand les collecteurs ne parviennent pas jusqu'aux sites.

2.2.4. Tourisme

La région d'Analanjirifo possède les atouts pour attirer les touristes à savoir les réserves spéciales, les réserves naturelles et les parcs nationaux.

Tableau 7: Ressources touristiques de la région Analanjirofo

Aires protégées	Nombres	Superficie (km ²)
Réserves spéciales	4	73,280
Réserves naturelles	2	74,388
Pars nationaux	21	33,000

Source : INSTAT / 2008

A part la beauté du paysage, les us et coutumes de la population locale attirent énormément de touristes. La baie d'Antongil est l'un des endroits dans le monde où l'on peut observer la migration des baleines.

De plus, la région possède des infrastructures d'accueils pour ces touristes.

Tableau 8: Infrastructures touristiques au sein de chaque district

Districts	Nombre d'hôtel	Nombre de chambre
Sainte Marie	33	268
Fenerive Est	7	51
Soanierana Ivongo	4	28
Mananara Nord	8	48
Maroantsetra	5	45

Source : INSTAT / 2008

Pour s'assurer de la venue des touristes, l'aménagement des infrastructures routières et des ouvrages d'art est une nécessité. En effet, ces touristes recherchent avant tout la sécurité et le confort lors des déplacements. Notons-le, les touristes sont une grande source de devise.

3. Conclusion

La région Analanjirofo présente un fort potentiel économique. Elle présente une économie basée sur la culture de rente (girofle), elle présente de même des richesses touristiques (baleines) et d'énormes productions halieutiques. Néanmoins l'exploitation de ces potentiels est bloquée par l'insuffisance des routes et des ouvrages d'art. Ainsi, la réalisation du projet contribue à remédier au problème.

CHAPITRE II : ETUDES DU TRAFIC

Si telle est la situation socio-économique de la région, voyons ce qu'il y a à dire sur le trafic routier et le trafic maritime (trafic détourné). L'étude du trafic permet d'estimer la quantité de produits évacués. De plus, cette étude est déterminante dans la conception de l'ouvrage. Elle permet non seulement la composition de trafic par véhicule, mais aussi d'analyser l'évolution du trafic futur.

1. Catégories de véhicules

En ce qui concerne les véhicules, deux catégories sont observés :

- Les véhicules légers : véhicules de moins de 3,5 tonnes ;
- Les poids lourds : véhicule ayant un poids total supérieur ou égal à 3,5 tonnes.

Ces catégories de véhicules présentent des types de véhicules bien spécifiques. Le tableau suivant rapporte ces types en fonction des catégories :

Tableau 9: Catégories de véhicules

	CODE	TYPE DE VEHICULE
VEHICULES LEGERS	VP	Voitures particulières
	M	Minibus
	PU	Pick-up
POIDS LOURDS	B	Bus
	CL	Camion léger
	CM	Camion moyen (> 2 essieux)
	CC	Camion-citerne

Source : Autorité Routière de Madagascar (ARM) 2012

2. Les trafics

2.1. Le trafic passé

Le trafic passé a pu être estimé en effectuant un comptage des véhicules empruntant les bacs situés entre Soanierana Ivongo et Mananara. Le trafic moyen journalier de base de la route Soanierana-Mananara pour l'année 2011 est la suivante :

Tableau 10: TMJA en 2011 à Soanierana-Ivongo

Catégories de véhicules	VP	M	PU	B	CL	CM	CC
TMJA à l'année 2011	2	15	0	0	1	0	0

Source : Autorité Routière de Madagascar (ARM) 2012

2.2. Le trafic détourné

Un trafic maritime existe entre les ports de Toamasina, Mananara Nord, Maroantsetra et Antalaha. En raison de la réhabilitation de la RNS5, une partie de ce trafic sera détournée sur la route à son année d'ouverture. Le trafic détourné est estimé à 10% de ce trafic maritime. Les tonnages de ce trafic maritime sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 11: Trafic maritime

Provenance des transports	Année 2011
MANANARA NORD	130
MAROANTSETRA	135
ANTALAHA	90

Source : ARM 2012

Ce trafic détourné est ensuite subdivisé avec les proportions suivantes en fonction des catégories de véhicules :

Tableau 12: Proportion du trafic détourné

TRAFIC DETOURNE	VP	M	PU	B	CL	CM	CC
	20%	35%	20%	10%	5%	5%	5%

Source : ARM 2012

Le tableau suivant décrit le trafic détourné estimé à partir du trafic maritime intérieur de 2011. Il fait également mention du trafic moyen journalier annuel détourné à l'année d'ouverture.

Tableau 13: TMJA du trafic détourné

Trafic maritime	Trafic détourné	VP	M	PU	B	CL	CM	CC
130	13	3	5	3	1	1	1	1
135	14	3	5	3	1	1	1	1
90	9	2	3	2	1	0	0	0
TMJA détourné année 2011		7	12	7	4	2	2	2

2.3. Le trafic induit

En raison du mauvais état de la RNS5, le trafic routier s'arrête à Fenerive Est ou à Soanierana Ivongo. Mais après la réhabilitation de celle-ci, une partie du trafic continuera vers le Nord. Ce trafic induit est estimé à 15% du trafic relevé à Soanierana Ivongo.

Le trafic moyen journalier annuel s'arrêtant à Soanierana Ivongo et le trafic moyen annuel induit sont donnés par le tableau suivant :

Tableau 14: TMJA induit

Catégories de véhicules	VP	M	PU	B	CL	CM	CC
TMJA à Soanierana Ivongo	68	133	228	2	67	3	3
TMJA induit à l'année 2011	10	20	34	0	10	0	0

2.4. Le trafic total

Le trafic total obtenu à l'année 2011 est le suivant :

Tableau 15: TMJA total

Catégories de véhicules	VP	M	PU	B	CL	CM	CC
TMJA à l'année 2011	19	47	41	4	13	2	2

3. Projection du trafic

Pour l'estimation du trafic futur, la méthode de prolongement des tendances simples est utilisée.

Le taux de croissance α en fonction des catégories de véhicules est donné ci-dessous :

- Avant l'année d'ouverture (2011-2015)

Tableau 16: Taux de croissance du trafic en fonction des catégories de véhicules

Catégories de véhicules	VP	M	PU	B	CL	CM	CC
α (%)	3	5	3	3	5	5	2

Source : ARM

A partir du trafic total, la projection est la suivante :

Tableau 17: Projection du trafic total entre 2011-2015

Années	VP	M	PU	B	CL	CM	CC	Total
2011	19	47	41	4	13	2	2	128
2012	20	48	43	4	13	2	2	132
2013	20	50	44	4	14	2	2	137
2014	21	51	46	5	14	2	2	142
2015	21	53	49	5	15	2	2	147

4. Conclusion

Le trafic comprend un grand nombre de véhicules légers qui ont plus de faciliter pour traverser les bacs, de plus une grande partie de la RNS5 est en mauvaise état.

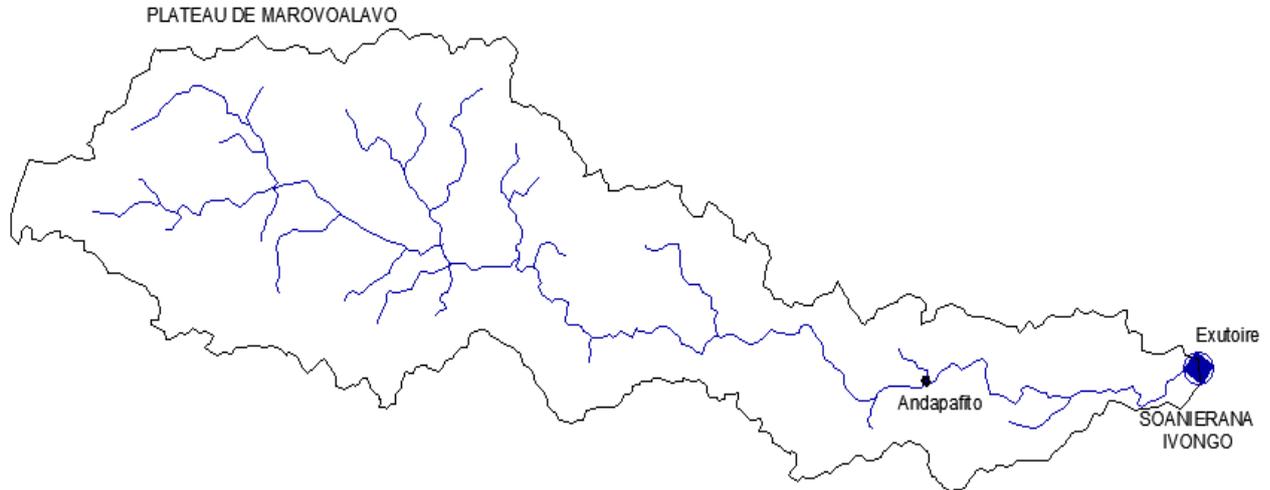
D'après ce tableau, avant l'année de mise en service du pont en 2015, un total de 23 poids lourds sur 147 véhicules est compté, soit seulement 16% du trafic. Ainsi le trafic est léger car le taux de poids lourds est inférieur à 30% du trafic. Cette faiblesse du trafic routier est la preuve évidente qu'une très grande partie de la production située dans cette zone est bloquée.

Par conséquent, il est urgent de remédier au problème de la circulation par voie terrestre pour assurer le développement économique et social de la région.

CHAPITRE III : ETUDES PRELIMINAIRES

1. Etude hydrologique

1.1. Situation du bassin versant



1.2. Le bassin versant

Les dimensions du bassin versant sont les suivantes :

- Superficie $S = 1530,2 \text{ km}^2$;
- Périmètre $P = 296,8 \text{ km}$;
- Coefficient de forme K , tel que $K = P/(2\sqrt{\pi \cdot S})$

$$K = \frac{296,8}{2\sqrt{3,14 \times 1530,2}} = 2,14$$

- Longueur du rectangle équivalent

La longueur du rectangle équivalent L est obtenue par la formule suivante :

$$L = \frac{K\sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K} \right)^2} \right)$$

Après calcul, $L = 138,5 \text{ km}$

- La pente moyenne du bassin versant

Le dénivelé ΔH du bassin versant est égal à 1205 m, donnant une pente moyenne I égale à :

$$I = \frac{\Delta H}{L} = \frac{1205}{138,5} = 8,7 \text{ m/km}$$

1.3. La hauteur de pluie maximale

La hauteur de pluie maximale pour chaque période de retour est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 18: Hauteur maximale de pluie journalière

Période de retour T (ans)	10	25	50
Hauteur max de pluie en 24 heures, H (24, T) en mm	219	264	297

Source : ARM**1.4. Estimation du débit maximal de crue**

Cette estimation est réalisée suivant deux méthodes : la méthode de Duret et la méthode SOMEAH.

- Méthode de Duret

Cette méthode permet de calculer le débit de crue maximal du cours d'eau, pour une fréquence donnée, en fonction des caractéristiques du bassin versant et de la hauteur maximale de pluie en 24 heures.

Pour un bassin ayant une superficie supérieure à 150km², le débit Q est égal à:

$$Q = k \cdot S^\alpha \cdot I^{0,32} \cdot H(24, T) \left(1 - \frac{36}{H(24, T)}\right)$$

Avec k = 0,025 et α = 0,8 pour un bassin versant de superficie supérieure à 150 km².

Le tableau suivant donne les débits obtenus pour le bassin :

Tableau 19: Débit de crue par la méthode de Duret

Période de retour T	H (24, T) (mm)	Débit Q (m ³ /s)
10	219	2698
25	264	3474
50	297	4046

- Méthode SOMEAH

Pour un bassin d'une superficie supérieure à 150 km², la méthode SOMEAH est basée sur la relation :

$$Q = 0,002 \cdot S^{0,8} \cdot I^{0,32} \cdot H(24, T)^{1,39}$$

D'où les débits suivants :

Tableau 20: Débit de crue par la méthode SOMEAH

Période de retour T	H (24, T) (mm)	Débit Q (m ³ /s)
10	219	2529
25	264	3279
50	297	3862

1.5. Conclusion

Pour une période de retour de 50 ans, le débit de crue est estimé entre 3862 m³ et 4046 m³. Pour plus de sécurité, le cas le plus défavorable est considéré, ainsi le débit Q₅₀ égal à 4046 m³ est utilisé pour le calage de l'ouvrage.

2. Etude hydraulique

2.1. La hauteur naturelle d'eau :

Pour ce faire, la section de la rivière est assimilée à un trapèze ayant une largeur au plafond b=253 m, des talus de fruit m=4,7. La pente longitudinale de la rivière est I=0,004. La constante de rugosité k des berges est égale à 25 étant donné que c'est un cours d'eau naturel sans gué et ayant un fond en assez mauvais état présentant quelques herbes et pierres.

Le débit évacuable par cette section est donné par la formule de Manning Strickler :

$$Q = k \cdot S \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

Avec :

Q : débit évacuable en [m³/s]

S : section mouillée [m²]

R le rayon hydraulique de la section

Tel que :

- $S = (b + mh)h$ où h est la hauteur d'eau de la section
- $R = \frac{S}{P}$ où $P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$

Par conséquent, le débit évacuable est fonction de la hauteur h. Pour déterminer cette hauteur naturelle d'eau correspondant à notre débit, la hauteur h est variée jusqu'à ce que le débit évacuable obtenu soit égal au débit Q₅₀ ou que la relation suivante soit vérifiée

$$\frac{|Q_{50} - Q|}{Q_{50}} * 100 \leq 5\%.$$

Le tableau suivant donne le débit évacuable en fonction de la hauteur d'eau :

Tableau 21: Détermination de la hauteur d'eau

h (m)	P (m)	S (m ²)	R (m)	Q (m ³ /s)	$\frac{ Q_{50} - Q }{Q_{50}} * 100$ (%)
3	281,76	801,231	2,843	2543	37
3,8	29,462	1029,157	3,555	3791	6
3,95	290,902	1072,562	3,687	4047	0
4	291,381	1087,077	3,731	4135	2

Donc la hauteur naturelle d'eau à considérer est égale à 3,95 m.

2.2. La surélévation d'eau

Cette surélévation est provoquée par le rétrécissement de la section de la rivière en raison des piles, des culées et des remblais d'accès.

La surélévation ΔZ est la suivante :

$$\Delta Z = \frac{Q^2}{2gC^2S_0^2} - \alpha \frac{V_{AM}^2}{2g} + \Delta H_f$$

2.2.1. La surélévation due aux caractéristiques hydrauliques du pont

Dans l'expression précédente, la surélévation est caractérisée par le terme $\frac{Q^2}{2gC^2S_0^2}$

Avec :

S_0 : section mouillée de la rivière, $S_0 = 1072,56 \text{ m}^2$

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

C : coefficient de débit

a.) Calcul du coefficient de débit C

Le coefficient de débit est défini par : $C = C_C \cdot C_E \cdot C_\theta \cdot C_F \cdot C_P \cdot C_Y \cdot C_X \cdot C_S$

- Le coefficient de contraction C_C

Le coefficient de contraction dépend de b/B_0 et de la contraction $m = 1 - T_0/T_{AM}$. Avec b est la largeur du remblai d'accès à l'endroit des culées : $b = 9\text{m}$.

B_0 : débouché linéaire du pont égal à 320 m.

$T = KSR^{2/3}$: coefficient de transfert

La rivière ne présente qu'un seul lit et par conséquent les coefficients de transfert sont les mêmes pour la section en amont et au droit du pont, ainsi $T_0 = T_{AM}$.

Avec $R_0 = 3,687 \text{ m}$; $K_0 = 25$ et $S_0 = 1072,56 \text{ m}^2 \rightarrow T_0 = 63994,65 \text{ m}^3/\text{s}$

Soit $m = 0$ et l'abaque (annexe A) donne une valeur de C_C égale à 1.

- Le coefficient dû aux conditions d'entrée C_E

Le pont est à culée verticale et de plus les remblais sont talutés à 1/1 alors le coefficient $C_E=1$

- Le coefficient C_θ

L'axe du pont et la ligne d'écoulement forment un angle de 90° , alors le coefficient C_θ est égal à 1.

- Le coefficient dû à la présence des piles C_P

Ce coefficient est obtenu sur abaque, en entrant les valeurs suivantes $\frac{np}{B_0}$ et m . La valeur de C_P est égale à 1.

- Le coefficient dû à la profondeur relative C_Y , le coefficient C_X et le coefficient C_S

Pour une valeur de $m=0$, le coefficient C_Y est égal à 1.

Pour éviter la submersion du pont, C_S est égal à 1. Et étant donné que le pont ne présente aucun excentrement, le coefficient $C_X = 1$.

- Le coefficient de Froude C_F

Le nombre de Froude est donné par l'expression suivante :

$$F_r = \frac{Q}{S_{AV} \sqrt{g \cdot Y_{AV}}}$$

S_{AV} : section à l'aval du pont égal à $S_0 = 1072,56 \text{ m}^2$

$$Y_{AV} = \frac{S_{AV}}{B_{AV}} = \frac{S_0}{B_0} = \frac{1072,56}{290,13} = 3,69 \text{ m}$$

$$F_r = \frac{4046}{1072,56 \sqrt{9,81 \times 3,69}} = 0,63$$

Le coefficient de Froude $C_F = 1,03$.

D'où le coefficient de débit $C = 1,03$.

b.) La surélévation $\frac{Q^2}{2gC^2S_0^2}$

Après calcul, cette surélévation est égale à 0,69 m.

2.2.2. La pression dynamique en amont $\alpha \frac{V_{AM}^2}{2g}$

Le coefficient de Coriolis α est compris entre 1 et 1,2. Pour le calcul suivant, α est pris égal à la valeur moyenne soit 1,1.

$$V_{AM} = \frac{Q}{S_{AM}} = \frac{Q}{S_0} = \frac{4046}{1072,56} = 3,77 \text{ m/s}$$

$$\alpha \frac{V_{AM}^2}{2g} = 1,1 \times \frac{3,77^2}{2 \times 9,81} = 0,80 \text{ m}$$

2.2.3. Perte de charge due au frottement ΔH_f

La perte de charge ΔH_f est définie par l'expression suivante :

$$\Delta H_f = B_0 \left(\frac{Q}{T_{AM}} \right)^2 + b \left(\frac{Q}{T_0} \right)^2$$

$Q = 4046 \text{ m}^3/\text{s}$; $T_0 = T_{AM} = 63994,65 \text{ m}^3/\text{s}$; $B_0 = 320 \text{ m}$ et $b = 9 \text{ m}$.

$\Delta H_f = 0,87 \text{ m}$.

2.3. La cote PHEC

La cote PHEC est définie par l'expression suivante : $PHEC = h + \Delta Z$.

Donc PHEC est égal à 4,71 m.

2.4. Le tirant d'air

Pour assurer l'évacuation des branchages ou corps flottant emmenés par la rivière, un tirant d'air de 2,0 m est considéré.

2.5. La hauteur sous-poutre

Cette hauteur est définie comme suit : $HSP = PHEC + \text{tirant d'air}$

D'où $HSP = 6,71 \text{ m}$.

2.6. Conclusion

Ainsi la portée du pont est de 320 m et sa hauteur sous poutre est égale à $HSP = 6,71 \text{ m}$.

3. **Etude de l'affouillement**

Cette partie a pour but de déterminer la profondeur jusqu'à laquelle l'action de l'eau reste prépondérante. Les types d'affouillement à considérer sont : l'affouillement général et l'affouillement dû au rétrécissement de la section de la rivière.

3.1. L'affouillement général

L'affouillement général dépend de la nature du terrain se trouvant sous l'eau, principalement du diamètre des grains constituant le terrain. Cet affouillement est calculé à partir de la surface plane de l'eau par l'expression suivante :

$$y = 0,26 \frac{Q^{1/3}}{d^{1/6}}$$

d: diamètre minimal des grains constituant le sol

$$d = 0,05 \text{ mm}$$

L'affouillement général est égal à :

$$y = 0,26 \frac{4046^{1/3}}{0,06^{1/6}} = 6,83 \text{ m}$$

Soit un affouillement général H_N :

$$H_N = y - PHEC = 2,12 \text{ m}.$$

3.2. L'affouillement dû au rétrécissement de la rivière

Les remblais d'accès sont positionnés en retrait par rapport au bord de la rivière, alors la section de la rivière ne présente aucun rétrécissement. Ainsi l'affouillement dû au rétrécissement est nul $H_R = 0$.

3.3. Solution contre l'affouillement

L'affouillement total est égal à 2,12 m. La protection des piles contre l'affouillement consiste à déverser des blocs d'enrochement dans la fosse d'affouillement. Le diamètre maximal de l'enrochement est donné par la formule suivante :

$$D_{max} = \frac{\rho \cdot V^2}{0,72 \cdot g \cdot (\rho_s - \rho)}$$

$V = 3,77 \text{ m/s}$ vitesse d'écoulement pendant la période de crue

ρ : masse volumique de l'eau

ρ_s : masse volumique de l'enrochement égal à 2500 kg/m^3

Après calcul, $D_{max} = 1,34 \text{ m}$.

CHAPITRE IV : JUSTIFICATION DE LA VARIANTE

Comme ce qui a été vu précédemment, la portée du pont est de 320 m et sa hauteur sous poutre est de 6,71 m. En tenant compte de la portée assez élevée du pont, les ponts à câbles et en arc semblent les plus adaptés. Ainsi, les variantes les plus intéressantes dans le présent cas sont:

- Pont en arc en béton armé ;
- Pont à haubans ;
- Pont mixte acier béton ;
- Pont à poutre en béton précontraint ;

1. Pont en arc en béton armé

Pour ce type de pont, le tablier est porté par les arcs grâce à des poteaux, engendrant d'énormes poussées au niveau de leur ancrage. Ce type de pont ne peut être réalisé que s'il peut prendre appui sur des rochers.

1.1. Avantages

- Du point de vue architectural, c'est un véritable chef-d'œuvre, il domine totalement son environnement, le pont a de l'allure ;
- Ce type de pont permet le franchissement de grande portée ;
- Quant aux matériaux, ils peuvent être fournis localement.

1.2. Inconvénients

- La réalisation de ce type de pont nécessite des techniques spécifiques à savoir la construction en encorbellement et la construction à la verticale avec basculement des deux arcs en position. Actuellement les entreprises locales ne maîtrisent pas ces techniques.
- Le principal problème de ce type de pont se trouve au niveau de leur ancrage. Cela nécessite des rochers ou un système d'ancrage en béton armé qui est fort onéreux.

La géologie du terrain ne présente aucun rocher permettant à ce type de pont de prendre appui. Bien que la solution soit de créer un massif d'ancrage en béton armé, le coût assez élevé de ce type d'appui est un obstacle. De ce fait, ce type de pont ne peut être réalisé pour le cas de ce projet.

2. Pont à haubans

Les ponts à haubans présentent un tablier et des organes porteurs (le mât) ainsi que des câbles porteurs. Dans ce type de pont, les câbles travaillent en traction tandis que le tablier et le mât travaillent en compression

2.1. Avantages

- L'esthétique de ce type de pont n'est plus à démontrer, il présente une forte valeur architecturale ;
- Ne nécessite pas de massif d'ancrage ;
- Economiques par rapport aux autres structures telles que les ponts suspendus et les ponts en arcs.

2.2. Inconvénients :

- Les matériaux doivent être importés de l'extérieur pour les haubans ;
- Au niveau de la réalisation, les entreprises locales ne possèdent pas les capacités requises pour la réalisation d'un tel projet.

Les ponts à haubans présentent de forts avantages, néanmoins l'inexistence d'entreprise locale capable de réaliser un tel ouvrage nous contraint à y renoncer.

3. Pont à poutre en béton précontraint

Ce type de pont est caractérisé par des travées isostatiques reposant sur des appuis (piles ou culées). La dalle du tablier repose directement sur les poutres en BA ainsi que des entretoises. Les poutres principales sont tendues par des câbles de précontraintes.

3.1. Avantages

- Ce type de pont s'intègre parfaitement à tout type de site ;
- Les matériaux peuvent être fournis localement.
- Du fait que ce type de pont est très favorisé à Madagascar, les entreprises locales ont la capacité de réaliser un tel pont

3.2. Inconvénients :

- Ce type de pont nécessite de grand volume de béton ;
- La portée économique de ce type de pont est assez faible, occasionnant d'énormes travaux au niveau de l'infrastructure ;

- Le nombre d'appui intermédiaire influe sur l'écoulement fluvial, occasionnant un étranglement de la section du cours d'eau et des risques d'affouillement sur les piles et les berges.

4. Pont mixte acier-béton

Cette structure est caractérisée par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé. Les connecteurs empêchent le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature.

4.1. Avantages

- Utilisation de façon optimale des matériaux acier et béton, de plus le pont présente les avantages de pont en acier et des ponts en béton, donc une bonne résistance à la traction et à la flexion ;
- Ce type de structure est assez moderne, de plus sa qualité esthétique est considérable ;
- La structure est légère et peuvent être assemblée rapidement avec facilité.

4.2. Inconvénients

- Importation des matériaux métalliques ;
- Nécessité d'entretien périodique.

Malgré quelques inconvénients, la construction d'un pont mixte acier-béton est faisable techniquement. Effectivement, plusieurs entreprises locales ont la capacité de concevoir ce type de pont. De plus, la morphologie du site ne présente aucun problème pour sa réalisation.

5. Conclusion

Sur les quatre variantes proposées, la variante la plus adéquate au projet est le pont mixte acier-béton. Le pont mixte est ainsi retenu comme variante principale.

Les coupes longitudinale et transversale du pont sont données ci – dessous :

Figure 2 : Coupe longitudinale du pont

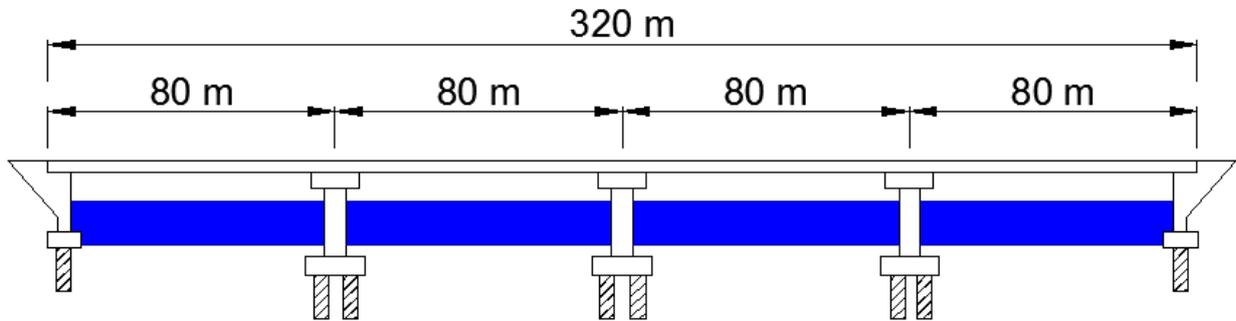
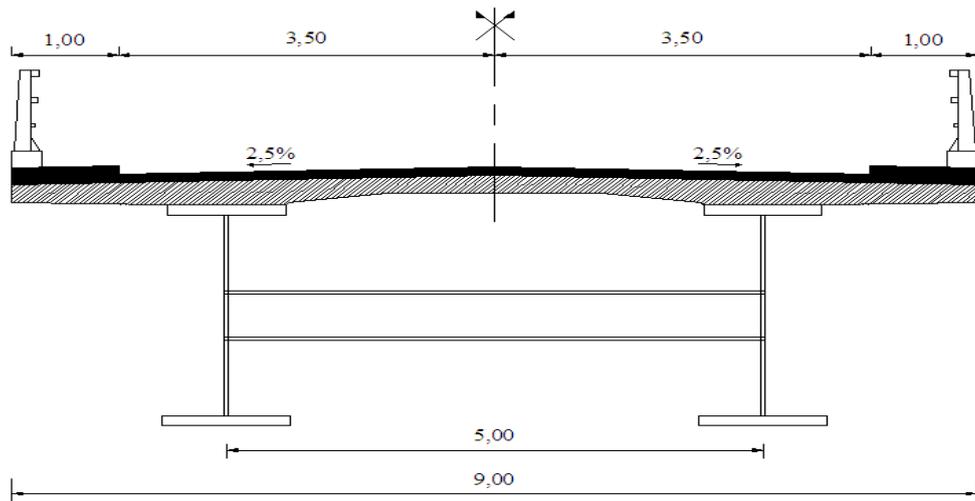


Figure 3 : Coupe transversale du pont



PARTIE II : ETUDES TECHNIQUES DE L'OUVRAGE

CHAPITRE V : HYPOTHESES DE CALCUL ET PREDIMENSIONNEMENT

1. HYPOTHESES DE CALCUL

1.1. Règlements appliqués

Le pont est dimensionné aux Eurocodes. Pour le cas de structure mixte comme le nôtre, les règlements prescrits sont les suivants :

- Eurocode 0 : base de calcul des structures ;
- Eurocode 1 : action sur les structures ;
- Eurocode 2 : calcul des structures en béton ;
- Eurocode 3 : calcul des structures en acier ;
- Eurocode 4 : calcul des structures mixtes acier-béton.
- Eurocode 7 : calcul géotechnique

1.2. Phasage de construction

Les hypothèses concernant le phasage de construction sont très importantes pour le calcul de la section mixte. Le phasage suivant est retenu :

- Mise en place de la charpente métallique ;
- Coulage en place des plots de hourdis supérieure ;
- Mise en place des superstructures ;

1.3. Les charges permanentes

- Poids volumique du béton armé : 25 kN/m³ ;
- Poids volumique de l'étanchéité : 22 kN/m³ ;
- Poids volumique du revêtement : 24 kN/m³ ;
- Garde-corps BN4 : 0,65 kN/ml.

1.4. Les surcharges de calcul

1.4.1. Le modèle de charge LM1

Le modèle LM1, qui est le système principal de chargement, consiste en deux systèmes partiels :

- Des charges concentrées à double essieu (tandem : TS), chaque essieu a un poids $\alpha_q * Q_k$. Il convient de considérer un seul tandem par voie et il est placé dans la position la plus défavorable sur sa voie.

- Des charges uniformément réparties (charge UDL), avec la densité de poids par mètre carré suivante $\alpha_q * q_k$. Les charges UDL sont à appliquer uniquement sur les parties défavorables de la surface d'influence longitudinalement et transversalement

Dans le cas de portées supérieures à 10 m, les effets généraux peuvent être calculés en remplaçant chaque tandem de chaque voie par une charge concentrée d'essieu unique d'un poids égal à la somme des poids des deux essieux.

Les valeurs de q_{ik} et Q_{ik} sont données dans le tableau suivant :

Tableau 22: Les surcharges UDL et TS

Emplacement	Tandem	Système UDL
	Charge d'essieu Q_{ik} (kN)	q_{ik} (ou q_{rk}) (kN/m ²)
Voie n°1	300	9
Voie n°2	200	2,5
Aire résiduelle (q_{rk})	0	2,5

Source : Eurocode 1

1.4.2. Les coefficients de pondération

L'Eurocode définit trois classes de chargement en fonction du trafic régnant sur le pont. Selon la classe de trafic à considérer, les valeurs des charges routières sont pondérées par les coefficients suivants :

Tableau 23: Les coefficients de pondérations des surcharges TS et UDL

Charges	TS : coefficient α_{qi}		UDL : coefficient α_{qi}	
	Voie n°1	Autres voies	Voie n°1	Autres voies
Classe de trafic 1	1,0	1,0	1,0	1,0
Classe de trafic 2	0,9	0,8	0,7	1,0

Source : Eurocode 1

Selon l'Eurocode, dans le cas où il n'y a pas de spécifications précises sur la classe du trafic, la classe de trafic 2 est applicable. **Ainsi, la classe de trafic 2 est considérée.**

1.4.3. Découpage de la chaussée en voies

Les largeurs w_1 des voies d'une chaussée et le plus grand nombre entier possible n_1 de voies de cette chaussée sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 24: Décomposition de la chaussée en voie

Largeur de chaussée w_1 (m)	Nombre de voies n_1	Largeur d'une voie (m)	Largeur d'aire résiduelle (m)

$w < 5,4$	1	3	$w - 3$
$5,4 \leq w < 6$	2	$\frac{w}{2}$	0
$6 \leq w$	$E\left(\frac{w}{3}\right)$	3	$w - 3n_1$

Source : Eurocode 1

$E\left(\frac{w}{3}\right)$ Désigne la partie entière de $\frac{w}{3}$

La largeur de la chaussée est de 7 m et en appliquant le tableau ci-dessus, on obtient :

- Nombres de voies : 2 voies ;
- Largeur de la voie : 3 m ;
- Largeur de l'aire résiduelle = 7 - (2x3) soit 1 m.

1.4.4. Le modèle LM2

Le modèle LM2 est composé d'une charge d'essieu unique appliquée à des surfaces spécifiques de contact pneumatique, couvrant les effets dynamiques du trafic normal sur des éléments transversaux très courts. Il est destiné à des vérifications locales de la dalle en béton.

1.4.5. Action sur les trottoirs

Sur les trottoirs, une charge uniformément répartie $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ est appliquée.

1.5. Combinaisons d'actions

1.5.1. Notation

- $G_{k,sup}$: action des charges permanentes défavorable ;
- $G_{k,inf}$: action des charges permanentes favorable ;
- S : sollicitations caractéristiques dues au retrait du béton ;
- UDL_k : sollicitations verticales caractéristiques dues aux charges uniformément réparties ;
- TS_k : sollicitations verticales caractéristiques dues aux charges concentrées réparties ;
- q_{fk} : sollicitations verticales caractéristiques dues aux charges uniformément réparties sur les trottoirs.

1.5.2. Combinaisons ELU autres que celles de fatigue

En situation de projet durable, pour des justifications de dimensionnements des éléments structuraux de la superstructure, la combinaison fondamentale ELU à considérer est :

$$1,35G_{k,sup}(\text{ou } 1,0G_{k,inf}) + (1,00 \text{ ou } 0) S + 1,35 (UDL_k + TS_k + q_{fk})$$

1.5.3. Combinaisons ELS

- Combinaison de l'ELS caractéristique

En service (situation de projet durable), la combinaison ELS caractéristique prise en compte est la suivante :

$$G_{k,sup}(\text{ou } G_{k,inf}) + (1,00 \text{ ou } 0) S + (UDL_k + TS_k + q_{fk})$$

- Combinaison de l'ELS fréquent

En service, la combinaison ELS fréquent considérée est la suivante :

$$G_{k,sup}(\text{ou } G_{k,inf}) + (0,40 \cdot UDL_k + 0,75 \cdot TS_k + 0,40 \cdot q_{fk})$$

- Combinaison de l'ELS quasi-permanent

En situation de projet durable, la seule combinaison quasi-permanente à considérer est la suivante : $G_{k,sup}(\text{ou } G_{k,inf})$

1.6. Caractéristiques des matériaux

Pour les structures mixtes, les matériaux suggérés sont :

- Béton de classe C20/25 à C60/75 ;

Figure 4 : Classe de résistance du béton

Classe de résistance du béton	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C30 /37	C35 /45	C40 /50	C45 /55	C50 /60	C55 /67	C60 /75	C70 /85	C80/ 95	C90 /105
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2	2,2	2,5	2,7	2,9	3	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6	6,3	6,6
ϵ_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
ϵ_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2	2,2	2,3
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

- Acier de nuance S235 à S460.

1.6.1. Béton

Étant donné que la dalle de béton participe à la résistance du pont, elle doit avoir une forte résistance dès son plus jeune âge, ainsi elle est de classe C35/45. Quant aux éléments de l'infrastructure et des fondations, ils sont de classe C25/30.

La région Analanjirofo présente un climat humide et pluvieux la majeure partie de l'année. Les exigences vis-à-vis de la fissuration se réfèrent aux classes suivantes :

Tableau 25 : Les classes d'exposition utilisées

Désignation de la classe	Description de l'environnement	Illustrations du choix	Éléments du pont
XC1	Sec ou humide en permanence	Béton submergé en permanence dans l'eau	Semelles de liaison, colonnes, mur de front, mur en retour
XC3	Humidité modérée	Béton extérieur abrité de la pluie Surfaces de béton protégées par une étanchéité	Dalle du tablier, chevêtre et mur de garde grève

Le module d'élasticité du béton est $E_m = 34077 \text{ MPa}$

1.6.2. Acier

Le choix des aciers dépend de la température de service de l'ouvrage, de l'épaisseur des pièces constituant la structure et de la nature des sollicitations. En considérant ces paramètres, le pont mixte est constitué d'acier de nuance S355 ayant les caractéristiques suivantes :

- Poids volumique : 77 kN/m^3 ;
- Module d'élasticité : $E_a = 210\,000 \text{ MPa}$;
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$;
- Module de cisaillement : $G = 81\,000 \text{ MPa}$.

1.6.3. Armatures

Ce sont des armatures de haute adhérence possédant les caractéristiques suivantes :

- Limite d'élasticité : $f_{sk} = 500 \text{ MPa}$;
- Valeur de calcul de la limite d'élasticité : $f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$;
- Module d'Young des armatures : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$, mais la même valeur que pour l'acier de la charpente est prise pour les ponts mixtes, donc : $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$.

1.6.4. Connecteurs

Les connecteurs sont des goujons $\Phi 22 \text{ mm}$ réalisés à partir d'un acier de nuance S235 J2G3 dont la résistance caractéristique à la rupture vaut $f_u = 450 \text{ MPa}$.

1.7. Les coefficients d'équivalence acier-béton :

Pour les charges ayant une courte durée d'application, dans le cas présent ce sont les surcharges routières, le coefficient d'équivalence acier-béton est égal à n_0 .

$$n_0 = \frac{E_a}{E_m} = \frac{210000}{34077} = 6,1625$$

Le coefficient d'équivalence pour le calcul de la structure à long terme est n_L et calculé par la formule suivante :

$$n_L = n_0 [1 + \psi_L] \varphi(\infty, t_0)$$

Le coefficient ψ_L traduit la dépendance du coefficient d'équivalence au type de charge appliquée :

- $\psi_L = 1,1$ pour les charges permanentes;
- $\psi_L = 0,55$ pour le retrait de béton.

$\varphi(\infty, t_0)$: est la fonction de fluage

$$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_0 = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,10 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_1 \cdot \left[\frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \right] \cdot \left[\frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \right]$$

- $h_0 = 502$ mm ;
- $f_{ctm} = 43$ MPa et $\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} = 0,866$ et $\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} = 0,960$

t_0 est l'âge moyen du béton lorsque la charge considérée est appliquée à la structure (ANNEXE G) :

- Charge permanente (poids de béton porté par la structure mixte):

La dalle du tablier est coulée par plots. La longueur totale de 320 m est découpée en 16 plots de bétonnage identiques de 20 m de long. Le début de coulage du plot correspond à l'origine. Le temps de réalisation d'un plot est estimé à 3 jours. **La dalle est ainsi complètement réalisée en 66 jours.**

A défaut de précision dans l'EN1994-2 pour le calcul de cette valeur moyenne, du fait de la très faible influence de ce choix de t_0 sur la valeur finale des sollicitations et des contraintes dans la structure, et pour simplifier les calculs, l'âge moyen du béton pour toutes les phases de bétonnage est égal à la moitié de la durée de bétonnage de la dalle complète, soit $t_0 = 66/2 = 33$ jours.

- Pour la mise en place des superstructures l'âge moyen considéré est $t_0 = 79,25$ jours.
- Retrait du béton :

L'EN1994-2 impose une valeur de t_0 égale à 1 jour pour le calcul du coefficient d'équivalence correspondant.

Le tableau suivant récapitule les valeurs de calcul intermédiaires de la fonction de fluage, ainsi que les valeurs des coefficients d'équivalence utilisées pour le calcul de ce pont :

Tableau 26: Les coefficients d'équivalence acier-béton à long terme

	ψ_L	$\varphi(\infty, t_0)$	η_L
Bétonnage	1,1	1,35	15,31
Retrait	0,55	2,6	14,97
Superstructure	1,11	1,145	14,02

La diminution de la section résistante du béton est traduite par l'augmentation du coefficient d'équivalence.

2. PREDIMENSIONNEMENT

2.1. Poutre principale

Les poutres principales sont constituées par des PRS (Poutres Reprofilées Soudées)

2.1.1. Hauteur des poutres

Dans toute la partie de prédimensionnement :

$$L_{ref} = \frac{2L_{centrale} + 1.25L_{travée}}{3} = \frac{2 * 80 + 1,25 * 80}{3} = 86,67 \text{ m}$$

Et B la largeur de la chaussée soit 9 m.

La hauteur de poutres est déterminée par la formule suivante :

$$h_p = \max \left\{ \frac{L_{ref}}{28} \left(\frac{B}{12} \right)^{0,45} ; 0,40 + \frac{L_{ref}}{35} \right\}$$

Ainsi

$$h_p = \max \left\{ \frac{86,67}{28} \left(\frac{9}{12} \right)^{0,45} ; 0,40 + \frac{86,67}{35} \right\}$$

$h_p = \max\{1,79; 2,87\}$ Donc $h_p = 2,87 \text{ m}$ soit **$h_p = 2,90 \text{ m}$** .

2.1.2. Entraxe des poutres

L'entraxe des poutres est pris égal à 0,55B. Soit un entraxe de 5 m.

2.1.3. Largeur des semelles

Largeur des semelles inférieures :

$$b_i = \left(0,25 + \frac{B}{40} + \frac{L_{ref}}{125} \right) \left(0,92 + \frac{B}{150} \right)$$

Cette largeur est constante pour toute la longueur de l'ouvrage.

$$b_i = \left(0,25 + \frac{9}{40} + \frac{86,67}{125}\right) \left(0,92 + \frac{9}{150}\right) = 1,1684 * 0,98 \text{ m}$$

Après calcul, $b_i = 1,145 \text{ m}$, mais pour faciliter la fabrication des PRS, elle est égale à $b_i = 1200 \text{ mm}$

Largeur des semelles supérieures :

La largeur des semelles supérieures est égale à $b_s = b_i - 100 \text{ mm}$ pour une largeur de tablier inférieure à 15 m.

$$b_s = 1200 - 100 \text{ mm}$$

$$b_s = 1100 \text{ mm}$$

2.1.4. Epaisseurs des semelles

Sur appui : la semelle supérieure et la semelle inférieure ont la même épaisseur. Elle est égale à $t_{fi} = t_{fs} = b_i/10$.

Donc $t_{fi} = t_{fs} = 120 \text{ mm}$.

En travée : pour la semelle supérieure cette épaisseur ne doit pas être inférieure à 25 mm, et pour la semelle inférieure elle ne doit pas être inférieure à 40 mm. Les épaisseurs sont égales à $t_{fi} = t_{fs} = 40 \text{ mm}$.

Comme les sollicitations sont allégées en travée, l'épaisseur des semelles peut être continument variable. Le nombre maximal de segment est de 5. Pour ce faire, la condition suivante doit être vérifiée :

$$t_{fmax} \geq 1,5t_{fmin}$$

Après calcul, l'épaisseur minimale de la semelle qui est de 40 mm est atteinte en divisant la poutre principale en 4 segments.

Les dimensions des poutres principales en fonctions des segments sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 27: Variation des dimensions de la poutre principale

Désignations	Dimensions	Segment 1	Segment 2	Segment 3	Segment 4
Semelle supérieure	Largeur (mm)	1200	1200	1200	1200
	Epaisseur (mm)	120	80	50	40
Ame	Epaisseur (mm)	28	28	18	18
	Hauteur (mm)	2660	2740	2800	2820
Semelle inférieure	Largeur (mm)	1100	1100	1100	1100
	Epaisseur (mm)	120	80	50	40

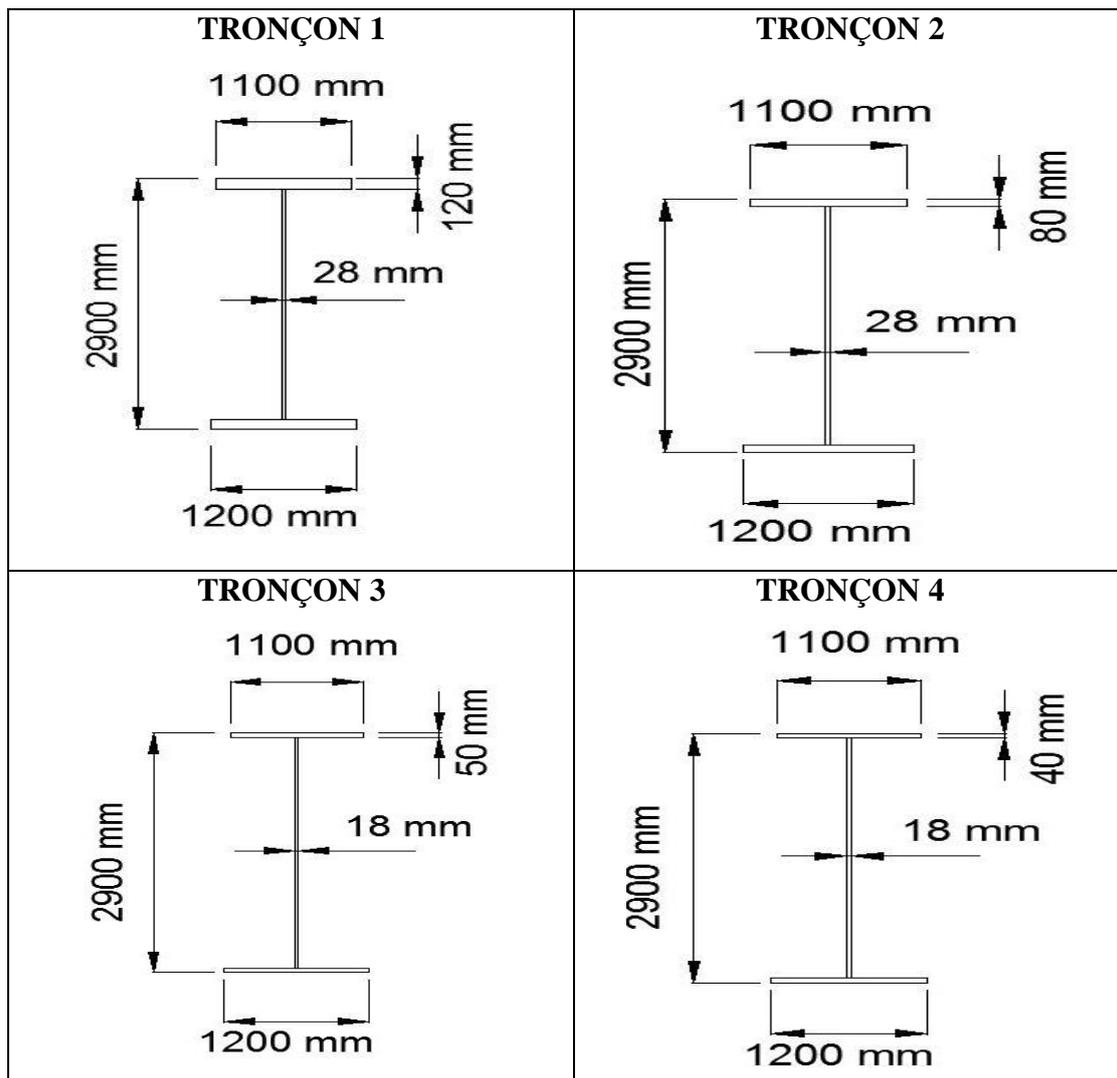
2.1.5. Epaisseurs des âmes

Sur appui : forfaitairement, elle est comprise entre 25 mm et 28 mm. Pour le présent ouvrage, elle est égale à 28 mm.

En travée : l'épaisseur des âmes ne doit pas être inférieure à 16 mm, dans la pratique elle est comprise entre 16 et 18 mm. Une épaisseur de 18 mm est prise en compte.

Le schéma des différentes sections de la poutre principale sont données ci-dessous :

Figure 5: Représentation des sections de la poutre principale



2.2. Raidisseurs verticaux

Les âmes sont raidies :

- Sur leur face intérieure :

Verticalement par des tés situés au droit des entretoises, et constitués :

Pour les entretoises situées en travée :

- D'une âme de 400 x 20 ;
- D'une semelle de 300 x 30.

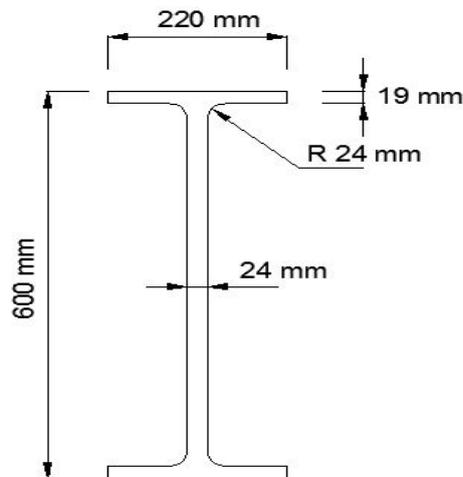
Pour les entretoises situées aux appuis :

- D'une âme de 400 x 20 ;
- D'une semelle de 400 x 30.
- Sur leur face extérieure : seules les poutres au droit des appuis sont raidies extérieurement par des tés ayant une âme de 400 x 20 et une semelle de 400 x 30.

2.3. Entretoises

En raison de l'entraxe assez faible des poutres, au lieu de pièce de pont, le choix s'est porté sur des entretoises. Les entretoises sont constituées par des IPE600. L'espacement en zones courantes des entretoises est compris entre 6 à 8m. Pour ce présent mémoire, les entretoises sont espacées de 8 m.

Figure 6: Représentation d'un IPE 600



2.4. Dalle

Pour le cas d'ouvrage à entretoise, les dimensions suivantes sont considérées :

- Épaisseur pour un entraxe de 5 m selon le guide SETRA :

e_m : Épaisseur à mi portée de la dalle ;

$$e_m = 0,14 + \frac{L_{entraxe}}{50}$$

$$e_m = 24 \text{ cm}$$

e_p : Épaisseur au droit des poutres principales.

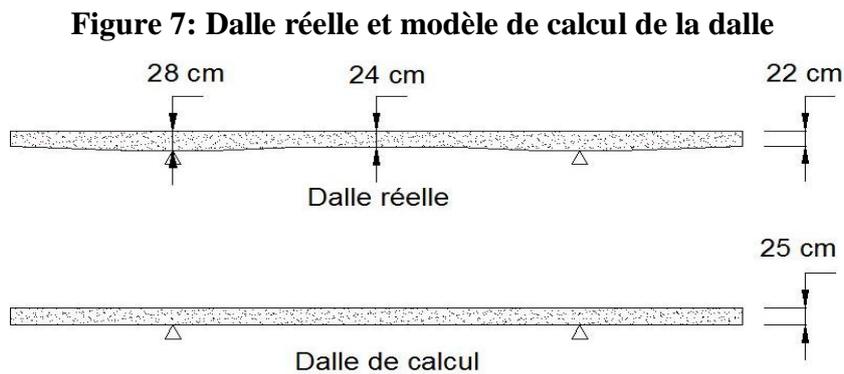
$$e_p = 0,12 + \frac{(B - L_{entraxe})}{26} \qquad e_p = 28 \text{ cm}$$

e_c : Epaisseur de la dalle de calcul

$$e_c = \frac{1}{2} \left[\left(0,14 + \frac{L_{entraxe}}{50} \right) + \left(0,12 + \frac{(B - L_{entraxe})}{26} \right) \right] = 25 \text{ cm}$$

- Largeur de la dalle : 9 m ;
- Longueur d'encorbellement : 2 m ;

L'épaisseur minimale de l'extrémité de la dalle en console est de 20 cm, ainsi elle est de 22 cm.



2.5. Chaussée

La chaussée de largeur 7 m a un revêtement de 3 cm et une couche d'étanchéité de 2 cm d'épaisseur.

2.6. Trottoir

Les trottoirs sont en béton armé et ont les dimensions suivantes :

- Largeur : 2 x 1 m ;
- Epaisseur : 0,20 m.

De plus sur le trottoir, une barrière BN4 (parapet) reposant sur une longrine de 0,2 m x 0,5 m est placée.

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA DALLE

La dalle présente une partie en console le long de la poutre et une dalle centrale encastree partiellement sur les appuis, celle-ci est portee dans un seul sens ($\frac{l_x}{l_y} = \frac{9}{320} = 0,03 \leq 0,4$).

1. Détermination des efforts dans la dalle

1.1. Calcul des moments fléchissant dans la dalle centrale

1.1.1. Moments sous charges permanentes

Les poids propre de la dalle et du revêtement de la dalle du tablier sont donnés ci-dessous :

Tableau 28: Les charges permanentes pour la dalle

	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ³)	Charge (kN/m ²)
Dalle	0,25	25	6,25
Enrobé	0,03	24	0,72
Etanchéité	0,02	22	0,014
	<i>g_h</i>		6,98

Le moment isostatique dû aux charges permanentes est égal à :

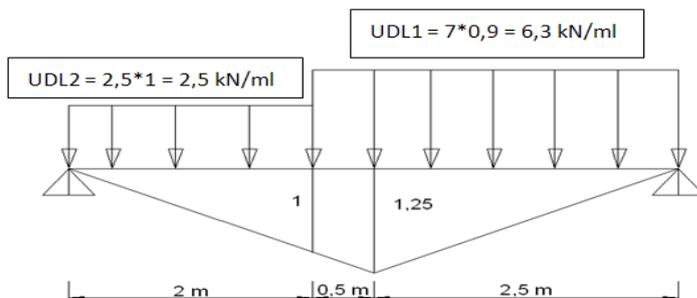
$$M_g = \frac{g_h \times l_x^2}{8} = 21,82 \text{ kN.m/ml} \quad \text{avec} \quad l_x = 5 \text{ m}$$

1.1.2. Moments sous surcharges

- **Surcharge UDL**

Le chargement de la poutre se fait comme suit :

Figure 8: Disposition des surcharges UDL pour la dalle centrale



$$M_{UDLi} = UDL_i \times \text{aire LI chargée}$$

$$M_{UDL2} = 2.5 \left[\frac{1 \times 2}{2} \right] = 2.5 \text{ kN m/ml}$$

$$M_{UDL1} = 6.3 \left[\frac{(1 + 1.25) \times 0.5}{2} + \frac{1.25 \times 2.5}{2} \right] = 13.39 \text{ kN m/ml}$$

Donc $M_{UDL} = 15,89 \text{ kNm /ml}$.

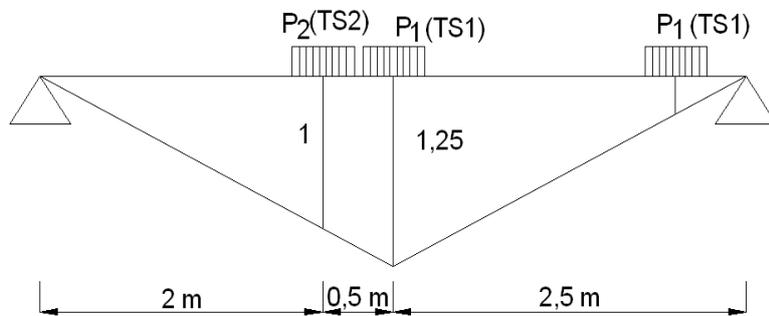
- **Surcharge TS**

La surface d'impact des forces ponctuelles est un carré de 40 cm de côté. Les surcharges TS sont donc réparties transversalement sur une largeur u et longitudinalement sur la longueur influencée $a = l_x$.

$$u = 40 + (2 * \text{épaisseur revêtement}) = 50 \text{ cm}$$

Le chargement de la dalle en travée est représenté par la figure suivante :

Figure 9: Disposition des surcharges TS pour la dalle centrale



$$TS_1 = 270 \text{ kN et } TS_2 = 160 \text{ kN}$$

$$P_1 = \frac{TS_1}{2} = \frac{270}{2} = 135 \text{ kN et } P_2 = \frac{TS_2}{2} = \frac{160}{2} = 80 \text{ kN}$$

Donc pour un mètre linéaire de dalle :

$$M_{TS1} = \frac{\left(P_1 \left(\frac{l_x}{2} - \frac{u}{4} \right) + P_1 \times \text{cote LI} \right)}{l_x}$$

$$M_{TS1} = \frac{\left(135 \left(\frac{5}{2} - \frac{0,50}{4} \right) + 135 * 0,5 \right)}{5} = 76,815 \text{ kN m/ml}$$

$$M_{TS2} = \frac{P_2 \times \text{cote LI}}{l_x}$$

$$M_{TS2} = (80 * 1) \frac{1}{5} = 16 \text{ kNm/ml}$$

$$\text{D'où } M_{TS} = (M_{TS1} + M_{TS2})$$

$$\text{Ainsi, } M_{TS} = 92,82 \text{ kN m/ml}$$

1.2. Calcul des moments fléchissant dans la dalle en console :

1.2.1. *Moment sous charge permanente :*

Tableau 29: Les charges permanentes pour la dalle en console

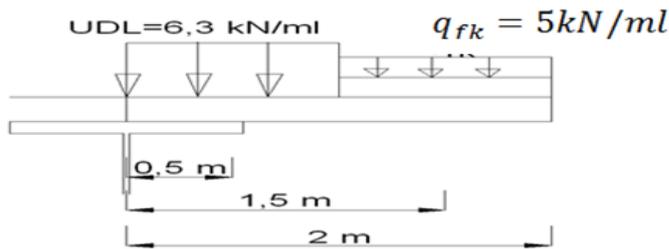
	Epaisseur (m)	Longueur (m)	Poids (kN/m ³)	Charge (kN/m)	Bras de levier (m)
Dalle	0.25	2.00	25	12.5	1
Trottoir	0.20	1.00	25	5	1.5
Longrine	0.20	0.50	25	4	1.75
Barrière BN4				0.65	2

Donc $M_{gc} = (12.5 \times 1) + (5 \times 1.5) + (4 \times 1.75) + (0.65 \times 2) = 28,9 \text{ kN m/ml}$

1.2.2. *Moments sous surcharges*

- **Surcharge UDL et trottoir q_{fk}**

Figure 10: Surcharge UDL et surcharge de trottoir pour la dalle en console

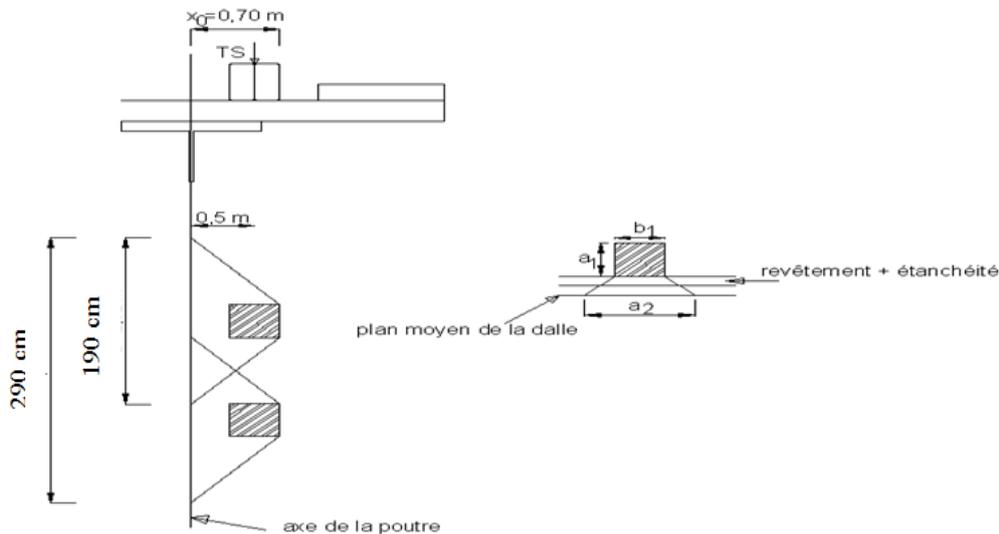


$M_{UDL} = 6.3 \times 1 \times 0.5 = 3,15 \text{ kNm/ml}$

$M_{trottoir} = 5 \times 1 \times 1,5 = 7,5 \text{ kN m/ml}$

- **Surcharge TS**

Figure 11: Surcharge TS pour la dalle en console



Identique à celle de la dalle en travée, la section d'impact au plan moyen de la dalle est un carré de 50 cm de côté ($u = 50$ cm).

En adoptant une ligne de rupture à 45° , la largeur de répartition influencée par l'application de cette charge concentrée notée a est égale à :

$$a = u + 2x_0 = 50 + 2 \cdot (70) = 190 \text{ cm.}$$

Néanmoins, un chevauchement des longueurs de répartition est constaté et finalement a est égale à 2,90 m. La charge TS = 270kN.

$$\text{Par conséquent, } M_{TS} = 270 \cdot 0,5 / 2,90$$

$$M_{TS} = 46,55 \text{ kNm/ml}$$

D'où le moment dû à la surcharge totale :

$$M_{Sur} = 57,20 \text{ kNm/ml.}$$

1.3. Combinaison des moments transversaux

1.3.1. Dalle centrale

En tenant compte de l'encastrement partiel, les moments en travée sont :

- Les moments en travée :

$$M_{ELU} = 0,8 [1,35 \cdot 21,82 + 1,35 \cdot (15,89 + 92,82)]$$

$$M_{ELU} = 140,97 \text{ kNm/ml}$$

$$M_{ELS} = 0,8 [21,82 + 15,89 + 92,82]$$

$$M_{ELS} = 104,424 \text{ kNm/ml}$$

- Les moments aux appuis :

$$M_{ELU} = 0,5 [1,35 \cdot 21,82 + 1,35 \cdot (15,89 + 92,82)]$$

$$M_{ELU} = 88,108 \text{ kNm/ml}$$

$$M_{ELS} = 0,5 [21,82 + 15,89 + 92,82]$$

$$M_{ELS} = 65,265 \text{ kNm/ml}$$

1.3.2. Dalle en console

Le moment en console est égal au maximum du moment trouvé en console et du moment à l'appui dans la dalle centrale.

- ELU

$$M_{ELUc} = 1,35 \cdot 28,9 + 1,35 \cdot 57,20 = 113,73 \text{ kNm/ml}$$

$$M_{ELUa} = 91,99 \text{ kNm/ml}$$

D'où $M_{ELU} = 113,73 \text{ kNm/ml}$.

- ELS

$$M_{ELSc} = 28,9 + 57,20 = 84,25 \text{ kNm/ml}$$

$$M_{ELSa} = 68,15 \text{ kNm/ml}$$

D'où $M_{ELS} = 84,25 \text{ kNm/ml}$

1.4. Calcul des efforts tranchants

Pour le calcul des efforts tranchants, l'effort tranchant maximal est obtenu au niveau de l'appui en chargeant la dalle située entre les poutres.

- Effort tranchant dû aux charges permanentes

Les réactions aux appuis sont :

$$R_A = R_B = 39,06 \text{ kN},$$

La résultante des forces permanentes de gauche est égale à 16,98 kN.

Donc l'effort tranchant au droit de l'appui est : $V_{DROITE} = 39,06 - 16,98 = 22,08 \text{ kN}$.

- Effort tranchant dû aux surcharges

Il s'agit de déterminer les réactions aux appuis entraînées par les surcharges UDL et TS. Lors de l'étude des poutres, ces réactions (cf. ChapVI paragraphe 1.2) sont égales à: UDL = 25,76 kN/ml et TS = 291 kN par essieu.

$V_{TS} = 291 - 135 = 156 \text{ kN}$ or cette valeur influence une longueur de dalle égale à 2,02 m. donc pour 1 ml de dalle $V_{TS} = 156 / 2,02 = 77,23 \text{ kN}$.

Et $V_{UDL} = 25,76 - (6,3 * 1) = 19,46 \text{ kN}$.

Sous combinaisons d'actions, les efforts tranchants sont donnés ci-dessous :

$$V_{ELU} = 1,5 * (19,46 + 77,23) + 1,35 * 22,08$$

$$V_{ELU} = 175 \text{ kN}$$

$$V_{ELS} = 19,46 + 77,23 + 22,08$$

$$V_{ELS} = 119 \text{ kN}$$

2. Détermination des armatures de la dalle

L'ouvrage est situé en bord de mer mais le béton de la dalle est protégé par une couche d'étanchéité, la classe d'exposition est alors XC3. Un béton normal de classe C35/45 est pris.

Les aciers sont des barres de hautes adhérences de classe B : S 500 B avec $f_{sk} = 500 \text{ MPa}$.

Pour la classe d'exposition XC, la contrainte de compression du béton n'est pas limitée à l'ELS.

2.1. Détermination de l'enrobage

L'enrobage nominal est la somme d'un enrobage minimal et d'une marge pour tolérance d'exécution :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

La valeur recommandée de Δc_{dev} est égale à 10 mm. Pour la classe XC3, la valeur de c_{min} est égale à 25 mm. Par conséquent, l'enrobage considéré est de 35 mm.

2.2. Organigramme de calcul

Se référer à l'annexe B (Eurocode 2)

2.3. Ferrailage de la dalle centrale (nappe inférieure)

Les données de calcul sont :

- Les sollicitations : $M_{Ed} = 140,97 \text{ kN m/ml}$ et $M_{ser} = 104,424 \text{ kNm/ml}$.
- Pour le béton : $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$; $b_w = 1 \text{ m}$ et $d = 21,5 \text{ cm}$.
- Pour l'acier : $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$.

Classe d'exposition XC3

Matériaux :

- Béton : $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$,
- Acier : S500B

Les caractéristiques suivantes sont obtenues:

- Béton

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa} < 50 \text{ MPa} \text{ donc } \lambda = 0,8 \text{ et } \eta = 1 ;$$

$$f_{cu} = \eta \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1 \cdot 0,85 \cdot 35 / 1,5 = 20,5 \text{ MPa} ; \alpha_{cc} = 0,85 \text{ pour le cas de pont}$$

$$\text{Comme } f_{ck} < 50 \text{ MPa, alors } f_{ctm} = 0,3 [f_{ck}]^{2/3} = 3,2 \text{ MPa.}$$

- Acier

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ MPa} ;$$

$$\bar{\sigma}_s = k_3 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa}$$

- Calcul du moment réduit

$$\mu_{cu} = \frac{M_{Ed}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cu}} = \frac{140,97 \times 10^{-3}}{1 \cdot 0,215^2 \cdot 20,5} = 0,1735$$

Pour la classe d'exposition XC3 avec $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, le moment réduit limite $\mu_{lu} = 0,3717$

Comme $\mu_{cu} < \mu_{lu}$ alors la section est simplement armée.

- Détermination du bras de levier

$$\text{Comme } \mu_{cu} < 0,225 \text{ alors } Z_c = d (1 - 0,6 \mu_{cu})$$

$$\text{Donc } Z_c = 0,215 (1 - 0,6 \times 0,1735) = 0,1926 \text{ m}$$

- Section d'armature

La section d'armature est obtenue par:

$$A_{S1} = \frac{M_{Ed}}{z_c \cdot f_{yd}} = \frac{140,97 \times 10}{0,191 \times 435} = 19,63 \text{ cm}^2$$

La section minimale d'armature est déterminée par les formules suivantes :

$$A_{S,\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ct, \text{eff}}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \end{array} \right.$$

La maîtrise de la fissuration est requise donc $f_{ct, \text{eff}} = f_{ctm}$.

$$A_{S,\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{3,2}{500} \cdot 1,0,215 = 3,59 \\ 0,0013 \cdot 1,0,215 = 2,80 \end{array} \right.$$

Ainsi $A_{S1} = 21,60 \text{ cm}^2 > A_{S,\min} = 3,59 \text{ cm}^2$. La section d'armature est vérifiée.

Pour l'armature réelle, **5HA25 = 24,54 cm²** est prise.

2.4.Ferraillage de la dalle en console (nappe supérieure)

En suivant la même étape de calcul que précédemment:

- Les sollicitations : $M_{Ed} = 113,73 \text{ kN m/ml}$ et $M_{ser} = 84,25 \text{ kNm/ml}$.
- Pour le béton : $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$; $b_w = 1 \text{ m}$ et $d = 21,5 \text{ cm}$.
- Pour l'acier : $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$.

Par conséquent :

- $\mu_{cu} = 0,1287 < \mu_{lu} = 0,3717$ donc la dalle est simplement armée ;
- $Z_c = 0,198 \text{ m}$;
- $A_{S1} = 14,14 \text{ cm}^2 > A_{S,\min} = 3,59 \text{ cm}^2$;

Pour l'armature réelle **5HA20 = 15,71 cm²** est prise.

2.5.Les armatures de répartition

Les sections d'armatures de répartition (armatures passives) sont égales au tiers des sections d'armatures, cela est dû à la présence des charges ponctuelles :

$$A_{ip} = 24,54 / 3 = 8,18 \text{ cm}^2, \text{ en réalité la section d'armature est égale à } 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{sp} = 15,71 / 3 = 5,24 \text{ cm}^2, \text{ en réalité la section d'armature est égale à } 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2.$$

Cependant le pourcentage d'armature passive doit être supérieur ou égal à 1% de la section transversale

$$\text{C'est-à-dire que } A_{sp} + A_{ip} = \frac{b_w h}{100} = 25 \text{ cm}^2$$

D'où après calcul, les sections d'armatures de répartition pour toutes sections transversales de l'ouvrage sont égales à :

$$A_{ip} = \mathbf{6HA20} = \mathbf{18,85 \text{ cm}^2}$$

$$A_{sp} = \mathbf{6HA14} = \mathbf{9,24 \text{ cm}^2}.$$

3. Vérification de la dalle

3.1. Vérification à l'ELS:

Il convient de limiter à l'ELS caractéristique les contraintes suivantes :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \text{ et } \sigma_c < \bar{\sigma}_c \quad \text{où } \sigma_c \text{ est la contrainte de compression du béton}$$

$$\bar{\sigma}_s = k_3 \cdot f_{yk} = 0,8 * 500 = 400 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_c = k_1 \cdot f_{ck} = 0,6 * 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = K \cdot x_1$$

$$\sigma_c = \alpha_e K (d - x_1)$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{cf}}$$

α_e : désigne le coefficient d'équivalence acier/béton. Pour la vérification des armatures, c'est généralement le calcul sur le long terme donc le coefficient d'équivalence est égal à 15. Pour vérifier la limite de compression du béton, c'est généralement le calcul à court terme avec $\alpha_e=5,9$.

x_1 désigne la position de l'axe neutre par rapport à la fibre supérieure du béton et se détermine à partir de l'équilibre des moments statiques :

$$\frac{b_w x_1^2}{2} + \alpha_e (A_{s1} + A_{s2}) x_1 - \alpha_e (A_{s1} d - A_{s2} d') = 0$$

Le moment d'inertie I_{cf} est égal à:

$$I_{cf} = \frac{b_w x_1^3}{3} + \alpha_e A_{s2} (x_1 - d')^2 + \alpha_e A_{s1} (d - x_1)^2$$

- Section au droit de poutres métalliques :

La section d'armature $A_{s1} = 15,71 \text{ cm}^2$ et $A_{s2} = 0$

Pour la vérification de la dalle en béton, l'axe neutre x_1 est obtenu par l'équation suivante :

$$0,5x_1^2 + 0,0093 x_1 - 0,00199 = 0 \Rightarrow x_1 = 0,0545 \text{ m}$$

Pour la vérification des armatures, l'axe neutre x_1 vérifie l'équation :

$$0,5x_1^2 + 0,0236x_1 - 0,0050 = 0 \Rightarrow x_1 = 0,0798 \text{ m}$$

Le moment d'inertie pour la vérification de la dalle (respectivement pour la vérification des armatures) est égal à :

$$I_{cf} = 0,000293 \text{ m}^4 \text{ (respectivement } I_{cf} = 0,00060 \text{ m}^4)$$

Le moment en service $M_{ser} = 0,07615 \text{ MNm/ml}$.

Par conséquent :

- $K = 260,14 \text{ MPa}$ pour la vérification de la dalle
- Et $K = 126,89 \text{ MPa}$ pour la vérification des armatures.

D'où :

Avec $\alpha_e = 15$; $\sigma_s = 257,29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$;

Avec $\alpha_e = 5,9$; $\sigma_c = 14,18 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa}$;

- Section en travée

En procédant de la même manière que pour la section au droit des poutres métalliques, les contraintes suivantes sont obtenues :

Avec $\alpha_e = 15$; $\sigma_s = 270,43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$;

Avec $\alpha_e = 5,9$; $\sigma_c = 19,19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa}$

3.2. Vérification à l'effort tranchant vertical

L'effort tranchant maximal sollicitant la dalle en béton est égal à $V_{Ed} = 175 \text{ kN}$. Il faut vérifier que l'effort tranchant maximal sollicitant la dalle de béton soit inférieur $V_{Rd,c}$.

$V_{Rd,c}$ est la résistance de la dalle en l'absence d'armatures d'effort tranchant

$$V_{Rd,c} = b_w d \left\{ k_1 \sigma_{cp} + \max \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} ; (0,34 \cdot f_{ck}^{1/2}) / \gamma_c \right] \right\}$$

✓ $b_w = 1 \text{ m}$, $d = 215 \text{ mm}$;

✓ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{215}} = 1,964$;

✓ $\rho_1 = \frac{A_{sp}}{b_w d} = \frac{18,85}{100 \cdot 21,5} = 0,754 \%$

✓ $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ étant donné que l'effort normal est nul dans le sens transversal alors $N_{ed} = 0$.

✓ $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$

✓ $C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} = 0,12 \cdot 1,964 \cdot (0,754 \cdot 35)^{1/3} = 0,702 \text{ MPa}$

✓ $(0,34 \cdot f_{ck}^{1/2}) / \gamma_c = (0,34 \cdot 35^{1/2}) / 1,5 = 1,341 \text{ MPa}$

Ainsi

$$V_{Rd,c} = 1 \cdot 0,215 \cdot 1,341 = 0,288 \text{ MN}$$

Donc $V_{Rd,c} = 288 \text{ kN} > V_{Ed} = 179 \text{ kN}$.

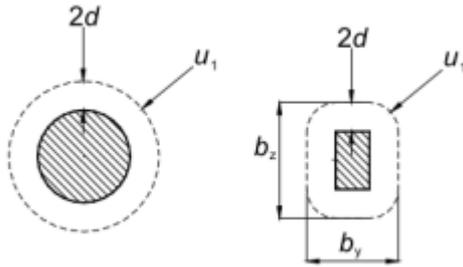
Il n'est donc pas nécessaire d'ajouter des armatures d'effort tranchant.

3.3. Vérification au poinçonnement

a.) Cisaillement τ_{Ed} sur le contour de référence

Le contour de contrôle de référence est représenté par la figure suivante :

Figure 12 : Contour de référence pour l'étude au poinçonnement



La vérification au poinçonnement se fait avec le cas de charge LM2 qui est constitué d'un essieu de 400 kN. De plus, l'effort de poinçonnement est d'autant plus grand que l'épaisseur de la dalle est plus petite, la dalle présente une épaisseur minimale de 24 cm au centre du tablier. Dans la suite, cette épaisseur minimale est considérée pour la détermination de la contrainte maximale de poinçonnement donnée par la formule suivante :

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 d}$$

- d : correspond à la moyenne des bras de levier des aciers longitudinaux (d_x) et des aciers transversaux (d_y) par rapport au plan de surface d'impact.

$$d_x = 0,205 \text{ m et } d_y = 0,185 \text{ m} \Rightarrow d = 0,195 \text{ m.}$$

- $V_{Ed} = \beta_Q \cdot Q_{ak}/2 = 400 \times 0,9/2 = 180 \text{ kN}$, la charge poinçonnante ;
- $u_1 = 2 \cdot (u + v + 4h_r) + 4\pi d$: le périmètre du contour de contrôle.

Pour le cas de charge LM2, $u = 0,60 \text{ m}$, $v = 0,35 \text{ m}$ et $h_r = 0,05 \text{ m}$. Donc on a : $u_1 = 5,79 \text{ m}$.

Ainsi on a :

$$\tau_{Ed} = \frac{180}{5,79 \times 0,195} = 159 \text{ kPa} \qquad \tau_{Ed} = 0,159 \text{ MPa}$$

b.) Cisaillement résistant $\tau_{Rd,c}$ du béton seul

La résistance au poinçonnement est déterminée comme suit :

$$\tau_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \\ (0,34 \cdot f_{ck}^{1/2}) / \gamma_c + k_1 \sigma_{cp} \end{array} \right.$$

- $\sigma_{cp} = \max \left(\frac{\sigma_{c,long}}{2}; -1,85 \right) = -1,85 \text{ MPa}$
- $\rho_1 = \sqrt{(\rho_{ly} \rho_{lz})}$

Avec $\rho_{ly} = 0,37 \%$ pourcentage d'armature supérieure

$\rho_{lz} = 0,2712\%$ pourcentage d'armature passive inférieure

$$\text{Donc } \rho_1 = \sqrt{(0,37\% \cdot 0,2712\%)} = 0,317\% < 2\%$$

- $C_{Rd,c} = \frac{0,5}{\gamma_c} = 0,10$
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{195}} = 1,99$
- $C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0,533 \text{ MPa}$
- $(0,34 \cdot f_{ck}^{1/2}) / \gamma_c = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,581 \text{ MPa}$

Ainsi

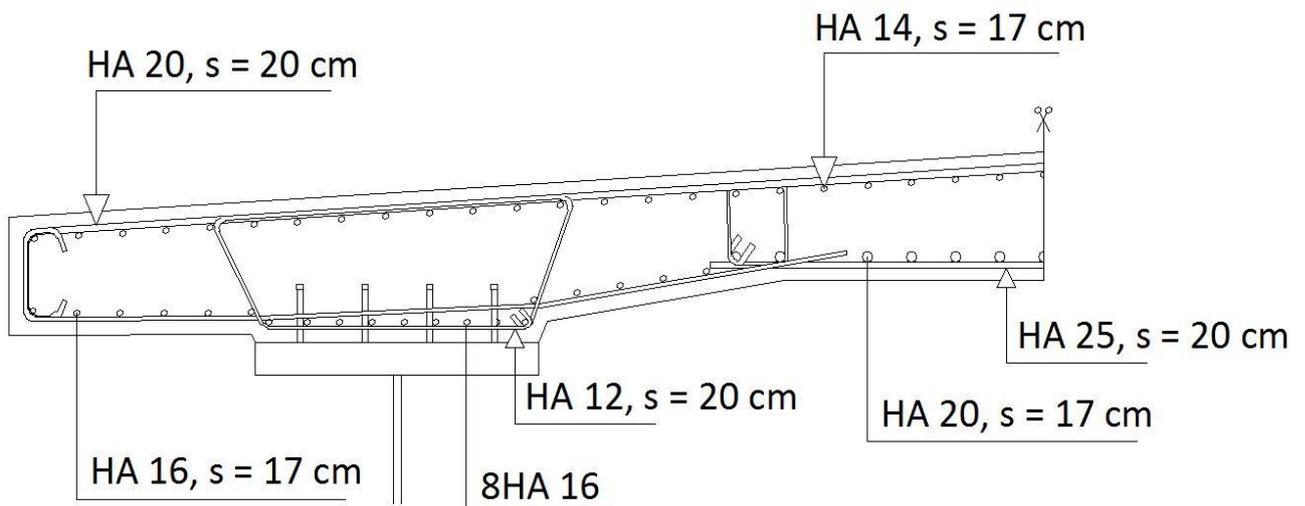
$$\tau_{Rd,c} = \max \begin{cases} 0,533 - 0,185 \\ 0,581 - 0,185 \end{cases} = \max \begin{cases} 0,348 \text{ Mpa} \\ 0,396 \text{ MPa} \end{cases}$$

⇒ D'où $\tau_{Rd,c} = 0,396 \text{ MPa} > \tau_{Ed} = 0,159 \text{ MPa}$

Par conséquent, la dalle est vérifiée au non poinçonnement.

4. Ferrailage de la dalle

D'où le ferrailage de la dalle suivant :



CHAPITRE VII : JUSTIFICATION DE LA POUTRE PRINCIPALE AUX ELU ET AUX ELS

1. Evaluations des charges :

Les charges évaluées sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

1.1. Les charges permanentes :

Ces charges sont constituées par la charpente métallique, la dalle et les superstructures.

➤ La charpente métallique :

La charpente métallique est constituée par la poutre principale, les entretoises et les connecteurs. Le tableau suivant donne sa valeur par mètre linéaire de poutre.

Tableau 30: Variation du poids de la charpente métallique en fonction des tronçons

	Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3	Tronçon 4
Poutre principale (kN/ml)	26,99	20,08	12,74	10,99
Entretoises (kN/ml)	0,69			
Connecteurs (kN/ml)	0,06			
Poids de la charpente métallique (kN/ml)	27,74	20,83	13,49	11,74

➤ Les superstructures :

Ce sont la chape d'étanchéité, la couche de roulement, les trottoirs, la longrine pour BN4 et le parapet (barrière BN4).

En considérant le rechargement de la chaussée, il est nécessaire de pondérer la valeur nominale de la couche d'étanchéité (à majorer de 20%) et la couche de roulement (à majorer de 40%). Le tableau suivant donne les valeurs des charges obtenues par mètre linéaire pour une poutre :

Tableau 31: Les charges permanentes spécifiques aux superstructures

Désignations	e (m)	l (m)	γ (kN/m ³)	g_{nom} (kN/m)	Coefficient de majoration	g_{max} (kN/m)	
Chape d'étanchéité	0,02	3,5	22	1,54	1,2	1,85	
Couche de roulement	0,03	3,5	24	2,52	1,4	3,53	
Trottoir	0,2	1	25	5	1	5,00	
Longrine	0,2	0,5	25	2,5	1	2,50	
Barrière BN4				0,65	1	0,65	
TOTAL							13,53

➤ La dalle en béton armé :

La densité du béton est de 25 kN/m³. La dalle a une épaisseur de 25 cm et la largeur de la chaussée est de 9 m. Par conséquent, pour un mètre linéaire de poutre, la valeur suivante est obtenue :

Poids de la dalle = 25 x 0,25 x 9/2 x 1 = 28,13 kN/ml.

Pour finir, les charges permanentes supportées par la poutre principale durant les phasages de construction sont les suivantes :

Tableau 32: Décomposition des charges permanentes en fonction des phasages de construction

	Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3	Tronçon 4
$g_{\text{bétonnage}} \text{ (kN/ml)}$	56,86	49,95	42,61	40,86
$g_{\text{superstructures}} \text{ (kN/ml)}$	18,61			

1.2. Les surcharges d'exploitations

Pour avoir la charge défavorable de chaque poutre, il faut recourir à la répartition transversale des charges.

Comme la longueur de la travée du pont $L = 80$ m est deux fois supérieure à la largeur du pont $l = 7$ m, et que le pont comporte des entretoises intermédiaires, le coefficient de répartition transversale CRT est donné par la formule de Courbon [4] qui se réduit dans le cas de deux poutres principales à :

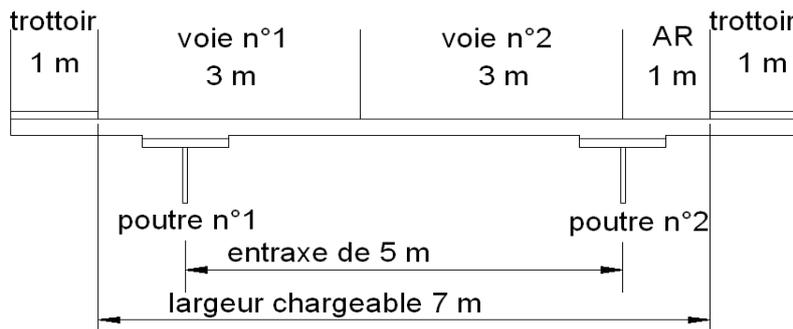
$$\Delta = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{2e}{l} \right)$$

e : excentricité de la résultante P par rapport au centre de la travée (elle est négative vers la gauche et positive vers la droite) ;

l : entraxe des poutres principales.

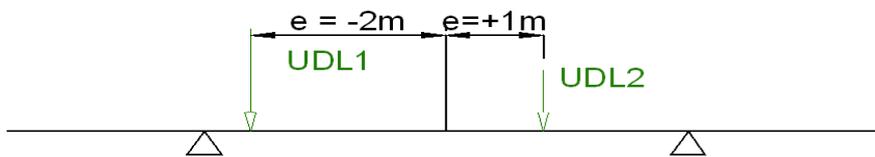
Le schéma ci-dessous montre la décomposition de la chaussée en voie:

Figure 13 : Découpage de la chaussée en voie



➤ Pour la surcharge UDL :

Figure 14 : Excentricités des charges UDL



Pour la classe de trafic 2, $UDL_1 = 0,7 * 9 = 6,3 \text{ kN/m}^2$; $UDL_2 = 1 * 2,5 = 2,5 \text{ kN/m}^2$, toutes les deux sont réparties sur une largeur de 3 m. La surcharge UDL_1 présente une excentricité $e = -2\text{m}$ et pour la surcharge UDL_2 l'excentricité est égale à $e=1\text{m}$.

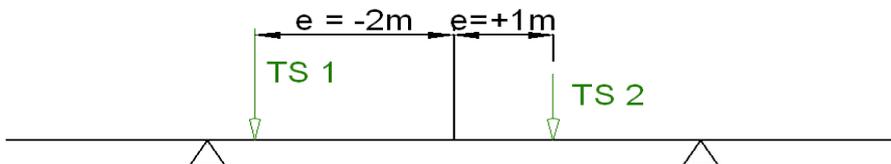
Et la part de la charge défavorable supportée par la poutre 1 est :

$$\begin{cases} R_{UDL1} = \frac{6,3 \times 3}{2} \left(1 - \frac{2(-2)}{5} \right) = 17,01 \text{ kN/ml} \\ R_{UDL2} = \frac{2,5 \times 3}{2} \left(1 - \frac{2(1)}{5} \right) = 2,25 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

D'où $R_{UDL} = 19,26 \text{ kN/ml}$ et la réaction conjuguée $R'_{UDL} = 7,14 \text{ kN/ml}$

➤ Pour la surcharge TS

Figure 15 : Excentricités des surcharges TS



Pour la classe de trafic 2, $TS_1 = 0,9 * 300 = 270 \text{ kN}$ et $TS_2 = 0,8 * 200 = 160 \text{ kN}$. La surcharge TS_1 présente une excentricité $e = -2\text{m}$ et pour la surcharge TS_2 cette excentricité est égale à $e = 1 \text{ m}$.

D'où la charge appliquée à la poutre 1 par les surcharges TS:

$$\begin{cases} R_{TS1} = \frac{270}{2} \left(1 - \frac{2(-2)}{5} \right) = 243 \text{ kN} \\ R_{TS2} = \frac{160}{2} \left(1 - \frac{2(1)}{5} \right) = 48 \text{ kN} \end{cases}$$

D'où $R_{TS} = 291 \text{ kN}$ et la réaction conjuguée $R'_{TS} = 139 \text{ kN}$.

- Pour deux trottoirs chargés

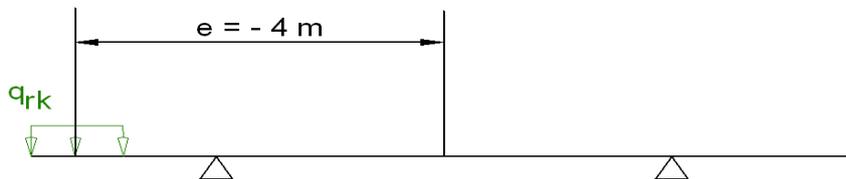
La surcharge de trottoir est égale à $q_{rk} = 5 \text{ kN/m}^2$. Pour deux trottoirs chargés, la résultante est égale à :

$$P = 2 \cdot 5 \cdot 1 = 10 \text{ kN/ml}$$

Par raison de symétrie, la somme des excentricités est nulle, d'où $R1 = P/2 = 5 \text{ kN/ml}$.

- Pour un trottoir chargé

Figure 16 : Excentricité pour un trottoir chargé



La surcharge de trottoir reste la même, mais la résultante P est égale à 5 kN/ml . Et l'excentricité $e = -4 \text{ m}$.

D'où, $R_{TROT} = 6,5 \text{ kN/ml}$ et la réaction conjuguée $R'_{TROT} = -1,5 \text{ kN/ml}$

- L'aire résiduelle AR n'est pas chargée du fait que son chargement est favorable pour la poutre principale.

2. Détermination des sollicitations :

2.1. Les lignes d'influence :

La poutre est assimilée à une poutre continue de section variable. Les côtes des lignes d'influence sont déterminées par Excel, de même que les surfaces d'influence.

En utilisant la méthode des foyers, les fonctions d'influence des moments aux appuis A_{i-1} et A_i pour la travée $A_{i-1}A_i$ où se déplace la charge $P = 1$ d'abscisse α sont :

$$M_{i-1} = \frac{1}{b_i} \frac{\frac{\omega'_i}{\varphi'_i} + \omega''_i}{\frac{1}{\varphi_i \varphi'_i} - 1}; \quad M_i = \frac{1}{b_i} \frac{\omega'_i + \frac{\omega''_i}{\varphi_i}}{\frac{1}{\varphi_i \varphi'_i} - 1}$$

Avec :

φ_i : les rapports focaux de gauche ;

φ'_i : les rapports focaux de droite ;

ω'_i et ω''_i : Fonctions d'influence des angles de rotation aux extrémités de la travée indépendante i.

a_i, b_i et c_i : Les coefficients mécaniques de la poutre i.

Les formules permettant de déterminer ces différents paramètres sont les suivantes :

$$a_i = \int_0^{L_i} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right)^2 \frac{dx}{EI}; \quad b_i = \int_0^{L_i} \frac{x}{L_i} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) \frac{dx}{EI}; \quad c_i = \int_0^{L_i} \frac{x^2}{L_i^2} \frac{dx}{EI}$$

Par récurrence :

$$\varphi_{i+1} = \frac{b_{i+1}}{c_i + a_{i+1} - b_i \varphi_i}; \quad \varphi'_i = \frac{b_i}{c_i + a_{i+1} - b_{i+1} \varphi'_{i+1}}$$

$$\omega'(\alpha) = - \int_0^L M_{iso}(x) \left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{dx}{EI}; \quad \omega''(\alpha) = \int_0^L M_{iso}(x) \frac{x}{L} \frac{dx}{EI};$$

Avec $M_{iso}(x)$ étant la ligne d'influence du moment isostatique de la poutre.

Après intégration, les coefficients mécaniques de chaque poutre sont les suivantes :

$$a_i = \frac{L_i}{3E} \sum_{k=0} I_{k+1} \left[\left(1 - \frac{\alpha_{k+1}}{L_i}\right)^3 - \left(1 - \frac{\alpha_k}{L_i}\right)^3 \right]$$

$$b_i = \frac{1}{EL_i} \sum_k \frac{1}{I_{k+1}} \left[\alpha_{k+1}^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha_{k+1}}{3L_i}\right) - \alpha_k^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha_k}{3L_i}\right) \right]$$

$$c_i = \frac{1}{3EL_i^2} \sum_k \frac{1}{I_{k+1}} [\alpha_{k+1}^3 - \alpha_k^3]$$

Les fonctions d'influence des angles de rotation sont les suivantes :

$$w'_i = - \frac{L_i}{6E} \sum_k \frac{1}{I_{k+1}} \left[\left(\alpha_{k+1} \left(1 - \frac{\alpha_{k+1}}{L_i}\right) \left(2 - \frac{\alpha_{k+1}}{L_i}\right) \right) - \left(\alpha_k \left(1 - \frac{\alpha_k}{L_i}\right) \left(2 - \frac{\alpha_k}{L_i}\right) \right) \right]$$

$$w''_i = \frac{L_i}{6E} \sum_k \frac{1}{I_{k+1}} \left[\left(1 - \frac{\alpha_{k+1}^2}{L_i^2}\right) - \left(1 - \frac{\alpha_k^2}{L_i^2}\right) \right]$$

Les moments en travée seront déterminés par la formule suivante :

$$M(x, \alpha) = M_{iso}(x, \alpha) + M_{i-1}(\alpha) \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_i(\alpha) \frac{x}{L_i}$$

$$M_{iso}(x, \alpha) = \begin{cases} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) \alpha & \text{pour } \alpha < x \\ \left(1 - \frac{\alpha}{L_i}\right) x & \text{pour } \alpha > x \end{cases}$$

Et l'effort tranchant vaut :

$$V_i(x, \alpha) = V_{iso}(x, \alpha) + \frac{M_i(\alpha) - M_{i-1}(\alpha)}{L_i}$$

$$V_{iso}(x, \alpha) = \frac{dM_{iso}(x, \alpha)}{dx}$$

Etant donné que les poutres principales sont les mêmes pour chaque travée, après calcul les coefficients mécaniques suivants sont obtenus :

Tableau 33: Les coefficients mécaniques de la poutre principale

	Segment 1	Segment 2	Segment 3	Segment 4	Segment 3	Segment 2	Segment 1
I (m ⁴)	0,625	0,431	0,275	0,227	0,275	0,431	0,625
x(m)	8	16	24	56	64	72	80
E(MPa)	210000						
a _i	7,152.10 ⁻⁴	5,433. 10 ⁻⁴	6,201. 10 ⁻⁴	1,15. 10 ⁻³	6,97.10 ⁻⁵	1,75.10 ⁻⁵	0,26.10 ⁻⁵
$a = \sum a_i$	3,1154.10 ⁻³						
b _i	3,69.10 ⁻⁵	9,51.10 ⁻⁵	2,055.10 ⁻⁴	1,031.10 ⁻³	2,055.10 ⁻⁴	9,51.10 ⁻⁵	3,69.10 ⁻⁵
$b = \sum b_i$	1,7059.10 ⁻³						
c _i	0,26.10 ⁻⁵	1,75.10 ⁻⁵	6,97.10 ⁻⁵	1,15. 10 ⁻³	6,201. 10 ⁻⁴	5,433. 10 ⁻⁴	7,152.10 ⁻⁴
$c = \sum c_i$	3,1154.10 ⁻³						

Et les rapports focaux sont les suivants :

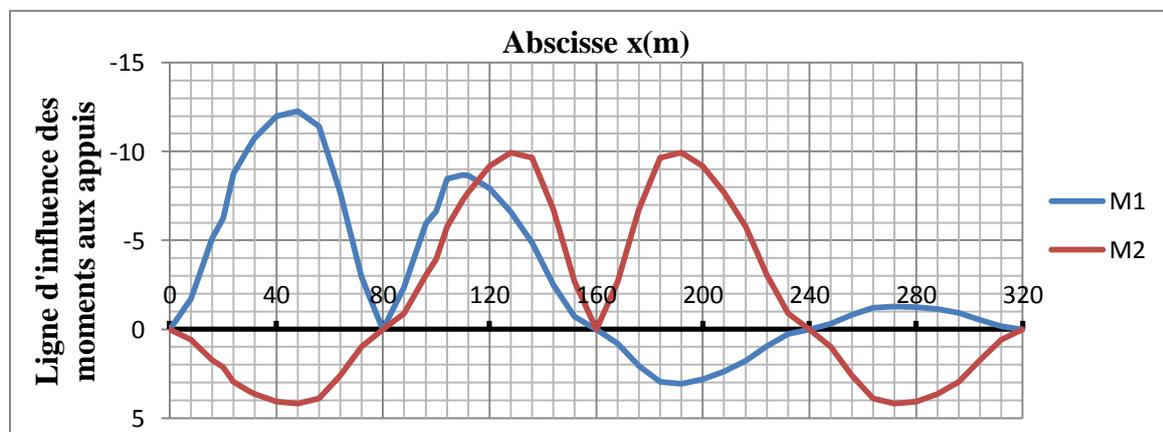
Tableau 34: Les rapports focaux de gauche et de droite

Travée	Longueur de la travée (m)	φ_i	φ'_k
1	80	0,000	0,298
2	80	0,274	0,296
3	80	0,296	0,274
4	80	0,298	0,000

Des exemples de lignes d'influence sont donnés ci-dessous :

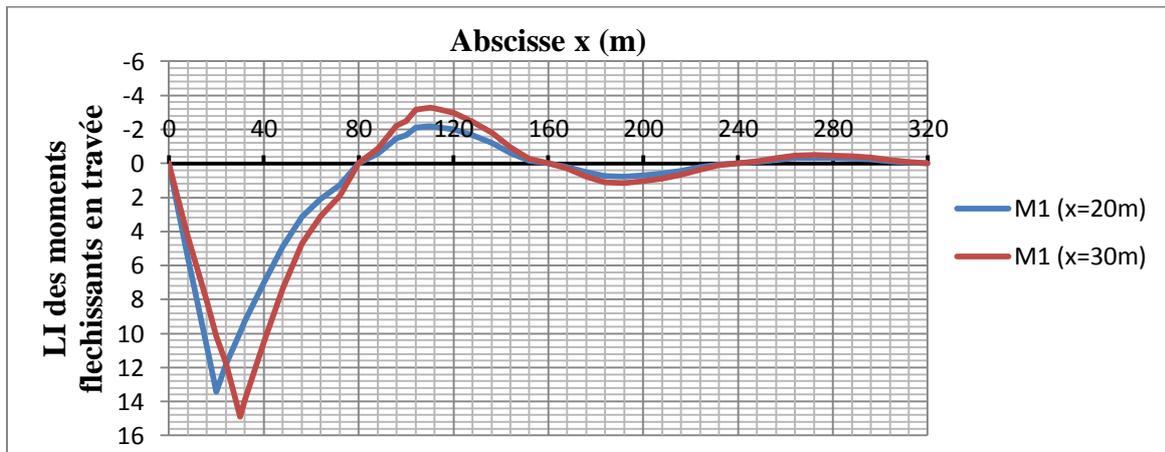
2.1.1. Ligne d'influence du moment à l'appui

Graph 1 : Lignes d'influence des moments aux appuis



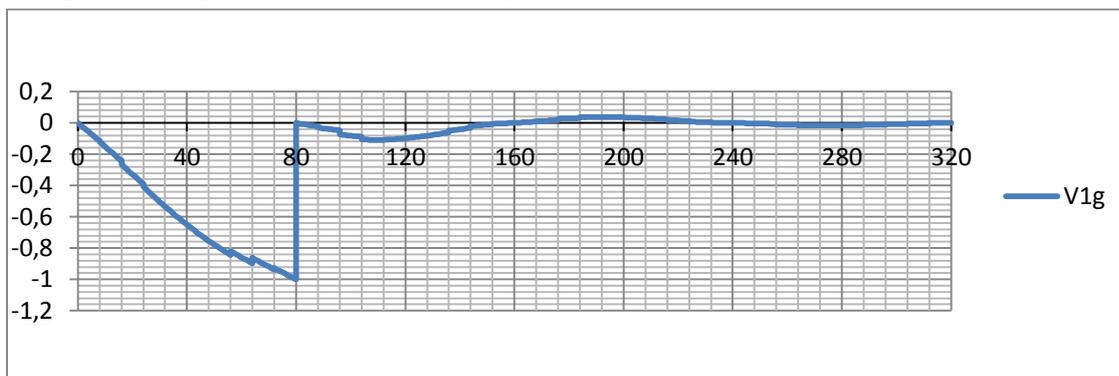
2.1.2. Ligne d'influence du moment en travée

Graphe 2 : Ligne d'influence des moments en travée

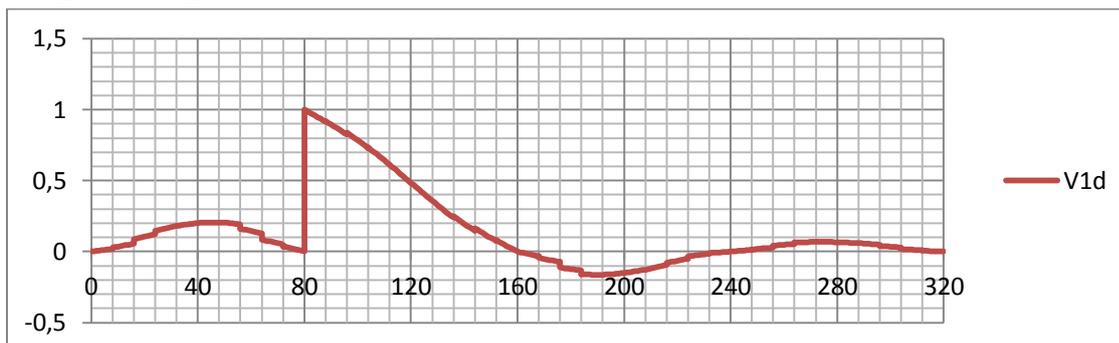


2.1.3. Ligne d'influence d'effort tranchant à l'appui

Graphe 3 : Ligne d'influence de V1 gauche

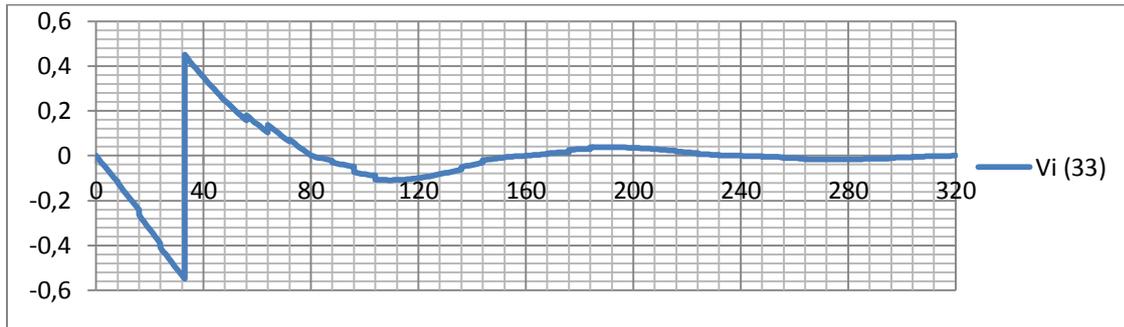


Graphe 4: Ligne d'influence de V1 droite



2.1.4. Ligne d'influence d'un effort tranchant en travée

Graphe 5: Exemple de ligne d'influence d'un effort tranchant pour une section en travée



2.2. Les courbes enveloppes des sollicitations

2.2.1. Les cas de charges

Les lignes d'influence sont chargées successivement de manière à obtenir les valeurs maximales et minimales des sollicitations en une section d'abscisse x pour les cas de charges suivants :

Cas1 : ELU :

$$1,35G_{k,sup} + (1,00 \text{ ou } 0) S + 1,35 (UDL_k + TS_k + q_{fk})$$

Cas2 : ELS :

$$G_{k,sup} + (1,00 \text{ ou } 0) S + (UDL_k + TS_k + q_{fk})$$

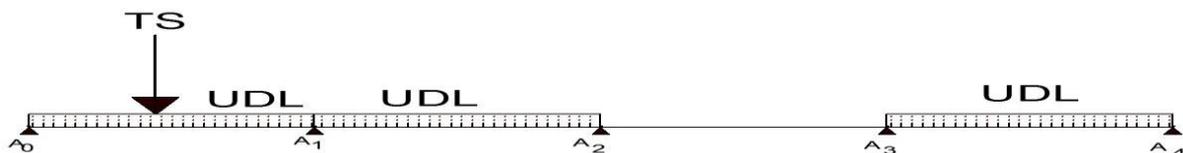
2.2.2. Exemple de disposition des surcharges défavorables

➤ Pour une section sur appui

Pour le présent exemple, l'appui considéré est l'appui A₁ (pile P1). La ligne d'influence à considérer est la ligne d'influence de M₁.

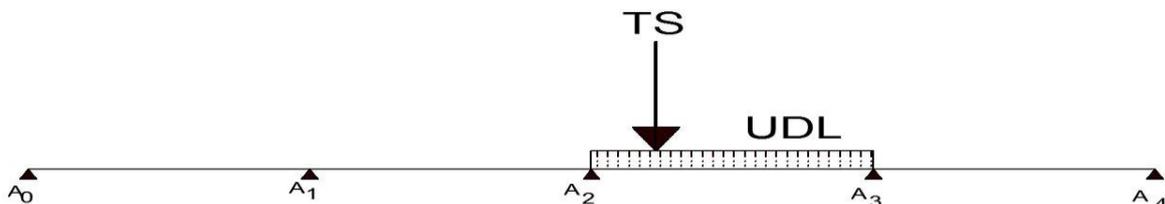
Pour l'obtention M_{1min} (moment négatif), le chargement de la poutre principale est la suivante :

Figure 17 : Chargement de LI pour un Moment négatif minimal



Et pour la détermination de M_{1max} (moment négatif), le chargement de la poutre principale est la suivante :

Figure 18 : Chargement de LI pour un Moment négatif maximal

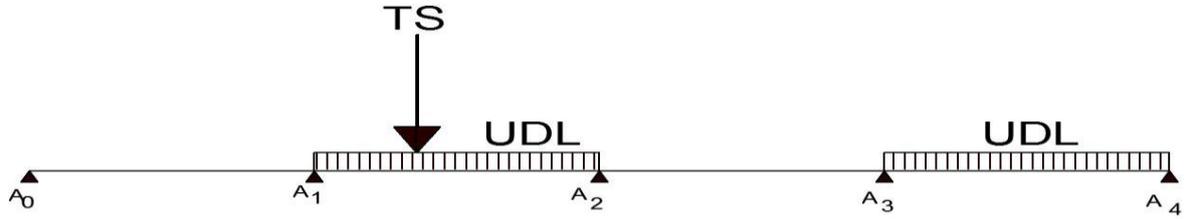


➤ Pour une section en travée

Dans cet exemple, la section étudiée se situe à 20 m de l'appui A_0 (culée C0). La ligne d'influence utilisée pour la détermination des moments est $M1(x=20m)$

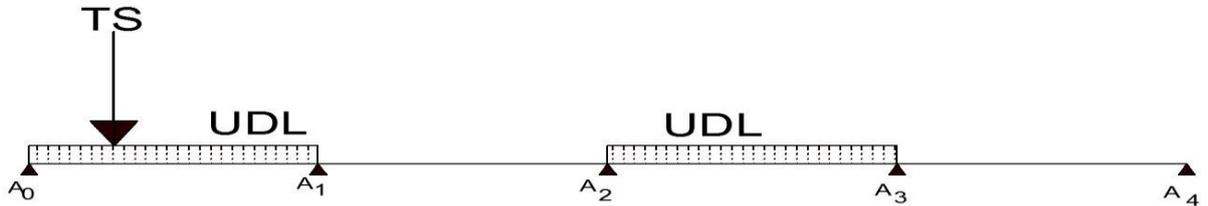
Pour l'obtention du moment minimal, le chargement est le suivant :

Figure 19 : Chargement de LI pour un Moment positif minimal



Pour l'obtention du moment maximal, le chargement est le suivant :

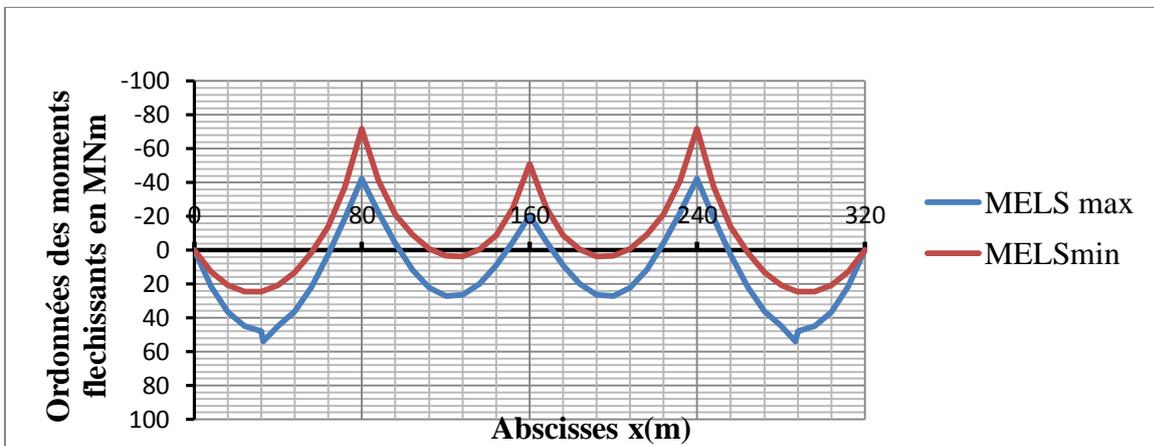
Figure 20 : Chargement de LI pour un Moment positif maximal



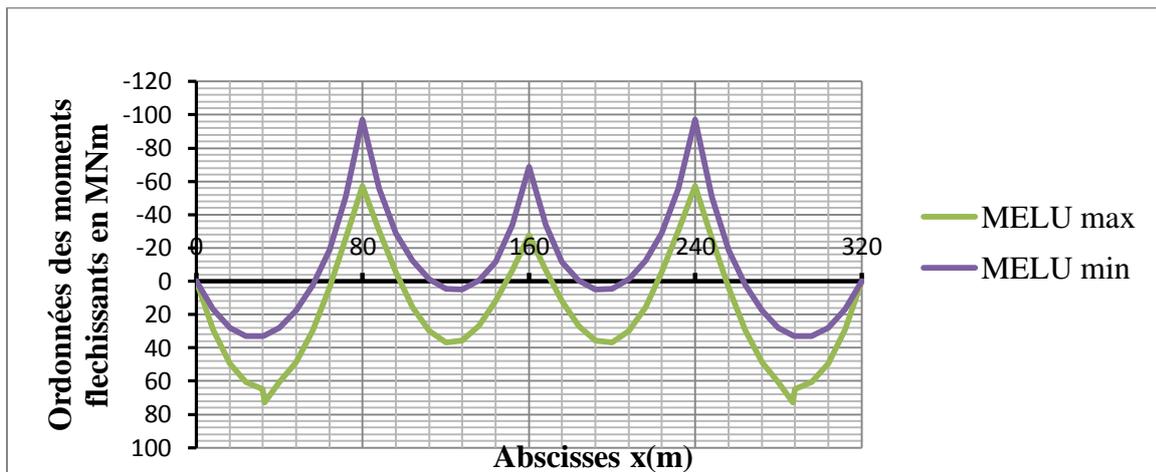
La surcharge TS est placée à 20 m d' A_0 .

2.2.3. Courbe enveloppe des moments fléchissant

Grappe 6: Courbe enveloppe des moments fléchissant aux ELS

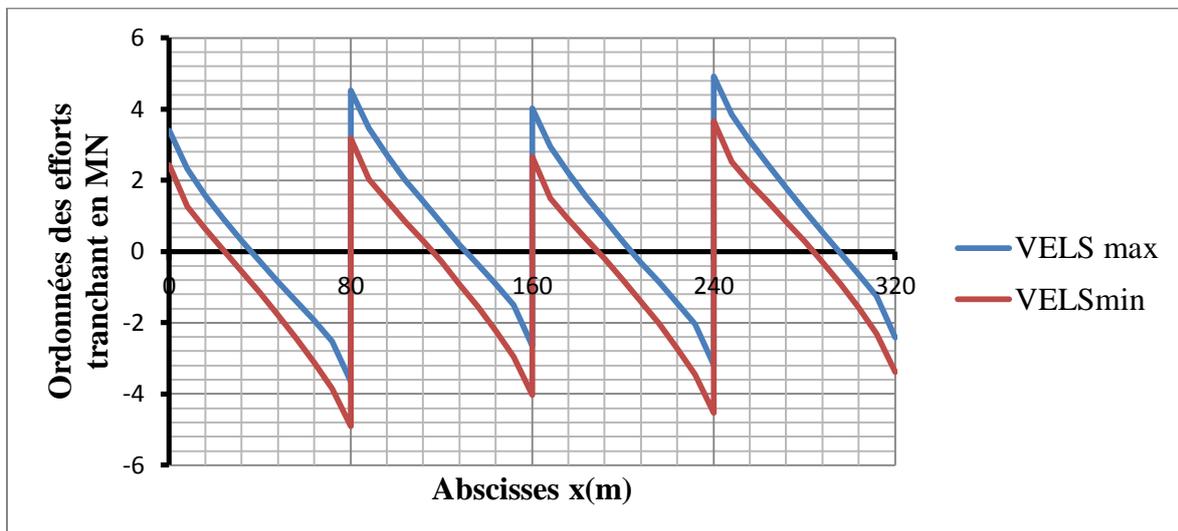


Graphe 7 : Courbe enveloppe des moments fléchissant aux ELU

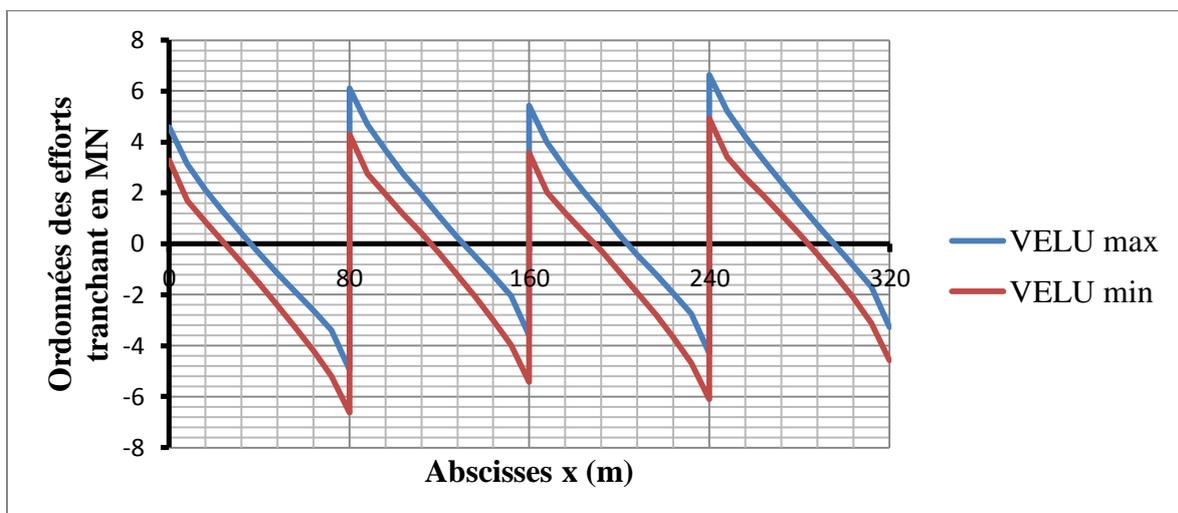


2.2.4. Courbe enveloppe des efforts tranchant

Graphe 8: Courbe enveloppe des efforts tranchant aux ELS



Graphe 9: Courbe enveloppe des efforts tranchant aux ELU



2.3. Les sections à étudier pour la justification de la poutre principale

a.) Les sections à étudier pour la justification de la poutre principale sont :

- la section ($\Sigma 1$) située à l'appui P1 ;
- la section ($\Sigma 2$) située à 33 m de la culée C0 dans la travée C0-P1.

Ces sections sont choisies en raison de sollicitations qu'elles subissent, en effet :

- la section ($\Sigma 1$) est la section d'appui la plus sollicitée par le moment fléchissant et l'effort tranchant ;
- et la section ($\Sigma 2$) est la section en travée qui présente le moment fléchissant maximal

b.) Les valeurs de sollicitations au droit des sections ($\Sigma 1$) et ($\Sigma 2$)

- pour la section ($\Sigma 1$) au droit de la pile P1 :

Le tableau suivant récapitule les moments fléchissant en fonction des phasages de construction :

Tableau 35: Les sollicitations de calcul pour la section ($\Sigma 1$) au droit de la pile P1

		Moments fléchissant (MN.m)	Effort tranchant (MN)
Sous charges permanentes	Bétonnage	-32,175	2,001
	Superstructures	-13,929	0,810
Surcharges	UDL + TS	-20,168	1,397
	trottoir	-5,531	0,322

Sous combinaisons, les valeurs des sollicitations sont :

ELS : $M_{ser} = -71,802$ MNm et $V_{ser} = 4,529$ MN ;

ELU : $M_{Ed} = -96,932$ MNm et $V_{Ed} = 6,115$ MN.

- Pour la section ($\Sigma 2$) en travée

Tableau 36: les sollicitations de calcul pour la section ($\Sigma 2$) en travée

		Moments fléchissant (MN.m)	Effort tranchant (MN)
Sous charges permanentes	Bétonnage	20,079	- 0,116
	Superstructures	8,686	- 0,044
Surcharges	UDL + TS	19,219	- 0,506
	trottoir	4,037	- 0,087

Pour cette section, à ces sollicitations s'ajoute le moment de retrait du béton qui ne lui est pas favorable. Ce moment est obtenu par la formule suivante :

$$M_R = \varepsilon_r * \frac{E_A}{n_v} * A_b * Z_b$$

ε_r : Coefficient de retrait du béton égal à $2,1 \cdot 10^{-4}$;

$n_L = 14,97$: coefficient d'équivalence acier-béton ;

A_b : aire du béton ;

Z_b : Excentricité de l'effort normal de retrait par rapport à l'axe d'inertie de la section mixte, $Z_b = 99,84$ cm

$$M_R = 2,1 * 10^{-4} * \frac{210000}{14,97} * 4,5 * 0,25 * 0,9984 = 3,31 \text{ MNm.}$$

Sous combinaisons, les valeurs des sollicitations sont :

ELS : $M_{ser} = 55,333$ MNm et $V_{ser} = -0,753$ MN ;

ELU : $M_{Ed} = 73,531$ MNm et $V_{Ed} = -1,016$ MN.

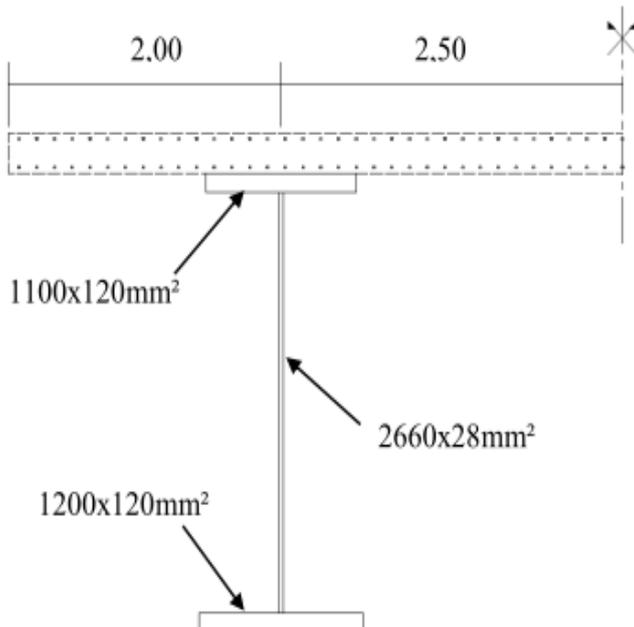
3. Justification de la section sur appui P1 aux ELU

Au niveau de l'appui P1, le moment fléchissant est négatif donc la dalle de béton est tendue. Ainsi la dalle ne participe pas à la résistance de la section. De ce fait, la section mixte est composée uniquement par la poutre métallique et les armatures transversales de la dalle.

3.1. Les données de base

Les sollicitations dans cette section valent : $M_{Ed} = 96,932$ MNm et $V_{Ed} = 6,115$ MN.

Figure 21 : Géométrie de la section



3.2. Calcul des contraintes

Les contraintes dans la section mixte sont déterminées par les formules suivantes :

La contrainte de traction dans l'armature :

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}(h_{aG} + h_s - z)}{I_h}$$

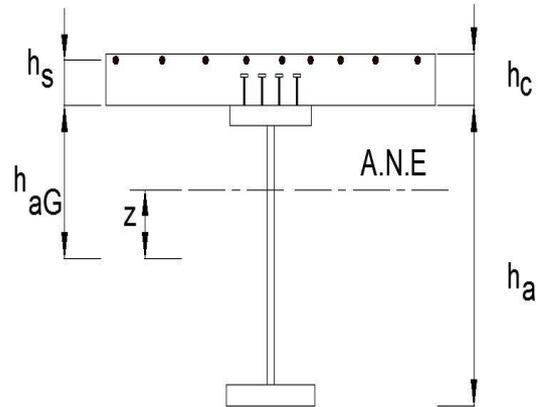
La contrainte dans la semelle supérieure :

$$\sigma_a^{sup} = \frac{M_{Ed}(h_{aG} - z)}{I_h}$$

La contrainte de compression dans la semelle inférieure du profilé :

$$\sigma_a^{inf} = \frac{M_{Ed}(h_a - h_{aG} + z)}{I_h}$$

Figure 22 : schéma définissant les différents paramètres



Avec :

I_h : Le moment d'inertie homogénéisé de la section mixte

$$I_h = I_a + A_a z^2 + A_s (h_{aG} + h_a - z)^2$$

z : distance entre le centre de gravité de la section mixte et le centre de gravité de la section du profilé

$$z(A_a + A_s) = (h_{aG} + h_s)A_s$$

h_{aG} : Distance séparant la face supérieure de la semelle supérieure au centre de gravité du profilé.

$A_s = 126,41 \text{ cm}^2$: aires totales des armatures participantes (armatures de répartition de la dalle) ;

A_a : Aire du profilé ;

h_s : La cote de la nappe d'armature par rapport à la face supérieure de la semelle du profilé ;

h_a : Hauteur du profilé égale à 2,9 m ;

I_a : Moment d'inertie du profilé par rapport à son axe d'inertie.

Le centre de gravité du profilé est donné par le tableau suivant :

Tableau 37: Position du centre de gravité de la section ($\Sigma 1$)

	épaisseur (m)	largeur (m)	d (m)	section S (m ²)	S.d (m ³)
semelle supérieure	0,12	1,1	0,06	0,132	0,00792
âme	0,028	2,66	1,45	0,07448	0,107996
semelle inférieure	0,12	1,2	2,84	0,144	0,40896
Total				0,35048	0,524876

$$h_{aG} = \frac{0,524876}{0,35048} = 1,498 \text{ m}$$

$$z = \frac{(1,498 + 0,125) * 28,09 * 10^{-4}}{0,35048 + 28,09 * 10^{-4}} = 0,0129 \text{ m}$$

Le moment d'inertie de la poutre $I_a = 0,5786 \text{ m}^4$.

Le moment d'inertie homogénéisé de la section mixte est donc $I_h = 0,5859 \text{ m}^4$.

D'où les contraintes :

- Pour l'armature supérieure, $h_s = 0,215 \text{ m}$

$$\sigma_a = \frac{-96,932 (1,498 + 0,215 - 0,0129)}{0,5859} = -281,2 \text{ MPa}$$

- Pour l'armature inférieure, $h_s = 0,035 \text{ m}$ (enrobage)

$$\sigma_a^{inf} = \frac{-96,932 (1,498 + 0,035 - 0,0129)}{0,5859} = -251,4 \text{ MPa}$$

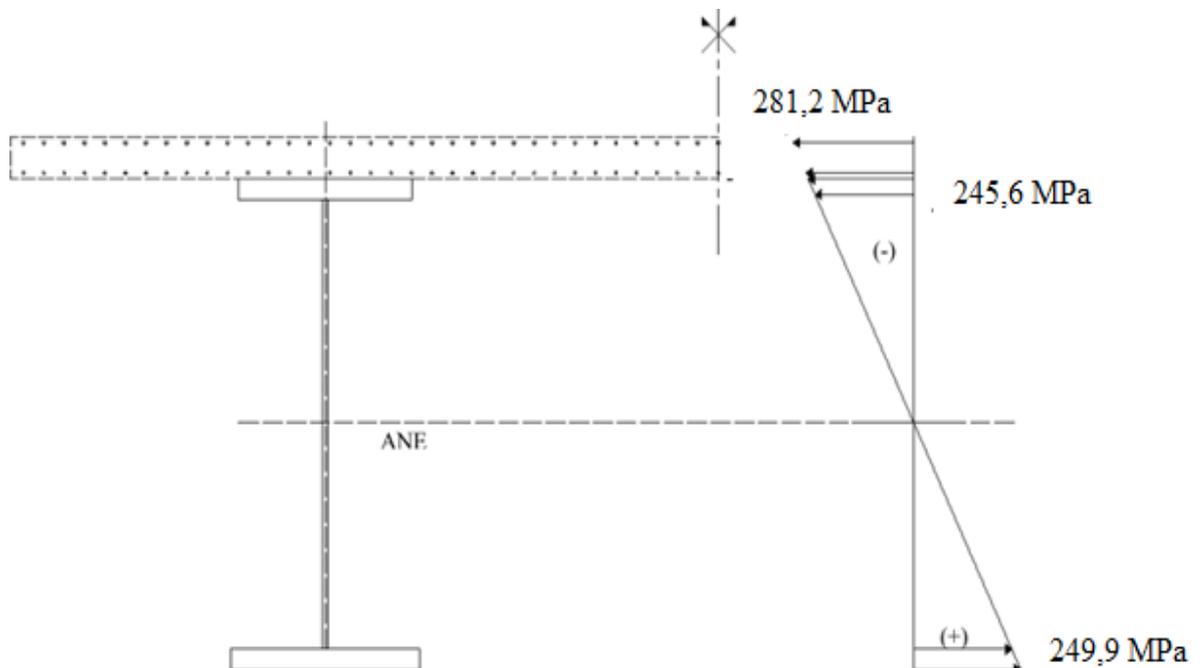
- Pour la semelle inférieure :

$$\sigma_s^{inf} = \frac{96,932 (2,9 - 1,498 + 0,0129)}{0,5859} = 249,9 \text{ MPa}$$

- Pour la semelle supérieure :

$$\sigma_s^{sup} = \frac{96,932 (1,498 - 0,0129)}{0,5859} = -245,6 \text{ MPa}$$

Figure 23 : Contraintes dans la section mixte P1



3.3. Détermination de la classe de la section mixte

a.) Semelle supérieure

La semelle supérieure est tendue, donc elle est de classe 1.

b.) Semelle inférieure

Pour la semelle inférieure $\varepsilon = 0,893$

$$\frac{b_{fi} - t_w}{2t_{fi}} = \frac{1200 - 28}{2 * 120} = 4,925 = 5,51 \varepsilon \leq 9\varepsilon$$

La semelle inférieure est donc de classe 1.

c.) L'âme

L'âme est tendue en partie haute et comprimée en partie basse, il est nécessaire de déterminer la position de l'axe neutre plastique (ANP) :

- Résistance plastique des armatures (le béton tendu est négligé)

$$F_{ap} = A_s \cdot f_{yk} / \gamma_s = 126,41 \cdot 10^{-4} \cdot 500 / 1,15 = 5,50 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la semelle supérieure

$$F_{fs} = A_{fs} \cdot f_{yf} / \gamma_{M0} = 1100 \cdot 120 \cdot 10^{-6} \cdot 295 / 1,00 = 38,94 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de l'âme

$$F_w = h_w \cdot t_w \cdot f_{yw} / \gamma_{M0} = 2660 \cdot 28 \cdot 10^{-6} \cdot 345 / 1,00 = 25,70 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la semelle inférieure de la charpente

$$F_{fi} = A_{fi} \cdot f_{yf} / \gamma_{M0} = 1200 \cdot 120 \cdot 10^{-6} \cdot 295 / 1,00 = 42,48 \text{ MN}$$

Comme $F_{ap} + F_{fs} \leq F_w + F_{fi}$ et $F_{ap} + F_{fs} + F_w \geq F_{fi}$, alors l'axe neutre plastique (ANP) est dans l'âme à une certaine distance x de la semelle supérieure :

$$x = \frac{F_w + F_{fi} - (F_{ap} + F_{fs})}{2f_w t_w} = \frac{25,70 + 42,48 - (38,94 + 5,50)}{2 * 345 * 0,028} = 1,245 \text{ m}$$

Donc plus de la moitié de l'âme est comprimée : $\alpha = \frac{h_w - x}{h_w} = 0,55$

Comme $\alpha > 0,5$ alors l'élanement limite entre la classe 2 et la classe 3 est donné par :

$$\frac{h_w}{t_w} = 95 \gg \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1} = 68,4$$

Donc l'âme est au moins de classe 3, on raisonne maintenant sur le diagramme élastique des contraintes ELU: $\psi = -245,6 / 249,9 = -0,98 > -1$

D'où l'élanement limite entre la classe 3 et la classe 4:

$$\frac{h_w}{t_w} = 95 \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi} = 98,2$$

Ainsi l'âme est de classe 3.

d.) Conclusion

La section est de classe 3 et est justifiée par une analyse élastique.

3.4. Justification en flexion

$$|\sigma_s^{sup}| = 245,6 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 295 \text{ MPa};$$

$$\sigma_s^{inf} = 249,9 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 295 \text{ MPa};$$

$$|\sigma_{arma,max}| = 281,2 \text{ MPa} \leq \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}.$$

La section est justifiée en flexion.

3.5. Justification à l'effort tranchant

L'âme doit être vérifiée vis-à-vis du voilement sous cisaillement si :

$$\frac{h_w}{t_w} > \frac{31\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau}$$

$$k_\tau = 5,34 + 4 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 = 5,782$$

$$\frac{h_w}{t_w} = 95 > \frac{31\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau} = \frac{31 * 0,81}{1,2} \sqrt{5,782} = 50,31$$

⇒ L'âme doit être vérifiée au cisaillement.

La résistance maximale à l'effort tranchant est :

$$V_{b,Rd} = \min \left\{ V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} ; \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \right\}$$

$$\frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = 1,2 \frac{345 * 2,66 * 0,028}{1,1 * \sqrt{3}} = 16,18 \text{ MN}$$

➤ La résistance maximale à l'effort tranchant contribué par l'âme $V_{bw,Rd}$:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$$

$$\sigma_E = 190000 \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 = 190000 \left(\frac{0,028}{2,66} \right)^2 = 21,05 \text{ MPa};$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E = 5,782 * 21,05 = 121,71 \text{ MPa};$$

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} = 1,28 > 1,08;$$

$$\chi_w = \frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w} = 0,692;$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{0,692 * 345 * 2660 * 28 * 10^{-6}}{\sqrt{3} * 1,1} = 9,3 \text{ MN.}$$

➤ La résistance à l'effort tranchant contribué par les semelles $V_{bf,Rd}$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_{fi} t_{fi}^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right)$$

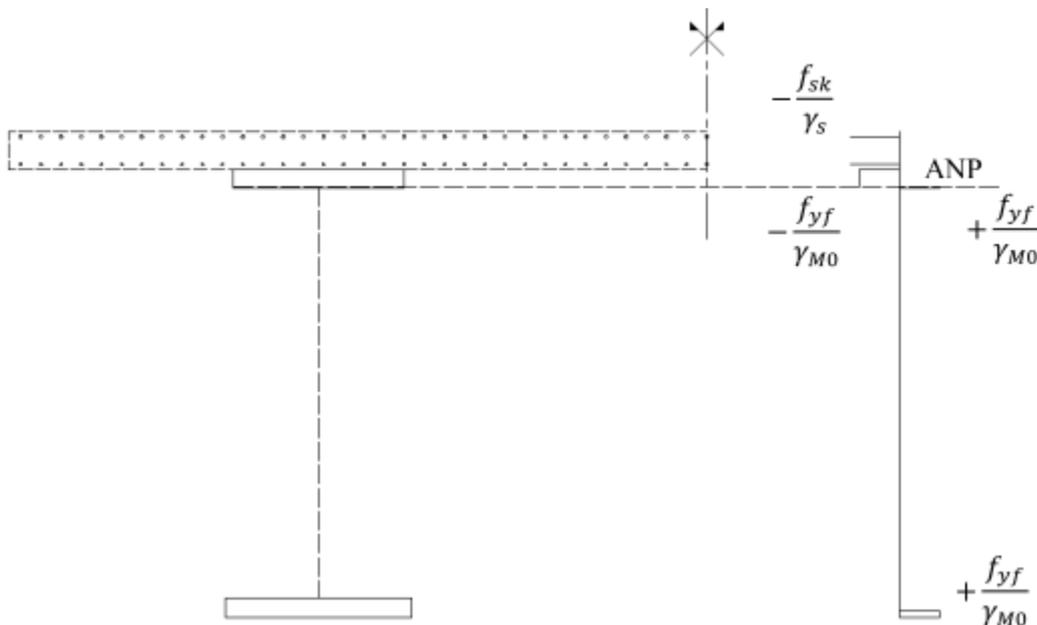
$M_{f,Rd}$: est le moment résistant des semelles seules et se calcule en négligeant l'âme de la poutre métallique.

Comme $F_{ap} + F_{fs} = 45,21 \text{ MN} > F_{fi} = 42,48 \text{ MN}$, l'ANP se situe dans la semelle supérieure à la distance x de sa fibre extérieure, d'où la relation suivante :

$$F_{ap} + b_{fs} x \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = b_{fs} (t_{fs} - x) \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} + F_{fi}$$

Donnant une valeur de $x = 117 \text{ mm}$.

Figure 24 : Détermination de $M_{f,Rd}$



Après calcul, $M_{f,Rd} = 116,23 \text{ MNm}$

$$c = 8 \left(0,25 + \frac{1,6 \cdot b_{fi} \cdot f_{yf} \cdot t_{fi}^2}{t_w \cdot f_{yw} \cdot h_w^2} \right)$$

$$c = 8 \left(0,25 + \frac{1,6 \cdot 1,2 \cdot 0,12^2 \cdot 295}{0,028 \cdot 2,66^2 \cdot 345} \right) = 2,95$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{1,2 \cdot 0,12^2 \cdot 295}{2,95 \cdot 1,1} \left(1 - \left(\frac{96,932}{116,23} \right)^2 \right) = 0,578 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = 9,878MN$$

$$\Rightarrow V_{b,Rd} = 9,878MN$$

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} = \frac{6,115}{9,878} = 0,623 \leq 1,00$$

La section est vérifiée sous effort tranchant et le voilement par cisaillement n'est pas à craindre.

3.6. Justification à l'interaction moment-effort tranchant

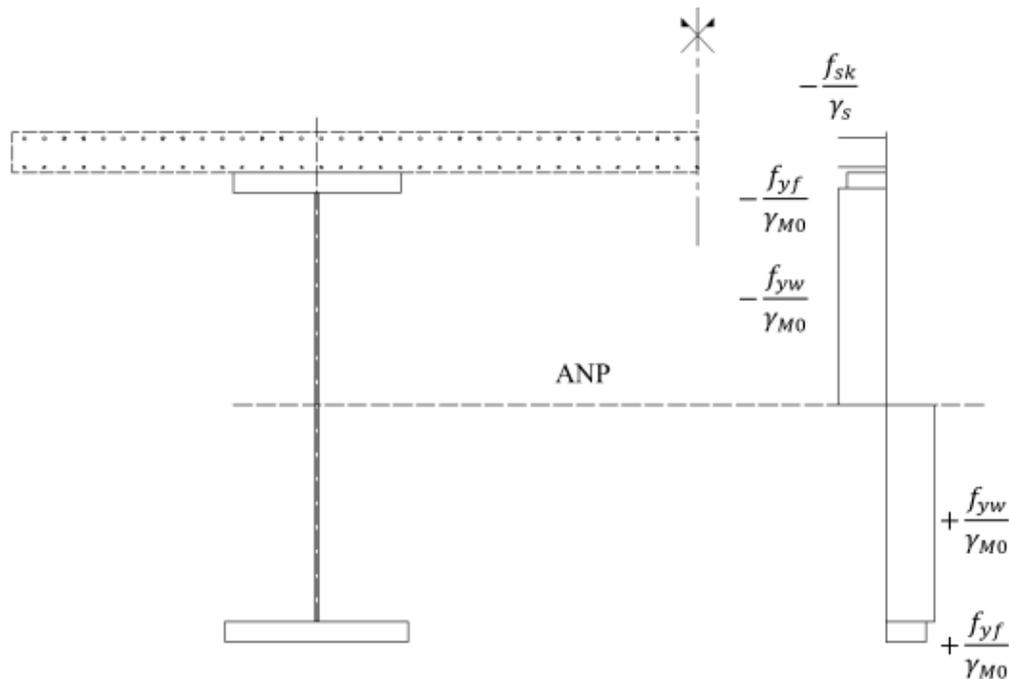
$V_{Ed} = 6,115 MN > 0,5 V_{b,Rd} = 4,939 MN$, donc il y a lieu de vérifier l'interaction moment-effort tranchant.

Pour ce faire, il faut vérifier la condition suivante :

$$\bar{\eta}_1 + \left[1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right] [2\bar{\eta}_3 - 1]^2 \leq 1,00$$

$M_{pl,Rd}$ est déterminé par le schéma suivant :

Figure 25 : Détermination de $M_{pl,Rd}$ pour la section P1



$$M_{pl,Rd} = 141,21 MNm$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = \frac{6,115}{9,3} = 0,66$$

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{96,932}{141,21} = 0,74$$

Ainsi on a :

$$\bar{\eta}_1 + \left[1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right] [2\bar{\eta}_3 - 1]^2 = 0,758 \leq 1$$

⇒ La section est vérifiée sous interaction moment – effort tranchant.

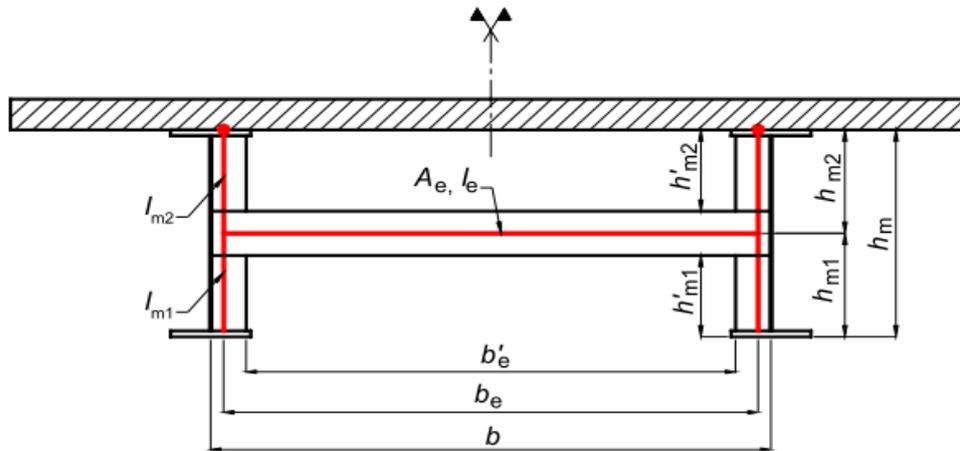
3.7. Justification de la section sur appui P1 au déversement

3.7.1. Calcul de la rigidité des cadres d'entretoisement [6]:

La transmission de moment des montants verticaux du cadre à la dalle en béton est supposée inexistante, la flexibilité de la dalle est négligée.

a.) Données de calcul

Figure 26 : Modélisation de calcul du portique



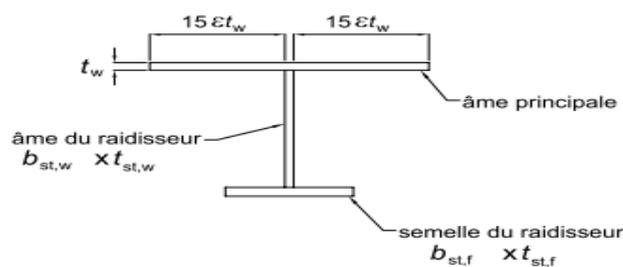
$$b'_e = 4140 \text{ mm} ; b_e = 4955 \text{ mm} ; b = 5000 \text{ mm};$$

$$h_m = 2900 \text{ mm} ; h_{m1} = h_{m2} = 1450 \text{ mm}; h'_{m1} = h'_{m2} = 1150 \text{ mm}.$$

Entretoises : IPE 600

$$A_e = 156 \text{ cm}^2 ; I_e = 92083,5 \text{ cm}^4 ; E = 210000 \text{ MPa} \text{ et l'aire de cisaillement } \Sigma e = 87,9 \text{ cm}^2.$$

Figure 27 : Section d'âme participante



La demi largeur participante est égale à $15 \cdot t_w \cdot \epsilon$:

$$15 \cdot t_w \cdot \epsilon = 15 \cdot 28 \cdot 0,825 \sim 347 \text{ mm}$$

D'où la section d'âme participante :

$$2 \cdot 347 + 20 = 714 \text{ mm}$$

b.) Caractéristique de la section d'âme participante

$$\begin{aligned} \text{Moment Statique} &= 714 \cdot 28^2 / 2 + 400 \cdot 20 \cdot (400 / 2 + 28) + 400 \cdot 30 \cdot (30 / 2 + 400 + 28) \\ &= 7419888 \text{ mm}^3 ; \end{aligned}$$

$$S_{\text{total}} = 714 \cdot 28 + 400 \cdot 20 + 400 \cdot 30 = 39992 \text{ mm}^2$$

D'où

$$y_G = \frac{7419888}{39992} = 185,53 \text{ mm}$$

Après calcul :

$$I_{m1} = I_{m2} = 115731438,5 \text{ mm}^4$$

La section réduite du montant résistant au cisaillement peut être estimée par la formule suivante :

$$\Sigma m = 1,2 \cdot t_{wm} \cdot h_{wm}$$

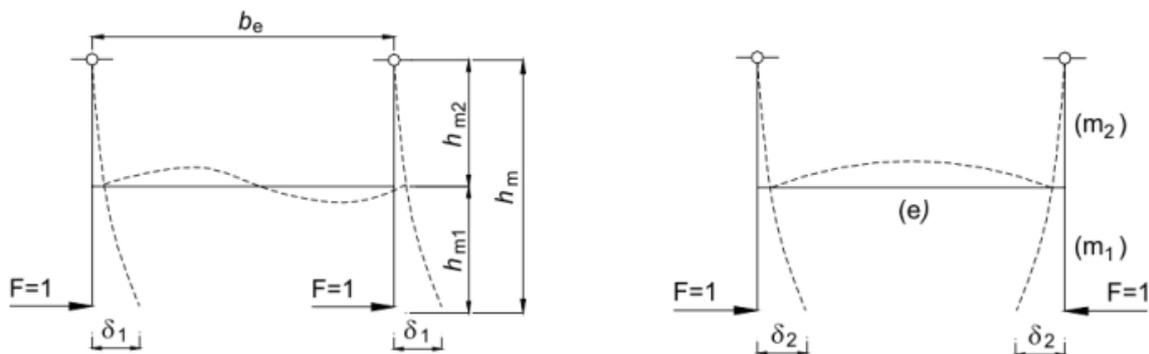
$$t_{wm} = 20 \text{ mm}$$

$$h_{wm} = 400 \text{ mm}$$

$$\Sigma m = 1,2 \cdot 20 \cdot 400 = 9600 \text{ mm}^2$$

c.) Calcul des coefficients de flexibilité

Figure 28 : Cas de chargement pour la détermination du coefficient de flexibilité



Les trois termes suivants sont liés aux sections réduites de l'entretoise Σe et des montants verticaux Σm :

$$A_t = \frac{h'_{m1}}{G\Sigma_m} = \frac{1,150}{81000 \cdot 9600 \cdot 10^{-6}} = 0,0014 \text{ m/MN}$$

$$B_t = \frac{2b'_e}{G\Sigma_e} = \frac{2 \cdot 4,140}{81000 \cdot 87,9 \cdot 10^{-4}} = 0,01163 \text{ m/MN}$$

$$D_t = \frac{h'_{m2}}{G\Sigma_m} = 0,0014 \text{ m/MN}$$

Le coefficient de flexibilité de la partie inférieure du montant :

$$A = \frac{h_{m1}^3}{3EI_{m1}} = \frac{1,150^3}{3 \cdot 210000 \cdot 115731438,5 \cdot 10^{-12}} = 0,0208 \text{ m/MN}$$

Les coefficients de flexibilité de l'entretoise :

$$B_1 = \frac{b'_e h_{m1}^2}{2EI_e} = \frac{4,140 * 1,450^2}{2 * 210000 * 92083.5 * 10^{-8}} = 0,0225 \text{ m/MN};$$

$$B_2 = \frac{b'_e h_{m2}^2}{2EI_e} = \frac{4,140 * 1,450^2}{2 * 210000 * 92083.5 * 10^{-8}} = 0,0225 \text{ m/MN};$$

$$B_3 = \frac{b'_e h_m^2}{2EI_e} = \frac{4,140 * 2.9^2}{2 * 210000 * 92083.5 * 10^{-8}} = 0,0900 \text{ m/MN};$$

Le coefficient d'extensibilité de l'entretoise :

$$C = \frac{b'_e}{2EA_e} = \frac{4,140}{2 * 210000 * 156 * 10^{-4}} = 6,32. 10^{-4} \text{ m/MN}$$

Le coefficient de flexibilité de la partie supérieure (extensibilité de la dalle en béton négligée)

$$D = \frac{h_{m2}^3}{3EI_{m2}} = 0,0208 \text{ m/MN}$$

Les déplacements δ_1 et δ_2 sont donnés par les formules suivantes :

$$\delta_1 = A + A_t + \frac{1}{3} B_3 + \left(\frac{h_m}{b_e}\right)^2 B_t + D + D_t = 0,07838 \text{ m/MN}$$

$$\delta_2 = A + A_t + B_1 + C - \frac{\left(C - \frac{h_{m1}}{h_{m2}} B_2\right)^2}{B_2 + C + D + D_t} = 0,03478 \text{ m/MN}$$

La rigidité C_d du cadre s'obtient par,

$$C_d = \min\left(\frac{1}{\delta_1}; \frac{1}{\delta_2}\right) = \min(12,76; 28,75) \frac{\text{MN}}{\text{m}}.$$

$$C_d = \min(12,76; 28,75) \frac{\text{MN}}{\text{m}}.$$

Donc la raideur du cadre d'entretoisement $C_d=12,76 \text{ MN/m}$

3.7.2. Sollicitations pour le déversement :

Cette section est sollicitée au déversement par un moment $M_{Ed} = 96,632 \text{ MNm}$.

Pour étudier le flambement latéral de la semelle inférieure, le moment fléchissant doit être traduit en effort normal le long de cette semelle inférieure :

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h}$$

Avec h : hauteur séparant le centre de gravité de la semelle mixte au centre de gravité de la semelle inférieure ($h = 2,78 \text{ m}$).

$$N_{Ed} = 34,76 \text{ MN};$$

3.7.3. Vérification au non déversement

L'EN 1993-2 propose deux méthodes de vérification : la méthode simplifiée et la méthode générale. Pour ce mémoire, le déversement de la poutre est vérifié par la méthode simplifiée du fait qu'elle reste la plus sécuritaire des deux.

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

$N_{b,Rd}$ étant l'effort normal critique de flambement

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot A_{eff} \cdot f_{yf}}{\gamma_{M1}}$$

La force critique est :

$$N_{crit} = m N_E = 154,16 \text{ MN};$$

où $N_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$ la force critique d'Euler

$$et m = \frac{2}{\pi^2} \sqrt{\gamma} \text{ avec } \begin{cases} \gamma = \frac{cL^4}{EI} = \frac{1,595 * 80^4}{210000 * 0,01728} = 18001 \\ I = \frac{t_f b_f^3}{12} = \frac{0,12 * 1; 2^3}{12} = 0,01728 \text{ m}^4 \\ c = \frac{C_d}{a} = \frac{12,76}{8} = 1,595 \text{ MPa} \end{cases}$$

D'où numériquement,

$$m = \frac{2}{\pi^2} \sqrt{\gamma} = 27,19;$$

$$N_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = 5,67 \text{ MN};$$

$$N_{crit} = m N_E = 154,16 \text{ MN};$$

L'élanement réduit est calculé comme suit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{crit}}}$$

$$A_{eff} = b_f t_f + \frac{h_{w,c} t_w}{3} \text{ où } h_{w,c} = \frac{h_w}{1 - \psi} = 1,447 \text{ m (hauteur d'âme comprimée);}$$

$$A_{eff} = 0,157505 \text{ m}^2; f_y = 295 \text{ MPa car } t_f = 28 \text{ mm};$$

D'où $\bar{\lambda}_{LT} = 0,549 > 0,2$ il ya risque de flambement simple.

Comme $h/t > 2$, alors la courbe de flambement d est utilisée donc $\alpha_{LT} = 0,76$;

$$\Phi_{LT} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,783 ;$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,87 \leq 1;$$

$$\Rightarrow N_{b,Rd} = \frac{0,87 * 0,157505 * 295}{1,1} = 36,74 \text{ MN}$$

Donc,

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0,94 \leq 1,0$$

⇒ Le déversement n'est pas à craindre.

4. Justification de la section en travée aux ELU

Cette section est sollicitée par un moment positif, le béton est ainsi comprimé sur toute la hauteur de la dalle et elle participe à la résistance de la section mixte. Les sollicitations dans cette section sont : $M_{Ed} = 73,53 \text{ MN.m}$ et $V_{Ed} = 1,016 \text{ MN}$.

4.1. Contraintes

En raison de la participation de la dalle de béton à la résistance de la section mixte, les contraintes sont calculées en fonctions des phasages de construction. Les contraintes dues à M_{Ed} sont les suivantes :

- La contrainte de compression sur la face supérieure de la dalle :

$$\sigma_c = - \frac{M_{Ed} \cdot z}{n \cdot I_h}$$

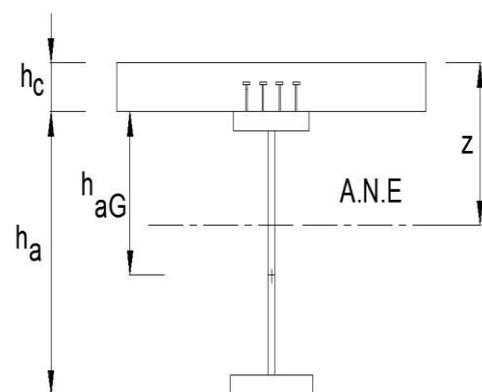
- La contrainte de compression dans la semelle supérieure :

$$\sigma_a^{sup} = \frac{M_{Ed}(h_c - z)}{I_h}$$

- La contrainte de traction dans la semelle inférieure du profilé :

$$\sigma_a^{inf} = \frac{M_{Ed}(h_a + h_c - z)}{I_h}$$

Figure 29 : Schéma définissant les paramètres pour la section en travée



Pour ce faire :

Le moment d'inertie de la section mixte homogénéisée I_h par rapport à l'axe neutre est:

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

L'aire de la section mixte homogénéisée A_h

$$A_h = A_a + \frac{b_{eff} \cdot h_c}{n}$$

z_a : Distance entre le centre de gravité de la poutre en acier et la face supérieure de la dalle ;

z : Distance entre l'axe neutre et la face supérieure de la dalle.

$$A_h z = A_a (h_{aG} + h_c)$$

A_a : Aire du profilé ;

h_{aG} : Position du centre de gravité du profilé par rapport à la face supérieure de la semelle supérieure ;

h_c : Hauteur de la dalle en béton armé ;

n : Coefficient d'équivalence

Tableau 38: Les contraintes de compression ou de traction au niveau de la section en travée ($\Sigma 2$) en fonction des phasages de construction

Phasage	Bétonnage	Retrait	Superstructures	Surcharges	
n	15,31	14,97	14,02	6,16	
M_{Ed}	20,02	3,31	8,39	23,26	
I_h	0,35	0,36	0,38	0,44	
z	1,19	1,18	1,11	0,83	Contraintes cumulées
σ_c	-4,40	-0,74	-1,74	-7,20	-14,08
σ_a^{sup}	-53,24	-8,68	-18,94	-31,07	-111,94
σ_a^{inf}	110,80	18,30	45,08	123,30	297,47

On vérifie successivement :

$$\sigma_a^{inf} = 297,47 \text{ MPa} \leq f_{yf} / \gamma_{M0} = 345 \text{ MPa}$$

$$|\sigma_a^{sup}| = 111,94 \text{ MPa} \leq f_{yf} / \gamma_{M0} = 345 \text{ MPa}$$

$$|\sigma_c| = 14,08 \text{ MPa} \leq f_{ck} / \gamma_c = 23,3 \text{ MPa} \text{ (Béton comprimé)}$$

4.2. Détermination de la classe de la section

a. Semelle inférieure

La semelle supérieure est tendue donc elle est de classe 1.

b. Semelle supérieure

La semelle supérieure mixte est connectée donc elle est de classe 1.

c. Ame

La classe de l'âme dépend de la position de son ANP (axe neutre plastique)

- Résistance plastique du béton comprimé

$$F_c = 0,85 \frac{A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{1,125.35}{1,5} = 22,31 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la semelle supérieure du profilé

$$F_{fs} = b_{fs} \cdot t_{fs} \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 1,1 \cdot 0,040 \cdot \frac{345}{1,00} = 15,18 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de l'âme

$$F_w = b_w \cdot t_w \frac{f_{yw}}{\gamma_{M0}} = 2,82 \cdot 0,018 \cdot \frac{345}{1,00} = 17,63 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la semelle inférieure du profilé

$$F_{fi} = b_{fi} \cdot t_{fi} \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 1,2 \cdot 0,040 \cdot \frac{345}{1,00} = 16,56 \text{ MN}$$

Etant donné que $F_c < F_{fs} + F_w + F_{fi}$ et que $F_c + F_{fs} > F_w + F_{fi}$, alors l'ANP se trouve dans la semelle supérieure. La position de l'axe par rapport à la face supérieure de la dalle est :

$$x = \frac{F_{fs} + F_w + F_{fi} - F_c}{2b_{fs}f_{yf}} = 35,6 \text{ mm}$$

Ainsi, l'âme est entièrement tendue et de classe 1.

d. Conclusion

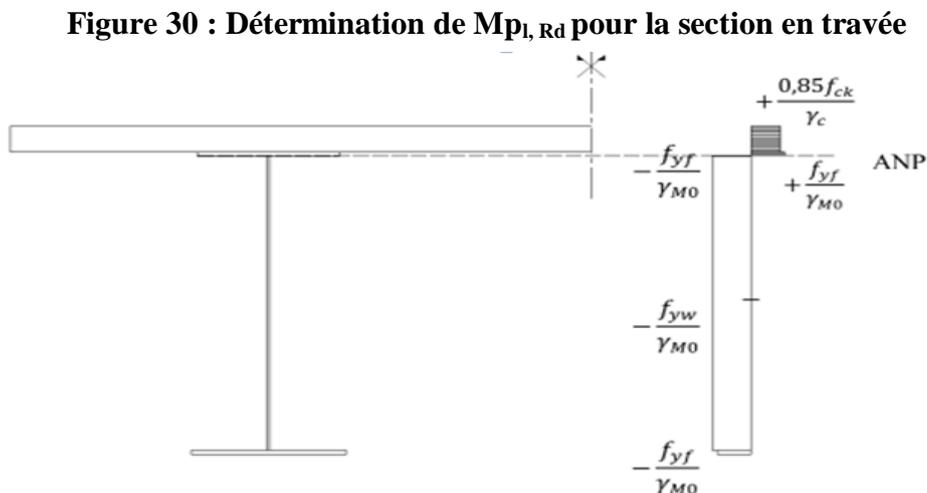
La section mixte en travée est de **classe 1** et est justifiée par **une analyse plastique**.

4.3. Justification en flexion

Il est nécessaire de vérifier que le moment sollicitant la section en travée soit inférieur au moment résistant plastique, c'est-à-dire :

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$$

La position de l'ANP est déjà déterminée ultérieurement, le moment résistant plastique s'obtient par la figure suivante :



Le moment résistant plastique est égal à $M_{pl,Rd} = 75,86 \text{ MNm}$

Le moment fléchissant sollicitant la section en travée est égal à $M_{Ed} = 73,53 \text{ MNm}$, qui est inférieur à $M_{pl,Rd}$.

4.4. Vérification à l'effort tranchant

La vérification à l'effort tranchant est nécessaire, cela permet de vérifier le voilement de la poutre principale.

L'âme de la poutre principale est raidie donc la vérification à l'effort tranchant est nécessaire si la condition suivante est vérifiée:

$$\frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau}$$

L'âme est raidie par des raidisseurs intermédiaires, de plus les entretoises sont espacées de 8m, donc :

$$k_\tau = 5,34 + 4 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 = 5,34 + 4 \left(\frac{2,82}{8} \right)^2 = 5,84$$

$$\frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} = \frac{31}{\eta} \cdot 0,81 \cdot \sqrt{5,84} = 50,57$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{2820}{18} = 156,67$$

De ce fait, la vérification à l'effort tranchant doit être réalisée

La résistance maximum de calcul à l'effort tranchant est donnée par :

$$V_{Rd} = \min(V_{p,a,Rd}; V_{b,Rd})$$

$$V_{p,a,Rd} = \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{1,2 \cdot 345 \cdot 2,82 \cdot 0,018}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 12,13 \text{ MN}$$

$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$: Contribution des semelles et de l'âme

- Détermination de $V_{bw,Rd}$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot t_w \cdot h_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

$$\chi_w = \frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 \cdot t_w \cdot \varepsilon_w \cdot \sqrt{k_\tau}} = \frac{2,82}{37,4 \cdot 0,018 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{5,84}} = 2,31$$

Ainsi χ_w est égale à :

$$\chi_w = \frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w} = \frac{1,37}{0,7 + 2,31} = 0,455$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{0,455 \cdot 345 \cdot 0,018 \cdot 2,82}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 4,27 \text{ MN}$$

- Détermination de $V_{bf,Rd}$

$$V_{bf,Rd} = \frac{f_{yf} \cdot b_{fi} \cdot t_{fi}^2}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right)$$

$M_{f,Rd}$: est le moment résistant plastique de la section transversale composée uniquement des semelles. Pour ce faire, l'ANP de cette nouvelle section doit être calculée.

Comme $F_c < F_{fs} + F_{fi}$ et $F_c + F_{fs} > F_{fi}$, alors l'ANP se trouve dans la semelle mixte. La distance entre la face supérieure de la dalle en béton et l'axe neutre est égale :

$$x = \frac{F_{fs} + F_{fi} - F_c}{2b_{fs}f_{yf}} = 12,4 \text{ mm.}$$

Après calcul, $M_{f,Rd} = 70,73 \text{ MNm}$.

$$c = 8 \left(0,25 + \frac{1,6 \cdot b_{fi} \cdot f_{yf} \cdot t_{fi}^2}{t_w \cdot f_{yw} \cdot h_w^2} \right) = 2,18$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{345 \cdot 1,1 \cdot 0,018^2}{2,18 \cdot 1,1} \left(1 - \left(\frac{73,53}{74,25} \right)^2 \right) = 0,001 \text{ MN}$$

La résistance de calcul $V_{b,Rd}$ est donc égale à :

$$V_{b,Rd} = 4,27 + 0,001 = 4,271 \text{ MN}$$

Ainsi la résistance de calcul à l'effort tranchant est égale à :

$$V_{Rd} = \min(12,13 \text{ MN} ; 4,271 \text{ MN}) = 4,271 \text{ MN}$$

L'effort tranchant sollicitant la section en travée est égal à $V_{Ed} = 1,016 \text{ MN}$, qui est inférieur à $V_{Rd} = 4,271 \text{ MN}$.

La section en travée est justifiée à l'effort tranchant.

4.5. Justification sous l'interaction moment fléchissant-effort tranchant

Etant donné que $V_{Ed} = 1,016 \text{ MN} \leq 0,5 \cdot V_{Rd} = 2,136 \text{ MN}$; Alors l'interaction moment fléchissant-effort tranchant n'est pas à craindre. Le moment fléchissant est absorbé par les semelles tandis que l'effort tranchant est supporté par l'âme.

5. Justification à l'ELS

L'étude de la charpente métallique à l'ELS est située en ANNEXE E

CHAPITRE VIII : JUSTIFICATION DE LA CHARPENTE METALLIQUE A LA FATIGUE ET ETUDE DE LA CONNEXION DALLE-BETON

1. Justification de la charpente métallique à la fatigue

La vérification à la fatigue consiste à s'assurer que la probabilité de ruine d'un ouvrage par propagation de fissure à l'intérieur d'un composant du tablier soumis à des variations répétées de contraintes reste faible.

1.1. Principe de justification :

L'EN 1994-2, 6.8 définit les conditions de la vérification à la fatigue. Sous un convoi de fatigue FLM3 la variation de contraintes dans la charpente est limitée comme suit :

$$\gamma_{F1} \cdot \Delta\sigma_{E,2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

Où :

- γ_{F1} est le coefficient partiel appliqué aux charges et est pris égal à $\gamma_{F1} = 1$;
- $\Delta\sigma_{E,2}$ est l'étendue de contrainte équivalente d'amplitude constante relative à 2 millions de cycles ;
- $\Delta\sigma_c$ est la valeur de référence de la résistance à la fatigue à 2 millions de cycles ;
- γ_{Mf} est le coefficient partiel de résistance à la fatigue et est pris égal à $\gamma_{Mf} = 1,35$.

1.2. L'étendue de contraintes $\Delta\sigma_{E,2}$

Sous FLM3, L'étendue de contraintes $\Delta\sigma_{E,2}$ est donnée par :

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \phi \cdot \Delta\sigma_p = \lambda \cdot \phi [\sigma_{max,f} - \sigma_{min,f}]$$

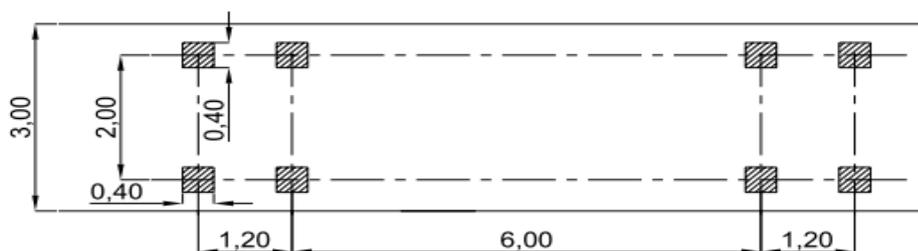
où λ est le coefficient de dommage équivalent ;

ϕ est le coefficient de dommage équivalent d'impact.

1.3. Le chargement de fatigue FLM3

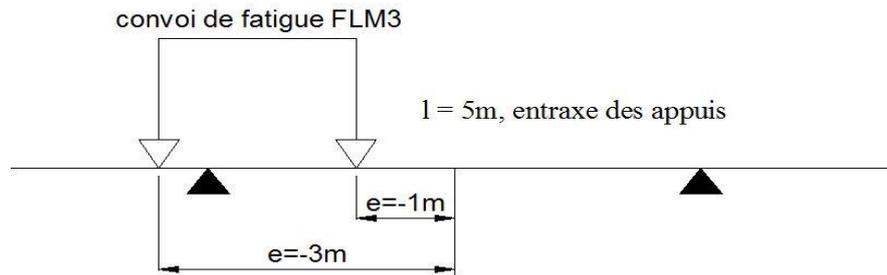
Il permet de calculer les sollicitations de fatigue. Il s'agit d'un modèle à véhicule unique composé de 4 essieux de (120 kN par essieux). Il est positionné au centre des voies lentes définies lors du calcul des surcharges de la poutre principale. La surface d'impact de chaque roue est un carré de 40 cm de côté.

Figure 31 : Convoi de fatigue FLM3



1.4. Le coefficient de répartition du convoi FLM3

Figure 32 : Disposition du convoi de fatigue



Le coefficient de répartition d'une charge concentrée est égale à :

$$\Delta = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{2e}{l} \right)$$

Pour l'essieu, on prend la moyenne, d'où :

$$\Delta = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} \left(1 - \frac{2(-1)}{5} \right) + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{2(-3)}{5} \right) \right] = \frac{1}{2} [(0,7) + (1,1)]$$

Par conséquent, le CRT du convoi de fatigue FLM3 est égale à 0,9.

1.5. Le coefficient de dommage λ

Le coefficient de dommage équivalent est donné par :

$$\lambda = \prod_{i=1}^4 \lambda_i \leq \lambda_{max}$$

a.) Le coefficient λ_1

Ce coefficient prend en compte les effets du trafic et dépend de la longueur (portée) de la ligne ou la surface d'influence.

Suivant l'emplacement de la section étudiée, les abaques situés dans l'ANNEXE H-1 fournissent les valeurs de λ_1 .

Dans le présent paragraphe, les sections étudiées sont $x = 64$ m et $x = 96$ m (c'est au niveau de ces sections que les valeurs max des amplitudes de contraintes sont constatées)

Tableau 39: Valeur de λ_1 pour les abscisses $x = 64$ m et $x = 96$ m

Lieu de la section	Valeur de λ_1
$x = 64$ m (travée N°1)	1,86
$x = 96$ m (travée N°2)	1,947

b.) Le coefficient λ_2

Ce coefficient prend en compte le volume du trafic, il est défini par :

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{\frac{1}{5}}$$

Pour un pont de catégorie de trafic 2, le nombre indicatif de véhicules lourds prévu pour une voie lente est égal à $N_{obs} = 0,5 \cdot 10^6$.

Le poids moyen Q_{m1} par voie lente est égal à $Q_{m1} = 445 \text{ kN}$. Cela correspond au modèle de charge de fatigue FLM4.

Les valeurs de références Q_0 et N_0 valent :

$$Q_0 = 480 \text{ kN (poids de FLM3) et } N_0 = 0,5 \cdot 10^6$$

D'où $\lambda_2 = 0,927$.

c.) Le coefficient λ_3

λ_3 est fonction de la durée de vie de l'ouvrage et $\lambda_3 = \left(\frac{t_{ld}}{100} \right)^{1/5}$

Pour un ouvrage d'art, la durée de vie t_{ld} est de cent ans donc $\lambda_3 = 1,00$.

d.) Le coefficient λ_4

Le projet présente deux voies lentes, alors le coefficient λ_4 qui tient compte du trafic lourd sur les autres voies de circulation est donné par :

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{\frac{1}{5}}$$

$$\eta = \frac{1}{2} - \frac{e}{b}$$

- e : excentricité de la charge FLM3 par rapport à l'axe de l'ouvrage (- 2m et 1 m pour le cas de ce pont ci) ;
- b : l'entraxe des poutres du pont égale à 5 m.

$$\eta_1 = \frac{1}{2} - \frac{(-2)}{5} = 0,9 \quad \text{et} \quad \eta_2 = \frac{1}{2} - \frac{(1)}{5} = 0,3$$

En supposant qu'il y ait autant de camion sur chaque voie, alors $N_2 = N_1$. Et en supposant qu'il y ait le même type de camion sur chaque voie, on a $Q_{m2} = Q_{m1}$.

D'où

$$\lambda_4 = \left[1 + \left(\frac{0,3}{0,9} \right)^5 \right]^{\frac{1}{5}} = 1,00$$

e.) Le coefficient limite λ_{max}

Le coefficient λ_{max} s'obtient par lecture sur abaque, ces abaques se trouvent à l'ANNEXE H. d'où le tableau suivant, donnant les véritables coefficients λ pour les sections $x = 64$ m et $x = 96$ m.

Tableau 40: Valeur de λ pour les sections d'abscisses $x = 64$ m et $x = 96$ m

Lieu de la section	Valeur de λ	Valeur de λ_{max}	Valeur de λ retenue
$x = 64$ m (travée N°1)	1,86	2	1,86
$x = 96$ m (travée N°2)	1,947	2,3	1,947

Par conséquent, les valeurs de λ retenues pour les sections choisies sont les valeurs limite λ_{max} .

1.6. Le coefficient de dommage d'impact ϕ

Pour les ponts routiers la valeur de ϕ est égale à 1,00.

1.7. Amplitudes de contraintes $\Delta\sigma_p$

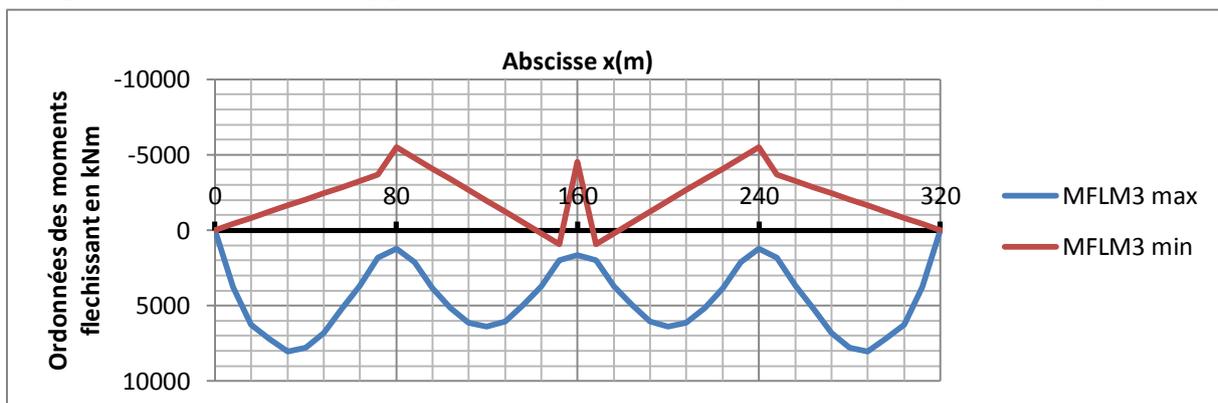
a.) Calcul des sollicitations :

Le calcul des sollicitations est effectué à partir de la combinaison de base non cyclique accompagné de l'effet de convoi de fatigue, c'est-à-dire la combinaison d'action suivante :

$$[G_{k,sup}(\text{ou } G_{k,inf}) + (1 \text{ ou } 0) S + 0,6 T_k] + FLM3$$

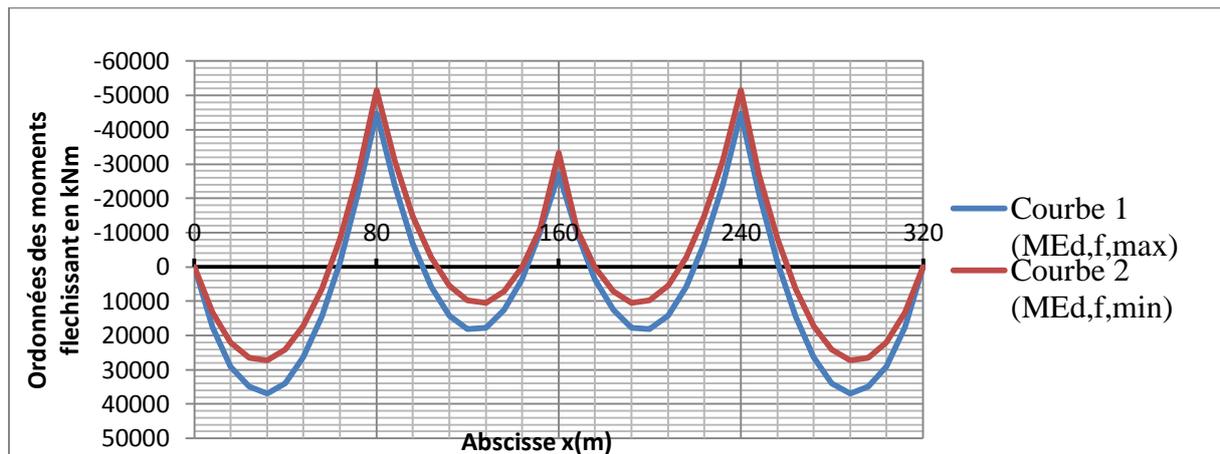
La courbe enveloppe des moments fléchissant sous FLM3 est représentée ci-dessous:

Graphe 10: Courbe enveloppe des moments fléchissant sous chargement de fatigue



Une fois associée à la combinaison de base non cyclique, la courbe enveloppe de calcul pour la vérification à la fatigue est la suivante :

Graphe 11: Courbe enveloppe de calcul pour la vérification à la fatigue



La courbe 1 correspond à : $[G_{k,sup}(\text{ou } G_{k,inf}) + (1 \text{ ou } 0) S + 0,6 T_k]_{max} + FLM3_{max}$

et la courbe 2 correspond à : $[G_{k,sup}(\text{ou } G_{k,inf}) + (1 \text{ ou } 0) S + 0,6 T_k]_{min} + FLM3_{min}$

b.) Calcul des contraintes

L'amplitude de contrainte s'obtient par $\Delta\sigma_p = |\sigma_{max,f} - \sigma_{min,f}|$,

Où $\sigma_{max,f}$ (respectivement $\sigma_{min,f}$) sont calculés à partir de $M_{Ed,f,max}$ (resp $M_{Ed,f,min}$) avec le coefficient d'équivalence à court terme $n_0 = 6,1625$. Par simplification, les autocontraintes dues au retrait et à la température sont simplifiées.

Avec les conventions de signe de l'EN 1994-2,6.8, le moment maximal $M_{Ed,f,max}$ est celui qui engendre l'effort de traction maximal dans la dalle.

Pour le calcul de contraintes, trois cas sont à envisager :

- 1^{er} cas :

$M_{Ed,f,max}$ et $M_{Ed,f,min}$ induisent des contraintes de traction dans la dalle. Alors les contraintes s'écrivent :

$$\sigma_{max,f} = M_{a,Ed} \frac{v_a}{I_a} + M_{c,Ed} \frac{v_2}{I_2} + M_{FLM3,max} \frac{v_2}{I_2}$$

$$\sigma_{min,f} = M_{a,Ed} \frac{v_a}{I_a} + M_{c,Ed} \frac{v_2}{I_2} + M_{FLM3,min} \frac{v_2}{I_2}$$

En décomposant $M_{Ed,f,max}$ respectivement ($M_{Ed,f,min}$), en $M_{a,Ed}$ repris par la section en fonctionnement de charpente seule, $M_{c,Ed}$ issu de la combinaison de base non cyclique et repris par la section en fonctionnement mixte fissurée, et enfin $M_{FLM3,max}$ (resp. $M_{FLM3,min}$) dû au passage du convoi FLM3 et repris par la section en fonctionnement mixte fissurée.

L'amplitude de contrainte s'écrit comme suit :

$$\Delta\sigma_p = |M_{FLM3,max} - M_{FLM3,min}| \frac{v_2}{I_2}$$

- 2^{ème} cas : $M_{Ed,f,max}$ et $M_{Ed,f,min}$ induisent des contraintes de compression dans la dalle. Alors les contraintes s'écrivent :

$$\sigma_{max,f} = M_{a,Ed} \frac{v_a}{I_a} + M_{c,Ed} \frac{v_1}{I_1} + M_{FLM3,max} \frac{v_1}{I_1}$$

$$\sigma_{min,f} = M_{a,Ed} \frac{v_a}{I_a} + M_{c,Ed} \frac{v_1}{I_1} + M_{FLM3,min} \frac{v_1}{I_1}$$

L'amplitude de contrainte s'écrit donc comme suit :

$$\Delta\sigma_p = |M_{FLM3,max} - M_{FLM3,min}| \frac{v_1}{I_1}$$

- 3^{ème} cas :

$M_{Ed,f,max}$ induit des contraintes de tractions dans la dalle et $M_{Ed,f,min}$ y induit des contraintes de compression. Alors, les contraintes s'écrivent comme suit :

$$\sigma_{max,f} = M_{a,Ed} \frac{v_a}{I_a} + M_{c,Ed} \frac{v_2}{I_2} + M_{FLM3,max} \frac{v_2}{I_2}$$

$$\sigma_{min,f} = M_{a,Ed} \frac{v_a}{I_a} + M_{c,Ed} \frac{v_1}{I_1} + M_{FLM3,min} \frac{v_1}{I_1}$$

L'amplitude de contrainte s'écrit :

$$\Delta\sigma_p = M_{c,Ed} \left[\frac{v_2}{I_2} - \frac{v_1}{I_1} \right] + M_{FLM3,max} \frac{v_2}{I_2} - M_{FLM3,min} \frac{v_1}{I_1}$$

Pour ce troisième cas, l'amplitude est fonction des contraintes sous combinaisons de base non cyclique.

Pour cette détermination de $\Delta\sigma_p$, $\frac{l}{v}$ est le module de flexion tel que :

$\frac{I_a}{v_a}$ (resp. $\frac{I_1}{v_1}$ et $\frac{I_2}{v_2}$) Représente le module de flexion de l'acier de charpente seule (respectivement de la section mixte non fissurée et la section mixte fissurée).

Ces modules de flexions sont donnés ci-dessous :

- Pour l'acier de charpente seule :

Tableau 41: Moments d'inertie et centre de gravité de la charpente seule

		Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3	Tronçon 4
Caractéristiques de la charpente	Ia (m ⁴)	0,625	0,431	0,275	0,227
	yG (m)	1,498	1,493	1,493	1,490
Face supérieure de la semelle supérieure	va (m)	1,498	1,493	1,493	1,490
	I/v (m ³)	0,417	0,289	0,184	0,152
Face inférieure de la semelle supérieure	va (m)	1,378	1,413	1,443	1,450
	I/v (m ³)	0,454	0,305	0,190	0,157
Face inférieure de la semelle inférieure	va (m)	1,282	1,327	1,357	1,370
	I/v (m ³)	0,488	0,325	0,202	0,166
Face supérieure de la semelle inférieure	va (m)	1,402	1,407	1,407	1,410
	I/v (m ³)	0,446	0,306	0,195	0,161

- Pour la section mixte non fissurée (le coefficient d'équivalence est prise égale à $n_0 = 6,1625$)

Tableau 42: Moments d'inertie et centre de gravité de la section mixte non fissurée

		Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3	Tronçon 4
Caractéristiques de la section mixte	Ih (m ⁴)	0,942	0,713	0,503	0,437
	z (m)	1,192	1,077	0,894	0,834
Face supérieure de la semelle supérieure	v ₁ (m)	0,942	0,827	0,644	0,584
	I/v (m ³)	1,000	0,862	0,780	0,748
Face inférieure de la semelle supérieure	v ₁ (m)	0,822	0,747	0,594	0,544
	I/v (m ³)	1,146	0,955	0,846	0,803
Face inférieure de la semelle inférieure	v ₁ (m)	1,588	1,743	1,956	2,026
	I/v (m ³)	0,593	0,409	0,257	0,216
Face supérieure de la semelle inférieure	v ₁ (m)	1,708	1,823	2,006	2,066
	I/v (m ³)	0,552	0,391	0,251	0,211

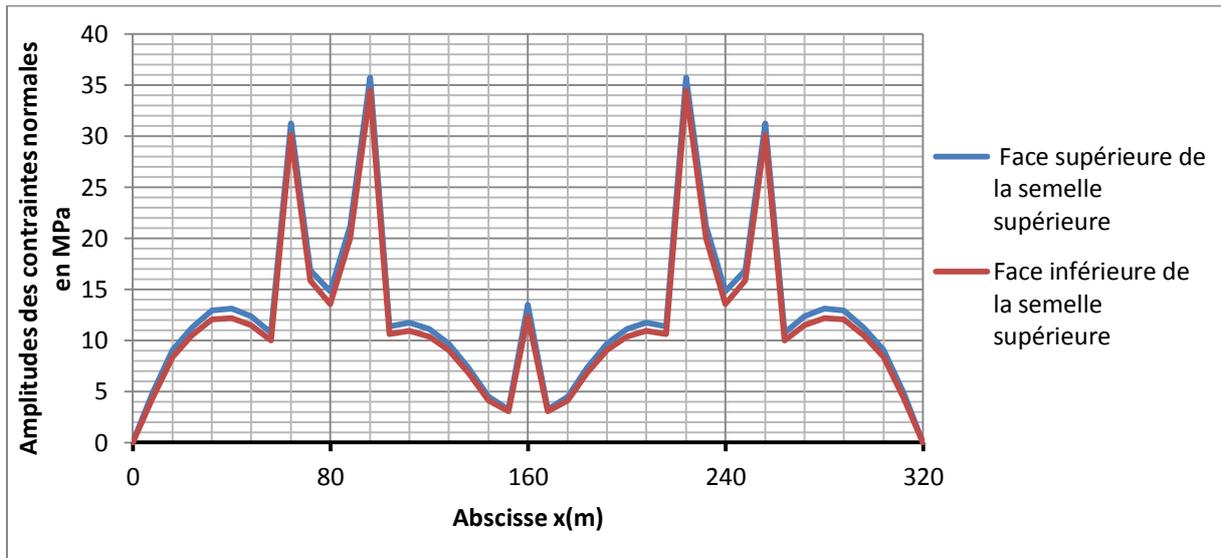
- Pour la section mixte fissurée

Tableau 43: Moments d'inertie et centre de gravité de la section mixte fissurée

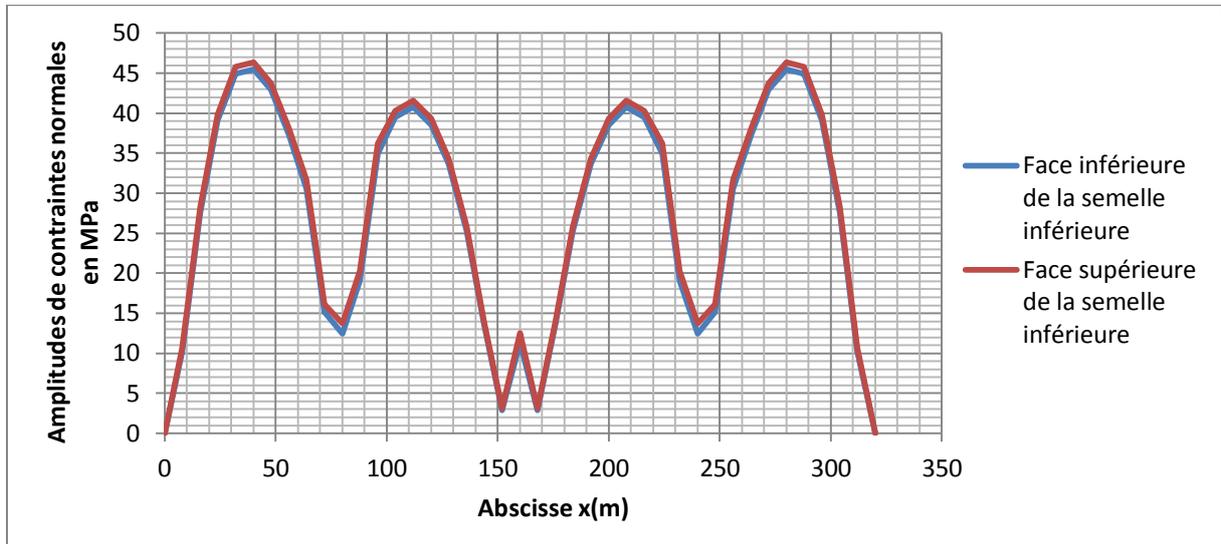
		Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3	Tronçon 4
Caractéristiques de la section mixte	Ih (m ⁴)	0,657	0,463	0,305	0,257
	z (m)	0,056	0,075	0,115	0,131
	y _G (m)	1,498	1,493	1,493	1,490
Face supérieure de la semelle supérieure	v ₂ (m)	1,441	1,418	1,378	1,359
	I/v (m ³)	0,456	0,326	0,222	0,189
Face inférieure de la semelle supérieure	v ₂ (m)	1,321	1,338	1,328	1,319
	I/v (m ³)	0,498	0,346	0,230	0,195
Face inférieure de la semelle inférieure	v ₂ (m)	1,214	1,277	1,347	1,376
	I/v (m ³)	0,541	0,362	0,227	0,187
Face supérieure de la semelle inférieure	v ₂ (m)	1,334	1,357	1,397	1,416
	I/v (m ³)	0,493	0,341	0,219	0,182

En appliquant les formules citées lors des trois cas ci-dessus, les amplitudes de contraintes normales $\Delta\sigma_p$ pour les faces supérieures et inférieures des deux semelles de la charpente sont données par les courbes qui suivent :

Graphe 12: Amplitudes de contraintes normales sur les faces de la semelle supérieure



Graphe 13: Amplitudes de contraintes normales sur les faces de la semelle inférieure



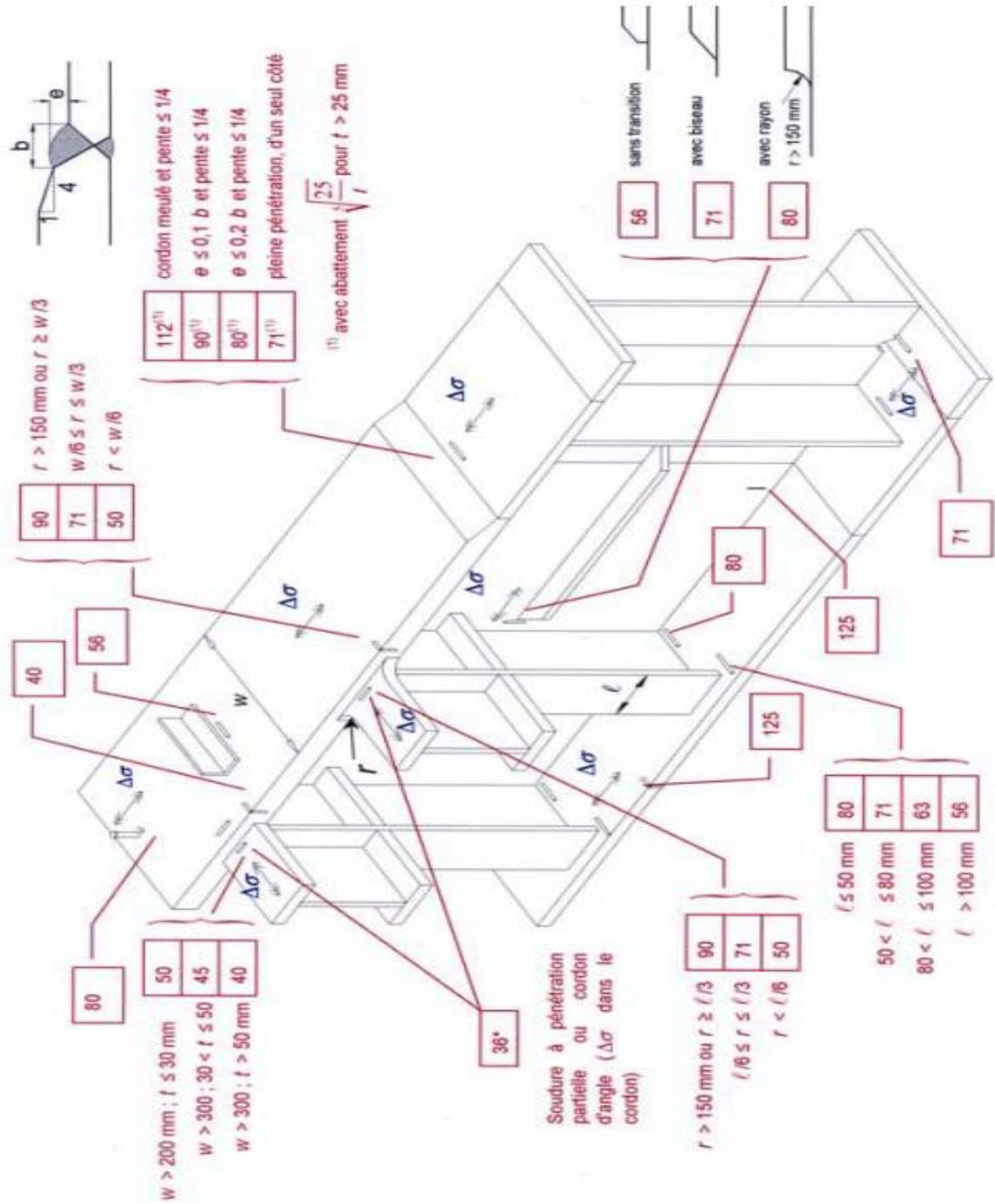
1.8. Catégorie de détail

A une catégorie de détail correspond une courbe de résistance à la fatigue. Et ces courbes sont référencées par la valeur $\Delta\sigma_c$ correspondant à la résistance à la fatigue d'un assemblage vis-à-vis d'un état de contraintes données à 2 millions de cycle.

Certaines catégories de détails tiennent compte des effets dus aux dimensions par un coefficient d'abattement $k_s = \sqrt[5]{\frac{25}{t}}$ pour $t \geq 25 \text{ mm}$. Cet abattement de contrainte s'applique aux détails comportant des cordons de soudures transversaux à la direction des contraintes normales. Et dans ce cas le détail est vérifié par rapport à la classe réduite $\Delta\sigma_{c,red}$:

$$\Delta\sigma_{c,red} = k_s \cdot \Delta\sigma_c$$

Figure 33 : Catégorie de détail



1.9. Exemple de vérification des sections à la fatigue

A chaque point singulier de la charpente correspond $\Delta\sigma_c$ donnée pour laquelle, il faut vérifier :

$$\gamma_{F1} \cdot \lambda \cdot \phi \cdot \Delta\sigma_p \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \text{ où } \Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \phi \cdot \Delta\sigma_p$$

La section $x = 96$ m correspond à l'amplitude de contrainte maximale sur la semelle supérieure

$$\gamma_{F1} = 1,00$$

$$\gamma_{Mf} = 1,35$$

Tableau 44 : Vérification de la section d'abscisse $x = 96$ m à la fatigue

Détails	$\Delta\sigma_c$	$\Delta\sigma_p$	$\Delta\sigma_{E,2}$	$\gamma_{F1} \cdot \Delta\sigma_{E,2}$	$\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$
Soudure des goujons	80	35,74	53,61	53,61	59
Soudure des âmes	125	34,44	67,50	67,50	93

La section $x = 96$ m est vérifiée à la fatigue.

2. Calcul des connecteurs

Comme connecteurs, des goujons à tête ronde en acier S235 J2G3, dont la résistance caractéristique à la rupture f_u vaut 450 MPa, sont choisis.

Selon l'EN1992-4 le choix des goujons dépend de critères bien définis :

- $h \geq 3d$;
- dimension de la tête du goujon : $h_{tête} \geq 0,4 d$ et $d_{tête} \geq 1,5 d$.
- $d \leq 1,5t_f$ avec t_f étant l'épaisseur de la semelle sur laquelle est soudé le goujon.

L'épaisseur minimale de la semelle supérieure est de 40 mm : $d \leq 1,5 * 40 = 60$ mm.

En conformité avec ces conditions citées ci-dessus, les dimensions suivantes sont choisies :

- diamètre 22 mm,
- hauteur 200 mm.

Pour la disposition constructive, les espacements minimaux à respecter entre les goujons sont :

- Dans le sens longitudinal : $e_{min} \geq 5d$ donc $e_{min} \geq 110$ mm
- Dans le sens transversal : $e_{min} \geq 2,5d$ donc $e_{min} \geq 55$ mm

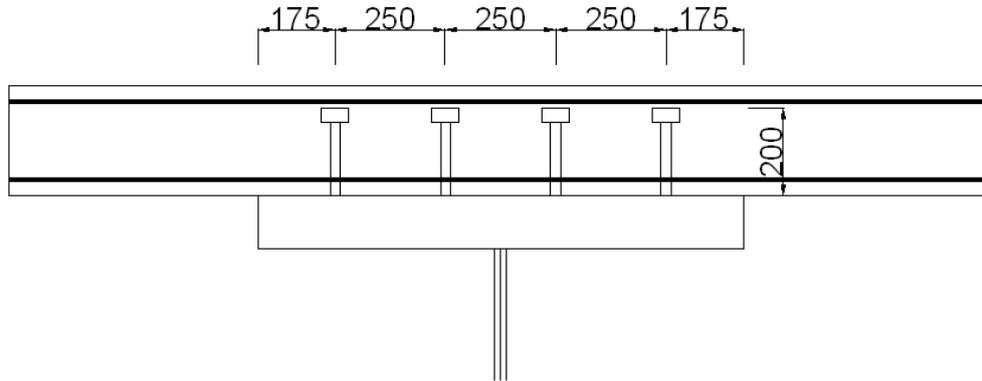
L'espacement maximal dans le sens longitudinal doit justifier la condition suivante :

$$e_{max} = \min(800mm; 4e) \text{ avec } e = 250 \text{ mm épaisseur de la dalle}$$

$$D'où e_{max} = 800 \text{ mm}$$

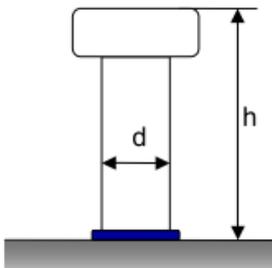
L'espacement des connecteurs, ainsi que le nombre de connecteurs par travée sont déterminés dans les paragraphes 4 et 5.

Figure 34 : Disposition constructive des connecteurs



2.1. Résistance et charge admissibles des connecteurs

Figure 35 : Connecteur à goujon



La résistance caractéristique du goujon notée P_{Rk} est définie par la relation suivante :

$$P_{Rk} = \min \left[P_{Rk}^{(1)} ; P_{Rk}^{(2)} \right]$$

- $P_{Rk}^{(1)}$ définit la ruine par cisaillement de l'acier en tête ;

$$P_{Rk}^{(1)} = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi d^2}{4} = 0,8 * 450 * \frac{\pi * 0.022^2}{4} = 0,1368 \text{ MN}$$

- $P_{Rk}^{(2)}$ définit la ruine par écrasement du béton en pied ;

$$P_{Rk}^{(2)} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_m}$$

Où :

- f_{ck} est la résistance caractéristique du béton à la compression soit 35 MPa ;
- E_m : le module d'élasticité du béton ;
- d et h sont les dimensions du béton ;
- f_u est la résistance ultime à la traction de l'acier et du goujon ;
- $\alpha = 1$

Donc

$$P_{Rk}^{(2)} = 0,29 \cdot 1 \cdot 0,022^2 \sqrt{35 * 34077} = 0,1533 \text{ MN}$$

Par conséquent, la résistance caractéristique du goujon est égale à: $P_{Rk} = 0,1368 \text{ MN}$

2.2. Résistances caractéristiques du béton à l'ELS et à l'ELU :

- A l'ELU

$$P_{Rk}^{ELU} = P_{Rd} = 0,8 P_{Rk} \text{ Donc } P_{Rk}^{ELU} = \mathbf{0,1095 MN}$$

- A l'ELS

$$P_{Rk}^{ELS} = 0,6 P_{Rd} \text{ Donc } P_{Rk}^{ELS} = \mathbf{0,0657 MN}$$

2.3. Calcul des connecteurs à l'ELS

La méthode consiste à diviser l'ouvrage en n tronçons de longueur l_i , $i \in [1, n]$, sur chacun desquels est disposé un nombre n_i , $i \in [1, n]$, de connecteurs. Pour déterminer le nombre de connecteurs, la condition suivante doit être vérifiée pour toute abscisse x du pont :

$$V_{L,Ed}^{ELS} \leq \frac{n_i}{l_i} P_{Rd}^{ELS} \Leftrightarrow n_i \geq \frac{V_{L,Ed}^{ELS} \cdot l_i}{P_{Rd}^{ELS}}$$

où $V_{L,Ed}^{ELS}$ est le flux de cisaillement entre la dalle de béton et la charpente.

$$V_{L,Ed} = \frac{\mu_c V_{Ed}}{I_{mixte}}$$

μ_c : moment statique de la dalle de béton armé par rapport au centre de gravité de la section mixte.

V_{Ed} : Effort tranchant à l'ELS, obtenu grâce à la courbe enveloppe.

Et l'espacement maximum des goujons dans chaque tronçon est donné par :

$$e_{max} = \frac{4P_{Rd}^{ELS}}{\max V_{L,Ed}}$$

Par raison de symétrie, les deux travées du pont sont découpés en 20 tronçons de 8m de longueur. D'où les abscisses suivantes :

0 8 16 24 32 40 48 56 64 72 80 88
96 104 112 120 128 136 144 152 160

A partir des courbes enveloppes des efforts tranchant, les espacements maximaux ainsi que le nombre de connecteurs par tronçon sont donnés ci-dessous :

Tableau 45: Espacements maximaux et nombre de connecteurs à l'ELS

travée	abscisses (m)		V_{Ed} (MN)	μ_c (m3)	I_{mixte} (m4)	V_{LEd} (MN/m)	e_{max} (mm)	Nombre
travée N°1	0	8	3,39	0,122	0,858	0,483	545	59
	8	16	2,31	0,113	0,661	0,394	667	48
	16	24	1,57	0,096	0,463	0,327	804	40
	24	32	0,92	0,091	0,401	0,207	1268	26

	32	40	1,16	0,091	0,401	0,262	1003	32
	40	48	1,79	0,091	0,401	0,405	649	50
	48	56	2,44	0,091	0,401	0,552	476	68
	56	64	3,12	0,096	0,463	0,649	405	79
	64	72	3,85	0,113	0,661	0,656	401	80
	72	80	4,92	0,122	0,858	0,699	376	86
travée N°2	80	88	4,53	0,122	0,858	0,644	408	79
	88	96	3,46	0,113	0,661	0,590	446	72
	96	104	2,72	0,096	0,463	0,567	464	69
	104	112	2,02	0,091	0,401	0,457	575	56
	112	120	1,42	0,091	0,401	0,320	821	39
	120	128	0,80	0,091	0,401	0,181	1449	23
	128	136	1,54	0,091	0,401	0,348	755	43
	136	144	2,21	0,096	0,463	0,460	571	56
	144	152	2,95	0,113	0,661	0,502	523	62
	152	160	4,02	0,122	0,858	0,572	459	70

2.4. Calcul des connecteurs à l'ELU

Pour le dimensionnement à l'ELU, la méthode reste la même. Mais le flux de cisaillement est limité comme suit :

$$V_{L,Ed}^{ELU} \leq 1,1 \cdot \frac{n_i}{l_i} \cdot P_{Rd}^{ELU}$$

L'espacement des goujons dans chaque tranchant est donné par la relation suivante :

$$e_{max} = 1,1 \cdot \frac{4P_{Rd}^{ELU}}{\max(V_{L,Ed}^{ELU})}$$

Les résultats suivants sont obtenus :

Tableau 46: Espacements maximaux et nombre de connecteurs à l'ELU

travée	abscisses (m)		V _{Ed} (MN)	μ _c (m ³)	I _{mixte} (m ⁴)	V _{LEd} (MN/m)	e _{max} (mm)	Nombre
travée N°1	0	8	4,58	0,122	0,858	0,651	740	44
	8	16	3,12	0,113	0,661	0,532	905	36
	16	24	2,12	0,096	0,463	0,441	1092	29
	24	32	1,24	0,091	0,401	0,280	1721	19
	32	40	1,56	0,091	0,401	0,354	1363	24
	40	48	2,42	0,091	0,401	0,547	881	37
	48	56	3,29	0,091	0,401	0,745	647	50
	56	64	4,21	0,096	0,463	0,876	550	59
	64	72	5,20	0,113	0,661	0,886	544	59
	72	80	6,64	0,122	0,858	0,944	510	63
travée	80	88	6,11	0,122	0,858	0,870	554	58

N°2	88	96	4,67	0,113	0,661	0,796	605	53
	96	104	3,67	0,096	0,463	0,765	630	51
	104	112	2,73	0,091	0,401	0,618	780	42
	112	120	1,91	0,091	0,401	0,432	1114	29
	120	128	1,08	0,091	0,401	0,245	1967	17
	128	136	2,08	0,091	0,401	0,470	1026	32
	136	144	2,98	0,096	0,463	0,621	776	42
	144	152	3,98	0,113	0,661	0,678	710	46
	152	160	5,43	0,122	0,858	0,773	623	52

2.5. Récapitulation sur les connecteurs

En ce qui concerne le nombre de connecteur par travée, selon les deux tableaux précédents les résultats suivants sont obtenus :

Tableau 47: Nombre de connecteurs par travée

Travées	1	2	3	4
Nombre de connecteurs à l'ELS	568	569	569	568
Nombre de connecteurs à l'ELU	420	422	422	420

L'ELS est le plus dimensionnant, l'ouvrage nécessite un total de connecteurs égal à 4548 connecteurs répartis comme suit :

- 568 connecteurs pour les travées N°1 et N°4
- 569 connecteurs pour les travées N°2 et N°3.

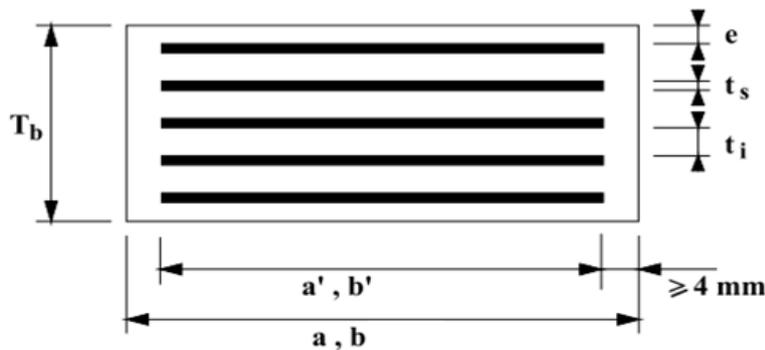
CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS

1. Les appareils d'appuis

Le paragraphe suivant porte essentiellement sur le dimensionnement des appareils d'appuis pour la culée, la pile N°1 et la pile N°2. Les appareils d'appuis assurent la liaison entre la superstructure et son support. Les efforts horizontaux, les déplacements et les rotations sont absorbés par ceux-ci.

La définition géométrique de l'appareil d'appui de type B de la norme NF EN 1337-3 est donnée par la figure suivante :

Figure 36 : Appareil d'appui



L'épaisseur nominale de l'appareil d'appui est donnée par :

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

t_s : épaisseur des frettes;

t_i : épaisseur des néoprènes;

a, b : dimensions de la base de l'appareil d'appui.

1.1. Prédimensionnement

Pour dimensionner les appareils d'appuis, la réaction maximale agissant sur la pile N°1 est utilisée. L'inéquation suivante permet de déterminer la section de l'appareil d'appui.

$$\frac{N_{ELS}}{15} \leq ab \leq \frac{N_{ELS}}{2} \quad \text{donc} \quad 0.63 \text{ m}^2 \leq ab \leq 4,7 \text{ m}^2$$

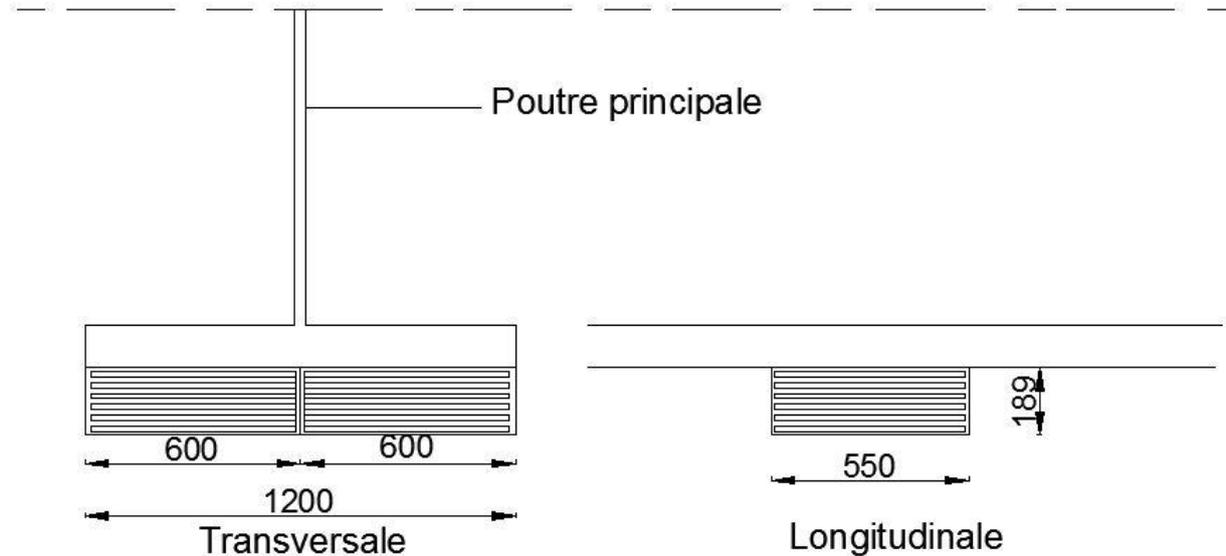
Le choix s'est porté sur deux sections de 550 x 600 donnant un appareil d'appui de section 550 x 1200 (mm x mm). Quant aux autres dimensions de l'appareil d'appui (épaisseur des

frettes, épaisseur de l'élastomère, nombre de frettes ...), elles sont obtenues par itération, et sont prises égales à:

$$a \times b = 2 \times (550 \times 600) ; n = 5 ; t_s = 4 \text{ mm} ; t_i = 14 \text{ mm et } e = 2,5 \text{ mm}$$

D'où $T_b = 189 \text{ mm}$

Figure 37 : Disposition des appareils d'appuis sous une poutre



1.2. Efforts horizontaux sollicitant les appareils d'appuis

1.2.1. Efforts de freinage

Selon la norme NF EN 1191-2, pour une voie de classe 2 dont la voie principale mesure 3 m de largeur et un tablier de longueur L , l'effort total de freinage H_K est défini par suit :

$$H_K = \min(800 \text{ kN}; 324 + 1,89 L)$$

$$324 + 1,89 L = 324 + 1,89 * 320 = 928,8 \text{ kN}$$

D'où l'effort total de freinage à considérer $H_K = 800 \text{ kN}$.

1.2.2. Distribution des efforts horizontaux

a.) Calcul du coefficient de souplesse de la pile

Toutes les piles sont supposées avoir les mêmes dimensions

- Pour les colonnes:

Toutes les colonnes de chaque pile ont les même dimensions soit un diamètre de 1,2 m et une hauteur de 8,83 m. Le coefficient de souplesse de la colonne est défini par l'inverse du coefficient de raideur K_{col} :

$$\frac{1}{K_{col}} = \frac{h_{col}^3}{3n EI_{col}}$$

I_{col} : moment d'inertie d'une colonne $0,071 \text{ m}^4$;

$n = 2$: nombre de colonnes d'une pile ;

$E_{ij} = 11000 (f_{ck})^{1/3}$: module d'élasticité instantané du béton

$E_{vj} = 3700 (f_{ck})^{1/3}$: module d'élasticité différé du béton

Pour $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$; $E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$ et $E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$

h_{col} : hauteur de la colonne.

Tableau 48: Coefficient de souplesse de la colonne

Coefficient de souplesse (mm/kN)	instantané	différé
	0,0505	0,1501

- Pour le chevêtre :

Les dimensions du chevêtre sont les suivantes : $e_{ch} = 1,20 \text{ m}$, $b_{ch} = 1,80 \text{ m}$.

$$\frac{1}{K_{ch}} = \frac{(e_{ch} + h_{col})^3 - h_{col}^3}{3nEI_{ch}}$$

I_{ch} : moment d'inertie du chevêtre : $0,2592 \text{ m}^4$.

Tableau 49: Coefficient de souplesse du chevêtre

Coefficient de souplesse (mm/kN)	instantané	différé
	0,0679	0,2018

- Pour les appareils d'appuis

$$\frac{1}{K_{app}} = \frac{T_b}{n G a b}$$

G : module d'élasticité transversale de l'appareil d'appui

$G_i = 1,8 \text{ MPa}$ (instantané) et $G_v = 0,9 \text{ MPa}$ (différé).

$n = 4$, nombre d'appareil d'appui.

Tableau 50: Coefficient de souplesse des appareils d'appuis

Coefficient de souplesse (mm/T)	instantané	différé
	0,0795	0,1591

Le coefficient de souplesse de la pile est défini par :

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_{col}} + \frac{1}{K_{ch}} + \frac{1}{K_{app}}$$

D'où les résultats :

Tableau 51: Coefficient de souplesse de la pile

Coefficient de souplesse (mm/T)	instantané	différé
	0,1979	0,5110

b.) Coefficient de souplesse de la culée

Le coefficient de souplesse de la culée est le même que celui de l'appareil d'appui.

c.) Répartition de l'effort de freinage

L'effort de freinage agissant sur un appui est égal à :

$$H_x = \frac{K_i}{\sum K_i} H_K$$

Pour $H_K = 800$ kN, la répartition des efforts de freinage est donnée ci-dessous :

Tableau 52: Répartition des efforts de freinage

	Culée 0	Pile1	Pile2	Pile3	Culée 4
1/Ki (mm/kN)	0,0795	0,1979	0,1979	0,1979	0,0795
Ki (kN/mm)	12,57	5,05	5,05	5,05	12,57
Ki/ $\sum K_i$	0,312	0,125	0,125	0,125	0,312
H _x (kN)	249,5	100,3	100,3	100,3	249,5

1.2.3. Efforts dus au fluage, au retrait et à la variation de température

Le raccourcissement unitaire de la poutre mixte dû au retrait et fluage du béton est pris égal à $\lambda_1 = 2,1 \cdot 10^{-4}$ m/m.

Le raccourcissement unitaire de la poutre mixte dû aux actions de la température à long terme est pris égal à $\lambda_2 = 3 \cdot 10^{-4}$ m/m et le raccourcissement dû aux actions à court terme est pris égal à $\lambda_3 = 2 \cdot 10^{-4}$ m/m.

Le raccourcissement du tablier au niveau des appuis est donné par la formule suivante :

$d_i = \lambda_i x_i$ Avec d_i : raccourcissement du tablier se rapportant à l'appui i .

Les efforts au niveau de chaque appui sont donnés par les expressions suivantes :

- Pour la culée :

$$H_x = K_i U_i \text{ avec } U_i = - \frac{\sum K_i d_i}{\sum K_i}$$

- Pour la pile

$$H_x = K_i U_i \text{ avec } U_i = d_i - \frac{\sum K_i d_i}{\sum K_i}$$

Les distributions des efforts sont récapitulées ci-dessous :

Tableau 53: Distribution des efforts horizontaux dus à la température, retrait et fluage

		Culée 0	Pile 1	Pile 2
Retrait et fluage	U _i (mm)	-3,989	12,811	0
	H _x (kN)	-25,07	25,07	0
Température à long terme	U _i (mm)	-5,698	18,302	0
	H _x (kN)	-35,82	35,82	0
Température à court terme	U _i (mm)	-3,799	12,201	0
	H _x (kN)	-23,88	23,88	0

D'où sous combinaison d'actions, les efforts horizontaux à considérer sont :

$$\text{ELS} : G_{\text{ksup}} + S + \{UDL_k + TS_K\} + 0,6 \{T_K\}$$

$$\text{ELU} : 1,35 G_{\text{ksup}} + S + 1,35\{UDL_k + TS_K\} + 1,5 * 0,6 \{T_K\}$$

Ici S représente le fluage et T_k la température.

{UDL_k + TS_K} représente les surcharges.

Tableau 54: Efforts horizontaux de calcul pour les éléments de l'infrastructure

	Culée 0	Pile 1	Pile 2
H _G (kN)	0	0	0
H _K (kN)	249,5	100,3	100,3
S (kN)	-25,07	25,07	0
T _K (kN)	-35,82	35,82	0
H_{ELS} (kN)	249,5	146,9	100,3
H_{ELU} (kN)	279,5	192,7	135,5

1.3. Efforts verticaux sollicitant les appareils d'appuis

Par raison de symétrie, seules la culée C0, la pile P1 et la pile P2 sont étudiées.

Pour les efforts verticaux, les combinaisons d'actions sont les suivantes :

$$\text{ELS} : G_{\text{ksup}} + \{UDL + TS\} + q_{\text{fk}}$$

$$\text{ELU} : 1,35 G_{\text{ksup}} + 1,35 \{UDL + TS\} + 1,35 q_{\text{fk}}$$

Tableau 55: Réaction au droit des appuis

Réaction d'appui	Culée 0	Pile 1	Pile 2
Due aux charges permanentes (MN)	2,017	5,981	4,758
Due à la surcharge UDL (MN)	0,627	1,778	1,650
Due à la surcharge de trottoir q _{fk} (MN)	0,230	0,651	0,604

Due à la surcharge TS (MN)	0,518	1,036	1,036
N_{ELS} (MN)	3,392	9,446	8,048
N_{ELU} (MN)	4,579	12,752	10,865

1.4. Vérifications des appareils d'appuis

La vérification se fait sur une section d'appareil d'appui

- $a \times b = (550 \times 600) \text{ mm} \times \text{mm}$;
- d'épaisseur $T_b = 189 \text{ mm}$;
- et équilibrant la moitié des charges verticales et des charges horizontales vues précédemment.

1.4.1. Vérification à l'ELS

- A l'ELS, la contrainte verticale agissant sur la surface de l'appareil d'appui doit être comprise entre 2 MPa et 15 MPa.

Cette contrainte verticale est définie par :

$$\sigma_v = \frac{N_{ELS}}{a b}$$

Tableau 56: Vérification des appareils d'appuis à la compression

	Culée 0	Pile 1	Pile 2
a x b (m ²)	0,33	0,33	0,33
N _{ELS} (MN) équilibré par l'appareil d'appui	1,696	4,723	4,024
σ_v (MPa)	5,14	14,3	12,2
Condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- A l'ELS, la distorsion engendrée par les déplacements horizontaux est limitée à 0,7. C'est-à-dire :

$$\frac{\tau_H}{G} \leq 0,7 \text{ et } \tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2}$$

τ_{H1} : contrainte de cisaillement due au retrait, au fluage et à la température

$$\tau_{H1} = \frac{G U_i}{T_b} \text{ et } G = 1,8 \text{ MPa} ; T_b = 189 \text{ mm}$$

τ_{H2} contrainte de cisaillement due à l'effort de freinage H_K

$$\tau_{H2} = \frac{H_K}{ab} \text{ avec } H_K = \frac{H_x}{2} \text{ et } (a \times b) = (0,55 \times 0,6) \text{ m}^2$$

Tableau 57: Vérification des appareils d'appuis à la distorsion horizontale

	Culée 0	Pile 1	Pile 2
Retrait et fluage	-1,995	6,406	0
Température	-2,849	9,151	0
τ_{H1}	-0,046	0,148	0
H_K	124,75	50,15	50,15
τ_{H2}	0,378	0,152	0,152
τ_H	0,332	0,300	0,152
$\frac{\tau_H}{G}$	0,2	0,2	0,1
Condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- A l'ELS, la distorsion totale doit être inférieure à 5. C'est-à-dire que :

$$\frac{\tau_H + \tau_N + \tau_\varphi}{G} \leq 5$$

τ_N contrainte de cisaillement due à l'effort verticale N_{ELS}

$$\tau_N = \frac{1,5 \sigma_v}{\beta} \text{ où } \beta = \frac{ab}{2t_i(a+b)} = \frac{0,5 * 0,6}{2 * 0,014 * (0,55 + 0,6)} = 9,3167$$

$$\tau_\varphi = \frac{G}{2 \left(\frac{a}{b}\right)^2} \varphi_t \text{ la contrainte de cisaillement due à la rotation avec } \varphi_t = \frac{\varphi}{n} = 0,009/2$$

Tableau 58: Vérification des appareils d'appuis à la distorsion totale

	Culée 0	Pile 1	Pile 2
τ_H (MPa)	0,332	0,300	0,152
σ_v (MPa)	5,14	14,3	12,2
τ_N (MPa)	0,828	2,302	1,964
τ_φ (MPa)	0,005	0,005	0,005
$\tau_H + \tau_N + \tau_\varphi$ (MPa)	0,878	2,060	1,530
$\frac{\tau_H + \tau_N + \tau_\varphi}{G}$	0,6	1,5	1,2
Condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

1.4.2. Vérification à l'ELU

A l'ELU, la stabilité au flambement doit être vérifiée, autrement dit, la contrainte verticale ne doit pas dépasser la pression limite σ_{lim} :

$$\sigma_v \leq \sigma_{lim} = \frac{2aG\beta}{3T_b}$$

Sous ELU, l'effort normal maximal agissant sur un appareil d'appui est de 6,376 MN, entraînant une contrainte verticale égale à :

$$\sigma_v = \frac{6,376}{0,55 * 0,6} = 19,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{lim} = \frac{2 * 550 * 1,8 * 9,3167}{3 * 189} = 32,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_v = 19,32 \text{ MPa} \leq \sigma_{lim} = 32,53 \text{ MPa}; \text{ condition vérifiée}$$

2. Conclusion

Ainsi, un total de 20 appareils d'appuis est disposé. Chaque appareil possède les dimensions suivantes :

- $a \times b = 550 \times 600 \text{ (mm} \times \text{mm)}$;
- $t_s = 4 \text{ mm}$, épaisseur des frettes;
- $t_i = 14 \text{ mm}$, épaisseur d'une élastomère;
- $n = 5$, nombre de l'élastomère

CHAPITRE X : ETUDES GEOTECHNIQUES

1. Les données géotechniques :

Les sondages effectués montrent les résultats suivants pour la coupe géologique du sol. Les données pressiométriques sont aussi données ci-dessous.

1.1. Les données pressiométriques

Le sondage Pr1 représente les résultats obtenus en rivière et le sondage Pr2 pour ceux obtenus sur la rive gauche.

Tableau 59: Données pressiométriques

Sondages	Pr1 (en rivière)		Pr2 (sur la rive gauche)	
	E (MPa)	PI (MPa)	E (MPa)	PI (MPa)
1	1,04	0,04	1,24	0,11
2	1,47	0,05	0,99	0,09
3	1,45	0,09	1,04	0,13
4	1,42	0,1	1,09	0,14
5	1,26	0,13	2,60	0,4
6	1,7	0,17	3,28	0,51
7	1,96	0,2	3,30	0,57
8	1,92	0,24	4,53	0,68
9	2,14	0,45	5,39	0,89
10	4,2	0,56	6,01	0,95
11	6,3	0,72	5,21	0,91
12	8,04	0,83	8,70	1,22
13	9,36	0,99	12,70	1,53
14	12,5	1,5	14,30	1,64
15	12,3	1,3	20,70	1,72
16	11,8	1,32	21,10	1,86
17	15,8	1,73	21,66	1,91
18	19,6	1,74	21,83	1,98
19	20,3	2,05	22,10	2,20
20	23,7	2,06	22,90	2,16

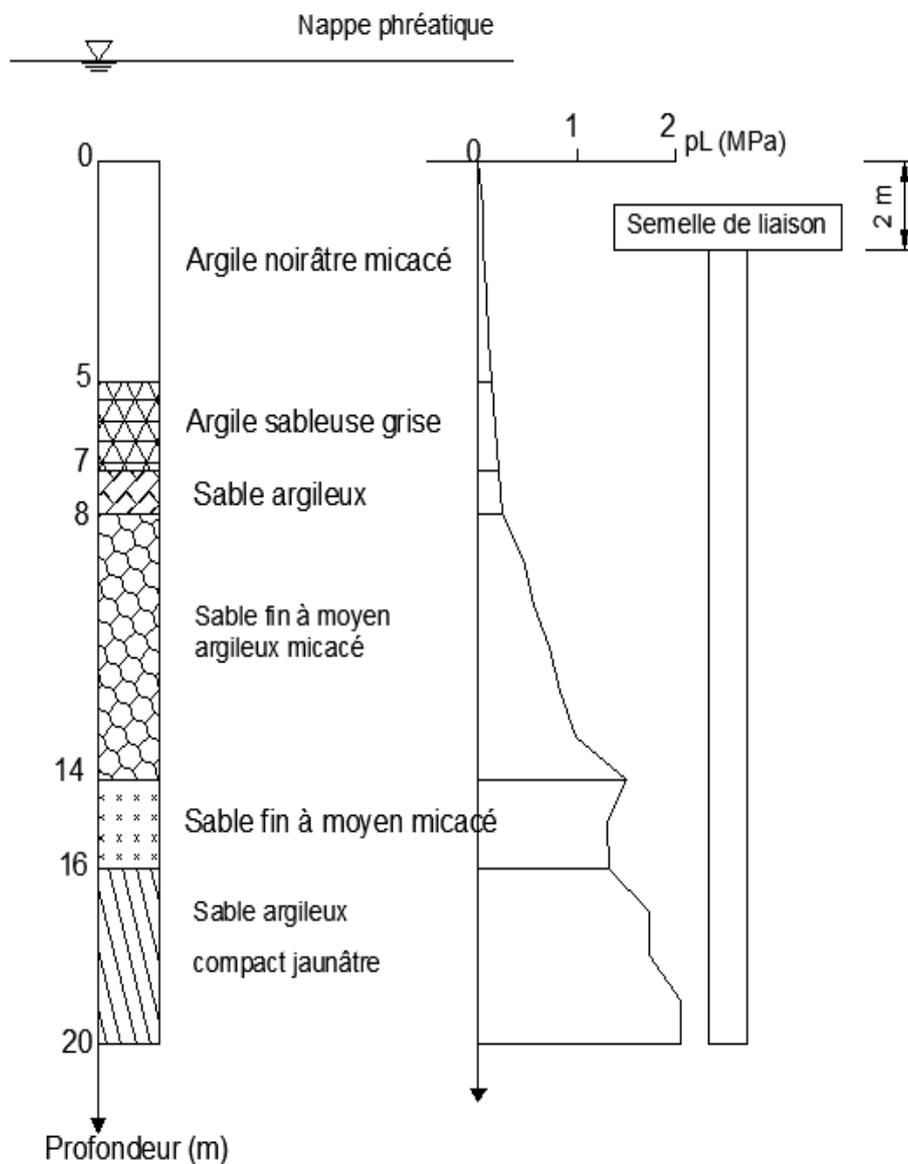
Source : Louis Berger SAS

1.2. La coupe géologique du terrain

Sur la rive gauche, les résultats sont les suivants:

- De 0 à 5 m de profondeur : de l'argile noirâtre micacée ;
- De 5 à 7 m de profondeur : de l'argile sableuse grise ;
- De 7 à 8 m de profondeur : du sable argileux ;
- De 8 à 14 m de profondeur : du sable fin à moyen argileux micacé ;
- De 14 à 16 m de profondeur : du sable fin à moyen micacé.
- De 16 à 20 m de profondeur : du sable argileux compact jaunâtre

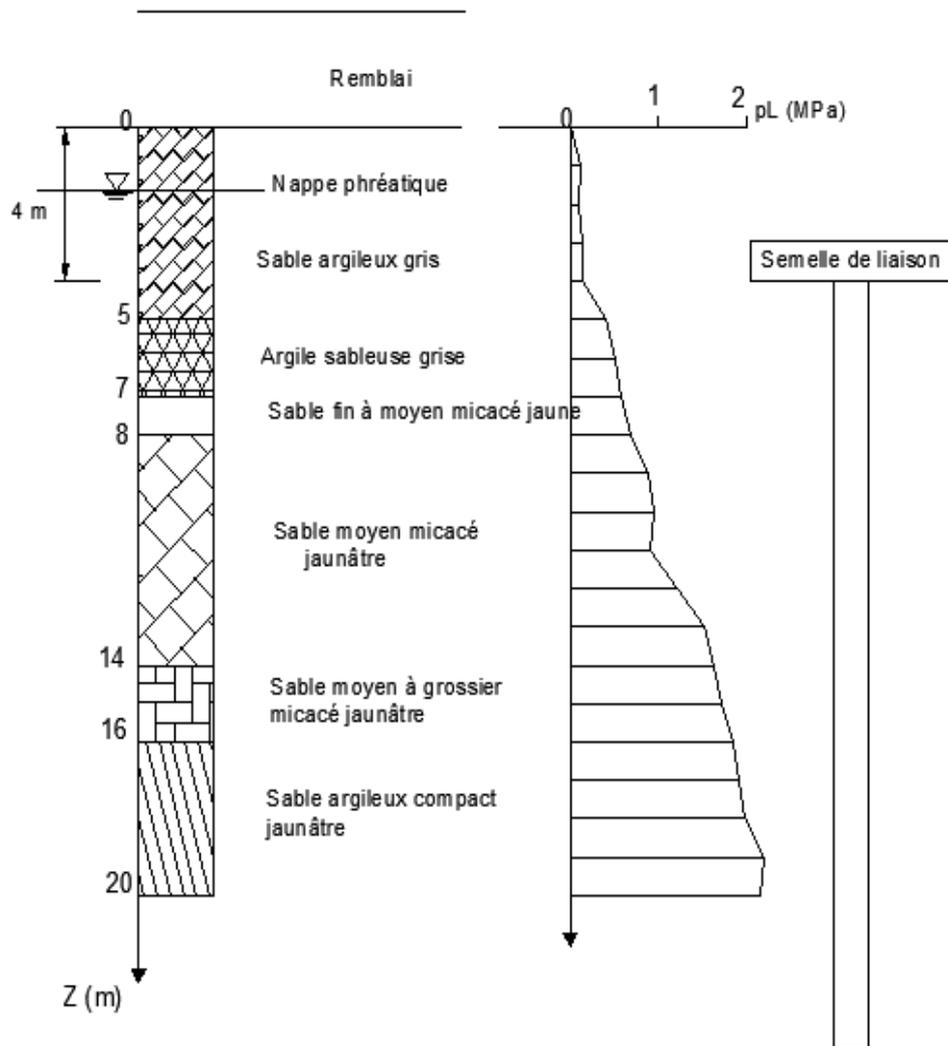
Figure 38 : Coupe géologique sur la rive gauche



En rivière, la coupe géologique du sol est la suivante :

- De 0 à 2 m de profondeur : du sable argileux gris ;
- De 2 à 5 m de profondeur : de l'argile sableuse grise ;
- De 5 à 8 m de profondeur : du sable fin à moyen micacé jaune ;
- De 8 à 14 m de profondeur : du sable moyen micacé jaunâtre ;
- De 14 à 17 m de profondeur : du sable moyen à grossier micacé jaunâtre ;
- De 18 à 20 m de profondeur : du sable argileux compact jaunâtre.

Figure 39 : Coupe géologique en rivière



Après analyse de ces données géotechniques, pour assurer la stabilité et la pérennité de l'ouvrage, des fondations de type profondes sont considérées. Pour le présent cas, ce sont des pieux forés à la boue. Pour le dimensionnement des pieux deux diamètres de pieux sont suggérés par l'ARM dans leur rapport, des pieux de diamètre 800 mm et de 1000 mm. L'ancrage des semelles de liaisons, ainsi que celui des pieux sont donnés dans l'ANNEXE D.

2. Calcul de la capacité portante ultime des pieux

L'analyse de ces données géotechniques consiste à déterminer grâce à l'annexe C3 de l'EUROCODE 7 la capacité portante ultime des pieux.

$$Q = A \cdot k \cdot [p_{LM} - p_0] + P \sum q_{si} \cdot h_i$$

Avec :

A : Aire de la base des pieux ;

p_{LM} : Valeur représentative de la pression limite à la base du pieu;

$p_0 = [K_0(\sigma_v - u) + u]$ où σ_v est la pression de surcharge totale au niveau de l'essai et u la pression interstitielle au niveau de l'essai

k : Le facteur de capacité portante donné par le tableau suivant :

P : Le périmètre du pieu ;

h_i : Épaisseur de la couche i ;

q_{si} : Résistance de fut par unité de surface pour la couche de sol i (calculé à l'aide de l'ANNEXE D)

2.1. Calcul de l'effort mobilisable de pointe :

Pour la pile, l'ancrage de sa semelle est à 2 m du fond du lit de la rivière alors que pour la culée elle est ancrée à 4 m du niveau du terrain naturel (annexe D).

Tableau 60: Les efforts mobilisables de pointes pour les pieux de diamètre 0,8 m et 1 m.

	Pr 1		Pr 2	
	A (m ²)	0,785	0,502	0,785
p_{LM} (MPa)	2,06	2,06	2,16	2,16
k	1,1	1,1	1,1	1,1
K_0	0,5	0,5	0,5	0,5
σ_v (MPa)	0,42	0,42	0,336	0,336
u (MPa)	0,18	0,18	0,18	0,18
p_0 (MPa)	0,3	0,3	0,258	0,258
$A \cdot k \cdot [p_{LM} - p_0]$ (MN)	1,520	0,973	1,642	1,051

2.2. Calcul de l'effort limite mobilisable de frottement latéral

- Pour le sondage en rivière, le résultat suivant est obtenu :

Tableau 61: Effort limite de frottement latéral en rivière pour les pieux de diamètre 0,8 m et 1 m

Couche n°	hi (m)	p _{LM} (MPa)	Type de sol	Catégorie de sol	Courbe de frottement	q _{si} (MPa)
2	3	0,13	Argile	A	1	0
3	3	0,24	Sable	A	1	0,02
4	6	1,5	Sable	B	2	0,075
5	3	1,73	Sable	B	2	0,08
6	3	2,06	Sable	B	2	0,08
$\sum q_{si} h_i$ (MN/m)						0,99
<i>pour un pieu de diamètre 1000 mm, $P \sum q_{si} \cdot h_i$ (MN)</i>						3,110
<i>pour un pieu de diamètre 800 mm, $P \sum q_{si} \cdot h_i$ (MN)</i>						2,487

- Pour le sondage sur la rive gauche, le résultat est la suivante :

Tableau 62: Effort limite de frottement latéral sur la rive gauche pour les pieux de diamètre 0,8 m et 1 m

Couche	hi (m)	p _{LM} (MPa)	Type de sol	Catégorie de sol	Courbe de frottement	Q _{si} (MPa)
1	1	0,4	Argile	A	1	0
2	2	0,57	Argile	A	1	0,02
3	1	0,68	Sable	A	2	0,0
4	6	1,64	Sable	B	2	0,08
5	2	1,86	Sable	B	2	0,08
6	4	2,16	Sable	B	2	0,08
$\sum q_{si} h_i$ (MN/m)						1,075
<i>pour un pieu de diamètre 1000 mm, $P \sum q_{si} \cdot h_i$ (MN)</i>						3,376
<i>pour un pieu de diamètre 800 mm, $P \sum q_{si} \cdot h_i$ (MN)</i>						2,700

La capacité portante ultime Q des pieux, ainsi que leurs dimensions sont donc :

Tableau 63: Capacités portantes des pieux

	En rivière		Sur la rive gauche	
Diamètre des pieux (cm)	80	100	80	100
Longueur des pieux (m)	18	18	16	16
Capacité portante ultime Q (MN)	3,460	4,628	3,751	5,018

Cela clos les études géotechniques du projet. En ce qui concerne le nombre des pieux, il est nécessaire de dimensionner les éléments de l'infrastructure. En effet, leur nombre dépend de la descente de charge provenant des éléments de l'infrastructure de la superstructure.

CHAPITRE XI : ETUDE DE LA PILE

Les piles sont les appuis de pont et sont sollicitées par des charges verticales importantes et des charges horizontales (effet du vent et effet du courant) qui ne sont pas négligeables. Aussi, elles transmettent au sol les actions provenant du tablier.

La pile étudiée est composée d'un chevêtre en béton armé, de deux colonnes en béton armé et d'une semelle de liaison.

1. Prédimensionnement

Les dimensions des éléments de la pile sont les suivantes :

Chevêtre :

- Hauteur : 1,2 m ;
- Longueur : 6,8 m ;
- Largeur : 1,8 m

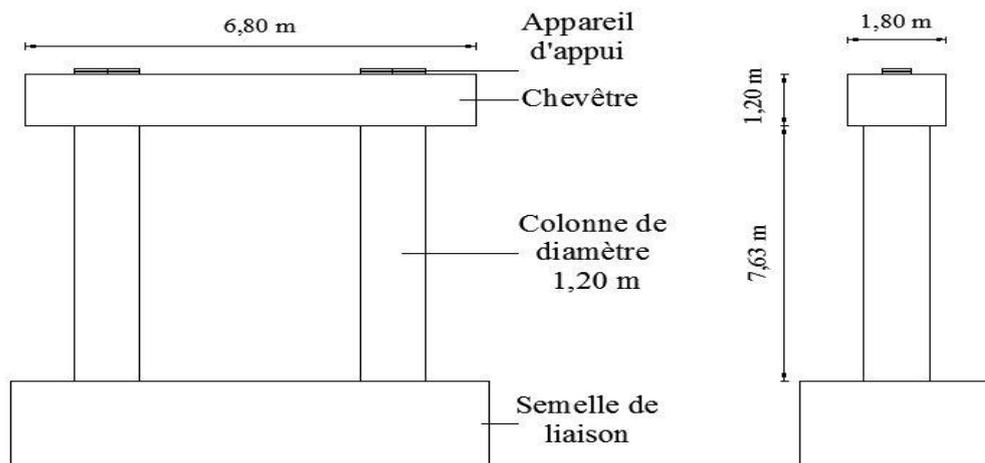
Colonnes :

- Diamètre : 1,2 m
- Hauteur : 7,63 m

Semelle de liaison (ces dimensions sont vérifiées ultérieurement)

- Hauteur : 1,4 m ;
- Longueur : 8,5 m ;
- Largeur : 4,3 m.

Figure 40 : Schéma de la pile



2. Evaluation des charges :

Dans cette étude, la pile P1 est la pile étudiée, étant donné que c'est la pile la plus sollicitée par les charges verticales.

2.1. Les charges provenant de la superstructure :

Ce sont les réactions des poutres principales:

Tableau 64 : Réactions des poutres principales agissant sur la pile P1

Poutre N°	Charges permanentes (kN)	UDL + q _{fk} (kN)	TS (kN)
1	5981	2566,69	1164
2	5981	561,96	556

2.2. Le poids propre de la pile :

- Poids propre du chevêtre : $25 \times 1,2 \times 6,8 \times 1,8 = 367,2$ kN
- Poids propre d'une colonne : $25 \times \pi \times 1,2^2 \times 0,8 + 15 \times \pi \times 1,2^2 \times 6,83 = 138,42$ kN
- Poids propre de la semelle : $15 \times 1,4 \times 4,3 \times 9,3 = 683,55$ kN

2.3. Les efforts horizontaux :

a.) *Transversaux*

- L'écoulement fluvial est laminaire avec une vitesse d'écoulement de 2,7 m/s. le courant exerce une pression hydraulique H sur la partie immergée :

$$H = \rho \cdot K \cdot A \cdot v^2$$

K=0,4 : coefficient de forme pour la pile arrondie.

$\rho=10$ kN/m³ : poids volumique de l'eau ;

V=2,7 m/s : vitesse du courant ;

A = 8,20 m² : surface de la partie immergée.

D'où **H = 209,12 kN** appliquée au 1/3 de la partie immergée à partir de la surface libre.

- La pression de vent cyclonique dans cette zone est 4 kN/m².
 - Effet sur le tablier : $4 \times 3,15 \times 80 = 1008$ kN ;
 - Effet sur le chevêtre : $4 \times 1,2 \times 1,8 = 8,64$ kN ;
 - Effet sur la colonne : $4 \times 1,2 \times 0,8 = 3,84$ kN.

b.) *Longitudinaux*

- Effet dû à l'effort de freinage qui est égal à 100,3 kN ;
- Effet dû au retrait, au fluage et à la variation de température : 60,89 kN.

3. **Vérification de la stabilité de la pile :**

La pile doit être vérifiée au glissement et au renversement, longitudinalement et transversalement.

3.1. Stabilité vis-à-vis du renversement :

La condition à vérifier est la suivante : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$

MS : moment qui stabilise la pile ;

MR : moment qui tend à faire basculer la pile.

Tableau 65: Vérification de la pile au renversement

	Transversalement	Longitudinalement
MS (MN m)	58,94	13,37
MR (MN m)	16,17	2,35
MS/MR	3,6	5,6
Condition	Vérifiée	vérifiée

3.2. Stabilité vis-à-vis du glissement :

Du fait que la pile est ancrée sur des pieux, le glissement n'est pas à craindre.

Par conséquent, la stabilité de la pile n'est pas à craindre.

4. Dimensionnement de la pile

La pile est assimilée à un portique encastré dans la semelle de liaison. Les cas de charges considérés sont les suivants:

ELS : Cas1 : $G_{sup}(G_{inf}) + (1 \text{ ou } 0,0)S + \{UDL + TS + q_{fk}\} + 0,6F_{wk}$

Cas 2 : $G_{sup}(G_{inf}) + (1 \text{ ou } 0,0)S + F_{wk}$

ELU : Cas1 : $1,35G_{sup}(\text{ou } 1,0 G_{inf}) + (1 \text{ ou } 0,0)S + 1,35\{UDL + TS + q_{fk}\} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot F_{wk}$

Cas 2 : $1,35 \cdot G_{sup}(G_{inf}) + (1 \text{ ou } 0)S + 1,5 \cdot F_{wk}$

Pour obtenir les sollicitations de la pile, le logiciel RDM 6 est utilisé, et les résultats suivants sont obtenus :

✓ Pour le cas 1 :

Figure 41 : Chargement de la pile dans le sens transversal cas 1

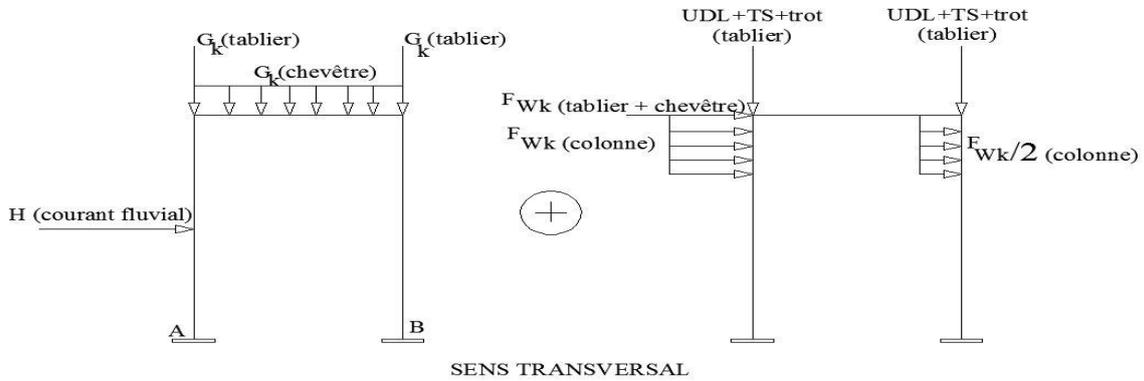


Figure 42 : Chargement de la pile dans le sens longitudinal cas 1

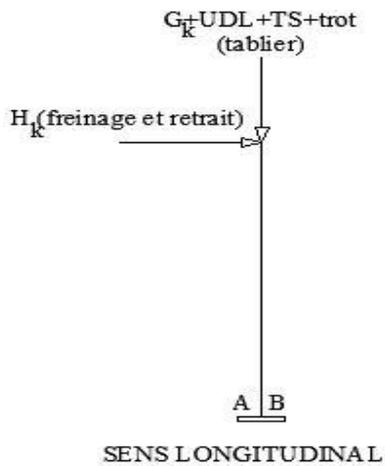


Tableau 66: Efforts sollicitant les colonnes dans les encastrement A et B (cas N°1)

	Encastrement A			Encastrement B		
	N (MN)	T (MN)	M (MNm)	N (MN)	T (MN)	M (MNm)
ELS	-9,253	-0,601	-2,221	-8,105	-0,5247	- 2,060
ELU	-12 ,392	-0,880	-3,274	-11,040	-0,777	-3,056

Les efforts sollicitant le chevêtre :

$$ELS \begin{cases} M_{max} = 1,718 \text{ MNm}; M_{min} = -1,943 \text{ MNm}; \\ N = -0,221 \text{ MN} \\ T(0) = 0,597 \text{ MN}; T(5m) = 0,867 \text{ MN} \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_{max} = 2,568 \text{ MNm}; & M_{min} = -2,871 \text{ MNm}; \\ N = -0,322 \text{ MN} \\ T(0) = 0,906 \text{ MN}; & T(5m) = 1,270 \text{ MN} \end{cases}$$

✓ Pour le cas 2 :

Figure 43 : Chargement de la pile dans le sens transversal cas 2

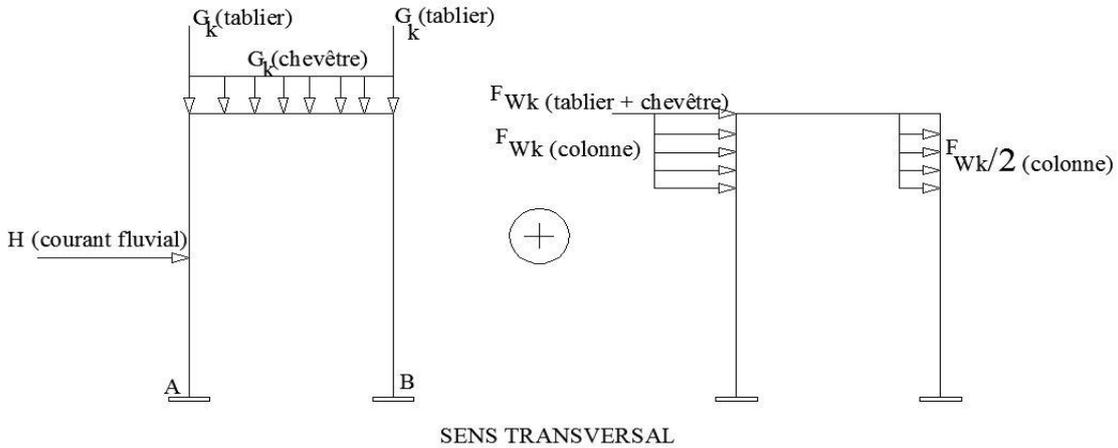


Figure 44 : Chargement de la pile dans le sens longitudinal cas 2

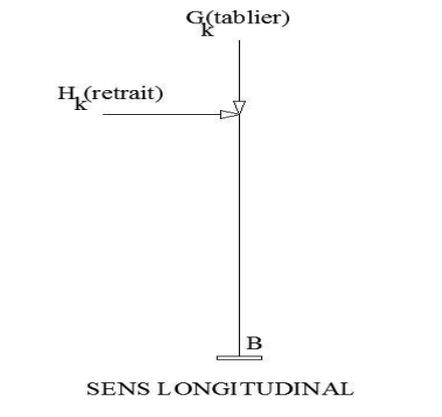


Tableau 67: Efforts sollicitant les colonnes dans les encastremets A et B (cas N°2)

	Encastrement A			Encastrement B		
	N (MN)	T (MN)	M (MNm)	N (MN)	T (MN)	M (MNm)
ELS	-5,099	-0,907	-3,494	-7,409	-0,8297	-3,331
ELU	-6,719	-1,339	-5,178	-10,168	-1,235	-4,956

Les efforts sollicitant le chevêtre :

$$ELS \begin{cases} M_{max} = 2,776 \text{ MNm}; & M_{min} = -2,999 \text{ MNm}; \\ N = -0,324 \text{ MN} \\ T(0) = 1,20 \text{ MN}; & T(5m) = 1,29 \text{ MN} \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_{max} = 4,160 \text{ MNm}; M_{min} = -4,462 \text{ MNm}; \\ N = -0,4756 \text{ MN} \\ T(0) = 1,542 \text{ MN}; T(5\text{m}) = 1,907 \text{ MN} \end{cases}$$

5. Ferrailages de la pile

5.1. Le chevetre :

Pour le chevetre, c'est le cas de charge N°2 qui est le plus defavorable. Les moments de calcul sont :

- ✓ $M_{Ed} = -4,462 \text{ MNm}$ (nappes superieures d'armatures)
- ✓ $M_{Ed} = 4,160 \text{ MNm}$ (nappes inferieures d'armatures).

La classe d'exposition du chevetre est XC3, l'enrobage est pris egal a 3,5 cm.

Les sections de calcul sont les memes que ce soit pour la section en travée et pour la section a l'appui : $b_w = 1,8 \text{ m}$; $h = 1,2 \text{ m}$.

Pour les materiaux :

- ✓ Béton : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$; $f_{cu} = 14,17 \text{ MPa}$
- ✓ Acier S500B.

a.) Armatures longitudinales :

Tableau 68: Sections d'armatures du chevetre

	M _{Ed}	μ_{cu}	μ_{lu}	Section	z (m)	As (cm ²)
Appui	4,462 MNm	0,1289	0,3717	Simplement armée	1,074	95,51
Travée	4,160 MNm	0,0848	0,3717	Simplement armée	1,106	86,46

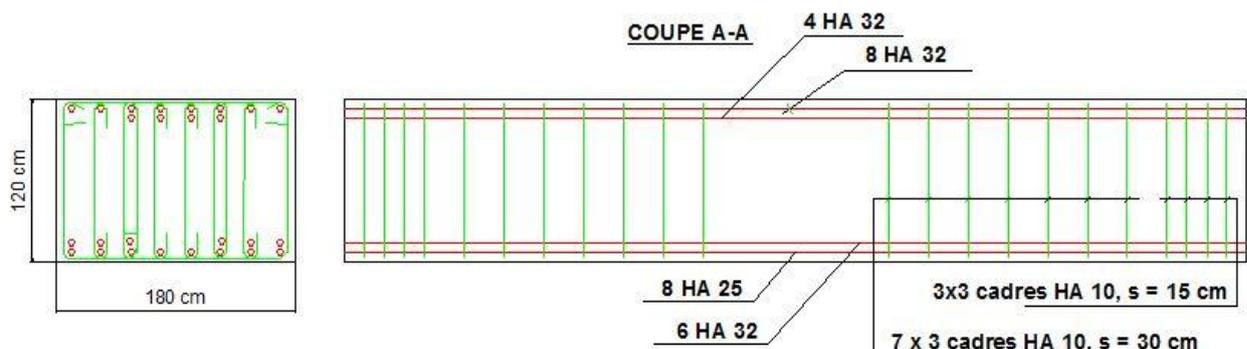
Pour la nappe superieure 12HA32 (96,46 cm²) pour les armatures superieures et 8HA25 + 6HA32 (87,48 cm²) pour les armatures inferieures.

b.) Armatures transversales :

Le diametre minimal des armatures transversales est egal a 10 mm.

Comme armatures transversales, $A_t = 7,85 \text{ cm}^2$ (3cadres + 4 epingles), espacees de 30 cm.

Figure 45 : Ferrailage du chevetre



5.2. La colonne :

a.) Armatures longitudinales :

La colonne est soumise en flexion composée : effort normal de compression et moment de flexion. Pour le calcul des armatures l'abaque d'interaction en annexe est utilisé.

La section d'étude est une section carrée équivalente, pour obtenir cette section le moment d'inertie de la section circulaire est égalisé à celui d'un carré, d'où le côté c du carré :

$$c = 0,876 * \text{diamètre} = 0,876 * 1,2 = 1,05 \text{ m.}$$

Le cas le plus défavorable pour l'étude de la pile est le cas N°2.

- les sollicitations de calcul à l'ELU sont :

$N_{Ed} = 10,168 \text{ MN}$ et $M_{Edy} = 4,956 \text{ MNm}$ (dans le sens transversal),

$M_{Edx} = H_s * \text{hauteur de la pile} = 3,056 * 8,83 * 10^{-3} = 0,027 \text{ MNm}$ (dans le sens longitudinal)

Le moment résultant est $M_{Ed} = \sqrt{M_{Edx}^2 + M_{Edy}^2} = 4,956 \text{ MNm}$

- La hauteur de flambement est définie par :

$$l_0 = 0,7 * l = 0,7 * 6,83 = 4,781 \text{ m}$$

- L'élancement de la colonne

La section équivalente est un carré, l'élancement est égal à :

$$\lambda = \frac{l_0 \sqrt{12}}{c} = \frac{4,781 * \sqrt{12}}{1,05} = 15,77$$

- L'excentricité additionnelle $e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{4,781}{400} = 0,0119 \text{ m}$;
- Le supplément d'excentricité $\Delta e_0 = \max \left\{ 20 \text{ mm}, \frac{h}{30} \right\} = \max \{ 20 \text{ mm}; 35 \text{ mm} \} = 35 \text{ mm}$

Et $e_1 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{4,956}{10,168} = 0,4874 \text{ m}$.

- L'élancement limite est donné par la formule suivante :

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \text{ avec } A = 0,7 ; B = 1,1 \text{ et } C = 0,7$$

Et n est l'effort normal réduit : $n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$

Où A_c : aire du béton ; donc $n = \frac{10,168}{1,05 * 1,05 * 25} = 0,368$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 * 0,7 * 1,1 * 0,7}{\sqrt{0,368}} = 17,77$$

Etant donné que $\lambda_{lim} = 17,77 \geq \lambda = 15,77$, les effets du second ordre ne sont pas considérés.

Ainsi les sollicitations ramenées au centre de gravité du béton seul sont:

$$\begin{cases} N_{Ed} = 10,675 \text{ MN} \\ e_1 + e_i + \Delta e_0 = 0,5343 \text{ m} \\ M_{EdG0} = N_{Ed}(e_1 + e_i + \Delta e_0) = 5,432 \text{ MNm} \end{cases}$$

La classe d'exposition du béton est XC1, et sa résistance caractéristique à la compression est $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$.

Donc pour le calcul sur abaque d'interaction, la contrainte du béton à prendre en compte est $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$.

$$\mu = \frac{M_{EdG0}}{bh^2 f_{cd}} = \frac{5,432}{1,05 \cdot 1,05^2 \cdot 14,17} = 0,33$$

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} = \frac{10,168}{1,05 \cdot 10,5 \cdot 14,17} = 0,65$$

Ce qui donne un pourcentage d'armature symétrique $\rho = 0,78$.

La section d'armature longitudinale est la suivante :

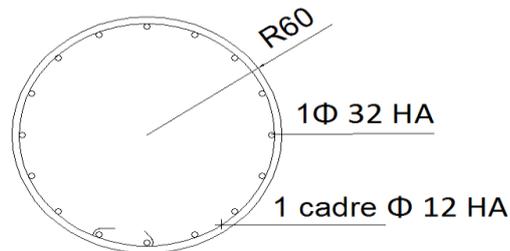
$$A_s = \frac{\rho \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}} = \frac{0,78 \cdot 14,17 \cdot 1,05 \cdot 1,05}{435} = 0,02801 \text{ m}^2 = 280,1 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 18HA32 = 144,8 \text{ cm}^2$.

b.) Armatures transversales

Comme armature transversale, $\phi_t = 12 \text{ mm}$ et $s_t = 40 \text{ cm}$.

Figure 46 : Ferrailage de la colonne



5.3. La semelle de liaison

Pour ferrailer la semelle de liaison, il est nécessaires de connaître le nombre de pieux sur lesquels elle repose.

a.) Le nombre de pieux :

La charge de compression à l'état limite ultime prend en compte le poids total de la pile, ainsi que les réactions provenant de la superstructure $F_{cd} = 22,97 \text{ MN}$.

En considérant un coefficient de sécurité égal à 1,5, le nombre de pieux est égal à :

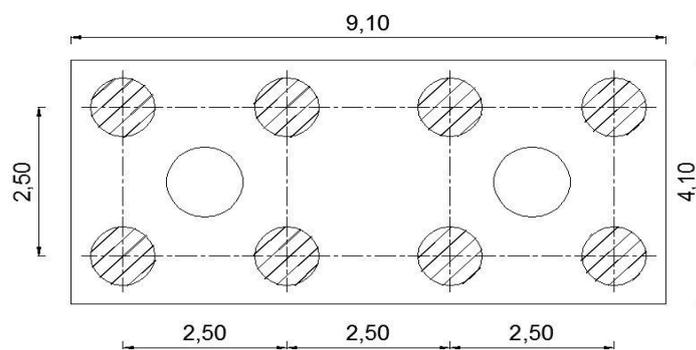
$$n_p = 1,5 \frac{F_{cd}}{R_{cd}} = 1,5 * \frac{22,97}{4,637} = 8 \text{ pieux de diamètre } 100 \text{ cm}$$

$$\text{ou } n_p = 1,5 \frac{F_{cd}}{R_{cd}} = 1,5 * \frac{22,97}{3,460} = 10 \text{ pieux de diamètre } 80 \text{ cm}$$

Pour raison économique, 8 pieux, ayant chacun 100 cm de diamètre, sont disposés sous la semelle.

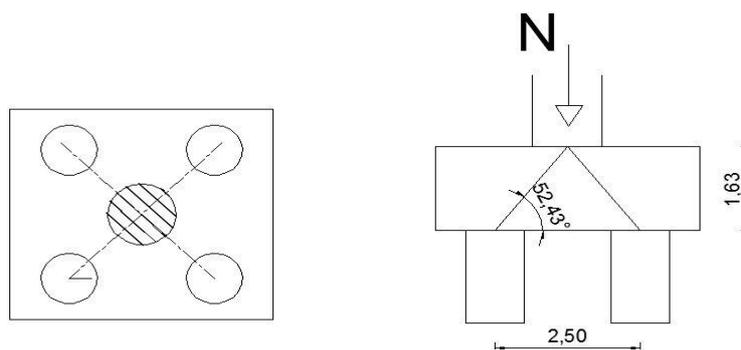
b.) Calcul des armatures de la semelle

Figure 47: Modèle de calcul de la semelle sous pile



La section d'armature est calculée par la méthode des bielles, en effet les efforts sont supposés transmis aux pieux par des bielles de compression. Supposons que les pieux et les colonnes ne présentent pas d'excentrement au niveau de la semelle de liaison et isolons la moitié de la semelle, donc elle repose sur quatre (4) pieux.

Figure 48: Bielles de calcul de la semelle sous pile



L'entraxe des pieux e est égal à 2,5 fois son diamètre, soit un entraxe égal à 2,5 m. Pour appliquer la méthode des bielles, la semelle de liaison est supposée indéformable, soit

$$h \geq 1,5\varnothing, \varnothing \text{ étant le diamètre d'un pieu.}$$

Le cas idéal pour l'inclinaison des bielles est un angle de $52,43^\circ$, cela donne une hauteur de semelle égale à :

$$h = \frac{\text{entraxe pieu} \times \tan(52,43^\circ)}{2} = \frac{2,5 * 1,3}{2} = 1,63 \text{ m}$$

Pour le calcul de ferrailage $h = 1,63 \text{ m} \geq 1,5\phi = 1,5 \text{ m}$

Le bras de levier $z = 1,3 \cdot h = 2,12 \text{ m}$

L'effort de compression maximal supporté par un pieu est obtenu pour le cas N°1 (encastrement A) :

$$F_p = \frac{N_{Ed}}{4} + \frac{M_{Edy}}{e} + \frac{M_{Edx}}{e} = 4,77 \text{ MN}$$

La composante horizontale des bielles:

$$T_i = \frac{F_p \cdot h}{z} = 3,669 \text{ MN}$$

Cet effort peut être équilibré par:

- Des cerces des sections A_c ;
- Et une proportion $1-\gamma$ par des armatures de quadrillages A_q , $\gamma = 0,8$.

$$A_c = \frac{\sqrt{2} \cdot \gamma \cdot T_i}{2 \cdot \sigma_s} = 41,93 \text{ cm}^2$$

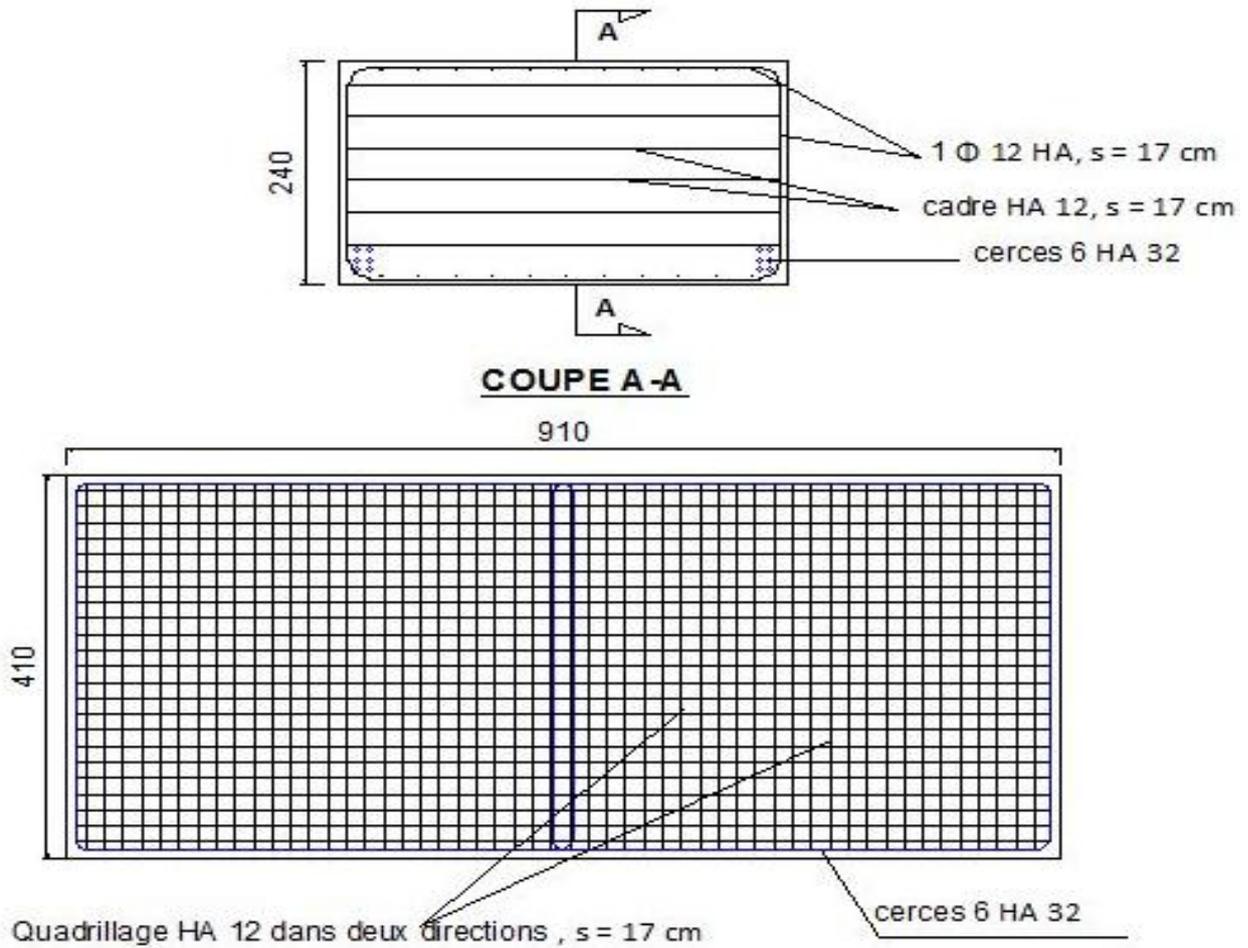
$A_q = e \cdot A_c \cdot (1 - \gamma) = 25,15 \text{ cm}^2$ à répartir dans le sens transversal sur 4,10 m et dans le sens longitudinal sur 4,55 m.

Hauteur de la bielle horizontale supérieure :

$$d = z + \frac{T_i}{2d\sigma_b} = 2,264 \text{ m} ; h = d + 0,05 = 2,314 \text{ m}$$

Les valeurs réelles des aciers d'armatures sont : $A_c = 6\text{HA}32 = 48,23 \text{ cm}^2$ et $A_q = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$ (dans les deux sens par mètre linéaire, espacé de 17 cm).

Figure 49 : Ferrailage de la semelle sous pile



5.4. Ferrailage du pieu

Les pieux travaillent en compression centrée. L'effort de compression est équilibré par le béton et les aciers d'armatures.

L'effort normal de compression supporté à l'état limite ultime est égal à :

$$N_{Ed} = F_p = 4,182 \text{ MN.}$$

Le béton équilibre : $F_c = A_c \cdot f_{cd} = \frac{\pi \cdot 1^2}{4} * 16,7 = 13,11 \text{ MN} ;$

Les aciers équilibrent : $F_s = N_{Ed} - F_c = -8,93 \text{ MN}$. Donc les aciers ne sont pas nécessaires, néanmoins le pieu est armé avec la section minimale d'armature définie par :

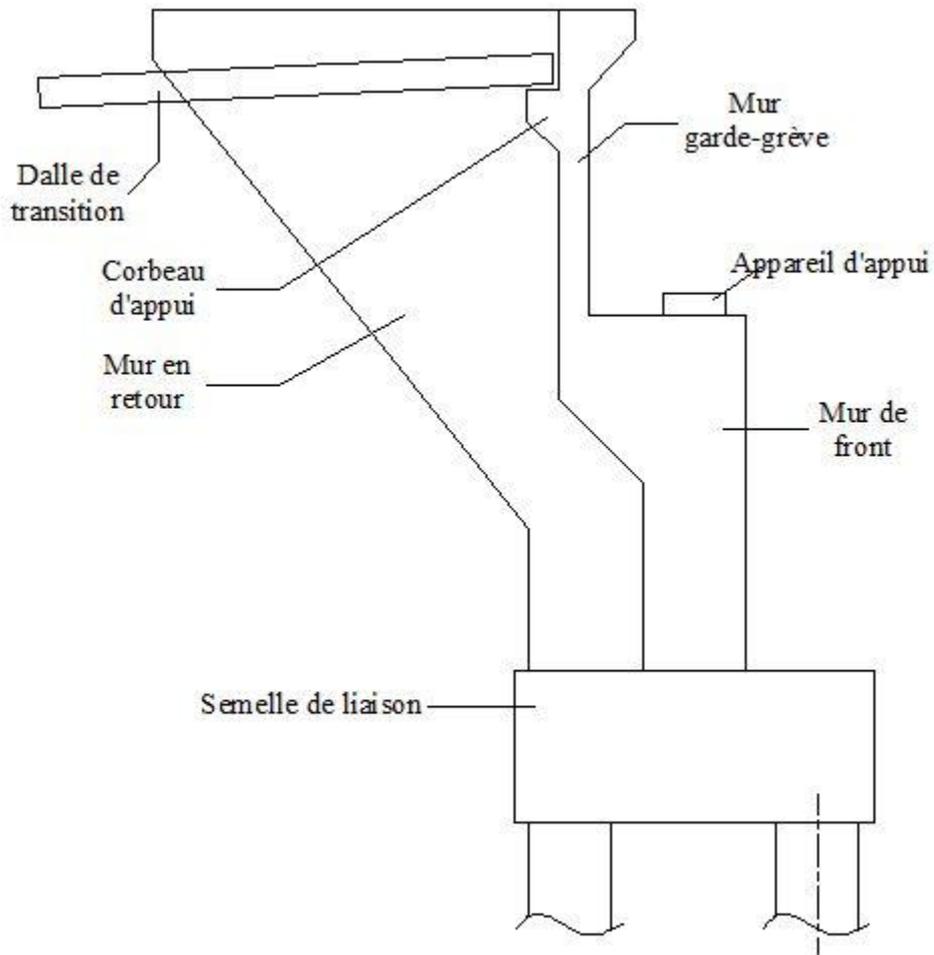
$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \\ 0,2 \cdot \frac{A_c}{100} \end{array} \right.$$

Après calcul, $A_{min} = 15,7 \text{ cm}^2$.

La section d'armature du pieu est $A_s = 8HA16 = 16 \text{ cm}^2$

CHAPITRE XII : ETUDE DE LA CULEE

Figure 50 : Schéma descriptif de la culée



1. Mur garde-grève

Le mur est encastré dans le sommier d'appui. Pour l'étudier, seules les forces horizontales sont prises en comptes. Ces forces sont : la poussée des terres, la poussée d'une charge locale située en arrière du mur de garde-grève et la force de freinage.

Le mur de garde grève aura les dimensions suivantes :

- Longueur : $L = 8,7$ m ;
- Epaisseur : $e = 0,30$ m ;
- Hauteur : $h = 3,15$ m

1.1. Sollicitations de calcul

1.1.1. La poussée des terres

La poussée des terres est généralement créée par le remblai. Le moment maximal à l'encastrement est défini par l'expression suivante :

$$M_p = \frac{i\gamma h^3}{6}$$

i : coefficient de poussée du remblai
 γ : poids volumique du remblai 18 kN/m³
 h : hauteur du mur garde-grève 3,15 m.

Le remblai a les caractéristiques suivantes : angle de frottement $\varphi = 30^\circ$ (sol pulvérulent) et de poids volumique $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.

$$\text{Donc } i = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,33$$

D'où pour un mètre linéaire de mur garde-grève :

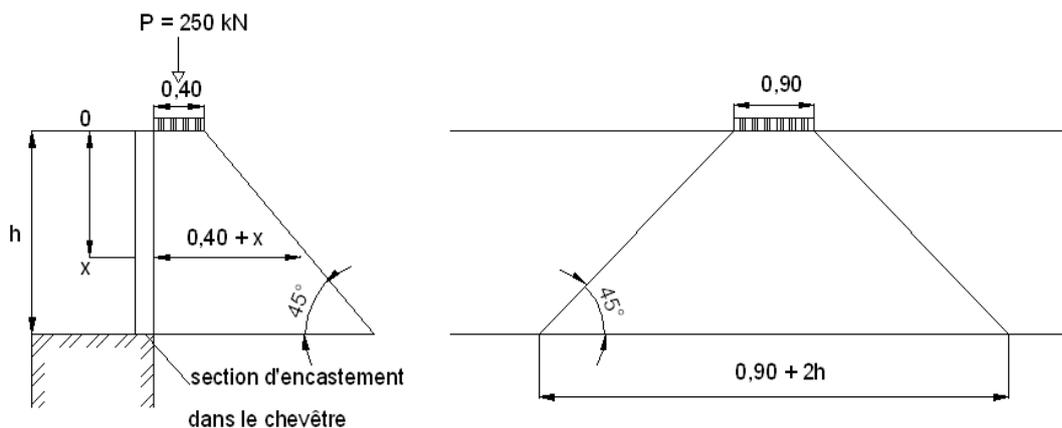
$$M_p = \frac{0,33 * 18 * 3,15^3}{6} = 30,94 \text{ kN m/ml}$$

1.1.2. Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève

Les charges locales à considérer sont les charges TS. La charge à considérer est une charge de 250 kN répartie uniformément sur un rectangle de 0,40 x 0,90 (m x m).

Cette charge est supposée se répartir latéralement sur un angle de 45° à l'arrière du mur.

Figure 51 : Poussée due aux surcharges TS



Le moment à l'encastrement a pour expression :

$$M_p = \frac{250 i}{0,90 + 2 h} \int_0^h \frac{h - x}{0,40 + x} dx \text{ (kN. m/ml)}$$

$$M_P = \frac{250 i}{0,90 + 2h} \left[((h + 0,4) \ln(0,4 + h) - (0,4 + h)) - ((h + 0,4) \ln 0,4 - 0,4) \right]$$

D'où $M_P = 47,8 \text{ kN m/ml}$.

1.1.3. Force de freinage d'un essieu

La force de freinage agissant sur la culée est de 249,5 kN. Le moment engendré par cette force est défini par la formule suivante :

$$M_F = \frac{H_x h}{0,40 + 2 h}$$

$H_x = 249,5 \text{ kN}$: force de freinage ;

D'où $M_F = 117,3 \text{ kN m/ml}$.

1.1.4. Moment total

Les moments d'encastrement suivants sont obtenus :

ELS : $M_{ser} = 196,04 \text{ kNm/ml}$

ELU : $M_{Ed} = 264,65 \text{ kNm/ml}$.

1.2. Ferrailages

a.) Les armatures longitudinales

Les données de calcul sont :

- Les sollicitations : $M_{Ed} = 264,65 \text{ kNm/ml}$ et $M_{ser} = 196,04 \text{ kNm/ml}$;
- Pour le béton $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$; $b_w = 1 \text{ m}$ et $d = 25 \text{ cm}$.
- Pour l'acier : $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$.

Les caractéristiques suivantes sont obtenues :

- Béton

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} < 50 \text{ MPa} \text{ donc } \lambda=0,8 \text{ et } \eta=1 ;$$

$$f_{cu} = 16,7 \text{ MPa} \text{ et } f_{ctm} = 2,1 \text{ MPa} ;$$

- Acier

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 435 \text{ MPa} ;$$

$$\bar{\sigma}_s = k_3 \cdot f_{yk} = 0,8 * 500 = 400 \text{ MPa}.$$

- Calcul du moment réduit

$$\mu_{cu} = \frac{M_{Ed}}{b_w d^2 f_{cu}} = \frac{264,65 * 10^{-3}}{1 * 0,25^2 * 16,7} = 0,2536$$

Pour la classe d'exposition XC3 avec $f_{ck}=25$ MPa, le moment réduit limite est $\mu_{lu} = 0,3717$.

Comme $\mu_{cu} < \mu_{lu}$ donc la section est simplement armée.

- Détermination du bras de levier

Comme $\mu_{cu} > 0,225$ alors :

$$\alpha_u = \frac{1}{\lambda} (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}}) = 0,42825 ;$$

$$z_c = d \left(1 - \frac{\lambda}{2} \alpha_u \right) = 0,207 \text{ m.}$$

- Section d'armature

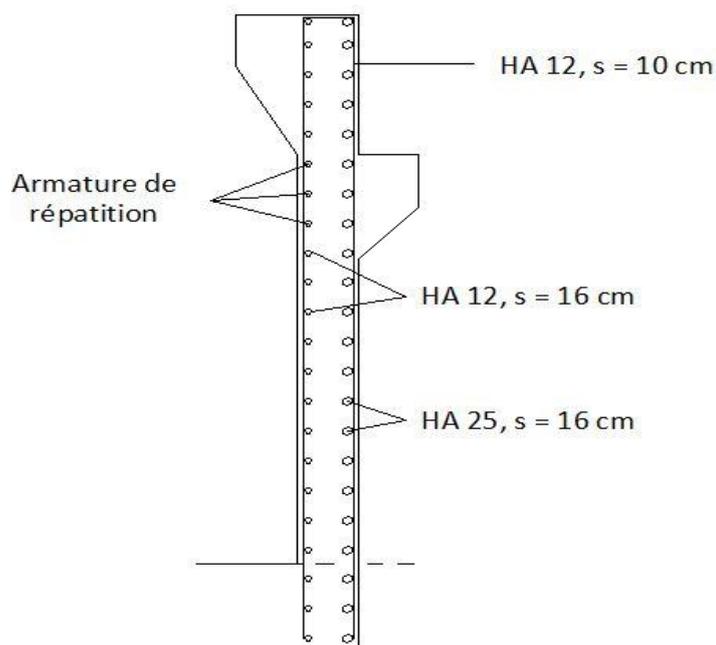
$$A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{z_c f_{yd}} = \frac{264,65 * 10}{0,207 * 435} = 29,39 \text{ cm}^2$$

Soit une section réelle d'armature égale $A_{s1} = 6 \text{ HA } 25 = 29,43 \text{ cm}^2$ pour un mètre linéaire de mur. Comme armature de répartition des HA 10 sont disposées.

b.) Les armatures transversales

- Comme cité dans le « PP73 », des HA 10 espacées de 15 cm sont mises en place sur les 2 faces.

Figure 52 : Ferrailage du mur de garde grève



2. Mur en retour

2.1. Prédimensionnement

Les dimensions suivantes sont choisies :

- Epaisseur $e = 0,30$ m ;
- Hauteur $h = 6,65$ m ;
- Longueur $l = 4,5$ m.

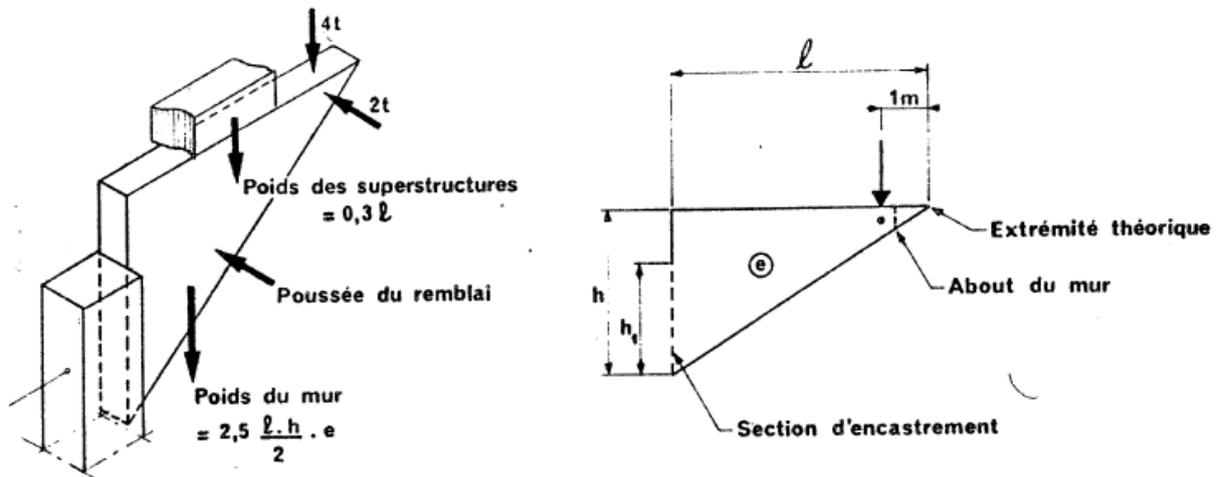
2.2. Sollicitations

Ce mur soutient les remblais d'accès. Chaque mur est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur : $P_m = 2,5 \frac{l \cdot h}{2} e$ (T) ;
- Poids des superstructures qui est estimé à : $P_s = 0,3 l$ (T) ;
- Une poussée horizontale répartie : $q_r = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right)$ (t/m²) ;
- Charges concentrées verticale $F_V = 4$ t et horizontale $F_H = 2$ t.

Le schéma suivant représente la disposition de ces charges :

Figure 53 : Chargement du mur en retour



2.3. Détermination des efforts

2.3.1. Les forces horizontales :

- L'effort tranchant horizontal est défini par :

$$T_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \frac{l \cdot h}{2} + 2 = 42,65 \text{ T} = 426,5 \text{ kN.}$$

- Le moment d'encastrement :

$$M_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \frac{l^2 h}{6} + 2(l - 1) = 67,97 \text{ Tm} = 697,7 \text{ kNm à l'ELS}$$

$$M_H = 0,942 \text{ MNm.}$$

2.3.2. Les forces verticales :

- L'effort tranchant vertical :

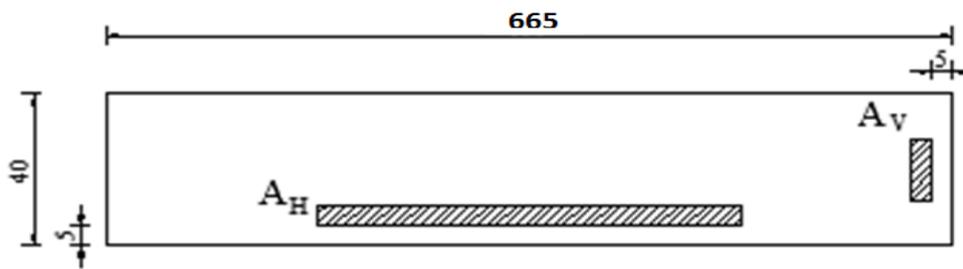
$$T_V = 2,5 \frac{l \cdot h}{2} e + 0,3 l + 4 = 16,57 \text{ T} = 165,7 \text{ kN.}$$

- Le moment d'encastrement :

$$M_V = 2,5 \frac{l^2 \cdot h}{6} e + 0,3 \frac{l^2}{2} + 4(l - 1) = 33,87 \text{ Tm} = 338,7 \text{ kN m}$$

$$M_V = 0,457 \text{ MNm.}$$

2.4. Calcul des ferrillages



A_H Pour la reprise de M_H ; section de calcul : $d = 0,35 \text{ m}$ et $b_w = 6,65 \text{ m}$

A_V Pour la reprise de M_V ; section de calcul : $d = 6,60 \text{ m}$ et $b_w = 0,40 \text{ m}$

Les caractéristiques du béton et des aciers sont les mêmes que pour le ferrillage du mur de garde grève précédent :

- Béton :

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} < 50 \text{ MPa} \text{ donc } \lambda = 0,8 \text{ et } \eta = 1 ;$$

$$f_{cu} = 16,7 \text{ MPa} \text{ et } f_{ctm} = 2,1 \text{ MPa} ;$$

- Acier

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 435 \text{ MPa} ;$$

$$\bar{\sigma}_s = k_3 \cdot f_{yk} = 0,8 * 500 = 400 \text{ MPa.}$$

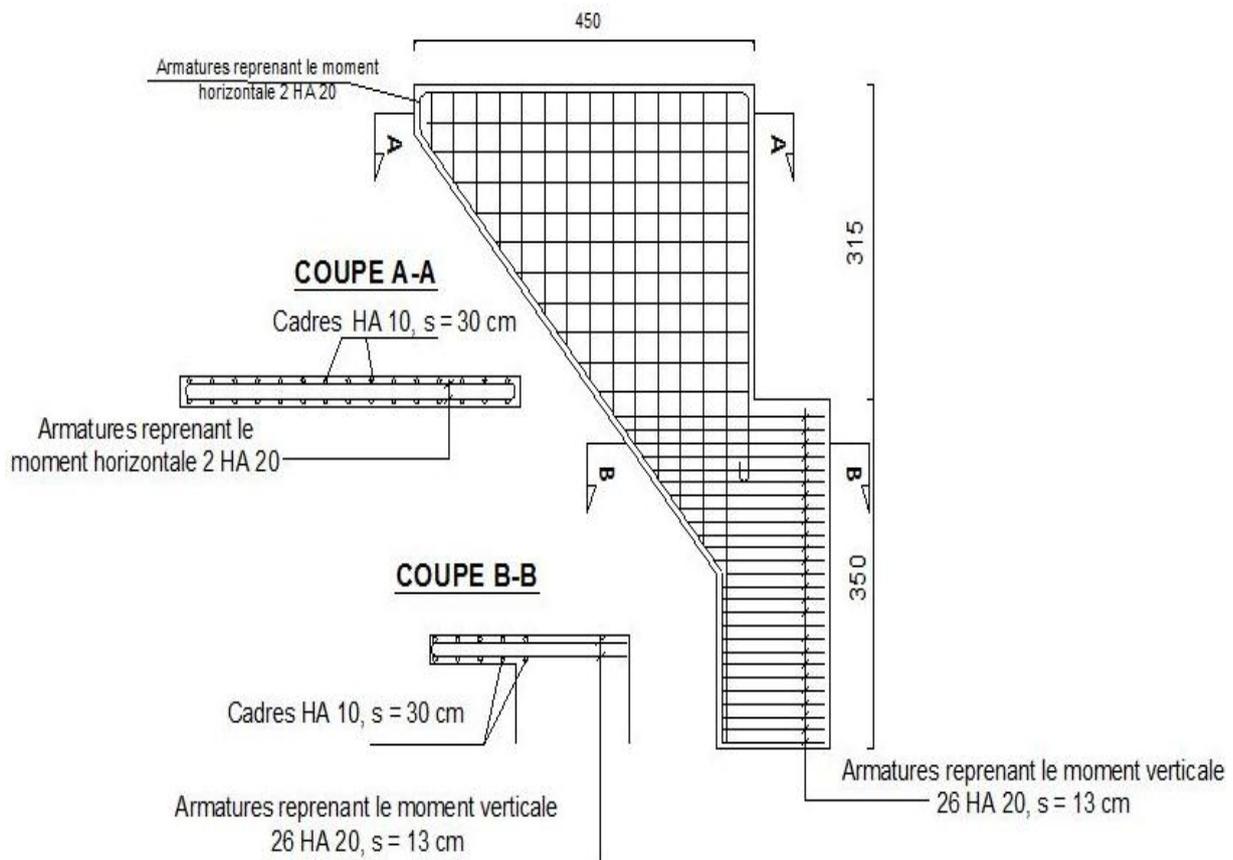
- Les moments réduits

Tableau 69: Sections d'armatures du mur en retour

	M_{Ed} (MN m)	μ_{cu}	μ_{lu}	Z_c (m)	A_{s1} (cm ²)
A_H	0,942	0,0564	0,3717	0,338	64,04
A_V	0,457	0,0012	0,3717	6,595	1,59

Soit $26\phi 20$ HA d'armature horizontale à repartir sur la hauteur d'encastrement et $2\phi 20$ HA d'armature verticale.

Figure 54 : Ferrailage du mur en retour



3. Le mur de front

C'est l'élément sur lequel s'appuie le tablier, de plus il assure la stabilité du mur de front. Ses dimensions sont les suivantes :

- Hauteur : 3,5 m ;
- Epaisseur : 1 m ;
- Longueur : 8,7 m.

Ce mur est sollicité par son poids propre, la réaction du tablier, la poussée des terres, la force de freinage, la température, le retrait et fluage. Il est étudié en flexion composée.

3.1. Détermination des sollicitations :

3.1.1. La poussée des terres (cf. ANNEXE F)

Pour la poussée, le mur de front est étudié comme un mur de soutènement encasté à son pied. L'étude est conforme à l'ouvrage de Thonier [1]

$$M_P = 284,364 \text{ kNm/ml}$$

3.1.2. Efforts provenant du tablier

Le mur de front est supposé rigide pour avoir une répartition uniforme des charges verticales.

- Efforts verticaux

Ce sont les réactions du tablier.

Tableau 70: Réactions du tablier sollicitant le mur de front

	Poutre principale	Charge répartie $2P_i/(L_f \cdot e_f)$ (kN/m ²)	Pour un mètre de mur de front (kN/ml)
R _G	2017,2	463,7	463,7
R _{UDL+TS}	1145,3	263,3	263,3
R _{Trottoir}	229,6	52,8	52,8

- Efforts horizontaux

La hauteur du mur est de 3,5 m et sa largeur est de 8,7 m.

Tableau 71: Efforts horizontaux sollicitant le mur de front

	T_k	S	H_x	Total
F (kN)	35,82	25,07	249,5	
M (kNm)	125,37	87,75	873,25	
M (kNm/ml)	14,41	10,09	100,4	124,9

3.1.3. Les efforts sous états limites

- Le moment fléchissant

$$M_{ELS} = M_P + M_H = 284,364 + 124,9 = 409,264 \text{ kNm/ml}$$

$$M_{ELU} = 1,35 M_P + 1,35 M_H = 552,506 \text{ kNm/ml}$$

- L'effort normal

$$N_{ELS} = 862,8 \text{ kN}$$

$$N_{ELU} = 1164,78 \text{ kN}$$

3.2. Ferrailages du mur de front

Classe d'exposition : XC1

Le mur est sollicité en flexion composée. Les données de calcul sont :

- $M_{Ed} = 0,553 \text{ MNm/ml}$ et $M_{ser} = 0,409 \text{ MNm/ml}$;
- $N_{Ed} = 1,165 \text{ MN}$ et $N_{ser} = 0,863 \text{ MN}$;
- Pour l'acier $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$.

Les caractéristiques suivantes sont obtenues :

- Béton

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} < 50 \text{ MPa} \text{ donc } \lambda = 0,8 \text{ et } \eta = 1 ;$$

$$f_{cd} = 16,7 \text{ MPa} \text{ et } f_{ctm} = 2,1 \text{ MPa} ;$$

- Acier

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 435 \text{ MPa} ;$$

$$\bar{\sigma}_s = k_3 \cdot f_{yk} = 0,8 * 500 = 400 \text{ MPa}.$$

- Sollicitations de calcul

$$M_{Ed} = 0,650 \text{ MNm} \text{ et } N_{Ed} = 1,165 \text{ MN} ;$$

$$e_1 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{0,553}{1,165} = 0,475 \text{ m}$$

$N_{Ed} > 0$ donc c'est une compression.

- Vérification de l'effet du second ordre

En ce qui concerne l'élançement géométrique, le mur est encasté dans la semelle et ne présente ni articulation, ni appui à son extrémité supérieure. Par conséquent, l'élançement géométrique $l_0 = 2 \cdot l$ où l est la hauteur du mur.

$$l_0 = 2 * l = 2 * 3,5 = 7 \text{ m}$$

L'élançement λ du fut est donné par la formule suivante :

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \text{ et } i = \frac{h}{\sqrt{12}} ; \text{ donc } i = 0,2886 \text{ et } \lambda = 24,25$$

L'élançement limite est donné par la formule suivante :

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \text{ avec } A = 0,7 ; B = 1,1 \text{ et } C = 0,7$$

Et n est l'effort normal réduit : $n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$

Où A_c : aire du béton ; donc $n = \frac{1,165}{1 \cdot 1 \cdot 16,7} = 0,07$

$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,07}} = 40,81 > \lambda = 24,25$, donc les effets du second ordre ne sont pas pris en compte.

- Sollicitations ultimes corrigées

L'excentricité additionnelle e_i :

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{7}{400} = 0,0175 \text{ m}$$

Pour ce ferrailage, la section est armée symétriquement, d'où l'ajout du supplément d'excentricité $\Delta e_0 = \max\left(20 \text{ mm}; \frac{h}{30}\right)$

$$\Delta e_0 = \max(20 \text{ mm}; 33,33 \text{ mm}) = 0,033 \text{ m}$$

D'où la sollicitation au centre de gravité du béton seul :

$$N_{Ed} = 1,165 \text{ MN et } M_{EdGO} = N_{Ed} (e_1 + e_i + \Delta e_0) = 0,612 \text{ MNm.}$$

- Armatures longitudinales

Calcul des quantités réduites d'entrée dans le diagramme d'interaction :

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{b_w h f_{cd}} = \frac{1,165}{1 \cdot 1 \cdot 16,7} = 0,07$$

$$\mu = \frac{M_{EdGO}}{b_w \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0,612}{1 \cdot 1^2 \cdot 16,7} = 0,04$$

D'après l'abaque d'interaction, le pourcentage d'armature

$$\rho = \frac{(\sum A_s) f_{yd}}{b_w \cdot h \cdot f_{cd}} = 0,04$$

D'où la section d'armature ;

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{1}{2} \left(\frac{0,04 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 16,7}{435} \right) = 7,67 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{s1} + A_{s2} = 15,36 \text{ cm}^2$$

La maîtrise de la fissuration étant requise, la section minimale d'armature est la suivante :

$$A_{s,min} = 0,23 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_w \cdot d \frac{e_0 - 0,45d}{e_0 - 0,185d} = 3,84 \text{ cm}^2$$

4. Semelle de liaison et fondation

La semelle de liaison a les dimensions suivantes :

- longueur 9,3 m ;
- hauteur 1,4 m ;
- et une largeur de 2,3 m.

4.1. Evaluation des charges

a.) Les charges venant de la superstructure

Tableau 72 : Charges provenant de la superstructure sollicitant la semelle de liaison sous culée

Poutre N°	Charges (kN)	
	Permanentes G	Exploitation Q
N°1	2017	1375
N°2	2017	474

b.) Poids propre de la culée

Mur de garde grève : $25 \times 0,3 \times 3,15 \times 8,7 = 205,54 \text{ kN}$

Mur de front : $25 \times 1 \times 3,5 \times 8,7 = 761,25 \text{ kN}$

Mur en retour (2 murs): $25 \times 0,3 \times 4,5 \times 6,65 = 224,44 \text{ kN}$

Semelle de liaison : $25 \times 2,3 \times 1,4 \times 9,3 = 802,13 \text{ kN}$

4.2. Le nombre de pieux

La charge de compression à transmettre au sol de fondation (prenant en compte les réactions de la superstructure et le poids propre de la culée) est $F_{cd} = 7876,36 \text{ kN}$.

Le nombre de pieux est déterminé par :

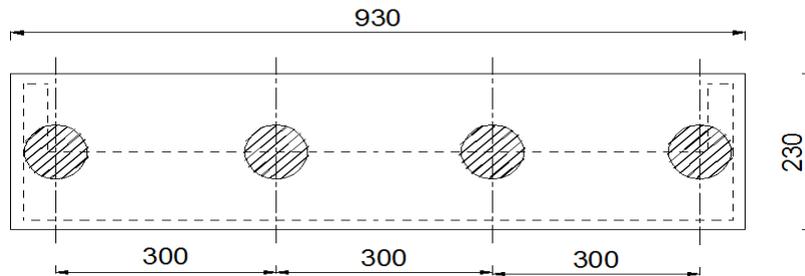
$$n_p = 1,5 \frac{F_{cd}}{Q}$$

$$n_p = 1,5 * \frac{7,876}{5,018} = 2,35 \text{ pieux de 1 m de diamètre ou}$$

$$n_p = 1,5 * \frac{7,876}{3,751} = 3,15 \text{ pieux de } 0,8 \text{ m de diamètre}$$

Pour la suite, **4 pieux de 0,8 m de diamètre** sont disposés sous la semelle.

Figure 55 : Disposition constructive des pieux sous culée



La hauteur de la semelle doit être supérieure à $1,5\phi$. D'où une hauteur de 1,4 m.

4.3. Vérification de la résistance des pieux

La semelle est supposée indéformable reposant sur des pieux considérés comme appuis élastique. Alors l'effort supporté par chaque pieu N°i est obtenu par la formule suivante :

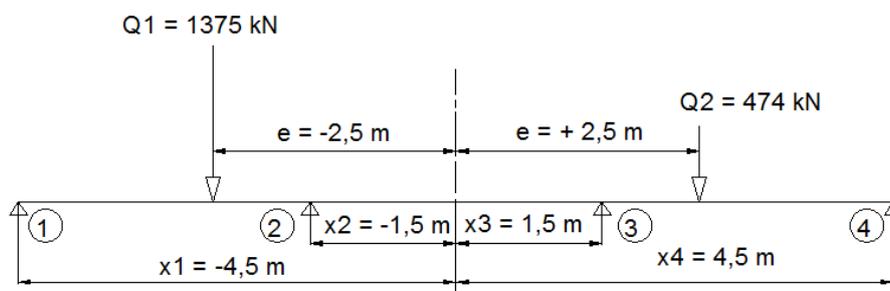
$$R_i = P \frac{K_i}{\sum K_i} \left(1 + \frac{K_i}{\sum K_i x_i^2} e x_i \right) \quad K_i = \frac{ES}{h} \text{ coefficient de rigidité du pieu}$$

Etant donné que les pieux sont identiques, après simplification :

$$R_i = \frac{P}{4} \left(1 + \frac{e x_i}{\sum x_i^2} \right)$$

- x_i position du pieu N°i par rapport au centre de la semelle
- e : excentricité de la charge
- P : résultante des charges

Figure 56 : Excentricité des surcharges



Les surcharges supportées par chaque pieu sont :

Tableau 73 : Surcharges supportées par chaque pieu

	Pieu N°1	Pieu N°2	Pieu N°3	Pieu N°4
Surcharge (kN)	518,56	481,02	443,48	405,94

La surcharge permanente, y compris son poids propre, supportée par un pieu est égale à 1707,8 kN. Le pieu N°1 est le plus chargé et supporte à l'ELU un effort normal $N_{Ed} = 3005,6 \text{ kN}$

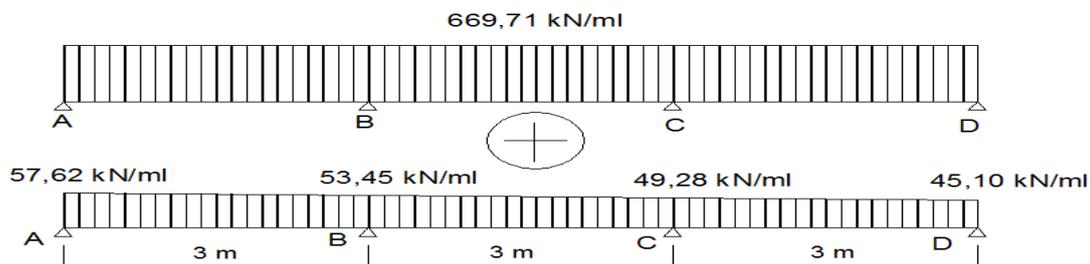
Ainsi la résistance du pieu est assurée car : $Q = 3,751 \text{ MN} > N_{Ed} = 3,006 \text{ MN}$

4.4. Ferrailage de la semelle

a.) Détermination des efforts

Le chargement de la semelle est donné par la figure suivante :

Figure 57 : Chargement de la semelle sous culée



Les efforts sous charges permanentes sont obtenus par la méthode des trois moments. Dans le présent cas $E = \text{constante}$ et $I = \text{constante}$, l'équation des trois moments se réduit à :

$$M_g l_g + 2M_{moy}(l_g + l_d) + M_d l_d = 6EI(\theta_{0d} - \theta_{0g})$$

θ_{0d} : rotation à droite de l'appui moyen

θ_{0g} : rotation à gauche de l'appui moyen

- Appui moyen = appui B donc $M_g = M_A = 0$ et $M_d = M_C$ et $l_g = l_d = l$

Pour le cas de charge uniformément répartie p , les rotations à gauche et à droite de l'appui sont égales à :

$$\begin{cases} \theta_{0d} = -\frac{pl^3}{24 EI} \\ \theta_{0g} = \frac{pl^3}{24 EI} \end{cases}$$

On obtient l'équation :

$$2M_B(l+l) + M_C l = 6EI \left(-\frac{pl^3}{24 EI} - \frac{pl^3}{24 EI} \right)$$

D'où

$$8M_B + 2M_C = -pl^2$$

- Appui moyen = appui C $M_g = M_B$ et $M_d = M_D = 0$ et $l_g = l_d = l$

Avec les mêmes rotations, on obtient :

$$2M_B + 8M_C = -pl^2$$

D'où le système d'équation :

$$\begin{cases} 8M_B + 2M_C = -pl^2 \\ 2M_B + 8M_C = -pl^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_B = -\frac{pl^2}{10} \\ M_C = -\frac{pl^2}{10} \end{cases}$$

$$M_C = M_B = \frac{-669,71 * 3 * 3}{10} = -602,73 \text{ kN.m}$$

L'équation du moment fléchissant dans la travée A-B est donc égale à :

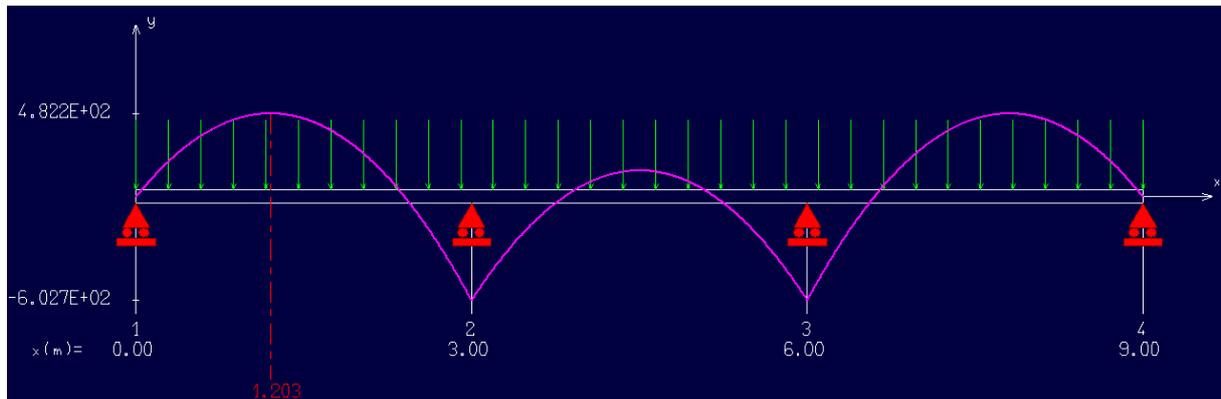
$$\begin{aligned} M(x) &= M_{iso}(x) + \left(M_B \frac{x}{l} \right) \\ M(x) &= \left(\frac{pl}{2} x - \frac{px^2}{2} \right) + \left(-\frac{pl}{10} x \right) \\ \Rightarrow M(x) &= \frac{4pl}{10} x - \frac{px^2}{2} \\ \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} &= \frac{4pl}{10} - px \end{aligned}$$

Après calcul le moment maximal en travée se trouve à une abscisse $x = \frac{4}{10} l = 1,2 \text{ m}$ de l'appui A.

$$M(1,2) = \frac{4 * 669,71 * 3}{10} * 1,2 - \frac{669,71 * 1,2^2}{2} = 482,19 \text{ kN.m}$$

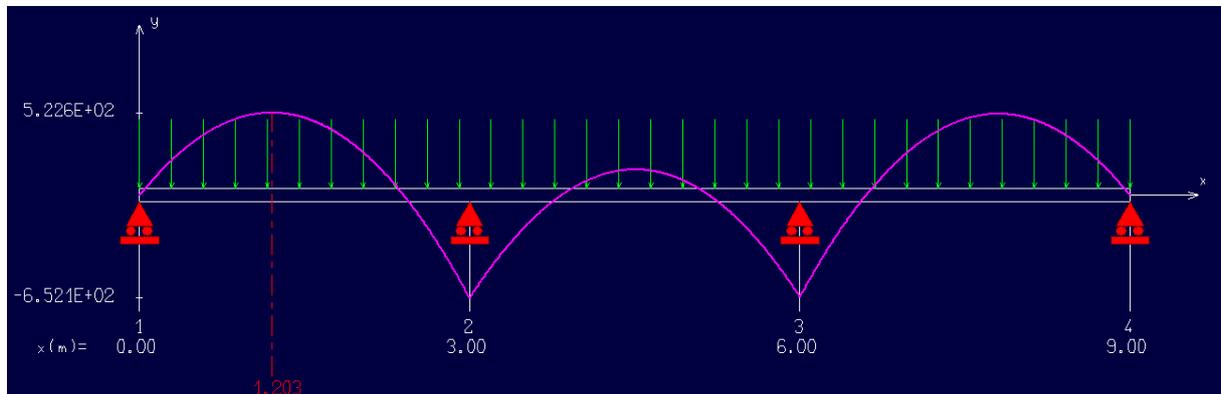
Les moments calculés ci-dessus sont vérifiés grâce au logiciel RDM6 comme le montre la figure suivante :

Graphe 14 : Moment fléchissant de calcul de la semelle sous culée sous charge permanente

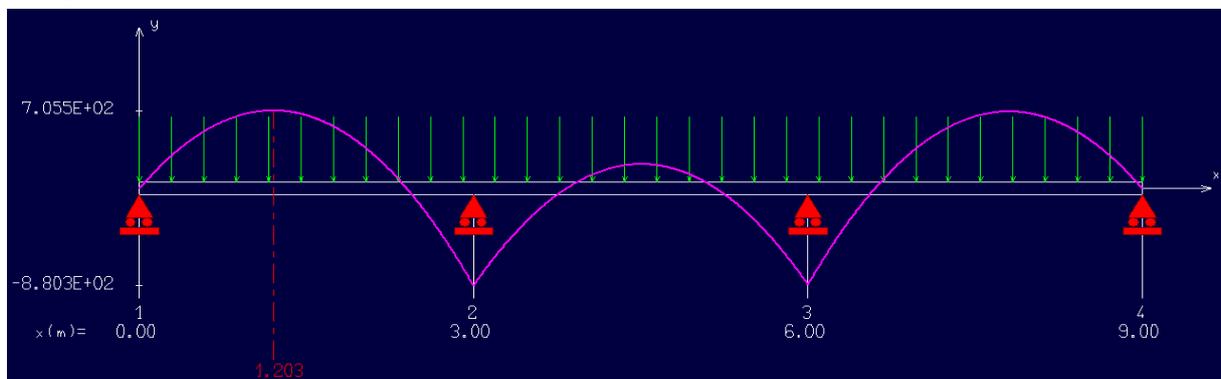


Dans la suite, le calcul des efforts sous surcharges d'exploitation sont calculés par le biais de ce logiciel :

Graphe 15: Moment fléchissant de calcul de la semelle sous culée à l'ELS



Graphe 16: Moment fléchissant de calcul de la semelle sous culée à l'ELU



Suite à ces deux courbes, on obtient:

Tableau 74 : Moments fléchissant de calcul de la semelle sous culée

Moment (kN.m)	Moment en travée max	Moment sur appui
ELS	522, 59	652,08
ELU	705,49	880,31

L'effort tranchant maximal est égal à : $V_{ELS} = 1303,71 \text{ kN}$ et $V_{ELU} = 1760,01 \text{ kN}$

b.) Ferrailage de la semelle

En utilisant l'organigramme de calcul situé en ANNEXE B avec :

- Classe d'exposition XC1, enrobage 5 cm;
- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ et $f_{cu} = \eta \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1,0,85,25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$
- $f_{ck} = 25 \text{ MPa} < 50 \text{ MPa}$; donc $f_{ctm} = 0,3[f_{ck}]^{2/3} = 2,6 \text{ MPa}$
- Les moments réduits sont $\mu_{cu} = 0,007$ (en travée) et $\mu_{cu} = 0,011$ (sur appui) qui est inférieur à $\mu_{lu} = 0,3717$. Les sections sont simplement armées.
- Après calcul, la semelle a une section d'armature $A_s = 5,5 \text{ cm}^2$ en travée et une section d'armature égale à $A_s = 8,7 \text{ cm}^2$

L'armature minimale est égale à :

$$A_{s,\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \end{array} \right.$$

$$A_{s,\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{2,6}{500} \cdot 2,3 \cdot 1,35 = 0,0045 \text{ m}^2 \\ 0,0013 \cdot 2,3 \cdot 1,35 = 0,0040 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

Par conséquent, une section d'armature $A_s = 15 \text{ HA } 20 = 47,10 \text{ cm}^2$ que ce soit en nappe supérieure ou en nappe inférieure.

- Vérification de la semelle à l'effort tranchant

$$V_{Rd,c} = b_w d \left\{ k_1 \sigma_{cp} + \max \left[C_{Rd,c} k \left(100 \rho_1 f_{ck} \right)^{1/3} ; \left(0,34 \cdot f_{ck}^{1/2} \right) / \gamma_c \right] \right\}$$

$$\checkmark b_w = 2,3 \text{ m}, d = 1450 \text{ mm} ;$$

$$\checkmark k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1450}} = 1,371 ;$$

$$\checkmark \rho_1 = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{47,10}{230 \cdot 1450} = 0,014 \%$$

$$\checkmark \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \text{ étant donné que l'effort normal est nul alors } N_{Ed} = 0, \text{ donc } \sigma_{cp} = 0.$$

$$\checkmark C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,5 = 0,12$$

$$\checkmark C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0,12 \cdot 1,371 \cdot (0,014 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} = 0,116 \text{ MPa}$$

$$\checkmark (0,34 \cdot f_{ck}^{1/2}) / \gamma_c = (0,34 \cdot 25^{1/2}) / 1,5 = 1,113 \text{ MPa}$$

$$D'où V_{Rd,c} = 2,3 \cdot 1,45 \cdot 1,133 = 3,778 \text{ MN} = 3778 \text{ kN}$$

Les armatures d'efforts tranchant ne sont pas nécessaires. Néanmoins une section minimale d'armature est disposée :

$$\begin{cases} A_{sw,min} \geq \rho_w \cdot s \cdot b_w \cdot \sin \alpha \\ s_{tmax} = \min\{0,9d; 400 \text{ mm}\} \end{cases}$$

s : espacement des armatures d'effort tranchant

ρ_w : pourcentage d'armature minimale d'effort tranchant

α : angle formé par les armatures d'effort tranchant et les armatures principales

$$d = 1,35 \text{ m} \Rightarrow s_{tmax} = \min\{1,215 \text{ m}; 400 \text{ mm}\}$$

$$\Rightarrow s_{tmax} = 400 \text{ mm}$$

Pour la classe de béton C25/30 et la classe d'acier S500, le pourcentage minimal d'armature de traction est égale à $\rho_w = 0,0011$ (ANNEXE B).

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1$$

Ainsi

$$A_{sw,min} \geq 0,0011 \cdot 40 \cdot 230 \cdot 1 \text{ cm}^2 = 10,56 \text{ cm}^2$$

Soit une section d'armature $A_{sw} = 10 \text{ HA } 12 = 11,30 \text{ cm}^2$

4.5. Calcul du ferrailage des pieux

L'effort de compression normal à l'état ultime agissant sur un pieu est égal à :

$$N_{Ed} = 3,006 \text{ MN}$$

$$\text{Le béton équilibre : } F_c = A_c \cdot f_{cd} = \frac{\pi \cdot 0,8^2}{4} \cdot 14,17 = 7,12 \text{ MN ;}$$

Les aciers équilibrent :

$$F_s = N_{Ed} - F_c = -4,114 \text{ MN}$$

Les aciers ne sont pas nécessaires, néanmoins le pieu est armé avec la section minimale d'armature définie par :

$$A_{min} = \max \begin{cases} \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = 5,52 \text{ cm}^2 \\ 0,2 \cdot \frac{A_c}{100} = 10,05 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Après calcul, $A_{min} = 10,05 \text{ cm}^2$. La section d'armature du pieu est égale à $A_s = 6HA16 = 12,06 \text{ cm}^2$.

PARTIE III : EVALUATION DU
COUT DE L'OUVRAGE, EIE ET
ETUDES DE MISE EN ŒUVRE

CHAPITRE XIII : ETUDE DE MISE EN ŒUVRE

1. Etanchéité

La pénétration de l'eau à l'intérieur du tablier engendre des risques de corrosion des armatures en acier qui est nuisible à l'ouvrage. Pour éviter cela, une chape d'étanchéité est mise en place sur la dalle. Pour recueillir les eaux de surfaces des gargouilles sont disposés tous les 20 m, cela permet d'éviter l'inondation de la chaussée lors des saisons de pluie.

2. Sécurité

La sécurité des usagers est assurée par les gardes corps (BN4).

La sécurité du pont est assurée par :

- Glissières ou barrières : pour protéger les piles ;
- Signalisations : indiquant les gabarits de l'intrados et les charges maximales supportés.

3. Mode de construction

La mode de construction dépend essentiellement du type d'ouvrage à réaliser mais aussi des paramètres environnementaux tels que : l'accès libre sous le pont, la nature géologique du sol et le milieu aquatique.

3.1. Réalisation des appuis

Dans le présent cas, l'obstacle à franchir est un fleuve. De ce fait, la réalisation des fondations, des piles et des culées nécessitent la mise en place de batardeaux.

a- Les culées :

Les étapes de réalisations sont :

- Mise en place des semelles et des murs de front ;
- Premier remblaiement ;
- Mise en place du mur garde- grève et des murs en retour ;
- Deuxième remblaiement.

b- Les piles :

Le principal problème réside dans la réalisation des coffrages. Des coffrages métalliques de type grim pant sont utilisés pour leur réalisation.

3.2.Mise en place de la charpente métallique

Le procédé utilisé est le lançage de la charpente métallique.

Les poutres métalliques sont assemblées dans une (ou plusieurs) aire(s) d'assemblage située, dans l'axe du pont, à l'arrière de l'une ou des deux culées

Le lançage de la charpente métallique nécessite la mise en place d'un avant bec. Il est fixé à l'extrémité de la charpente par boulonnage ou par soudage. Son rôle est de réduire les sollicitations dans la charpente et de faciliter l'accostage des piles en cours de lançage.

3.3.Réalisation de la dalle

Le bétonnage de la dalle peut commencer une fois la charpente métallique mise en place. Dans le but de mieux maîtriser la fissuration de cette dalle, un phasage précis de bétonnage par plots est réalisé, dénommé pianotage. Le procédé consiste à bétonner les zones d'appuis après les zones de travées adjacentes et ainsi limiter la traction dans la dalle sous son poids propre.

4. Protection contre la corrosion

Pour éviter l'effet de corrosion, la mise en peinture sur acier nu qui est de loin le procédé le plus utilisé pour les ponts métallique.

Cette méthode consiste en plusieurs couches de peinture ayant des propriétés différentes, compatibles entre elles, où chacune des couches assure des rôles spécifiques. Le rôle de la première couche est de protéger contre la corrosion tandis que la ou les couches suivantes renforcent et protègent la couche primaire. Enfin la dernière couche assure le rôle décoratif.

CHAPITRE XIV : ESTIMATION DU COUT DU PROJET

1. Estimation du coût du projet

1.1. Généralités

L'étude de la superstructure et de l'infrastructure permet l'évaluation des différents travaux à exécuter pour l'ouvrage. De cette étude, le devis estimatif et quantitatif de matériaux, de matériels et de main d'œuvre peut être déduit.

1.2. Les phases de travaux

Les travaux sont effectués en plusieurs phases :

Phase 1 : les travaux préparatoires

- La commande des aciers ;
- Installation de chantier ;
- La réalisation du terrassement ;

Phase 2 : l'exécution de l'infrastructure

- Réalisation de la fondation de l'ouvrage :
 - Forages des pieux ;
 - Réalisation des semelles ;
- Exécution des culées :
 - Réalisation du mur de front ;
 - Réalisation des chevêtres ;
 - Réalisation du mur de garde- grève et de la dalle de transition ;
 - Réalisation des murs en retour ;
 - Mise en place des appareils d'appuis ;
- Exécution des piles :
 - Exécution des colonnes ;
 - Réalisation des chevêtres ;
 - Mise en place des appareils d'appuis ;

Phase 3 : réalisation de la superstructure

- Assemblage sur chantier des éléments métalliques de la superstructure;
- Lancement des poutres principales ;
- Réalisation de la dalle :

- Mise en place des connecteurs ;
- Coulage de la dalle ;
- Mise en place des trottoirs ;

Phase 4 : mise en place des équipements et protections de l'ouvrage

- Exécution des remblais d'accès ;
- Mise en place des tapis d'enrochement ;
- Mise en place de la couche d'étanchéité ;
- Mise en place de la couche de revêtement du tablier ;
- Mise en place des superstructures : parapets, glissières ;
- Implantations des balises, marquages au sol et peintures.

Phase 5 : travaux de finitions

- Essais de charge sur ouvrage ;
- Nettoyage de chantier ;
- Réception provisoire ;
- Repli de chantier.

1.3. Détermination du coefficient de déboursé :

Le coefficient de déboursé K est déterminé par la formule suivante :

$$K = \frac{(1 + A_1)(1 + A_2)}{1 - A_3 \left(1 + \frac{TVA}{100}\right)}$$

Où les valeurs de A₁, A₂, A₃ et TVA sont représentées ci-dessous :

Tableau 75: Détermination du coefficient de déboursé K

Origine des frais	Décomposition de l'intérieur de chaque catégorie de frais	Indice de composition a _i	A _i = ∑ a _i
Frais généraux proportionnels aux déboursés A1	Frais d'agence et patente	a ₁ = 3,5 %	A1=17,5%
	Frais de chantier	a ₁ = 10 %	
	Frais d'étude et de laboratoire	a ₁ = 3 %	
	Assurance	a ₁ = 1 %	
Bénéfice brute et frais financiers proportionnels au prix de revient avec TVA « A2 »	Bénéfice net et impôt sur le bénéfice	a ₁ = 20 %	A2 = 28 %
	Aléas techniques	a ₁ = 3 %	
	Aléas de révision de prix	a ₁ = 2 %	
	Frais financiers	a ₁ = 3 %	
Frais proportionnels aux prix de règlement avec TVA « A3 »	Frais de chantier	a ₁ = 0 %	A3 = 0%
	TVA	20 %	T = 20%
Coefficient de déboursé K		1,51	

1.4.Sous détails de prix

Aciers ordinaires HA

- Coefficient de déboursé K = 1,51 ;
- Pour la quantité du rendement des ressources R = 5500 kg/j.

Tableau 76 : Sous détails de prix pour un kg d'Acier HA

Composantes des prix			Déboursé unitaire			Déboursé sec (Ar)		
Désignation	Unité	Quantité	Unité	Quantité	P.U (Ar)	Main d'œuvre	Matériaux	Matériels
1. Main d'œuvre								
• Chef de chantier	U	1	h	1	1050	1 050		
• Chef d'équipe	U	2	h	3	950	5 700		
• Ferrailleur	U	4	h	8	850	27 200		
• Manœuvre	U	5	h	8	600	24 000		
2. Matériaux								
• Aciers	kg	5500			2 900		15 950 000	
• Fils recuits	kg	275			1 800		495 000	
3. Matériels								
• Outillages	Fft	1			45 000			45 000
DEBOURSES SECS PARTIELS						57 950	16 445 000	45 000
DEBOURSES SEC								16 547 950
PRIX DE VENTE HORS TAXE (PVHT)								4 543,16

Béton Q400

- Coefficient de déboursé K = 1,51 ;
- Pour la quantité du rendement des ressources R = 20 m³/j.

Tableau 77 : Sous détail de prix pour la confection d'un m³ de béton Q400

Composantes des prix			Déboursé unitaire			Déboursé sec (Ar)		
Désignation	Unité	Quantité	Unité	Quantité	P.U (Ar)	Main d'œuvre	Matériaux	Matériels
4. Main d'œuvre								
• Chef de chantier	U	1	h	1	1050	1 050		
• Chef d'équipe	U	2	h	3	950	5 700		
• Ferrailleur	U	4	h	8	850	27 200		
• Manœuvre	U	5	h	8	600	24 000		
5. Matériaux								
• Ciment	kg	8000			570		4 560 000	
• Gravillon	m ³	17			36 000		612 000	
• Sable	m ³	9			14 000		126 000	
• Eau	l	3600			15		54 000	
6. Matériels								
• Outillages	Fft	1	Fft	1	45 000			45 000
• Pervibrateur	U	6	j	1	56 000			336 000
• Bétonnière	U	2	j	1	110 000			220 000
DEBOURSES SECS PARTIELS						57 950	5 352 000	601 000
DEBOURSES SEC								6 010 950
PRIX DE VENTE HORS TAXE (PVHT)								453 826,725

Béton Q350

PVHT = 410 791,725 Ar

1.5. Devis quantitatif :

Les quantités de matériaux pour chaque élément du pont étudié précédemment sont données ci-dessous :

Tableau 78: Devis quantitatif des fondations

Désignations		L (m)	l ou d(m)	h ou e (m)	Nb	Unité	Quantités
FONDATIONS							
BETONS							
Pieux sous piles	Q400	18	1		24	m ³	340
Pieux sous culée	Q400	16	0,8		8	m ³	65
TOTAL Q400						m ³	405
ACIER HA							
Pieux sous piles	Acier HA	Ratio			60	kg	20400
Pieux sous culée	Acier HA	Ratio			60	kg	3900
TOTAL						kg	24300
FORAGES						m	560

Tableau 79: Devis quantitatif de l'infrastructure

INFRASTRUCTURES							
BETONS							
Chevêtre	Q350	6,8	1,8	1,2	3	m3	44
Colonne	Q350	6,83	1,2		6	m3	46
Semelle sous pile	Q400	9,1	4,1	2,4	3	m3	269
Dalle de transition	Q350	8,4	5	0,3	2	m3	25
Mur en retour	Q350	6,65	4,5	0,3	4	m3	36
Mur de garde grève	Q350	8,4	0,3	3,15	2	m3	16
Mur de front	Q350	8,7	1	3,5	2	m3	61
Semelle sous culée	Q400	9,3	2,3	1,4	2	m3	60
TOTAL Q400						m3	329
TOTAL Q350						m3	228
ACIER HA							
Chevêtre	Acier HA	Ratio			70	kg	3084
Colonne	Acier HA	Ratio			95	kg	4403
Semelle sous pile	Acier HA	Ratio			60	kg	16140
Dalle de transition	Acier HA	Ratio			80	kg	2016
Mur en retour	Acier HA	Ratio			80	kg	2873
Mur de garde	Acier HA	Ratio			80	kg	1270

grève					
Mur de front	Acier HA	Ratio	80	kg	4872
Semelle sous culée	Acier HA	Ratio	60	kg	360
TOTAL				kg	35018
COFFRAGE				m2	1002

Tableau 80: Devis quantitatif de la superstructure

SUPERSTRUCTURES							
BETONS							
Dalle	Q350	320	9	0,25	1	m3	720
Chape d'étanchéité	Q400	320	9	0,03	1	m3	86
Dalle	Acier HA	Ratio			95	kg	68400
COFFRAGES						m2	3040
POUTRES PRINCIPALES						kg	1046920
ENTRETOISES						kg	22032
CONNECTEURS						U	4548

Le devis quantitatif des équipements est donné ci-dessous :

Barriere BN4 : 2 x 320 m = 640 m

Béton Q350 (trottoir) : 2 x 1 m x 320 m x 0,20 m = 128 m³

Acier HA (ratio = 95) : 12160 kg

Coffrage : (2 x 0,2 m x 320 m) x 2 = 256 m²

Appareil d'appui : 4 U x 5 = 20 U

Signalisations : 2 Fft

1.6. Devis quantitatif et estimatif

Tableau 81: Devis quantitatif et estimatif de l'ouvrage

N° prix	Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (Ar)	Montant (Ar)
0	Installation et repli de chantier	Fft	1	1 430 000 000,00	1 430 000 000,00
1	FONDACTIONS				
1.1	Béton Q400	m ³	405	453 826,725	183 799 823,625
1.2	Acier HA	kg	24300	4 543,16	110 398 788,00
1.3	Forage	m	560	400 000,00	224 000 000,00
2	INFRASTRUCTURES				
2.1	Béton Q400	m ³	329	453 826,725	149 308 992,525
2.2	Béton Q350	m ³	228	410 791,725	93 660 513,30
2.3	Acier HA	kg	35018	4 543,16	159 092 376,88

2.4	Coffrage	m ²	1002	398 300,00	399 096 000,00	
2.5	Enrochement	m ³	176	50 000,00	8 800 000,00	
3	SUPERSTRUCTURES					
3.1	Béton Q400	m ³	86	453 826,725	39 029 098,35	
3.2	Béton Q350	m ³	720	410 791,725	295 770 042,00	
3.3	Acier HA	kg	68400	4 543,16	310 752 144,00	
3.4	Coffrage	m ²	3040	398 300,00	1 210 832 000,00	
3.5	Poutre PRS	kg	1046920	20 000,00	20 938 400 000,00	
3.6	Entretoise	kg	22032	14 000,00	308 448 000,00	
3.7	Connecteur	U	4548	7 200,00	32 745 600,00	
3.8	Revêtement	T	390	855 000,00	333 450 000,00	
4	EQUIPEMENTS					
4.1	Béton Q350	m ³	128	410 791,725	52 581 340,80	
4.2	Acier HA	kg	12160	4 543,16	55 244 825,60	
4.3	Coffrage	m ²	256	398 300,00	101 964 800,00	
4.4	Barrières	ml	640	90 000,00	57 600 000,00	
4.5	Appareil d'appui	U	20	600 000,00	12 000 000,00	
4.6	Signalisation	Fft	2	2 500 000,00	5 000 000,00	
5	ASSAINISSEMENTS					
5.1	Maçonnerie de moellon	m ³	176	125 000,00	22 000 000,00	
5.2	Descente d'eau	ml	32,56	132 000,00	4 297 920,00	
					TOTAL HTVA	26 538 272 265,08
					TVA (20%)	5 307 654 453,02
					TOTAL TTC	31 845 926 718,10

Arrêté le présent devis à la somme de « **TRENTE ET UN MILLIARDS HUIT CENT QUARANTE CINQ MILLION NEUF CENT VINGT SIX MILLE SEPT CENT DIX HUIT ARIARY DIX** » y compris le TVA de 20% qui est de CINQ MILLIARDS TROIS CENT SEPT MILLIONS SIX CENT CINQUANTE QUATRE MILLE QUATRE CENT CINQUANTE TROIS ARIARY DEUX.

Soit « **Ariary 99 518 520,99** » par mètre linéaire de pont

2. Planning d'exécution

Mois N°	1				2				3				4				5				6				7				8				9						
Semaines	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3																																
Commande des aciers	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■																			
Installation de chantier													■	■																									
Transport sur chantier																	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■											
Terrassement																	■	■																					
Fondations																					■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Réalisation des piles et des culées																																							
Assemblage des éléments																																							
Lancement de la poutre																																							
Réalisation de la dalle																																							
Revêtement																																							
Equipements et peintures																																							
Repli de chantier																																							

	10				11				12				13				14				15				16				17				18				19				20								
	S4	S1	S2	S3	S4																																												
	■																																																
		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
									</																																								

CHAPITRE XV : ETUDES D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

Une étude d'impact environnemental est imposée pour tout projet d'investissement public pouvant nuire à l'environnement. Cette étude se limite à déterminer les impacts prévisibles par la réalisation du projet et d'en donner les mesures d'atténuations dans le cas où ils seront négatifs.

Les milieux cibles des impacts sont généralement les milieux physiques, biologiques et humains. Ces impacts sont étudiés suivant deux phases, à savoir la phase de chantier et la phase d'exploitation.

Notons que la phase de chantier comprend la phase préparatoire et la phase de construction. En ce qui concerne la phase d'exploitation, elle représente les impacts futurs après mise en service du projet.

1. Identification des impacts

Ces impacts peuvent être positifs ou négatifs. Ces impacts s'obtiennent en confrontant les milieux récepteurs aux éléments de chaque phase du projet.

1.1. Les impacts positifs :

Ce sont les impacts avantageux pour les zones d'influence (directe ou indirecte) du projet. Ces impacts sont cités ci-dessous :

Tableau 82: Impacts positifs de la réalisation du projet

Impacts positifs	Descriptions
Recrutement des ouvriers dans la région et amélioration du niveau de vie des habitants	<ul style="list-style-type: none">• Le projet est une source d'emploi car il nécessite une main d'œuvre abondante (terrassement, débroussaillage...);• Augmentation de revenus pour les foyers avoisinants;
Les hôpitaux, les établissements scolaires sont plus accessibles. La sécurité et le confort des usagers est assurés.	<ul style="list-style-type: none">• Le temps de parcours des usagers est réduit ;• L'utilisation des bacs est annihilée, conférant ainsi une sécurité lors de la traversée du fleuve Marimbona.
Développement de la ville de Soanierana Ivongo	<ul style="list-style-type: none">• La ville autrefois enclavée sera ouverte au commerce. De plus les quantités de marchandises ne seront plus limitées (autrefois limitées par le tonnage des bacs) entraînant le développement

	<p>du commerce.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Les établissements scolaires seront aussi développés, réduisant le taux d'analphabétisation et contribuant au développement intellectuel de la ville
--	--

1.2. Les impacts négatifs :

Ces impacts nécessitent une attention particulière en raison du fait que l'objectif de cette étude est d'assurer l'intégration du projet à l'environnement, tout en disposant des meilleures technologies disponibles et d'un coût de projet acceptable.

- Phase de chantier

Tableau 83: Impacts négatifs durant la phase de chantier

Milieu récepteur	Impact	Descriptions
Physiques	Pollution	<ul style="list-style-type: none"> • Pollution de l'air à cause des émissions de gaz ; • Pollution de l'eau lors de l'extraction des sables de rivière. Contamination des eaux de surface et de la nappe phréatique.
	Erosion	La réalisation des travaux de terrassement et l'exploitation des gites favorisent l'érosion du sol
	Affouillement	La réalisation des fondations, des infrastructures sont les principales causes des affouillements.
Biologique	Déforestation et désertification	<ul style="list-style-type: none"> • Les couvertures végétales sont détruites. • Le volume d'arbres abattus augmente pour la réalisation de bois de coffrage.
	Perte de la faune locale	Migration forcée ou disparition des animaux dépendant des couvertures végétales.
Humain	Pollution	<ul style="list-style-type: none"> • La pollution sonore due aux engins de terrassement est un gêne pour la population riveraine • L'entassement des déchets organiques de l'homme
	Problèmes de santé	Les émissions de gaz et les poussières peuvent générer de grave maladie respiratoire pour la population riveraine
	Démographique	Accroissement soudain de la population.

- Phase d'exploitation

Tableau 84: Impacts négatifs durant la phase d'exploitation

Milieu récepteur	Impacts	Descriptions
Physiques	Erosion et affouillement	L'écoulement du fleuve est gêné par la présence des piles entraînant des problèmes d'affouillement et l'érosion des berges.
Biologique	Perte de la faune locale	<ul style="list-style-type: none"> • Croissance de la mortalité due aux collisions, en raison de l'augmentation du trafic. • Surexploitation de la faune en raison de l'augmentation de la population.
Humain	Chômage	<ul style="list-style-type: none"> • Remise au chômage des ouvriers ; • Les employés du bac ont perdu leurs activités
	Pollution sonore	L'accroissement du trafic est évident, cette pollution sonore est principalement générée par les véhicules.

2. Les mesures d'atténuations

- Pour minimiser les émissions de gaz, il faut utiliser des engins en bon état, de plus cela aurait un impact sur le rendement des travaux, occasionnant une diminution du délai d'exécution. De plus pour éviter les émissions de poussières l'arrosage des pistes de chantier devra être effectué.
- Les bases de vie seront disposées à l'écart des puits et du fleuve pour éviter la pollution ;
- La vitesse des engins sera limitée et de plus des plans de circulation seront établis pour faciliter le déplacement des riverains tout en ayant une grande mobilité lors de l'exécution des travaux ;
- Des projets de reboisement devront être réalisés pour éviter les problèmes d'érosion.
- Les animaux endémiques seront déplacés dans les aires protégées.

CONCLUSION

La construction d'un pont mixte acier-béton s'avère être la meilleure façon de désenclaver les potentialités économiques de la région Analanjirofo. Il apportera un développement à la ville de Soanierana Ivongo.

Dans ce présent mémoire, pour la superstructure, on s'est principalement porté sur la vérification de la poutre principale vis-à-vis des différents instabilités de formes, ainsi que l'étude de la dalle et l'étude de la charpente métallique vis-à-vis de la fatigue, permettant d'assurer la pérennité de l'ouvrage. Néanmoins, l'infrastructure et les fondations sont correctement étudiées. Tous ces calculs sont réalisés selon les nouvelles normes Eurocodes. L'obtention des lignes d'influence s'avère être une tâche hardi, du fait que la poutre principale est constituée par quatre (4) travées hyperstatiques

Le pont mixte est une excellente combinaison pour les ponts de grande portée, il permet l'utilisation optimale des caractéristiques des deux matériaux. Il présente une bonne résistance en flexion et en traction. Ainsi, le pont mixte est une solution adaptée au présent problème, néanmoins l'analyse d'une variante de pont à haubans pourrait tout aussi être intéressante.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] A. BERNARD-GELLY ; J.A. CALGARO - *Conceptions des ponts*. Presse de l'ENPC, 1994, 345p
- [2] J.A. CALGARO; M.VIRLOGEUX - *Projet et construction des ponts – Analyse structurale*. Presse de l'ENPC, 2ème édition, 1994, 349p
- [3] J.COURBON - *Calcul des structures*, Dunod, 1972, 191p
- [4] J.COURBON - *Résistance des matériaux*, Dunod, Tome 2 ,812 p
- [5] J-M .ARIBERT - *Construction mixte acier-béton – Calcul des poutres mixtes*. **Doc C 2 561**, 1 – 20
- [6] J. ROUX - *Maîtrise de l'Eurocode 2*. Guide d'application, 2009, 358p
- [7] J. ROUX - *Pratique de l'Eurocode 2*. Guide d'application, 2009, 685p
- [8] S.E.T.R.A - *Application aux ponts routes mixtes acier-béton*, SETRA, Juillet 2007 ,190 p
- [9] S.E.T.R.A - *Piles et culées*, Bulletin S.E.T.R.A, 175p
- [10] S.E.T.R.A – *Cours d'eau et ponts*, Guide technique, Juillet 2007, 176p
- [11] Thonier HENRY – *Conception et calcul des structures en bâtiment*. Presse de l'ENPC, Tome 5, 330p
- [12] VAN TUU - *La route et l'hydraulique*, Janvier 1979, 347p

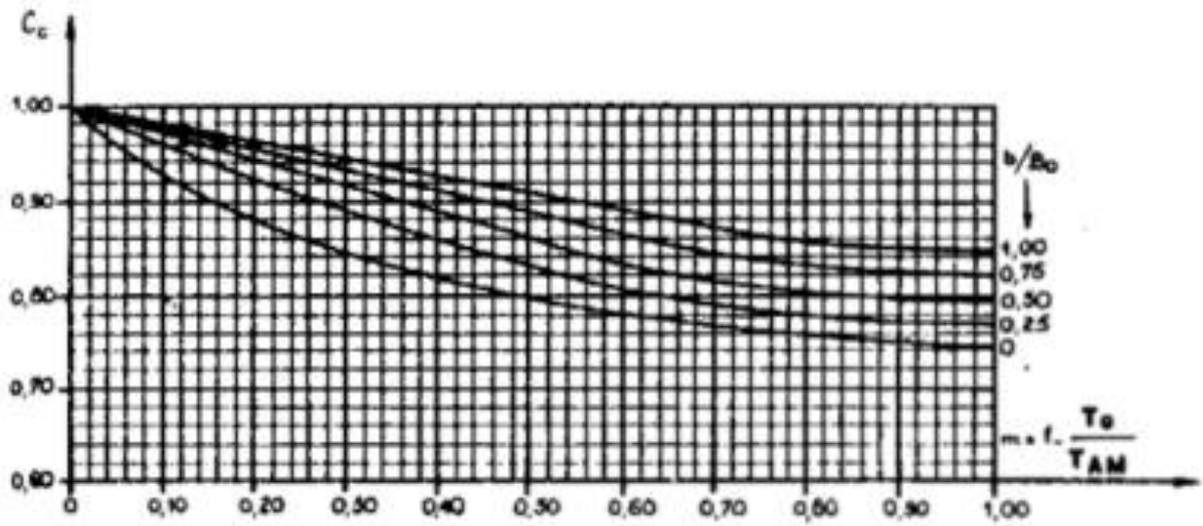
Internet

www.cours-génie-civil.com

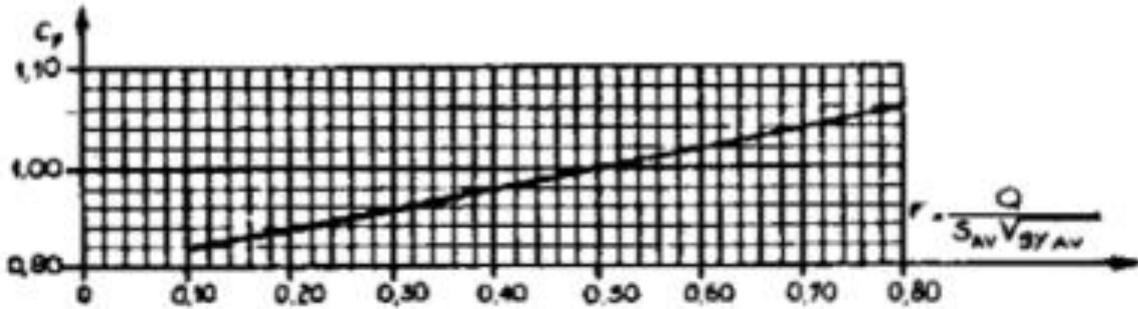
www.wikipédia.org

ANNEXES

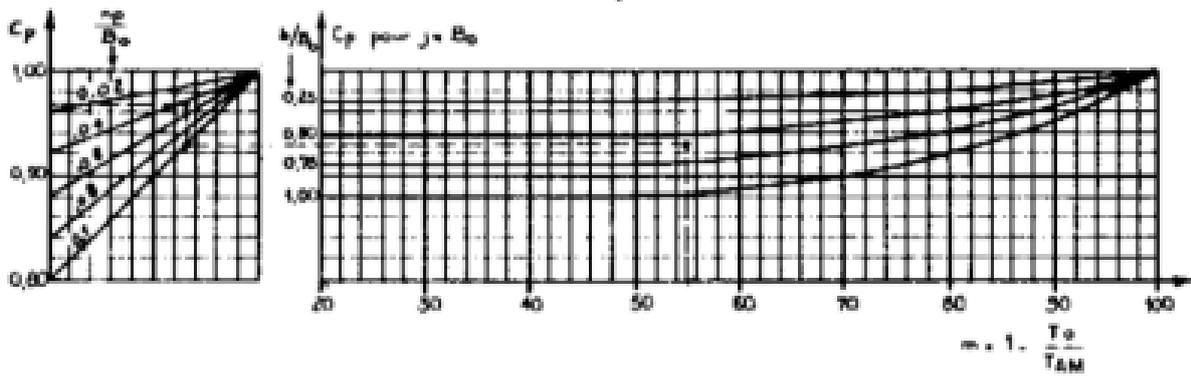
ANNEXE A : ETUDES HYDROLOGIQUES



Influence de contraction



Influence du nombre de Froude



Influence de la présence des piles

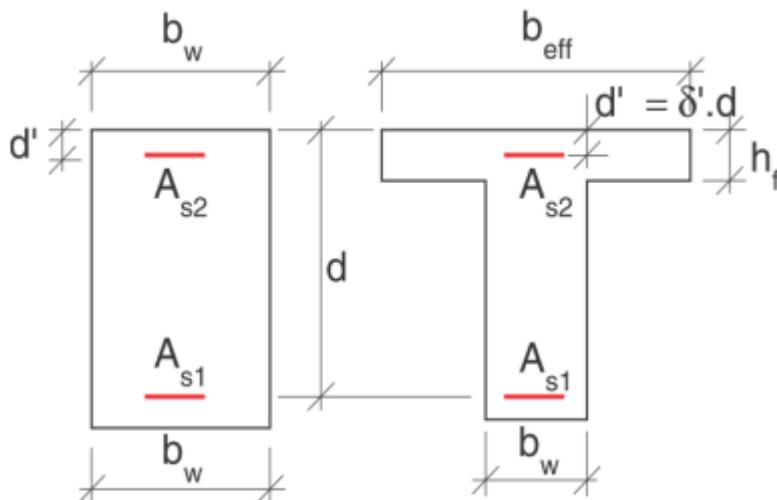
ANNEXE B : EUROCODE 2

Moments réduits $10^4 \cdot \mu_{lu}$ dans le cas où la contrainte de compression du béton n'est pas limitée

Acier	Béton		C12/15 à C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
	γ	α_e						
S 400	1,35 à 1,50	6 à 27	3916	3772	3671	3521	3401	3315
S 500	1,35 à 1,50	7 à 27	3717	3558	3449	3292	3169	3086

Organigramme de calcul en flexion simple

Pour les classes d'exposition XC, XA et XO, pour lesquelles la contrainte de compression du béton n'est pas limitée à l'ELS

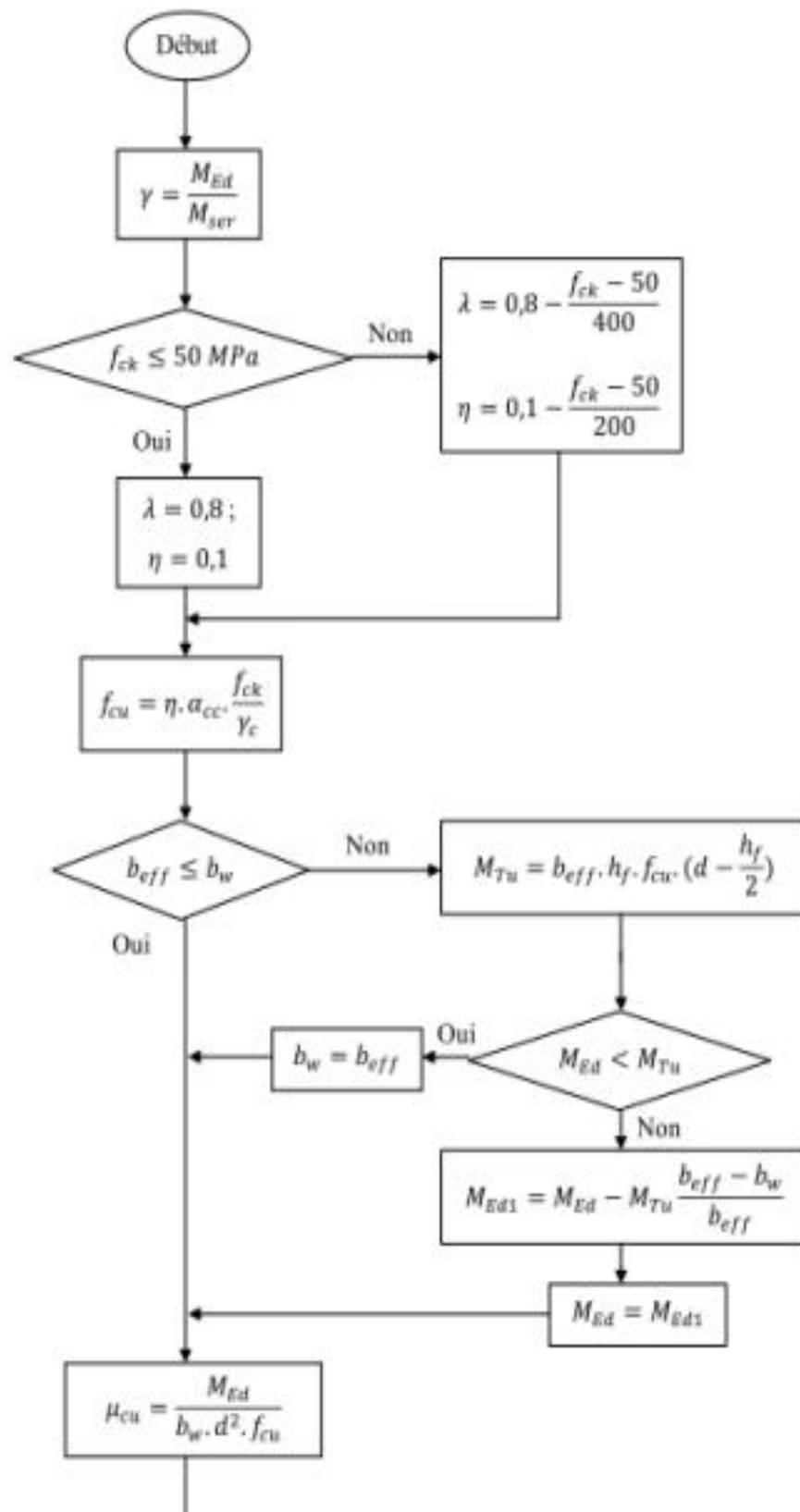


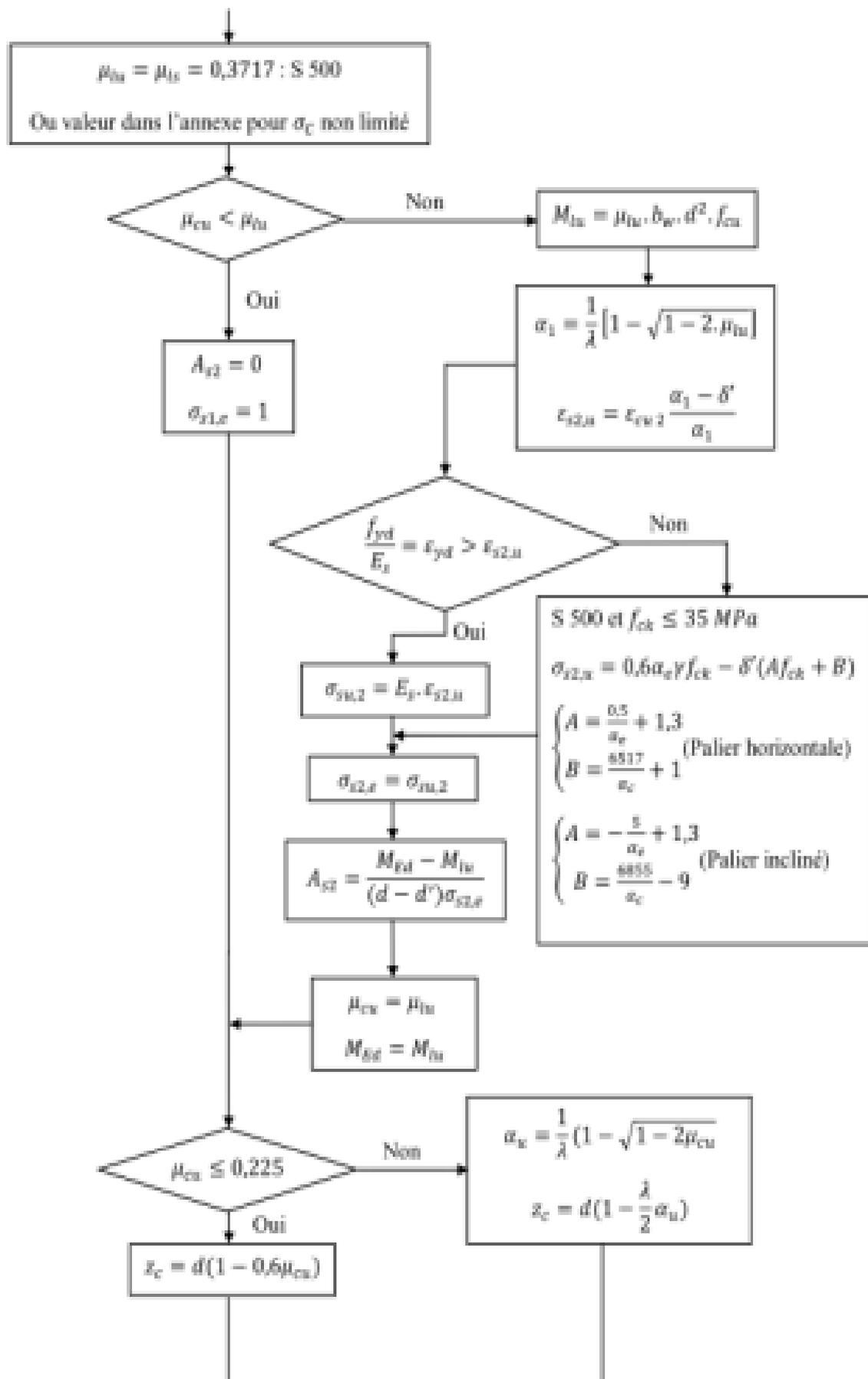
La section est sollicitée par M_{Ed} et M_{ser} .

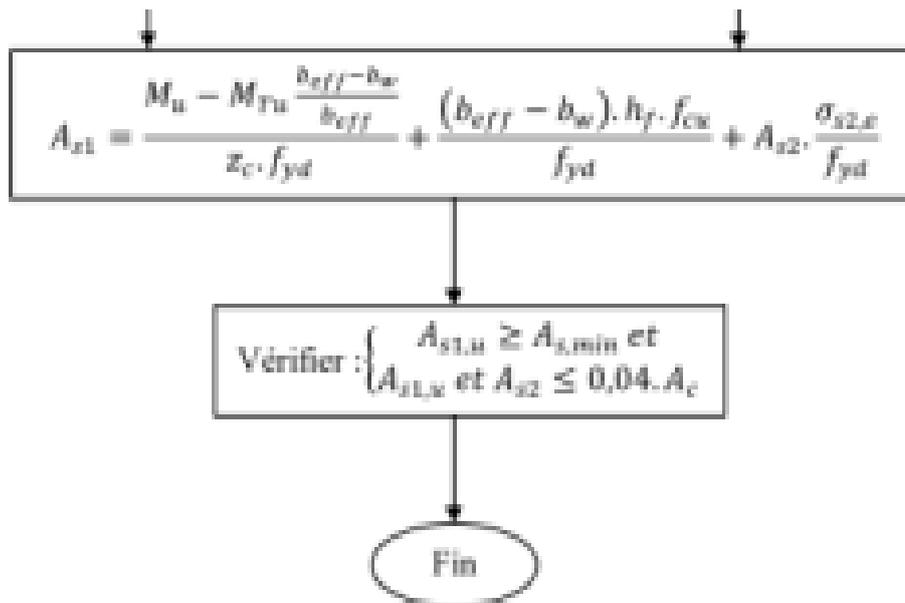
Béton : résistance à la compression à 28 jours f_{ck}

Acier :

- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$;
- $E_s = 210000 \text{ MPa}$
- Diagramme de σ - ε des aciers.







Pourcentages d'armatures d'effort tranchant minimales pour les poutres

Classes de béton*	Classes d'acier		
	S 220	S 400	S 500
C12/15 et C20/25	0,0016	0,0009	0,0007
C25/30 et C35/45	0,0024	0,0013	0,0011
C40/50 et C50/60	0,0030	0,0016	0,0013

ANNEXE C : EUROCODE 3

Les caractéristiques mécaniques des aciers

t (mm)	≤ 16 mm	≤ 40 mm	≤ 63 mm	≤ 80 mm	≤ 100 mm	≤ 150 mm
f_y	355	345	335	325	315	295
f_u	470	470	470	470	470	450
ε	0,81	0,83	0,84	0,85	0,86	0,89

Avec $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

Les notions de classe

La notion de classe est spécifique à l'Eurocode 3 (EN 1993.3.3, 5-5). Il existe 4 classes:

Classe 1 : la section transversale peut atteindre sa limite plastique sans risque de voilement. La section présente une réserve plastique suffisante permettant la mise en place d'une rotule plastique qui sera prise en compte dans une analyse globale plastique.

Classe 2 : la résistance plastique est atteinte sans aucun risque de voilement de la section transversale ; néanmoins la section ne présente pas de réserve plastique, d'où l'inexistence de rotule plastique.

Classe 3 : la section transversale ne peut atteindre sa résistance plastique, mais ne présente aucun risque de voilement lorsque sa résistance élastique est atteinte.

Classe 4 : la section transversale présente un risque de voilement lorsque sa résistance élastique est atteinte.

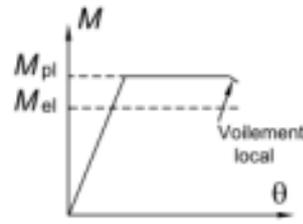
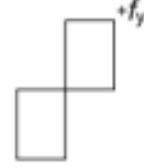
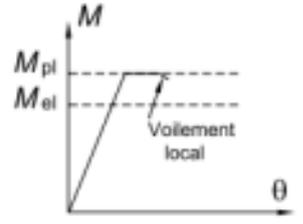
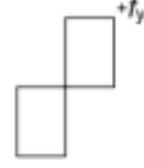
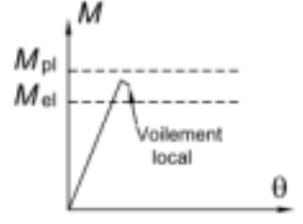
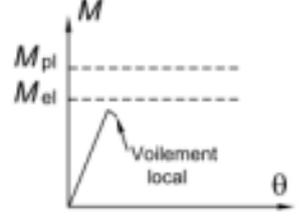
			
CLASSE	MODELE DE COMPORTEMENT	RESISTANCE DE CALCUL	CAPACITE DE ROTATION PLASTIQUE
1		PLASTIQUE sur section complète 	Importante
2		PLASTIQUE sur section complète 	Limitée
3		ELASTIQUE sur section complète 	Aucune
4		ELASTIQUE sur section incomplète 	Aucune

Illustration de la notion de classe

Les sections sont classées en fonction de l'élancement des différentes parois comprimées qui les composent, de leur limite d'élasticité et des contraintes sollicitantes à l'ELU.

Parois comprimées internes								
Classe	Paroi fléchie	Paroi comprimée		Paroi fléchie et comprimée				
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)					zone comprimée			zone tendue
1	$c/t_s \leq 72\epsilon$	$c/t_s \leq 33\epsilon$		lorsque $\alpha > 0,5$: $\alpha t_s \leq \frac{395\epsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $\alpha t_s \leq \frac{96\epsilon}{\alpha}$				
2	$c/t_s \leq 83\epsilon$	$c/t_s \leq 38\epsilon$		lorsque $\alpha > 0,5$: $\alpha t_s \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$: $\alpha t_s \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$				
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)				 $\sigma_{\min} = \psi \sigma_{\max}$ (contrainte la plus >0)				
3	$c/t_s \leq 124\epsilon$	$c/t_s \leq 42\epsilon$		lorsque $\psi > -1$: $\alpha t_s \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ lorsque $\psi \leq -1$: $\alpha t_s \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$				
$\lambda = \sqrt{235/t_y}$	t_y	355	345	335	325	315	295	
	λ	0,814	0,825	0,838	0,850	0,864	0,893	

Classification d'une paroi selon Eurocode 3

Semelles en console							
Classe	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée					
		Extrémité comprimée			Extrémité tendue		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)							
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$			$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\beta}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$			$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\beta}}$		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)							
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_{\phi}}$ Pour k_{ϕ} , voir FEN 1993-1-5					
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	355	345	335	325	315	295
	ϵ	0,814	0,825	0,838	0,850	0,864	0,893

Classification d'une paroi selon Eurocode 3

Les facteurs partiels de sécurité pour la pondération des résistances ont pour valeur :

- Pour la vérification des sections transversales :
 - Sections brutes de classe 1, 2,3 $\gamma_{M0} = 1$;
 - Sections brutes de classes 4 : $\gamma_{M1} = 1$.
- Pour la vérification à la ruine des sections nettes tendues :
 - Le coefficient $\gamma_{M2} = 1,25$.

ANNEXE D : ETUDES GEOTHECHNIQUES

Valeur du facteur de capacité portante pour les pieux chargés axialement :

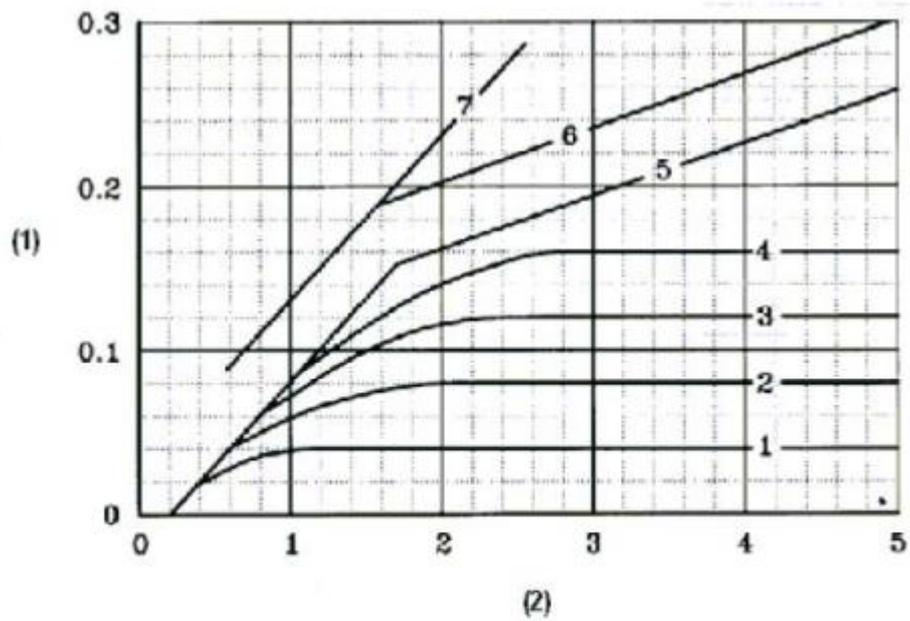
Catégorie de sol		p_{LM} [Mpa]	Pieux forés et pieux à faible refoulement	Pieux à refoulement total
argile et limon	A	< 0,7	1,1	1,4
	B	1,2 - 2,0	1,2	1,5
	C	> 2,5	1,3	1,6
sables et graviers	A	< 0,5	1,0	4,2
	B	1,0 - 2,0	1,1	3,7
	C	> 2,5	1,2	3,2
craie	A	< 0,7	1,1	1,6
	B	1,0 - 2,5	1,4	2,2
	C	> 3,0	1,8	2,6
marne	A	1,5 - 4,0	1,8	2,6
	B	> 4,5	1,8	2,6
roche altérée	A	2,5 - 4,0	(i)	(i)
	B	> 4,5		

(i) Choisir k pour la catégorie de sol la plus proche.

Coefficient de frottement k

catégorie de sol		Argile et limon			Sable et gravier			Craie			Marne		Roche
type de pieu		A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
pieux forés et caissons	simple	1	1/2	2/3	-		-	1	3	4/5	3	4/5	6
	à la boue	1	1/2	1/2	1	1/2	2/3	1	3	4/5	3	4/5	6
	tubage temporaire	1	1/2	1/2	1	1/2	2/3	1	2	3/4	3	4	-
	tubage permanent	1	1	1	1	1	2				2	3	-
puits creusé manuellement		1	2	3	-	-	-	1	2	3	4	5	6
pieux à refoulement	extrémité fermée	1	2	2	2	2	3				3	4	4
	préfabriqué	1	2	2	3	3	3				3	4	4
	béton	1	2	2	2	2	3	1	2	3	3	4	-
	moulé	1	2	2	3	3	4				3	4	-
	enrobé												
pieux injectés	basse pression	1	2	2	3	3	3	2	3	4	5	5	-
	haute pression	1	4	5	5	5	6	-	5	6	6	6	7

Frottement latéral pour pieux chargés axialement



Légende

- 1 frottement latéral (Mpa)
- 2 pression limite (p_{LM}) (Mpa)

ANNEXE E : JUSTIFICATION DE LA POUTRE PRINCIPALE AUX ELS

A l'ELS en flexion longitudinale, il convient de vérifier les limitations sur les contraintes dans la charpente et la respiration de l'âme (cf. paragraphe 2).

1. Limitation des contraintes dans la charpente

Les contraintes calculées en ELS caractéristique sont limitées dans la charpente métallique. Ainsi les contraintes normales et les contraintes de cisaillement doivent vérifier :

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}}$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + \tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$

Le coefficient $\gamma_{M,ser}$ est fixé par l'Annexe Nationale de l'EN 1993-2 et sera égal à 1.

Pour les courbes enveloppes des moments et des efforts tranchant sous ELS (cf. chap.VI-courbe 6 et courbe 8).

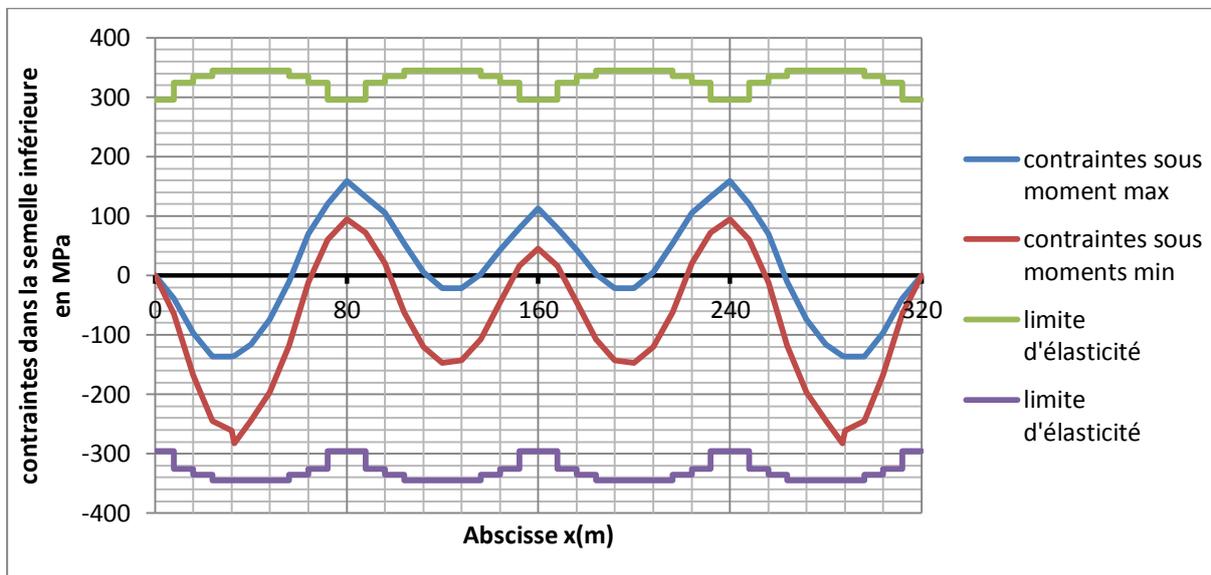
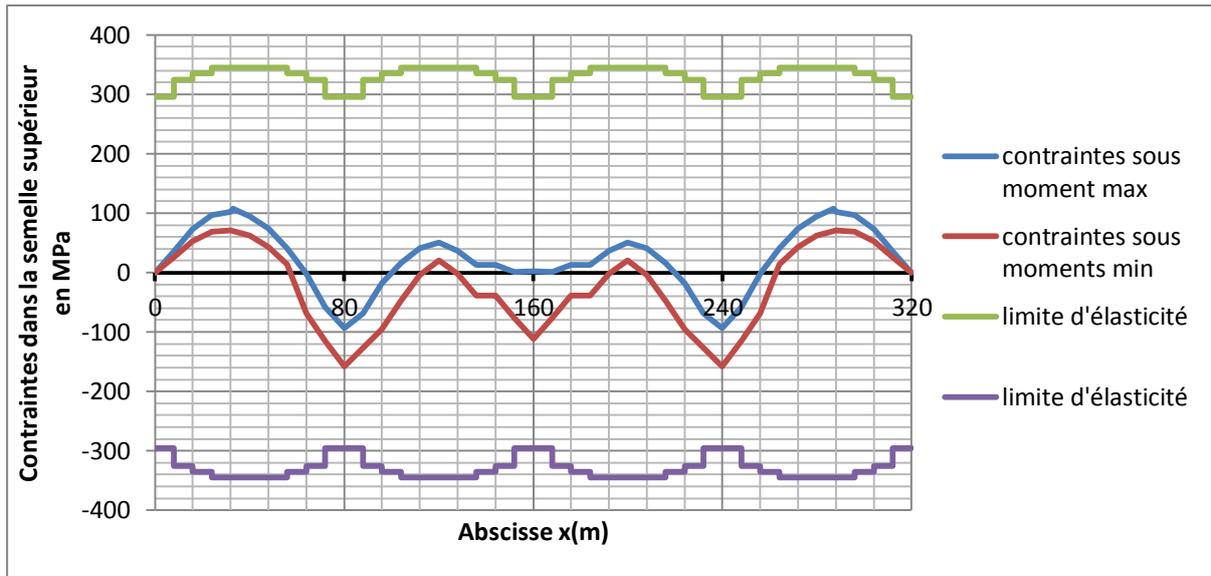
En ce qui concerne les contraintes normales $\sigma_{Ed,ser}$, ils concernent uniquement les semelles (inférieure et supérieure), et sont calculées sur leurs faces externes et non pas dans leur plan moyen. Tout comme pour l'ELU, ces contraintes sont calculées avec ou sans prise en compte de la résistance de la dalle.

- Pour les sections sollicitées par un moment négatif, en considérant un moment sollicitant à l'ELS $M_{Ed,ser}$, les formules utilisés pour la détermination de $\sigma_{Ed,ser}$ sont :

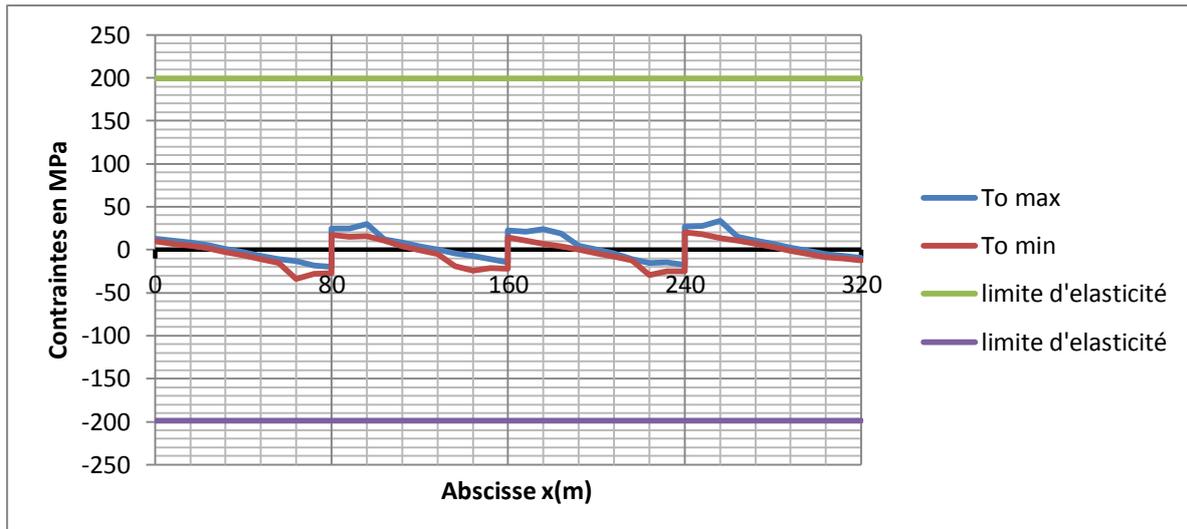
$$\sigma_{Ed,ser}^{sem\ sup} = \frac{M_{Ed}(h_{aG} - z)}{I_h}$$

$$\sigma_{Ed,ser}^{sem\ inf} = \frac{M_{Ed}(h_a - h_{aG} + z)}{I_h}$$

Les figures suivantes décrivent les variations de ces contraintes normales au niveau de la semelle supérieure ainsi que de la semelle inférieure :



Les contraintes de cisaillement sont calculées par rapport au centre de gravité de la section mixte. La figure suivante montre la variation de cette contrainte de cisaillement le long de la poutre principale.



Pour conclure, ces figures montrent qu'aux ELS caractéristiques, les semelles sont vérifiées vis-à-vis des contraintes normales et que les poutres sont vérifiées vis-à-vis du cisaillement.

2. Respiration de l'âme

Lorsque le pont est en service, l'âme se déforme légèrement hors de son plan avant de revenir à sa position initiale. Cette déformation, appelée respiration de l'âme, doit être vérifiée pour éviter les fissures de fatigue à la jonction âme/semelle ou âme/raidisseur vertical.

Les risques de respiration de l'âme sont négligeables, si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \min\{30 + 4L ; 300\}$$

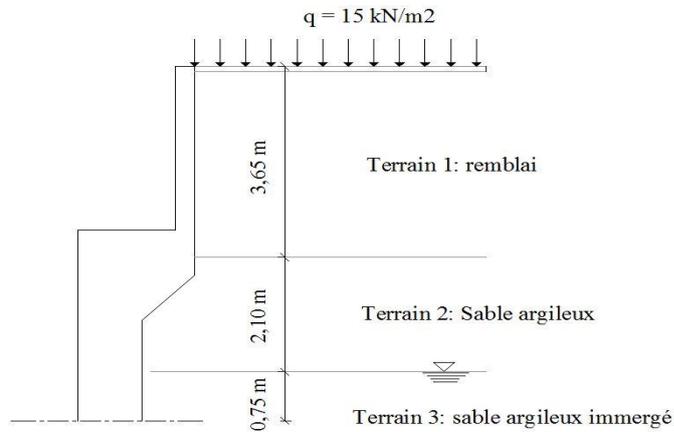
L désigne la longueur de travée en m ($L= 80$ m).

En fonction des tronçons, les valeurs suivantes sont obtenues :

	Tronçon1	Tronçon2	Tronçon3	Tronçon4
Hauteur de l'âme h_w (mm)	2660	2740	2790	2820
Epaisseur de l'âme t_w (mm)	28	28	18	18
$\min\{30 + 4L ; 300\}$	300	300	300	300
$\frac{h_w}{t_w}$	95	98	155	157
La respiration de l'âme n'est pas à craindre				

ANNEXE F : DETERMINATION DE LA POUSSEE DES TERRES

Le schéma de calcul est le suivant :



Les caractéristiques des différentes couches sont récapitulées dans le tableau suivant :

	Terrain 1	Terrain 2	Terrain 3
Angle de frottement interne φ (°)	30	35	25
Cohésion c (kPa)	0	5	0
Poids volumique humide γ (kN/m³)	18	17	
Poids volumique déjaugé γ_i (kN/m³)			11,5

Les notations suivantes sont nécessaires à la compréhension de cette annexe :

φ : angle de frottement interne

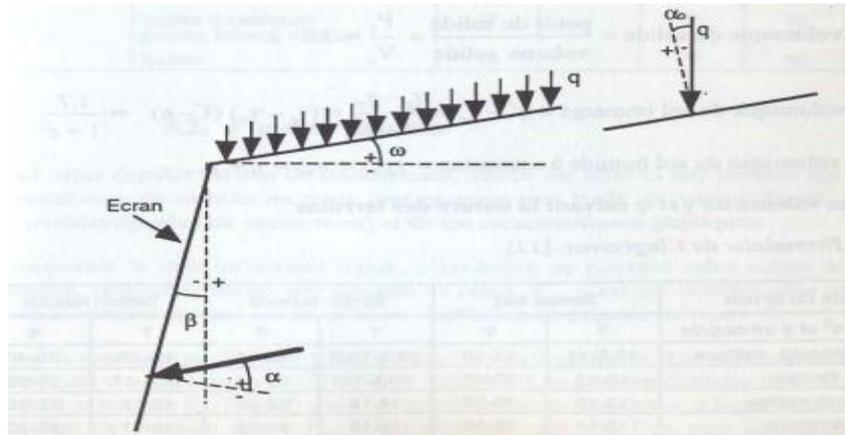
α : angle de la résultante de poussée avec la normale à l'écran

Pour un écran rugueux comme du béton coulé à pleine fouille, α est égal à $\frac{2}{3}\varphi$

α_0 : angle de la charge répartie sur la surface libre avec la normale à cette surface

β : angle de la face de l'écran au contact du sol avec la verticale

ω : angle de la surface libre du sol avec l'horizontale



Pour le présent cas, $\beta = 0$ (écran vertical) et $\omega = 0$ (talus horizontal)

F-1 : Coefficient de poussée active d'un sol pulvérulent $K_{a\gamma}$

Pour la détermination de ce coefficient, un extrait des tables de Caquot-Kérisel est utilisé :

Pour $\omega = 0$	φ								
	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$\alpha = \varphi$	0,649	0,531	0,440	0,367	0,308	0,260	0,219	0,185	0,155
$\alpha = 2/3 \varphi$	0,656	0,537	0,442	0,364	0,300	0,247	0,202	0,163	0,130
$\alpha = 0$	0,704	0,589	0,490	0,406	0,333	0,271	0,217	0,172	0,133

F-2 : Coefficient de poussée d'un sol soumis à une surcharge répartie q en surface libre K_{aq}

Pour ce faire, on calcule successivement :

$$\sin \varepsilon = \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi}; \sin \varepsilon_0 = \frac{\sin \alpha_0}{\sin \varphi} \text{ et } \delta = \omega - \beta + \frac{\alpha_0 + \varepsilon_0 - \alpha + \varepsilon}{2}$$

$$\text{Si } \delta \geq 0: K_{aq} = \frac{\cos \alpha_0 - \sin \varphi \cdot \cos \varepsilon}{\cos \alpha_0 + \sin \varphi \cdot \cos \varepsilon} e^{-2\delta \tan \varphi}$$

$$\text{Si } \delta < 0: \psi = \delta + \frac{\pi}{2}; \sin \theta = \sin \varphi \sin \psi \text{ et}$$

$$K_{aq} = \left(\frac{\cos \alpha_0 - \sin \varphi \cdot \cos \varepsilon}{\cos \alpha_0 + \sin \varphi \cdot \cos \varepsilon} \right) \left(\frac{\cos \theta + \sin \varphi \cdot \cos \psi}{\cos \theta - \sin \varphi \cdot \cos \psi} \right)$$

F-3 : Coefficient de poussée active d'un sol cohérent K_{ac}

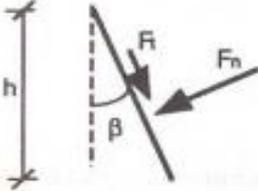
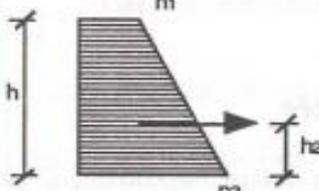
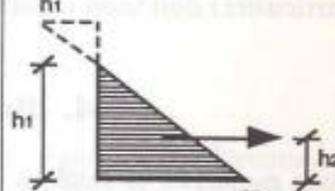
K_{ac} est égale à K_{aq} pour $\alpha_0 = 0$.

F-4 : Détermination des contraintes en partie haute et en partie basse de la couche

Dans ce paragraphe, l'indice 1 désigne la partie haute et l'indice 2 désigne la partie basse. Quant à la lettre n, elle fait référence à la contrainte normale tandis que la lettre t fait référence à la contrainte tangentielle.

Pression	en partie haute de la couche	en partie basse de la couche
normale à l'écran	$n_1 = K_{aq} q \cos \alpha + K_{ac} c \cot \varphi \cos \alpha - c \cot \varphi$	$n_2 = n_1 + K_{ay} \frac{h \gamma}{\cos \beta} \cos \alpha$
tangentielle à l'écran	$t_1 = K_{aq} q \sin \alpha + K_{ac} c \cot \varphi \sin \alpha$	$t_2 = t_1 + K_{ay} \frac{h \gamma}{\cos \beta} \sin \alpha$

F-5 : Détermination des forces de poussées

Calcul des forces	si $n_1 > 0$	si $n_1 < 0$
		
hauteur comprimée	$h_1 = h$	$h_1 = \frac{h n_2}{n_2 - n_1}$
force normale à l'écran	$F_n = \frac{n_1 + n_2}{2} \frac{h}{\cos \beta}$	$F_n = \frac{n_2}{2} \frac{h_1}{\cos \beta}$
force tangentielle à l'écran	$F_t = \frac{t_1 + t_2}{2} \frac{h}{\cos \beta}$	$F_t = F_n \tan \alpha$
distance verticale du point d'application de la force à la base de la couche	$h_2 = \frac{2 n_1 + n_2}{n_1 + n_2} \frac{h}{3}$	$h_2 = \frac{h_1}{3}$
force horizontale	$F_h = F_n \cos \beta - F_t \sin \beta$	
force verticale	$F_v = F_n \sin \beta + F_t \cos \beta$	
h_3 = distance verticale de la base de l'écran au point d'application de la force	$h_2 + \text{somme des épaisseurs des couches inférieures}$	
h_4 = distance horizontale de la base de l'écran au point d'application de la force	$- h_3 \tan \beta$	
Moment de renversement par rapport à la base de l'écran	$M = F_h h_3 - F_v h_4$	

F-6 : Calcul du moment de renversement au pied du mur

Le calcul est récapitulé dans le tableau qui suit :

	Désignations	Unités	Terrain 1	Terrain 2	Terrain 3	
φ	Données géotechniques	°	30	35	25	
α	$2\varphi/3$	°	20,00	23,33	16,67	
β	Données géotechniques	°	0,00	0,00	0,00	
ω		°	0,00	0,00	0,00	
φ		rd	0,5236	0,6109	0,4363	
α		rd	0,3491	0,4072	0,2909	
β		rd	0,0000	0,0000	0,0000	
ω		rd	0,0000	0,0000	0,0000	
$K_{a\gamma}$		Paragraphe F-1		0,3	0,247	0,364
K_{aq}		Paragraphe F-2		0,304	0,249	0,368
K_{ac}			0,304	0,249	0,368	
h_k	Données géotechniques	m	3,65	2,1	0,75	
γ		kN/m ³	18	17	17	
γ_i		kN/m ³	0	0	11,5	
c		kPa	0	5	0	
q	$q_k = q_{k-1} + \gamma_k h_k$	kN/m ²	15	80,7	116,4	
$p_1(*)$	$K_{a\gamma} \gamma h_k / \cos\beta$	kN/m ²	19,710	8,818	10,640	
p_2	$K_{aq} q$	kN/m ²	4,553	20,133	42,856	
p_3	$K_{ac} c \cotg \varphi$	kN/m ²	0	1,78146	0	
p_4	$-c \cotg \varphi$	kN/m ²	0	-7,1407	0	
n_1	$(p_2 + p_3) \cos\alpha + p_4$	kPa	4,278	12,981	41,056	
n_2	$(p_1 + p_2 + p_3) \cos\alpha + p_4$	kPa	22,800	21,078	51,248	
t_1	$(p_2 + p_3) \sin\alpha$	kPa	1,557	8,680	12,291	
t_2	$(p_1 + p_2 + p_3) \sin\alpha$	kPa	8,298	12,172	15,343	
$h1$	Paragraphe F-5	kPa	3,65	2,1	0,75	
F_n		kN	49,417	35,762	34,614	
F_t		kN	17,986	21,895	10,363	
F_h		kN	49,417	35,762	34,614	
F_v		kN	17,986	21,895	10,363	
$h2$		m	1,409	0,967	0,361	
$h3$	$h_2 + \sum h_k$	m	4,259	1,717	0,361	
$h4$	$-h_3 \tan\beta$	m	0	0	0	
M	$F_h h_3 - F_v h_4$	kNm	210,464	61,397	12,503	

(*) $p_1 = K_{a\gamma} \gamma_i h$ Terrain humide,

$p_1 = K_{a\gamma} \gamma_i h + \gamma_w h$ Terrain immergé.

Le moment de poussée au pied du mur (le calcul est réalisé pour un mètre linéaire du mur) est

donc égal à : $M_p = 210,464 + 61,397 + 12,503 = 284,364 \text{ kNm}$

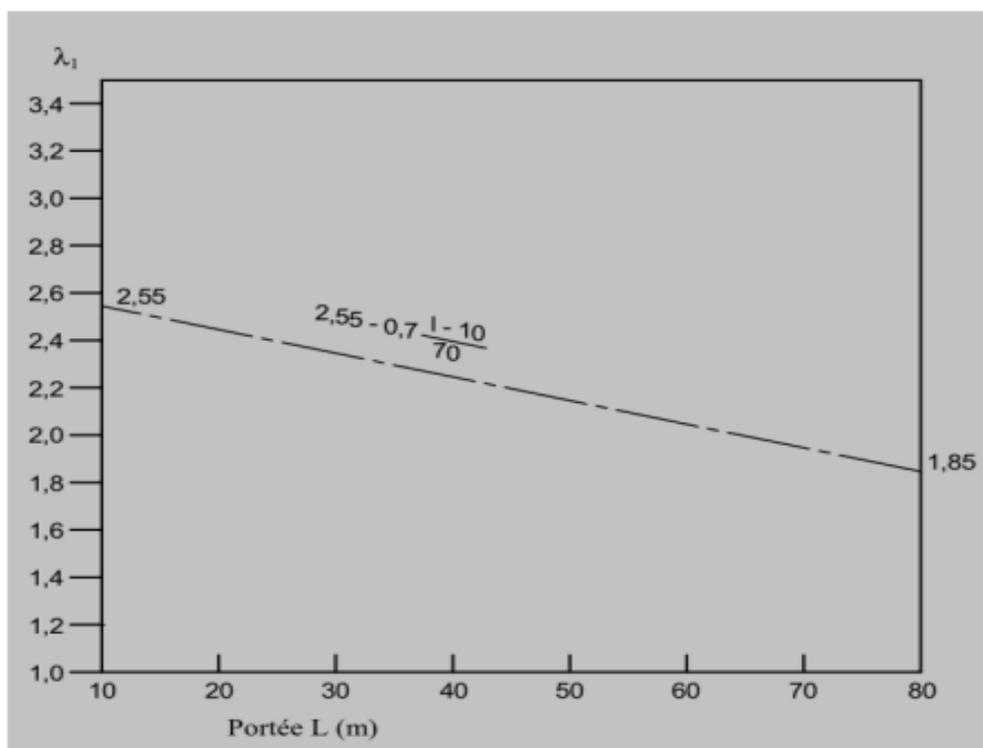
ANNEXE G : Détermination de l'âge moyen du béton pour la détermination des coefficients d'équivalence acier – béton.

Chargement	Instant t du chargement	plot 1	plot 2	plot 3	plot 4	plot 5	plot 6	plot 7	plot 8	plot 9	plot 10	plot 11	plot 12	plot 13	plot 14	plot 15	plot 16	Age moyen t_0 du béton à l'instant t considéré
bétonnage plot 1	0																	
bétonnage plot 2	3	3																3.00
bétonnage plot 3	8	8	5															6.50
bétonnage plot 4	11	11	8	3														7.33
bétonnage plot 5	16	16	13	8	5													10.50
bétonnage plot 6	19	19	16	11	8	3												11.40
bétonnage plot 7	24	24	21	16	13	8	3											14.17
bétonnage plot 8	29	29	26	21	18	13	8	5										17.14
bétonnage plot 9	32	32	29	24	21	16	11	8	3									18.00
bétonnage plot 10	37	37	34	29	26	21	16	13	8	5								21.00
bétonnage plot 11	40	40	37	32	29	24	19	16	11	8	3							21.90
bétonnage plot 12	45	45	42	37	34	29	24	21	16	13	8	3						24.73
bétonnage plot 13	50	50	47	42	39	34	29	26	21	18	13	8	5					27.67
bétonnage plot 14	53	53	50	45	42	37	32	29	24	21	16	11	8	3				28.54
bétonnage plot 15	58	58	55	50	47	42	37	34	29	26	21	16	13	8	5			31.50
bétonnage plot 16	61	61	58	53	50	45	40	37	32	29	24	19	16	11	8	3		32.40
fin de prise de la dalle complète	66	66	63	58	55	50	45	42	37	34	29	24	21	16	13	8	3	35.25
superstructures	110	110	107	102	99	94	89	86	81	78	73	68	65	60	57	52	47	79.25
Fin de phasage	110	110	107	102	99	94	89	86	81	78	73	68	65	60	57	52	47	79.25

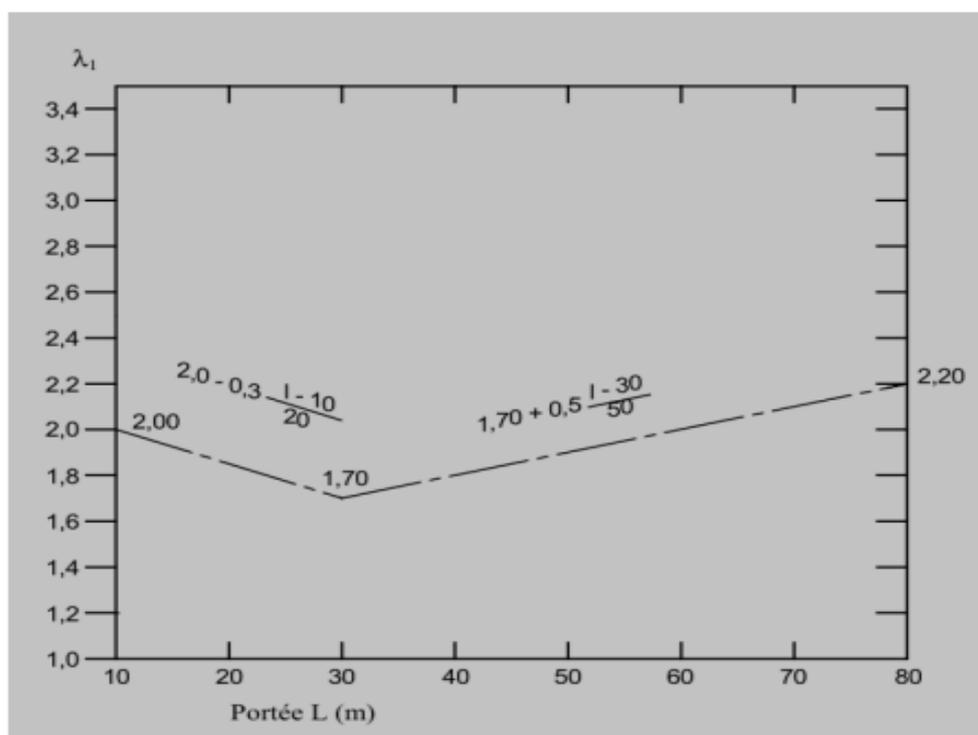
ANNEXE H : Etude de la charpente métallique à la fatigue

H-1 : Détermination du coefficient λ_1

Valeurs de λ_1 pour les moments à mi-portée pour les ponts routiers :

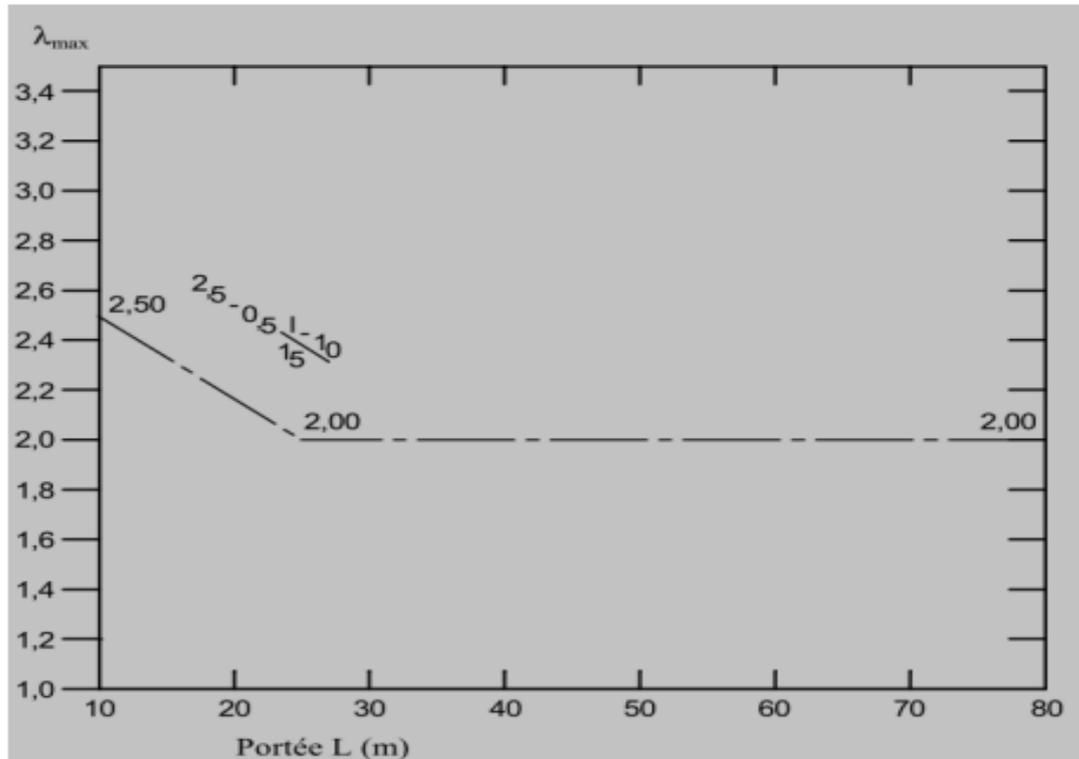


Valeurs de λ_1 pour les moments sur appuis pour les ponts routiers :



H-2 : Le coefficient limite λ_{max}

Valeurs de λ_{max} pour les moments à mi-portée pour les ponts routiers :



Valeurs de λ_{max} pour les moments sur appuis pour les ponts routiers :

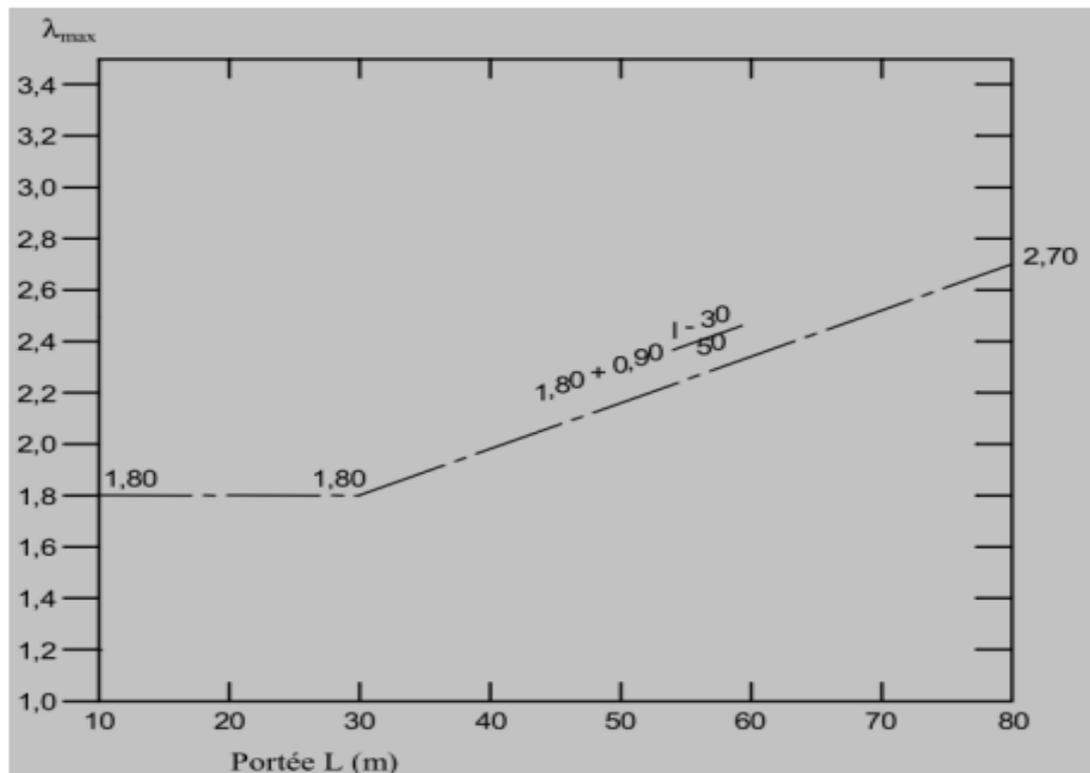


TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	i
SOMMAIRE	ii
LISTE DES ABREVIATIONS.....	iv
LISTE DES NOTATIONS	v
LISTE DES TABLEAUX	ix
LISTE DES GRAPHES.....	xii
LISTE DES FIGURES	xiii
INTRODUCTION.....	1
PARTIE I : ETUDES SOCIO-ECONOMIQUES, PRELIMINAIRES ET JUSTIFICATION DE LA VARIANTE	2
CHAPITRE I : ETUDES MONOGRAPHIQUES DE LA ZONE D'INFLUENCE	3
1. La zone d'influence du projet.....	3
2. Etude monographique de la zone d'influence	4
2.1. La démographie.....	4
2.2. Etude socio-économique de la zone d'influence.....	5
3. Conclusion.....	7
CHAPITRE II : ETUDES DU TRAFIC.....	8
1. Catégories de véhicules.....	8
2. Les trafics	8
2.1. Le trafic passé	8
2.2. Le trafic détourné	9
2.3. Le trafic induit.....	9
2.4. Le trafic total.....	10
3. Projection du trafic.....	10

4. Conclusion.....	10
CHAPITRE III : ETUDES PRELIMINAIRES	12
1. Etude hydrologique.....	12
1.1. Situation du bassin versant	12
1.2. Le bassin versant	12
1.3. La hauteur de pluie maximale.....	12
1.4. Estimation du débit maximal de crue	13
1.5. Conclusion	14
2. Etude hydraulique	14
2.1. La hauteur naturelle d'eau :	14
2.2. La surélévation d'eau	15
2.3. La cote PHEC	16
2.4. Le tirant d'air	17
2.5. La hauteur sous-poutre	17
2.6. Conclusion	17
3. Etude de l'affouillement.....	17
3.1. L'affouillement général	17
3.2. L'affouillement dû au rétrécissement de la rivière	17
3.3. Solution contre l'affouillement	18
CHAPITRE IV : JUSTIFICATION DE LA VARIANTE	19
1. Pont en arc en béton armé	19
1.1. Avantages	19
1.2. Inconvénients	19
2. Pont à haubans	20
2.1. Avantages	20
2.2. Inconvénients :	20
3. Pont à poutre en béton précontraint	20

3.1. Avantages	20
3.2. Inconvénients :	20
4. Pont mixte acier-béton	21
4.1. Avantages	21
4.2. Inconvénients	21
5. Conclusion.....	21
PARTIE II : ETUDES TECHNIQUES DE L'OUVRAGE.....	23
CHAPITRE V : HYPOTHESES DE CALCUL ET PREDIMENSIONNEMENT	24
1. HYPOTHESES DE CALCUL	24
1.1. Règlements appliqués	24
1.2. Phasage de construction.....	24
1.3. Les charges permanentes	24
1.4. Les surcharges de calcul	24
1.5. Combinaisons d'actions.....	26
1.6. Caractéristiques des matériaux	27
1.7. Les coefficients d'équivalence acier-béton :	29
2. PREDIMENSIONNEMENT.....	30
2.1. Poutre principale	30
2.2. Raidisseurs verticaux.....	32
2.3. Entretoises.....	33
2.4. Dalle	33
2.5. Chaussée	34
2.6. Trottoir.....	34
CHAPITRE VI : ETUDE DE LA DALLE.....	35
1. Détermination des efforts dans la dalle	35
1.1. Calcul des moments fléchissant dans la dalle centrale.....	35
1.2. Calcul des moments fléchissant dans la dalle en console :.....	37

1.3.	Combinaison des moments transversaux.....	38
1.4.	Calcul des efforts tranchants.....	39
2.	Détermination des armatures de la dalle	39
2.1.	Détermination de l'enrobage	40
2.2.	Organigramme de calcul.....	40
2.3.	Ferraillage de la dalle centrale (nappe inférieure).....	40
2.4.	Ferraillage de la dalle en console (nappe supérieure)	41
2.5.	Les armatures de répartition	41
3.	Vérification de la dalle	42
3.1.	Vérification à l'ELS:	42
3.2.	Vérification à l'effort tranchant vertical.....	43
3.3.	Vérification au poinçonnement.....	43
4.	Ferraillage de la dalle	45
CHAPITRE VII : JUSTIFICATION DE LA POUTRE PRINCIPALE AUX ELU ET AUX		
ELS		
ELS		46
1.	Evaluations des charges :	46
1.1.	Les charges permanentes :	46
1.2.	Les surcharges d'exploitations.....	47
2.	Détermination des sollicitations :	49
2.1.	Les lignes d'influence :	49
2.2.	Les courbes enveloppes des sollicitations	53
2.3.	Les sections à étudier pour la justification de la poutre principale	56
3.	Justification de la section sur appui P1 aux ELU	57
3.1.	Les données de base	57
3.2.	Calcul des contraintes.....	58
3.3.	Détermination de la classe de la section mixte	59
3.4.	Justification en flexion	61

3.5.	Justification à l'effort tranchant	61
3.6.	Justification à l'interaction moment-effort tranchant	63
3.7.	Justification de la section sur appui P1 au déversement.....	64
4.	Justification de la section en travée aux ELU	68
4.1.	Contraintes	68
4.2.	Détermination de la classe de la section.....	69
4.3.	Justification en flexion	70
4.4.	Vérification à l'effort tranchant	71
4.5.	Justification sous l'interaction moment fléchissant-effort tranchant	72
5.	Justification à l'ELS.....	72
CHAPITRE VIII : JUSTIFICATION DE LA CHARPENTE METALLIQUE A LA FATIGUE ET ETUDE DE LA CONNEXION DALLE-BETON.....		73
1.	Justification de la charpente métallique à la fatigue	73
1.1.	Principe de justification :.....	73
1.2.	L'étendue de contraintes $\Delta\sigma E, 2$	73
1.3.	Le chargement de fatigue FLM3.....	73
1.4.	Le coefficient de répartition du convoi FLM3.....	74
1.5.	Le coefficient de dommage λ	74
1.6.	Le coefficient de dommage d'impact ϕ	76
1.7.	Amplitudes de contraintes $\Delta\sigma p$	76
1.8.	Catégorie de détail.....	80
1.9.	Exemple de vérification des sections à la fatigue	82
2.	Calcul des connecteurs.....	82
2.1.	Résistance et charge admissibles des connecteurs.....	83
2.2.	Résistances caractéristiques du béton à l'ELS et à l'ELU :	84
2.3.	Calcul des connecteurs à l'ELS	84
2.4.	Calcul des connecteurs à l'ELU.....	85

2.5. Récapitulation sur les connecteurs	86
CHAPITRE IX : DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI	87
1. Les appareils d'appuis.....	87
1.1. Prédimensionnement	87
1.2. Efforts horizontaux sollicitant les appareils d'appuis	88
1.3. Efforts verticaux sollicitant les appareils d'appuis	91
1.4. Vérifications des appareils d'appuis	92
2. Conclusion.....	94
CHAPITRE X : ETUDES GEOTECHNIQUES.....	95
1. Les données géotechniques :	95
1.1. Les données pressiométriques.....	95
1.2. La coupe géologique du terrain.....	96
2. Calcul de la capacité portante ultime des pieux	98
2.1. Calcul de l'effort mobilisable de pointe :	98
2.2. Calcul de l'effort limite mobilisable de frottement latéral	98
CHAPITRE XI : ETUDE DE LA PILE	101
1. Prédimensionnement.....	101
2. Evaluation des charges :	101
2.1. Les charges provenant de la superstructure :	102
2.2. Le poids propre de la pile :	102
2.3. Les efforts horizontaux :	102
3. Vérification de la stabilité de la pile :	102
3.1. Stabilité vis-à-vis du renversement :	102
3.2. Stabilité vis-à-vis du glissement :	103
4. Dimensionnement de la pile	103
5. Ferrailages de la pile	106
5.1. Le chevêtre :.....	106

5.2. La colonne :	107
5.3. La semelle de liaison	108
5.4. Ferrailage du pieu.....	111
CHAPITRE XII : ETUDE DE LA CULEE.....	112
1. Mur garde-grève	112
1.1. Sollicitations de calcul.....	113
1.2. Ferrailages.....	114
2. Mur en retour	116
2.1. Prédimensionnement	116
2.2. Sollicitations	116
2.3. Détermination des efforts	116
2.4. Calcul des ferrailages	117
3. Le mur de front	118
3.1. Détermination des sollicitations :.....	119
3.2. Ferrailages du mur de front.....	120
4. Semelle de liaison et fondation.....	122
4.1. Evaluation des charges	122
4.2. Le nombre de pieux.....	122
4.3. Vérification de la résistance des pieux	123
4.4. Ferrailage de la semelle	124
4.5. Calcul du ferrailage des pieux	128
PARTIE III : EVALUATION DU COUT DE L'OUVRAGE, EIE ET ETUDES DE MISE EN	
ŒUVRE	130
CHAPITRE XIII : ETUDE DE MISE EN ŒUVRE.....	131
1. Etanchéité	131
2. Sécurité.....	131
3. Mode de construction.....	131

3.1. Réalisation des appuis	131
3.2. Mise en place de la charpente métallique	132
3.3. Réalisation de la dalle.....	132
4. Protection contre la corrosion.....	132
CHAPITRE XIV : ESTIMATION DU COUT DU PROJET.....	133
1. Estimation du coût du projet.....	133
1.2. Les phases de travaux	133
1.3. Détermination du coefficient de déboursé :.....	135
1.4. Sous détails de prix	136
1.5. Devis quantitatif :	138
1.6. Devis quantitatif et estimatif.....	139
2. Planning d'exécution.....	141
CHAPITRE XV : ETUDES D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX	142
1. Identification des impacts.....	142
1.1. Les impacts positifs :.....	142
1.2. Les impacts négatifs :	143
2. Les mesures d'atténuations	144
CONCLUSION	145
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	
ANNEXES	
TABLE DES MATIERES	

Auteur : RABOTOVAO Andriatsitohaina Mamy

Contacts : Andritasitohaina19@gmail.com

Tel : +261 34 43 813 42



Titre: «CONSTRUCTION D’UN PONT DANS LA VILLE DE SOANIERANA-IVONGO SUR LA RNS5 AU PK 163+307».

Nombres de pages : 145

Nombres de tableaux : 85

Nombre de graphes : 16

Nombres de figures : 57

RESUME

Le fleuve Marimbona de Soanierana Ivongo, d’une portée de 320 m, reste un grand problème pour le désenclavement de la région Analanjirofo. Du fait de cette grande portée, un pont en structure mixte acier-béton est envisagé.

Le calcul de ce type de pont nécessite une parfaite maîtrise de plusieurs normes, pour ce présent mémoire ces normes sont les Eurocodes. De plus, la continuité des poutres, ainsi que la variabilité des sections, entraînent l’étude d’une structure hyperstatique nécessitant de bonne connaissance en calcul de structure.

ABSTRACT

Marimbona, river of Soanierana Ivongo, 320 meters wide is a major problem for the opening up of Analanjirofo area .Therefore a composite bridge is considered.

The calculation of this bridge’s type requires perfect control of many standards; for this present memoir, these standards are Eurocodes. In addition to that, the continuity of the beam and the variability of the section lead an analysis of the indeterminate structure which implies good knowledge at structure calculation

Mots clés : Eurocodes, sections variables, Soanierana Ivongo, pont mixte.

Encadreur : Monsieur Rivonirina RAKOTOARIVELO