

Étude technique du tablier d'un pont à poutres en béton
précontraint : cas du pont situé au PK 49+000 du tronçon
Ekekam-Evodoula (Région du Centre-Cameroun)

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE
MASTER
SPECIALITE Génie Civil – Bâtiment et Travaux Publics

Présenté et soutenu publiquement le 24 Janvier 2025 par

Ivan Armel NDILASSI NGBWEKE (20210488)

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

Maître de stage : Fabrice Lionel DJOKO TABUGUIA, Ingénieur de Génie Civil, Conducteur
des Travaux chantier ARAB CONTRACTORS-Boucle 1 Lékié

Structure d'accueil du stage : ARAB CONTRACTORS

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Prof. Abdou LAWANE GANA

Membres : M. Marc COMBERE

M. Moussa LO

Dédicace

Tout d'abord je remercie le bon DIEU pour toutes ses grâces dans ma vie.

Je dédie ce présent mémoire,

A mes parents Mr NDILASSI Innocent et Mme NDILASSI Marthe pour m'avoir toujours soutenu et encouragé. Ce mémoire témoigne ma reconnaissance et ma profonde gratitude.

A mes frères et sœurs, à tous ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail, ils m'ont chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours.

A ma fiancée NTOLO SEME Annicette qui m'a toujours encouragée.

Remerciements

Parvenu au terme de ce stage de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'ingénieur 2ie ayant grade de master, il nous tient à cœur de remercier tous ce qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce travail. Il s'agit notamment de :

- La structure d'accueil ARAB CONTRACTORS pour m'avoir compté parmi ses stagiaires et pour leur sérieux, professionnalisme et leur suivi ;
- Monsieur le Directeur Général de l'Institut 2iE et ses collaborateurs pour leur formation rigoureuse et de qualité ;
- A mon Directeur de mémoire Docteur Decroly DJOUBISSIE DENOUE, enseignant-chercheur à l'Institut 2iE pour son encadrement, sa disponibilité et son soutien durant tout mon stage ;
- A mon Maitre de stage, Monsieur Fabrice Lionel DJOKO TABUGUIA, Ingénieur de Génie Civil, Conducteur des Travaux chantier ARAB CONTRACTORS-Boucle 1 Lékié, pour son encadrement, ses conseils et son accompagnement.
- Tout le personnel d'ARAB CONTRACTORS-Boucle 1 Lékié pour l'accueil et l'esprit de convivialité au sein de la structure ;
- A la grande famille NDILASSI qui m'a soutenu durant tout mon cursus
- A tous ce qui m'ont soutenu de près ou de loin durant tout mon cursus.

Résumé

Le présent mémoire a été élaboré dans le cadre d'un projet de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur 2^{ie} avec grade de master. Il a pour thème : « Etude technique du tablier d'un pont à poutres en béton précontraint : cas du pont situé au PK 49+000 du tronçon Ekekam-Evoudoula (Région du Centre-Cameroun) ». Etant donnée que l'entreprise a choisi un pont bipoutre à tablier mixte, l'objectif principal de ce mémoire est de proposer une variante alternative de pont et d'en faire une étude technico-financière.

A la suite d'une analyse multicritère, c'est **le pont poutre en béton précontraint par posttension** qui a été retenu ayant **une travée unique de 30 m de long et 10 m de large**, le tablier du pont est constitué d'un hourdis en béton armé ayant une épaisseur de **0,20 m** qui repose sur **six poutres en béton précontraint** de hauteur **1,60 m** et d'une base de **0,6 m**. Le tablier repose sur **deux culées** et comme choix du type de culée, c'est celui à **mur de front** qui a été choisie car un remblai d'accès est prévu. La fondation est faite en **pieux** de section **(7,5x15) m²**

Après la conception et le dimensionnement du pont, nous avons fait une étude structurelle du tablier qui consistait à s'assurer que le tablier supportera bien les efforts auxquels il sera soumis. Il en ressort de cette étude qu'avec une force de précontrainte de **13,85 MN** on a besoin de **9 câbles de 12T15**. A la fin de l'étude, il a été établi une EIES proposant un PGES dans le but de réduire, de compenser et de valoriser les populations et l'environnement. Le cout partiel de notre étude s'élève à **370 631 735,5 FCFA (TTC)**.

Mots clés :

1-Précontraint

2-Pont à poutres

3-Hourdis

4- Ouvrage de franchissement

5-Etude technico-financière

Abstract

This thesis was prepared as part of a final-year project for obtaining a 2nd year engineering degree with a master's degree. Its theme is: "Technical study of the deck of a prestressed concrete beam bridge: case of the bridge located at PK 49+000 of the Ekekam-Evoudoula section. (Central Region of Cameroon)". Given that the company has chosen a double-girder bridge with a composite deck, the main objective of this thesis is to propose an alternative bridge variant and to make a technical-financial study of it.

Following a multi-criteria analysis, **the post-tensioned pre-stressed concrete beam bridge** was selected, with **a single span 30 m long and 10 m wide**. The bridge deck consists of a reinforced concrete slab with a thickness of 0,20 m, which rests on **six pre-stressed concrete beams 1.60 m high and with a base of 0,6 m**. The deck rests on **two abutments** and, as for the choice of the type of abutment, the one with a front wall was chosen because an access embankment is planned. The foundation is made of piles of section **(7X15) m²**.

After the design and dimensioning of the bridge, we carried out a structural study of the deck which consisted of insuring that the deck could support the forces to which it would be subjected. It emerged from this study that with a prestressing force of **13,85 MN**, **9 cable of 12T15** were required. After the end of the study, an ESIA was established proposing a PGES with the aim of reducing, compensating and enhancing populations and environment. The partial cost of the study amount to **370 631 735 FCFA (including tax)**.

Keywords

1-Prestressed

2- Beam bridge

3- Joists

4- Crossing structure

5- Technical-financial study

Table des matières

Dédicace	i
Remerciements	ii
Résumé	iii
Abstract	iv
Table des matières	v
Liste des tableaux	ix
Liste des figures	xi
Abréviations et sigles	xii
Introduction générale.....	1
Chapitre I. Présentation de la structure d'accueil et du projet.....	2
I.1. Présentation de la structure d'accueil	2
I.2. Présentation de la zone d'étude	3
I.2.1. Situation géographique.....	3
I.2.2. Relief et végétation.....	3
I.2.3. Climat et pluviométrie.....	4
I.2.4. Température	4
I.2.5. Géologie du site.....	5
I.2.6. Hydraulique	5
I.2.7. Géotechnique.....	5
I.3. Présentation de l'étude.....	6

I.3.1.	Contexte et justification	6
I.3.2.	Diagnostic et état des lieux.....	6
	Conclusion partielle.....	7
Chapitre II.	Conception et prédimensionnement	8
II.1.	Analyse des variantes de franchissement	9
II.1.1.	Pont bipoutre à tablier mixte (Acier-Béton).....	9
II.1.2.	Pont à poutres en béton précontraint	10
II.2.	Analyse multicritère	13
II.3.	Prédimensionnement des éléments de l'infrastructure	15
II.4.	Équipements du pont	15
	Conclusion partielle.....	17
Chapitre III.	Dimensionnement structurel	18
III.1.	Référence, règlements de calcul et logiciels utilisés.....	18
III.1.1.	Référence et règlements de calcul	18
III.1.2.	Logiciels utilisés	18
III.2.	Caractéristiques des matériaux.....	19
III.2.1.	Ciment et béton.....	19
III.2.2.	Acier	20
III.3.	Caractéristiques géométriques de la poutre	23
III.3.1.	Caractéristiques géométriques de la poutre seule.....	23
III.3.2.	Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis :.....	23

III.4.	Évaluation des charges et surcharges.....	24
III.4.1.	Charges permanentes	24
III.4.2.	Surcharges routières	25
III.4.3.	Moments fléchissant longitudinaux.....	26
III.4.4.	Efforts tranchants.....	27
III.5.	Modélisation et analyse du tablier	27
III.6.	Étude de la précontrainte.....	28
III.6.1.	Dimensionnement de la précontrainte	29
III.6.2.	Les pertes de précontrainte	32
III.7.	Calcul justificatif des poutres.....	32
III.7.1.	Justification de la poutre à l'ELS	32
III.7.2.	Justifications de la poutre à l'ELU	35
III.7.3.	Justification de l'effort tranchant.....	36
III.7.4.	Armatures passives	39
III.8.	Étude de l'hourdis	40
III.8.1.	Méthodologie de calcul	41
III.8.2.	Modélisation de l'hourdis.....	41
III.8.3.	Ferraillage de l'hourdis.....	43
	Conclusion partielle.....	44
Chapitre IV.	Notice d'impact environnemental et social	45
IV.1.	Composantes de l'environnement concernée.....	45

IV.2.	Analyses des impacts sur l'environnement.....	45
IV.1.	Description des impacts	45
IV.2.	Mesures d'atténuation, de compensation et de valorisation	47
IV.3.	Plan de gestion environnemental et social	48
IV.4.	Estimation du cout global du projet	50
	Conclusion partielle.....	50
	Conclusion générale et recommandation	51
	Bibliographie.....	52
	Annexes	54

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Répartition de la pluviométrie mensuelle moyenne à Evoudoula (mm)	4
Tableau I-2 : Répartition moyenne des températures max et min à Evoudoula.....	4
Tableau I-3 : Données hydrauliques.....	5
Tableau II-1 : Prédimensionnement du pont bipoutre à tablier mixte.....	9
Tableau II-2 : Prédimensionnement du pont poutre par pré-tension.....	11
Tableau II-3 : Prédimensionnement du pont poutre par posttension	11
Tableau II-4 : Etude comparative des variantes	13
Tableau II-5 : Analyse multicritère	14
Tableau II-6 : Récapitulatif du prédimensionnement des éléments de l'infrastructure	15
Tableau II-7 : Récapitulatif des caractéristiques du pont	17
Tableau III-1 : Classe d'exposition des ouvrages	19
Tableau III-2 : Classe d'exposition des parties du pont	19
Tableau III-3 : Caractéristiques géométriques de la poutre seule	23
Tableau III-4 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis	23
Tableau III-5 : Récapitulatif du poids total du tablier	25
Tableau III-6 : Récapitulatif des surcharges du tablier	26
Tableau III-7 : Récapitulatif des moments du aux charges et surcharges à $X=0,5L$	26
Tableau III-8 : Récapitulatif de l'effort tranchant dû aux charges et surcharges	27
Tableau III-9 : Pertes de précontrainte	32
Tableau III-10 : Caractéristique de la section de la poutre.....	34

Tableau III-11 : Détermination de la section d'armatures longitudinale	39
Tableau III-12 : Valeurs des moments fléchissant maximaux	43
Tableau III-13 : Récapitulatif du ferrailage de l'hourdis	43
Tableau IV-1 : Description des impacts	46
Tableau IV-2 : Mesure de réduction, de compensation et de valorisation	47
Tableau IV-3 : Plan de gestion environnemental et social	48
Tableau IV-4 : Devis estimatif et quantitatif	50

Liste des figures

Figure I-1 : Organigramme de l'entreprise	3
Figure I-2 : Pont préexistant	7
Figure I-3 : Emplacement du nouveau pont	7
Figure II-1 : Type de pont	8
Figure II-2 : Profil en travers du tablier	14
Figure III-1 : Cable de précontrainte	21
Figure III-2 : Section de la poutre sans hourdis	23
Figure III-3 : Section de la poutre avec hourdis	24
Figure III-4 : Définition de la section sur ROBOT	28
Figure III-5 : Disposition constructive des câbles	31
Figure III-6 : Plan de ferrailage de la poutre	40
Figure III-7 : Moment dû à Mc 120 suivant Y-Y	42
Figure III-8 : Moment dû à Mc 120 suivant X-X	42
Figure III-9 : Ferrailage du hourdis suivant XX	44
Figure III-10 : Ferrailage du hourdis suivant YY	44

Abréviations et sigles

2Ie	:	Institut Internationale d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
BAEL	:	Béton Armé aux Etats Limites
BN4	:	Barrière Normale de type 4
BPEL	:	Béton Précontraint aux Etats Limites
CEMAC	:	Communauté Economique et Monétaire d'Afrique Centrale
CPC	:	Cahier des Prescriptions Communes
ELS	:	Etat Limite de Service
ELU	:	Etat Limite Ultime
f_{c28}	:	Valeur caractéristique de résistance à la compression du béton
f_{t28}	:	Valeur caractéristique de résistance à la traction du béton
FCFA	:	Franc de Communauté Financière Africaine
HA	:	Haute Adhérence
IPE	:	I à Profil Européen
Lc	:	Largeur Chargeable
Lr	:	Largeur Roulable
PGES	:	Plan de Gestion Environnementale et Sociale
PK	:	Point Kilométrique
PRS	:	Poutre Reconstituée Soudée
RSA	:	Robot Structural Analysis
SETRA	:	Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes
TTC	:	Toutes Taxes Comprises
TVA	:	Taxes sur la Valeur Ajoutée

Introduction générale

Le Cameroun s'est installé depuis des décennies comme l'un des leaders de la zone CEMAC. Avec l'adoption de sa Stratégie Nationale de Développement (SND30), le pays dispose d'un cadre de référence pour son action d'évolution au cours de la prochaine décennie. Pour pouvoir le conserver, il se doit d'entretenir une croissance continue sur tous les axes de développement qui devra le mener à bien vers une émergence visée à l'horizon 2035. Ceci a créé une augmentation de la demande notamment en termes d'infrastructures routières qui font souvent l'objet de constructions d'ouvrages de franchissement. C'est d'ailleurs le cas présent dans le projet des travaux de réhabilitation des tronçons de routes régionales échangeur Nkolbisson- échangeur Zamengoue, échangeur Zamengoue-Ekekam-Evoudoula, Ekekam-Monatélé. En effet, dans la pratique du génie Civil, les ouvrages d'art sont communément utilisés pour franchir les brèches, les cours d'eau.

Dans son étude, la structure d'accueil a opté pour un pont bipoutre à tablier mixte (Acier-Béton). L'objectif principal de ce présent mémoire qui a pour thème : « Etude technique du tablier d'un pont à poutres en béton précontraint : cas du pont situé au PK 49+000 du tronçon Ekekam-Evoudoula (Région du Centre-Cameroun) » est de proposer une solution alternative de variante de pont et d'en faire une étude technico-financière. Pour se faire nous allons passer par les objectifs spécifiques suivantes :

- Proposer et concevoir une variante alternative de pont ;
- Dimensionner cette variante ;
- Faire une étude d'impact environnementale et sociale et une estimation du cout.

Ce mémoire s'articulera principalement autour de quatre chapitres. Le chapitre I est consacré à la présentation de la structure d'accueil et du projet, le chapitre II présente la conception et le dimensionnement, le chapitre III s'intéresse au dimensionnement structurel et le chapitre IV sur la notice d'impact environnemental et social et l'estimation du cout.

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

Ce chapitre présente la structure d'accueil dans laquelle le stage a été fait. Il présente également la zone d'étude ainsi qu'une présentation brève de l'étude.

I.1. Présentation de la structure d'accueil

La société ARAB CONTRACTORS CAMEROON LTD est une structure dont la Direction Générale est à Yaoundé à l'avenue Jean Paul II, (BP 12995 Yaoundé). Elle jouit à ce jour d'une forte expérience dans le domaine du génie civil acquise au fil de nombreuses années de pratique dans la plupart des pays d'Afrique du moyen orient et d'ailleurs.

ARAB CONTRACTORS CAMEROON LTD s'appuie sur son équipe d'expert très flexible en mettant en prime le respect de la qualité, le délai et le coût dans la réalisation des bâtiments (établissements scolaire, sportif, administratif, religieux, laïc les logements, les restaurant...) et aussi des ouvrages d'art tels que les ponts, les tunnels, les routes, les structures maritimes, les Aéroports, les échangeurs...

Le développement et le succès d'une entreprise passe impérativement par la quantité et surtout la qualité de ses ressources. Dans le domaine du génie civil, le succès d'un marché est conditionné par la main d'œuvre c'est-à-dire l'investissement humain (ressources humaines), la fiabilité, l'efficacité, le rendement, par le matériel utilisé (ressource matérielle) puis, toute la disposition des finances suffisantes (ressources financières). La Figure I-1 présente ' l'organigramme de manière claire, les relations entre les composantes de l'entreprise.

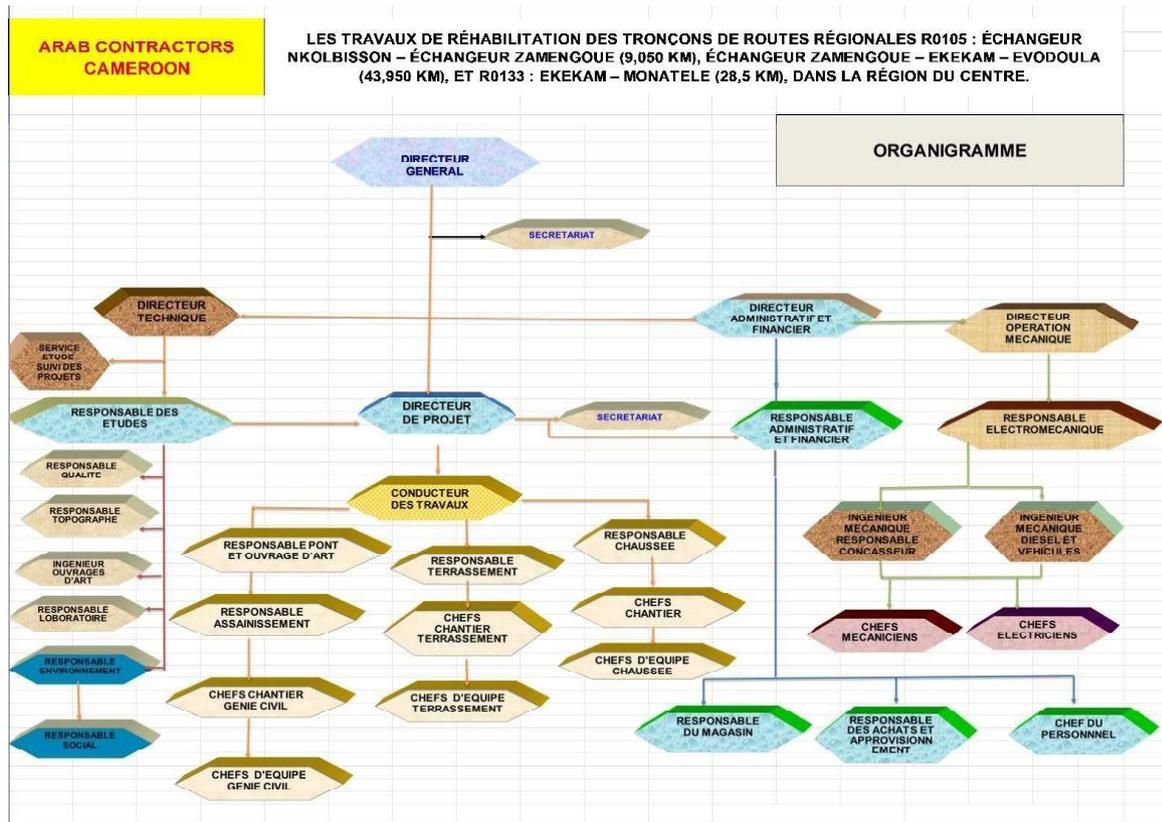


Figure I-1 : Organigramme de l'entreprise

I.2. Présentation de la zone d'étude

I.2.1. Situation géographique

Le projet est situé au Cameroun, dans la Région du Centre, Département de la Lékié, la Commune d'Evodoula, soit à environ 50km de l'échangeur Nkolbisson. L'ouvrage se trouve sur la rivière Ngobo. Les coordonnées géographiques se situent entre les latitudes 4°5'00'' et 4°7'30'' Nord et les longitudes 11°12'30'' et 11°15'0''. La **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** illustre la localisation de l'ouvrage.

I.2.2. Relief et végétation

La topographie autour d'Evodoula (3 km en moyenne) n'a qu'une légère variation d'altitude. Par rapport au niveau de la mer, elle a une altitude maximum de 149 m et une altitude moyenne de 564 m. Autour des 16 km d'Evodoula, on observe de légères variations de l'altitude avec un maximum de 504 m. La zone dans un rayon de 3km d'Evodoula est couverte par des terres cultivées (53%). La végétation dans la zone du centre apparaît comme une zone de transition entre la savane et la forêt. Au nord, du côté de la rive droite de la Sanaga et aussi du côté de la

rive gauche, d'Obala à Nanga-Eboko, on note une prédominance de la savane pendant que la forêt occupe la forme d'une forêt galerie occupant les vallées. Les savanes périées ou intra forestières présentent toutes des gradations entre la savane arbustive (à *Terminalia glaucescens*) qui ne dépasse pas la Sanaga, et la savane herbeuse.

I.2.3. Climat et pluviométrie

La Région du Centre se trouve dans la zone 1 où le climat est dit de type "Equatorial". Il est caractérisé d'une manière générale par quatre saisons dont deux (2) de pluies et deux (2) sèches. A Evoudoula, la période pluvieuse de l'année dure 10 mois, de début février à début décembre, avec une chute de pluie d'au moins 13mm. Le mois le plus pluvieux est celui d'octobre, qui enregistre avec une chute pluie moyenne de 228mm. Par ailleurs, la saison sèche va de la mi-décembre jusqu'à mi-février (2 mois). Le mois le plus pluvieux à Evoudoula est celui d'octobre, qui enregistre une chute de pluie moyenne de 5mm. Tandis que le mois le moins pluvieux est celui de janvier, avec une chute moyenne de 5mm. Le Tableau I-1 présente la pluviométrie mensuelle moyenne à Evoudoula (mm).

Tableau I-1 : Répartition de la pluviométrie mensuelle moyenne à Evoudoula (mm)

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
5,2	15,9	77,8	128,5	126.2	100.9	83.7	124.2	194.9	228.1	103.1	10.5

I.2.4. Température

Au cours de la saison chaude la température quotidienne moyenne maximale est de 31°C et celle minimale est de 21°C. Le mois le plus chaud de l'année est le mois de février. Tandis que celui pendant la saison fraîche, la température moyenne minimale est de 21°C et celle maximale est de 26°C avec le mois le plus frais qui est juillet.

Le Tableau I-2 récapitule les températures moyennes maximale et minimale à Evoudoula

Tableau I-2 : Répartition moyenne des températures max et min à Evoudoula

Température	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Haute	30	31	31	30	29	28	26	26	28	28	29	30
Moyenne	21	21	22	21	21	21	21	21	21	21	24	21
Basse	21	21	22	21	21	21	21	21	21	21	24	21

I.2.5. Géologie du site

Sur le plan géologique, le site de la construction appartient à la géologie de la zone de Yaoundé. Cette dernière est constituée de formations appartenant au socle ancien d'âge précambrien. Ces formations sont composées :

- De terrains métamorphiques de base constituée de micaschistes à deux micas, associés fréquemment à des quartzites, de gneiss localement migmatites et d'amphibolites, discordantes sur les formations encaissantes.
- Les affleurements de micaschiste et quartzite sont repartis dans toute la région.

L'ensemble de toutes ces formations a été fortement altéré, engendrant des couches d'altérites surmontées de plusieurs horizons de sols latéritiques.

I.2.6. Hydraulique

Les informations recueillies concernant l'identification du niveau de la nappe d'eau sont contenues dans le Tableau I-3

Tableau I-3 : Données hydrauliques

N du sondage	PK	Coordonnées		Prof Sondage (m)	Pro. Niveau d'eau (m)	Commentaires
		X	Y			
PEI 1	0+50G	498528	369835	5,00	3,50	Des venues d'eau ont été sur 04 point de sondages
PEI 2	0+150D	772277	428739	5,00	2,10	
PEI 3	0+250D	772255	428811	5,00	3,20	
PEI 4	0+350G	772211	428895	5,00	3,00	
PEI 5	0+450A	772197	429014	5,00	/	

I.2.7. Géotechnique

Du point de vue géotechnique, certains essais ont été fait, l'essai œdométrique, l'essai de cisaillement et l'essai pénétrométrique.

D'après les résultats obtenus sur l'essai œdométrique, on peut s'attendre à des tassements variants entre $0,13 < \Delta H < 3,54 \text{ cm}$.

Pour l'essai de cisaillement, les échantillons de sol prélevés font ressortir la valeur de cohésion comprise entre $0,11 < C_{uu} < 0,34 \text{ bar}$ qui est inversement proportionnelle à la diminution de l'angle de frottement interne compris entre $25,01 < \varphi_{uu} < 30,55^\circ$. Les matériaux présentent les caractéristiques géotechniques propres à des argiles dont la cohésion varie.

Les résultats des essais géotechniques sont en Annexe 15.

I.3. Présentation de l'étude

Le présent mémoire traite de l'étude technique et structurel du tablier d'un pont. Le pont est situé au PK 49+000, sur la rivière Ngobo dans l'Arrondissement d'Evoudoula, Département de la Lékié, Région du Centre au Cameroun.

I.3.1. Contexte et justification

L'Etat du Cameroun dans sa procédure de développement des infrastructures a décidé de faire la réhabilitation de la route échangeur Nkolbisson, échangeur Zamengoué-Ekekam-Evoudoula et le tronçon Ekekam-Monatélé. Dans le but de reconstruire une bonne partie de ces routes régionales qui desservent le Département de la Lékié. Par ailleurs, la réhabilitation de ces sections routières permettra de connecter Monatéle, chef-lieu du Département de la Lékié, à Yaoundé par une voie courte. Jusqu'à présent, les populations sont obligées d'effectuer un détour par l'Arrondissement d'Obala créant une augmentation des couts et temps du transport. La réhabilitation de ces routes s'inscrit dans le contexte ou le réseau reliant cette zone du Département à la Yaoundé est fortement détérioré. Cependant cet axe demeure essentiel pour l'approvisionnement de la capitale du pays en produits vivriers.

I.3.2. Diagnostique et état des lieux

Une descente effectuée sur le site du projet nous laisse observer la présence d'un pont mixte (acier-béton) sur la rivière Ngobo. Il repose sur des culées en maçonnerie de moellons et des piles intermédiaires en béton. On observe aussi la dégradation des gardes corps sur une partie du pont qui n'assure plus la sécurité parfaite des biens et des personnes durant la traversée. On

observe aussi une végétation dense autour de l'ouvrage avec la présence d'arbres de grande taille. Le relief d'accès à l'ouvrage est aussi fortement accidenté.

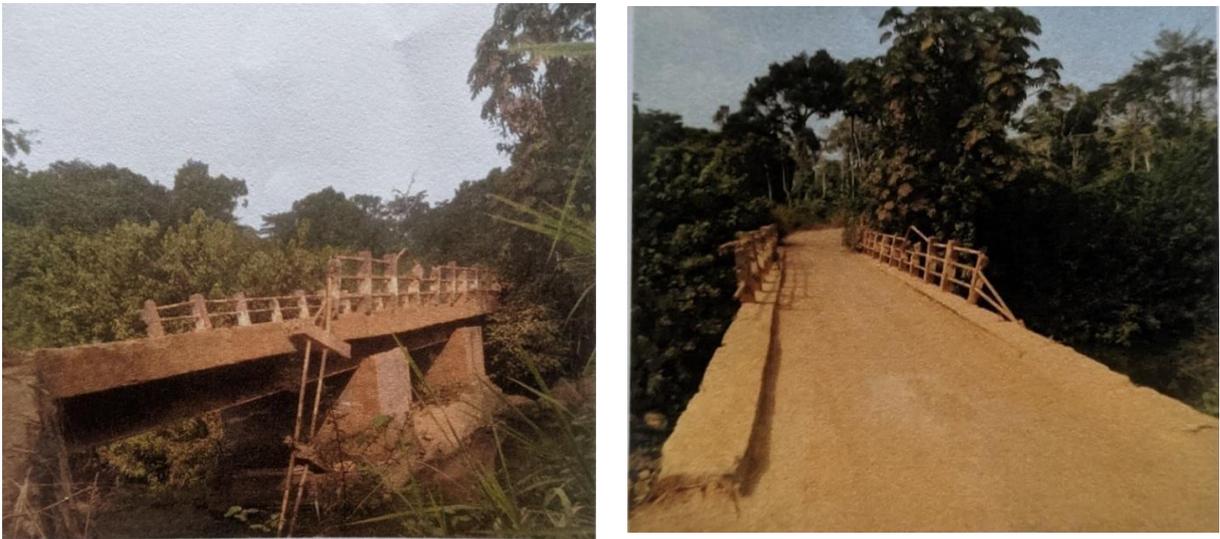


Figure I-2 : Pont préexistant



Figure I-3 : Emplacement du nouveau pont

Conclusion partielle

Après cette présentation générale du projet, nous allons faire une conception et une présentation de quelques variantes puis en choisir une en fonction de certains critères pour en faire une étude plus détaillée.

Chapitre II. Conception et prédimensionnement

Le pont est un ouvrage de franchissement construit pour permettre le passage d'une voie de communication (route, chemin de fer...) au-dessus d'un obstacle (rivière, ravin ou une autre voie) pour lequel une voie de circulation franchit un obstacle naturel ou une autre voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. Le pont est généralement constitué des éléments tels que : les fondations, les appuis (culées et piles) et le tablier.

Dans ce chapitre, il sera question de faire une analyse multicritère afin de choisir la solution optimale du pont à réaliser dans le but de faire une conception et un dimensionnement structural de cette solution. La Figure II-1 illustre les types de pont en fonction de la gamme de portée.

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

Figure II-1 : Type de pont

II.1. Analyse des variantes de franchissement

Malgré que le choix du matériau, la qualification de la main d'œuvre et le coût du projet sont important pour le choix d'un pont, la portée reste un critère capital pour le choix du pont. Le SETRA présente différent type de pont en fonction de la portée.

Comme indiqué à l'introduction, la nouvelle variante à proposer doit faire intervenir de nouvelles technologies, des matériaux autres que celles courantes et à des coûts abordables. L'entreprise elle a choisi un pont bipoutre à tablier mixte. Rappelons que la longueur du pont est de 30 m.

II.1.1. Pont bipoutre à tablier mixte (Acier-Béton)

Le pont en tablier mixte acier-béton est un pont combinant les avantages de l'acier et les avantages du béton. La dalle est en béton armée reposant sur les poutres métalliques. La connexion est assurée par des connecteurs permettant une homogénéité de la structure. La gamme usuelle des portées de ce type de pont est comprise entre 30-110 m pour des travées continues et 25-90 pour les travées indépendantes. Le Tableau II-1 récapitule les résultats du prédimensionnement. Les détails du prédimensionnement sont à Annexe 1.

Tableau II-1 : Prédimensionnement du pont bipoutre à tablier mixte

Eléments	Caractéristiques		
Poutre	Hauteur (mm)	Hp	700
	Entraxe (m)	D	5,5
	Nombre	Np	5
	Largeur semelle inf (mm)	B _{inf}	700
	Largeur semelle sup (mm)	B _{sup}	600
	Epaisseur âme (mm)	t _w	40
	Hauteur âme (mm)	H _w	620
	Epaisseur des semelles sup(mm)	Tfs	40
	Epaisseur des semelles inf (mm)	Tfi	40
Entretoise zone courante	Section (cm ²)	A	92080
	Hauteur (m)	H	600
	Inertie (cm ⁴)	I	92080
Entretoise en appui	Hauteur (mm)	Hp	600
	Largeur semelle inf (mm)	B _{inf}	400
	Largeur semelle sup (mm)	B _{sup}	400
	Epaisseur âme (mm)	t _w	20
	Hauteur âme (mm)	H _w	550
	Epaisseur des semelles sup(mm)	Tfs	25
	Epaisseur des semelles inf (mm)	Tfi	25
	Nombre	N	5
Dalle	Epaisseur à la droite	E ₁	300
	Epaisseur au centre	E ₂	250

II.1.2.Pont à poutres en béton précontraint

La précontrainte est une technique utilisée dans le béton pour augmenter ses performances en traction et flexion. Il consiste à appliquer une force de compression à l'avance dans le béton par des câbles ou des barres d'acier tendus avant que le béton ne soit soumis aux charges extérieures. Cette précontrainte peut être partielle (autorisation des contraintes de traction

limitées) ou totale (élimination totale des contraintes de traction). Pour réaliser l'opération de précontrainte, il existe deux possibilités, par pré tension et par post tension.

1. Précontrainte par pré-tension

Pour des portées n'excédant pas 25 m, les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton.

Le Tableau II-2 récapitule les résultats du prédimensionnement.

Tableau II-2 : Prédimensionnement du pont poutre par pré-tension

Eléments	Caractéristiques (m)		
Poutre	Entraxe	D	1,00
	Nombre	Np	10
	Hauteur	Hp	1,50
	Epaisseur de l'âme	E	0,15
	Largeur de talon	Lt	0,60
	Epaisseur de talon	Et	0,15
Hourdis	Epaisseur	EH	0,15

Les détails du prédimensionnement sont à Annexe 2

2. Précontrainte par post tension

De manière général, pour une portée allant de 25m à 50m, les ponts à poutre sont économiques. Après le coulage et le durcissement, les câbles sont tendus, En général, cette opération est utilisée pour les ouvrages important et réalisé sur chantier. Le Tableau II-3 récapitule les résultats du prédimensionnement. Les détails du prédimensionnement sont en Annexe 3

Tableau II-3 : Prédimensionnement du pont poutre par posttension

Eléments	Caractéristiques (m)		
Poutre	Hauteur	Hp	1,60
	Nombre	Np	6
	Largeur table compression	B	1,00
	Epaisseur table compression	E	0,15
	Largeur de talon	Lt	0,60
	Epaisseur de talon	Et	0,15
	Epaisseur de l'âme en travée	b ₀	0,20
	Epaisseur de l'âme à l'about	b ₀	0,60
	Hauteur du gousset	h _g	
	Entraxe	D	2,00
Entretoise	Base	b _e	0,4
	Hauteur	H _e	1,4
Hourdis	Epaisseur	e _h	0,20

II.2. Analyse multicritère

L'analyse multicritère est un outil d'aide à la décision, consacré à la prévision de la solution optimale répondant à tous les besoins du projet et s'adaptant le mieux au critère de choix. Pour cela, il sera nécessaire de déterminer d'un point de vue technique, esthétique et économique le type d'ouvrage qui sera le mieux adapté et le mieux possible à satisfaire. Après cette analyse, la solution retenue sera celle qui fera l'objet d'une étude approfondie. Le Tableau II-4 présente les avantages et les inconvénients des différents variantes.

Tableau II-4 : Etude comparative des variantes

Types de pont	Avantages	Inconvénients
Pont bipoutre à tablier mixte	<ul style="list-style-type: none"> • Possibilité de franchir des portées assez importantes • La légèreté, donc diminution du nombre de pieux • Rapidité et simplicité de mise en œuvre 	<ul style="list-style-type: none"> • Maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages • Demande de main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs) • Le cout est très élevé
Pont poutre en béton précontraint par pré tension	<ul style="list-style-type: none"> • Réduction des fissures • Rapidité de mise en œuvre car utilise des éléments préfabriqués • Moins de maintenance en raison de la réduction des déformations et des fissures 	<ul style="list-style-type: none"> • Limitation de la longueur • Nécessite un espace pour la préfabrication pouvant augmenter les couts initiaux • Moins de flexibilité sur le site, une fois les poutre préfabriquées, difficile de modifier les dimensions ou les caractéristiques
Pont poutre en béton précontraint par post tension	<ul style="list-style-type: none"> • Flexibilité de conception, possibilité d'ajuster la précontrainte et la répartition des efforts après construction • Longue portée • Meilleure gestion des déformation 	<ul style="list-style-type: none"> • Complexité de la mise en œuvre • Couts plus élevés • Maintenance accrue, les câbles peuvent nécessiter un entretien régulier (notamment pour prévenir la corrosion et garantir l'intégrité de la précontrainte)

Le *Tableau II-5* présente les différentes notes des variantes en fonction de certains critères.

Tableau II-5 : Analyse multicritère

Critères de choix	Coefficient	Pont bipoutre à tablier mixte	Pont à poutre en béton précontraint	
			Pré-tension	Post tension
Cout	3	3	2	2
Insertion dans le paysage	1	2	2	2
Impact environnemental	2	2	2	2
Complexité et technique de réalisation	3	2	2	3
Esthétique	1	2	3	3
Entretien	2	1	3	3
Moyenne pondérée		2,08	2,25	2,50

1 : Mauvais ; 2 : Passable ; 3 : Assez bien ; 4 : Bien

Sur la base de l'étude comparative et l'analyse multicritère, la solution optimale et la mieux adaptée est le pont poutre en béton précontraint par post tension. La **Erreur ! Source du r envoi introuvable.** présente un profil en travers du tablier.

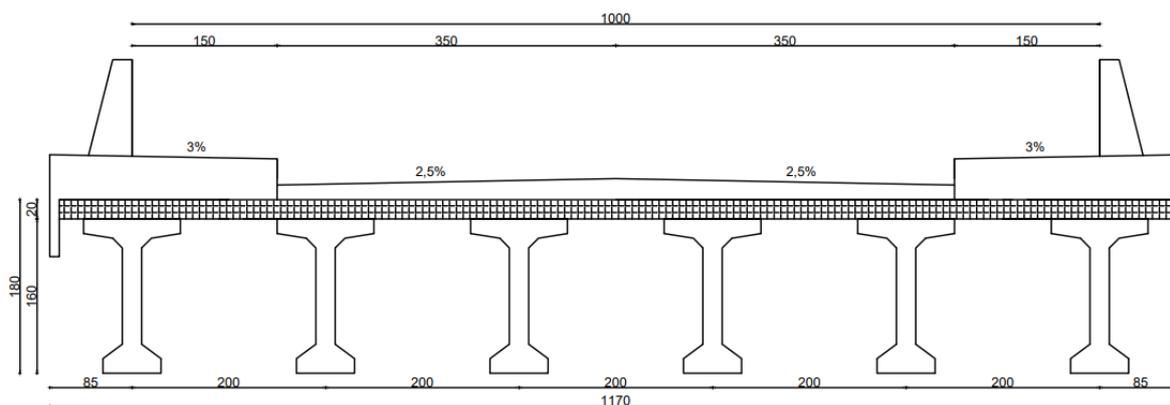


Figure II-2 : Profil en travers du tablier

II.3. Prédimensionnement des éléments de l'infrastructure

L'infrastructure est constituée des appareils d'appuis, des bossages, des appuis et de la fondation. Le récapitulatif du prédimensionnement des éléments de l'infrastructure est consigné dans le Tableau II-6

Tableau II-6 : Récapitulatif du prédimensionnement des éléments de l'infrastructure

Eléments		Caractéristiques (m)			
		Hauteur	Épaisseur	Diamètre	Longueur
	Appareils d'appuis	0,20	-	-	-
	Bossage	0,10	-	-	0,40
Culée	Sommier	0,20	-	-	-
	Mur garde grève	2,10	0,30	-	-
	Mur de front	-	1,00	-	-
	Mur en retour	-	0,35	-	3,00
	Corbeau	-	0,40	-	0,20
	Dalle de transition	-	0,30	-	3,00
Fondation	Pieux	-	-	1,50	-
	Semelle de liaison	1,80	-	4,50	15,00

II.4. Équipements du pont

Les équipements du pont désignent un ensemble de dispositifs divers qui permettent d'assurer :

- Le fonctionnement de la structure : appareils d'appuis et joints de chaussée
- La pérennité de la structure : revêtement du tablier, corniches et évacuation des eaux
- La sécurité des usagers : dispositifs de retenue et bordure de trottoir

1. Appareils d'appuis

Ce sont les éléments de structure qui permettent la liaison entre le tablier et les appuis. Ils doivent non seulement supporter les charges verticales mais aussi compenser les mouvements horizontaux, les rotations et les déformations. Pour notre projet, nous utiliserons des appareils d'appuis en élastomère fretté.

2. Joints de chaussée

Ce sont des dispositifs permettant d'assurer la continuité entre le tablier et les chaussées adjacentes ou entre deux ouvrages discontinus. Il permet également à la structure de se dilater en fonction de la température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau sans être entravée dans ces déplacements.

3. Revêtement du tablier

Le revêtement du tablier principalement constitué de :

- La couche de roulement qui est st la partie directement en contact avec les pneumatiques des véhicules, des usagers et fait face aux conditions climatiques.
- La couche d'étanchéité qui elle protège le tablier contre les agressions des eaux pluviales et agents chimiques susceptibles de s'infiltrer dans le béton et corroder les armatures.

Pour notre projet, le revêtement sera en béton bitumineux d'une épaisseur de 8 cm et l'étanchéité d'une épaisseur de 3cm.

4. Corniches

Ce sont des éléments situés en périphérie du tablier, généralement en haut des garde-corps. Elles servent à protéger les bords du pont contre l'érosion, à guider les eaux de pluie.

5. Dispositifs de retenue

Il s'agit de l'ensemble des éléments conçus pour assurer la sécurité des usagers en les empêchant de tomber du pont.

6. Dispositifs d'évacuation des eaux

Ces dispositifs conçus pour collecter, diriger et éliminer les eaux de pluie hors de la structure pour éviter son endommagement.

Au terme du prédimensionnement de l'ouvrage, le pont à poutres en béton précontraint par post tension a les caractéristiques récapitulées dans le Tableau II-7.

Tableau II-7 : Récapitulatif des caractéristiques du pont

Caractéristiques du pont	Valeurs
Portée (m)	30
Nombre de travée	1
Largeur du pont (m)	10
Largeur couche de roulement (m)	7
Matériau de la couche de roulement	Béton bitumineux de 8 cm
Trottoir	2 trottoirs pleins de 1.5m
Hourdis en BA	20 cm
Type de poutres	À entretoises
Nombres d'entretoises	5
Nombre d'appuis	2 culées de rives
Type de fondation	Profonde sur pieux forés reliées en tête par une semelle de $7,5 \times 15 \text{ m}^2$

Conclusion partielle

Le but de ce chapitre était de faire une analyse multicritère des différentes variantes de pont. Il en ressort de cette analyse que le choix optimum est **le pont poutre en béton précontraint**. Après cette analyse le pont a été pré dimensionné et on a **un tablier à travée unique de 30 m** de long et **10 m** de large. Le pont comporte **six poutres** de hauteur **1,60 m**, un hourdis de **0,20 m** et une fondation profonde sur pieux de **$7,5 \times 15 \text{ m}^2$** .

Chapitre III. Dimensionnement structurel

L'objectif d'une étude technique d'un projet est d'analyser et de définir les solutions les plus appropriées pour assurer sa fiabilité, son efficacité sa sécurité et sa durabilité. Dans ce chapitre, après avoir défini les matériaux pour l'ouvrage, une évaluation des actions et contraintes sera faite et nous terminerons par le dimensionnement et la vérification des différentes parties de la structure.

III.1. Référence, règlements de calcul et logiciels utilisés

III.1.1. Référence et règlements de calcul

- Règles B.A.E.L. 91 modifié 99 : ce sont des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé, suivant la méthode des états limites ;
- Règles B.P.E.L. 91 : ce sont des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites ;
- Fascicule 61 titre II du CPC « Cahier des Prescriptions Communes » pour le cas de charges ;
- Fascicule 62 titre V ce sont des règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages en génie civil ;
- Document SETRA « Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes ».

III.1.2. Logiciels utilisés

- AutoCAD 2018, pour la conception des différents plans ;
- Robot Structural Analysis (RSA)2014, pour la modélisation et le calcul des sollicitations du tablier aux états limites ;
- Zotero, pour le recueil bibliographique ;
- Pack Microsoft Office, pour la saisie et le calcul de certains paramètres.

III.2. Caractéristiques des matériaux

III.2.1. Ciment et béton

Afin de pouvoir réaliser une structure durable pouvant répondre au mieux à ses sollicitations, il est capital de considérer l'environnement dans lequel se trouve la structure dans le but de pouvoir limiter les phénomènes de carbonatation et d'alcali réaction. Le Tableau III-2 récapitule la classe d'exposition de chaque partie de l'ouvrage.

La classification étant faite selon la Tableau III-1

Tableau III-1 : Classe d'exposition des ouvrages

Classe d'exposition		Caractéristiques de l'environnement
Pas de risque d'attaque ni de corrosion	X0	Très sec, taux d'humidité très faible
Carbonatation provoquant la corrosion du béton	XC1	Toujours sec ou humide
	XC2	Plus souvent humide, quelque fois sec
	XC3	Modérément humide
	XC4	Alternativement humide ou sec
Exposition au gel/dégel avec ou sans agent déverglaçage	XF1	Faible exposition au gel sans agent antigel
	XF2	Exposition moyenne au gel avec agent antigel
	XF3	Forte exposition au gel sans agent antigel
	XF4	Forte exposition au gel avec agent antigel

Tableau III-2 : Classe d'exposition des parties du pont

	Classe d'exposition
Tablier	XC4
Culées	XC2
Fondations	XC1

- Ciment

Le ciment CEM II 42,5 R, présent sur le territoire camerounais commercialisé sous deux noms

ROBUST : destiné aux ouvrages hautement sollicités et nécessitant une résistance élevée

HYDRO : ciment et solution hydrofuge approprié pour les mortiers et bétons, recommandé pour les problèmes d'humidité et d'infiltration d'eau.

- Béton

Résistance du béton à la compression : $f_{c28} = 60 \text{ MPa}$

Resistance du béton à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 4,2 \text{ MPa}$

Déformation longitudinale :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 43054 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 14481,8 \text{ MPa}$$

Déformation transversale : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 14992,39 \text{ MPa}$ avec $\nu=0$ à l'ELU et $\nu=0,2$ à l'ELS

Contraintes limites de compression du béton :

$$\text{ELU : } f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{c28} = 34 \text{ MPa}$$

$$\text{ELS : } \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 36 \text{ MPa}$$

Retrait du béton $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$

Mise en tension de la Précontrainte : 8 jours

III.2.2. Acier

- Aciers actifs

Pour les structures en béton précontraint, les armatures active, encore appelés armatures de précontrainte sont de haute résistance. Il en existe plusieurs types : fils, barres, torons. La Figure III-1 illustre un câble de précontraint.



Figure III-1 : Cable de précontrainte

➤ Limite élastique

Les aciers actifs n'ayant pas de seuil de plasticité, ils n'ont pas de paliers de plasticité, la limite élastique sera définie comme un allongement de 0,1%. On définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%.

➤ Module de Young

Les aciers de précontraintes ont pour limite d'élasticité longitudinale :

{	2×10^5 MPa	Pour les fils et les barres.
	1.9×10^5 MPa	Pour les torons.

➤ Les aciers pour les poutres

Le procédé utilisé est celui de « FREYSSINET ». Les câbles utilisés sont de type 12T15.

Caractéristiques géométriques :

Nombre de torons par câble : 12.

Section nominale de l'acier : $A_p = 1660 \text{ mm}^2$. -

Diamètre de la gaine $\Phi = 80 \text{ mm}$.

Masse nominale $\gamma = 1.10 \text{ Kg/m}$.

Caractéristiques mécaniques :

Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1770$ MPa.

Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1600$ MPa.

Tension à l'origine :

$$\sigma_{P0} = \text{Min}\{0,80 \times f_{prg}; 0,9 \times f_{peg}\}$$

$$\sigma_{P0} = 1416 \text{ MPa}$$

Force exercée sur un seul câble

$$P_0 = \sigma_{P0} \times Ap$$

$$P_0 = 2,35 \text{ MN}$$

Coefficient de frottement angulaire : $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$.

Coefficient de frottement linéaire : $\phi = 2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$.

La valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} \leq 2.5 \%$

- Aciers passifs

Dans les structures en béton précontraint, les armatures passives sont les mêmes que celles utilisées pour le béton précontraint

Nuance d'acier FeE400 type Haute Adhérence (HA)

Limite d'élasticité : $f_e = 400 \text{ Mpa}$

Module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

Limite d'élasticité : $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Contrainte limite de traction :

La fissuration étant préjudiciable alors :

$$\sigma_{st} = \xi = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\right\} = 266,67 \text{ MPa}$$

III.3. Caractéristiques géométriques de la poutre

III.3.1. Caractéristiques géométriques de la poutre seule

Les caractéristiques de la poutre seule sont représentées sur le Tableau III-3

Tableau III-3 : Caractéristiques géométriques de la poutre seule

B(cm ²)	V'(cm)	V(cm)	S/Δ (cm ³)	I _G (cm ⁴)	P	r (cm)
5462,5	89,130	70,870	486874,91	16696513,9	0,48389	55,286

III.3.2. Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis :

Les caractéristiques de la poutre avec hourdis sont représentées sur le Tableau III-4

Tableau III-4 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis

B(cm ²)	V'(cm)	V(cm)	S/Δ (cm ³)	I _G (cm ⁴)	P	r (cm)
8312,5	116,857	63,143	971372,625	28308726,835	0,46154	58,357

La Figure III-2 et la Figure III-3 récapitulent les dimensions de la poutre de la section sans et avec hourdis.

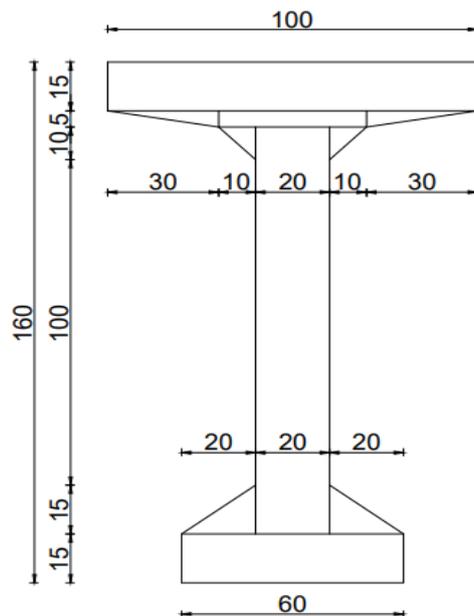


Figure III-2 : Section de la poutre sans hourdis

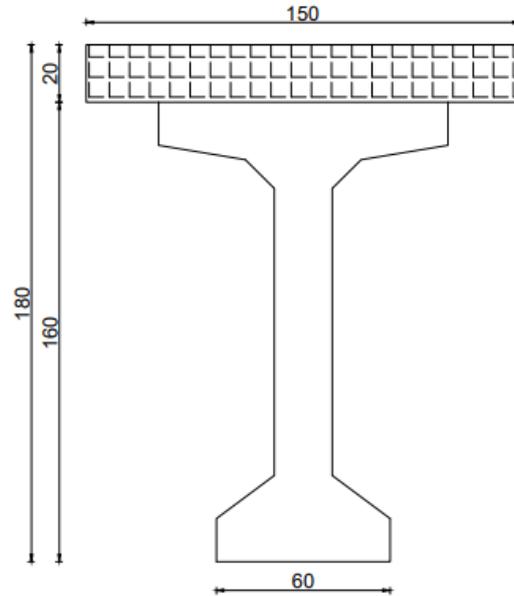


Figure III-3 : Section de la poutre avec hourdis

Notre tablier sera constitué d'une dalle de 20 cm et d'une poutre de 160cm. La poutre a une épaisseur d'âme de 20 cm.

III.4. Évaluation des charges et surcharges

III.4.1. Charges permanentes

La structure sera sollicitée par plusieurs efforts et elle doit être capable de les supporter. Parmi ces efforts on a :

- Les charges permanentes G1
- Les charges additionnelles G2.

Le Tableau III-5 recapitule les charges permanentes du tablier.

Tableau III-5 : Récapitulatif du poids total du tablier

	Eléments	Poids (kN/ml)
Charges permanentes G1	Poutres	81,94
	Dalle	50
Charges additionnelles G2	Trottoirs	22,5
	Etanchéité	5,04
	Couche de roulement	13,44
	Longrines BN4	4,5
	Corniche	1
	Barrière de type BN4	1,3
	Entretoise	10,88
Poids total de tablier (kN/ml)		190,6

III.4.2. Surcharges routières

Les surcharges routières à considérer sont :

- La surcharge de type A(L)
- Le système B (Bc, Bt, Br)
- La surcharge militaire (Mc 80, Mc 120)
- Les surcharges de trottoir
- Les efforts de freinage

Le Tableau III-6 recapitule les surcharges routières

Tableau III-6 : Récapitulatif des surcharges du tablier

Surcharges routières		S	Coefficient de majoration dynamique
Système de charge A	A(l)	10,83 kN/m ²	-
Système de charge B	Bc	1200 kN	1,38
	Br	100 kN	1,11
	Bt	640 kN	1,29
Charges militaires	Mc 80	720 kN	1,41
	Mc 120	1100 kN	1,47
Trottoirs	St	1,5 kN/m ²	-
Effort de freinage	F _{Bc}	300 kN	-

Les détails de calculs pour les charges permanente et les surcharges routières sont en Annexe 6

III.4.3. Moments fléchissant longitudinaux

Le Tableau III-7 recapitule les moments fléchissant maximum du au charges et surcharges

Tableau III-7 : Récapitulatif des moments du aux charges et surcharges à X=0,5L

Charges et surcharges			Moment fléchissant maximum [kN.m]
Charges permanentes			28847,25
Système de charge A	2 voies chargées		1218,375
Système de charge B	Bc	6 files	4627,87
	Br	1 roue isolée	840
	Bt	2 tandems	3028,61
Charges militaires	Mc 80		6844,48
	Mc120		11099,2

Les détails de calculs pour la détermination des moments fléchissant sont en Annexe 7

III.4.4. Efforts tranchants

Le Tableau III-8 récapitule les efforts tranchants maximum du au charges et surcharges

Tableau III-8 : Récapitulatif de l'effort tranchant dû aux charges et surcharges

Charges et surcharges		Effort tranchant maximum [kN]	
Charges permanentes		3846,3	
Système de charge A	2 voies chargées	1141,35	
Système de charge B	Bc	6 files	341,99
	Br	1 roue isolée	96,75
	Bt	2 tandems	300,31
Charges militaires	Mc 80		678,49
	Mc120		1048,40

Les détails de calculs pour la détermination des moments fléchissant sont en annexe

III.5. Modélisation et analyse du tablier

Notre ouvrage est une structure à une seule travée isostatique, composé de six poutres en béton précontraint. L'ouvrage est modélisé sur ROBOT à l'aide des éléments finis, les poutres en éléments « barres » qui sont appuyées par des appuis doubles et la dalle en élément « panneau ».

La Figure III-4 illustre la section brute de la poutre modélisée sur le logiciel ROBOT.

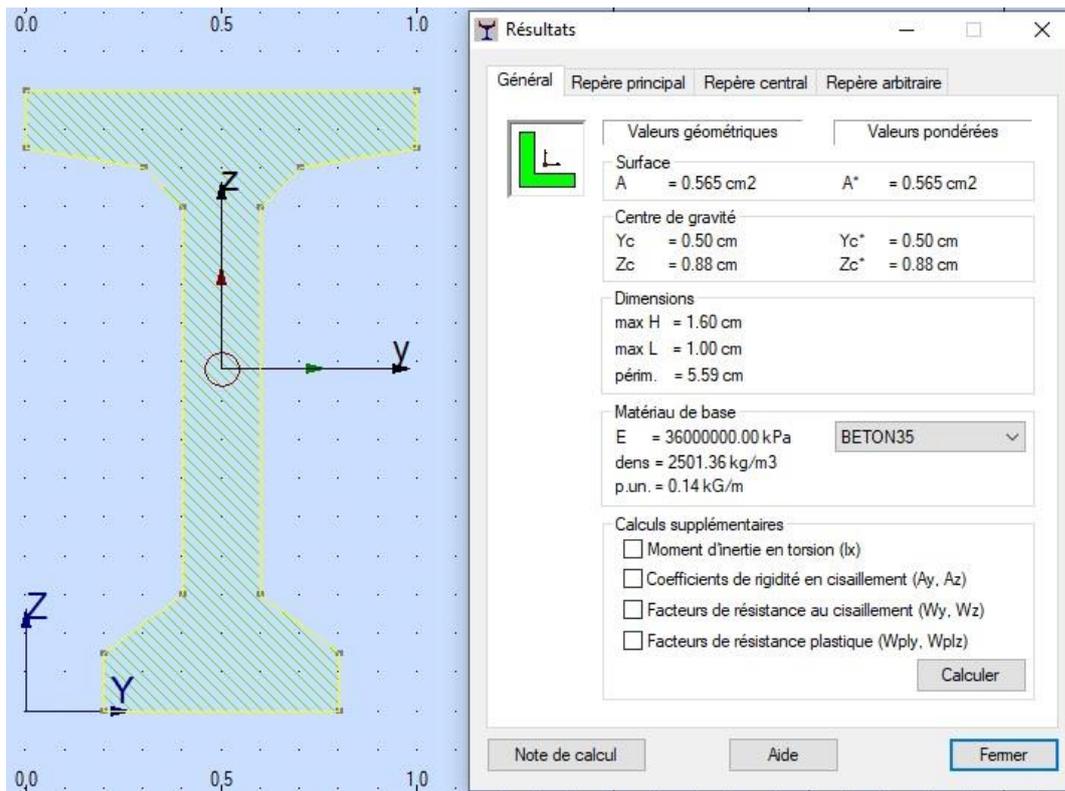


Figure III-4 : Définition de la section sur ROBOT

Après avoir déterminé les éléments de réduction, la sollicitation la plus défavorable est donnée sous la combinaison : « G+Mc120 »

Tel que $M_{\max} = 21788,29 \text{ kN.m}$ et $T_{\max} = 2906,99 \text{ kN}$.

Les détails de modélisation et la détermination des moments et efforts sont en Annexe 9

III.6. Étude de la précontrainte

Etant donné que le béton est un matériau résistant bien à la compression et mal à la traction, on a souvent recours à la précontrainte pour améliorer les caractéristiques mécaniques du béton. L'opération consiste à produire dans le béton avant sa mise en service des contraintes supérieures à celles à celles produites par les charges qui la sollicitent après mise en service

On distingue deux modes de précontrainte, la précontrainte par post tension et la précontrainte par pré tension. Dans notre cas, nous utiliserons la précontrainte par post tension.

Pendant la précontrainte par posttension, les câbles déjà enfilés dans les gaines sont mise en tension après le coulage et le durcissement du béton. Après que la tension souhaitée est atteinte, le câble tendu calé avec un système d'ancrage avec lequel on injecte le mortier pour la protection des câbles contre la corrosion et assurer une adhérence entre les câbles et le béton.

III.6.1. Dimensionnement de la précontrainte

Résistance

$$f_{c_{28}} = 60 \text{ MPa}$$

$$f_{t_{28}} = 4,2 \text{ MPa}$$

Contraintes admissibles

Le calcul se fera en classe II

$$\bar{\sigma} 1' = -1,5f_{ctk} = -1,5 \times 0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{2/3} = -4,83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma} 2' = -f_{ctk} = -3,22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma} 2 = 0,6f_{ck} = 36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma} 1 = 0,5f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

1. Détermination du nombre de câbles

Pour le calcul de la précontrainte, on utilisera la section de la poutre avec hourdis. Les moments à considérer sont les suivantes

$$M_{max} = 21,79 \text{ MN.m}$$

$$M_{min} = 8,71 \text{ MN.m}$$

$$\Delta M = 13,08 \text{ MN.m}$$

- Moment du au poids propre de la poutre

$$M_g = \frac{P_p \times L^2}{8} = \frac{81,94 \times 30^2}{8} = 9,22 \text{ MN.m}$$

- La précontrainte

On calcule les valeurs de PI et PII, la valeur qui sera introduite dans la section est celle qui à la précontrainte la plus grande.

$$P_{min} = \text{Max}\{PI, PII\}$$

$$PI = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'} \times \bar{\sigma}'_2 + \frac{I}{v} \times \bar{\sigma}_1}{\rho \times h} \text{ (section sur critique)}$$

$$PI = \frac{13,08 + \frac{0,28}{1,17} \times (-3,22) + \frac{0,28}{0,63} \times (-4,83)}{0,46 \times 1,8} = 12,27 \text{ MN}$$

$$PII = \frac{M_{max} + \frac{I}{v'} \times \bar{\sigma}'_2}{\rho \times v + v' - d'} \text{ (section sous critique)}$$

$$PII = \frac{21,79 + \frac{0,28}{1,17} \times (-3,22)}{0,46 \times 0,67 + 1,33 - 0,12} = 13,85 \text{ MN}$$

$PII > PI$: alors notre section est sur critique car l'effort de précontrainte PI n'est plus suffisant le fuseau de passage du câble a un de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage.

La précontrainte doit reprendre 100% du poids propre donc

$$P_{min} = \text{max}\{PI, PII\} = 13,85 \text{ MN}$$

- Détermination du nombre de câbles

En prenant les pertes de précontrainte à 30% de P_0 , on aura

$$P \leq 0,70 \times n \times P_0$$

$$n = \frac{P}{0,70 \times P_0} = \frac{13,85}{0,70 \times 2,35} = 8,41$$

Nous prendrons donc $n=9$ câbles de 12T15

- Disposition constructive des câbles

La Figure III-5 nous présente les dispositions constructives des câbles dans la poutre.

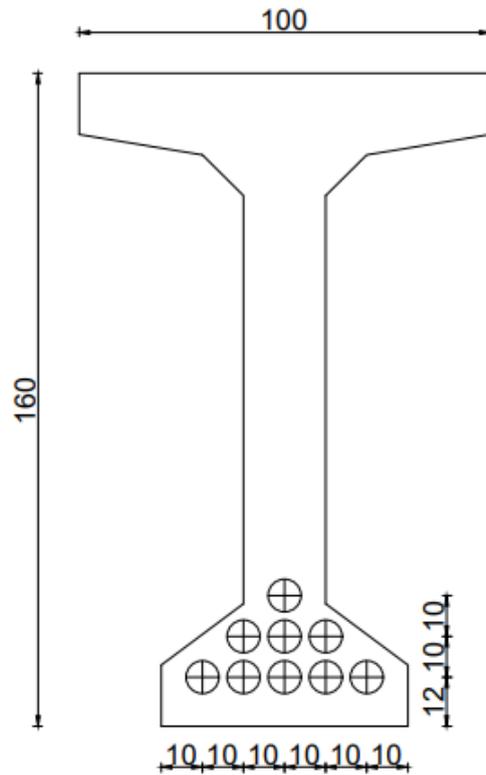


Figure III-5 : Disposition constructive des câbles

III.6.2. Les pertes de précontrainte

On entend par « perte de précontrainte » la différence qui existe entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et celle qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné. Nous avons deux types de pertes de précontraintes, les pertes instantanées et les pertes différées.

Le Tableau III-9 : Pertes de précontrainte récapitule les résultats des pertes instantanées et les pertes différées

Tableau III-9 : Pertes de précontrainte

Désignation		Valeurs (MPa)
Pertes instantanées	Au frottement	121,87
	Au recul d'ancrage	0
	Déformation du béton	76,32
	Totale	198,19
Pertes différées	Au retrait	57
	Au fluage	429,30
	A la relaxation	47,13
	Totale	525,58
Pertes totales		723,77
% pertes		28,89%

III.7. Calcul justificatif des poutres

III.7.1. Justification de la poutre à l'ELS

Cette vérification consiste à s'assurer que la structure respecte les prescriptions en vérifiant, dans les deux phases de construction et de service, si les contraintes ne dépassent pas les contraintes limites.

- Phase 1

A la mise en tension, on considère la poutre seule avec une précontrainte à 50% on a

$$P_{max} = 1,02P_0 - 0,80\Delta P_i$$

Dans cette phase seules les pertes instantanées sont prises en compte.

- Phase 2

Cette étape commence dès que l'hourdis est coulé jusqu'à la mise en service de la structure.

Ici, les pertes instantanées et différées sont prises en compte.

1. La mise en tension

Ici, on utilisera les caractéristiques de la section nette et on vérifiera que :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{P \times e_0 \times v}{I} + \frac{M_{min}}{I} \geq \overline{\sigma_1'} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{P \times e_0 \times v'}{I} - \frac{M_{min}}{I} \leq \overline{\sigma_2} \end{cases}$$

Avec

$$P_1 = 0,50(1,02P_0 - 0,8\Delta P_i)$$

$$P_0 = 2,35 \text{ MN}$$

$$\Delta P_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma p_0} \times P_0$$

$$\Delta P_i = \frac{198,19}{1416} \times 2,35 = 0,33$$

$$P_1 = 0,50(1,02 \times 2,35 - 0,8 \times 0,33) = 1,07 \text{ MN}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{1,07}{4,86} - \frac{1,07 \times (-0,77) \times 0,63}{0,38} + \frac{8,71}{0,38} = 24,41 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_1'} \\ \sigma_{inf} = \frac{1,07}{4,86} - \frac{1,07 \times (-0,77) \times 1,17}{0,38} - \frac{8,71}{0,38} = -25,68 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_2} \end{cases}$$

2. En service

Ici, on utilisera les caractéristiques de la poutre avec hourdis et on vérifie

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{P \times e_0 \times v}{I} + \frac{M_{min}}{I} < \overline{\sigma_2} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{P \times e_0 \times v'}{I} - \frac{M_{min}}{I} > \overline{\sigma_1'} \end{cases}$$

$$P_1 = (0,98P_0 - 1,2\Delta P_i)$$

$$P_0 = 2,35 \text{ MN}$$

$$\Delta P_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma p_0} \times P_0$$

$$\Delta P_i = \frac{198,19}{1416} \times 2,35 = 0,33$$

$$P_1 = (0,98 \times 2,35 - 1,2 \times 0,33) = 1,91 \text{ MN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sup} = \frac{1,91}{7,47} - \frac{1,91 \times (-0,77) \times 0,63}{0,38} + \frac{8,71}{0,38} = 25,62 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_1 \\ \sigma_{inf} = \frac{1,91}{7,47} - \frac{1,91 \times (-0,77) \times 1,17}{0,38} - \frac{8,71}{0,38} = -25,10 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}'_2 \end{array} \right.$$

Les contraintes en ELS sont inférieures aux contraintes admissibles. Par conséquent, les sollicitations agissantes restent dans le domaine de sécurité.

3. Calcul des caractéristiques nettes et homogènes des sections

Les caractéristiques de la poutre sont représentées sur le Tableau III-10 : Caractéristique de la section de la poutre

Tableau III-10 : Caractéristique de la section de la poutre

	Section intermédiaire		
	Poutre seule	Poutre+ Hourdis	
	Nette	Nette	Homogène
B (cm ²)	5313,1	8163,1	11731,10
I (cm ⁴)	18138994,67	54353037,98	78746352,56
V'(cm)	89,50	118,43	124,47
V (cm)	70,50	61,57	55,53
P	0,54	0,92	0,97

III.7.2. Justifications de la poutre à l'ELU

Détermination des sollicitations

$$\begin{cases} N^* = Y_p \times P_m \\ M^* = M_{ext} + Y_p \times P_m \times e_0 \end{cases}$$

$$M_{ext} = 1,35 \times M_G + 1,5 \times M_{Mc\ 120}$$

$$M_{ext} = 1,35 \times 8,71 + 1,5 \times 21,79 = 44,44 \text{ MN}$$

$$M^* = 44,44 + 1,15 \times 18,3 \times (-0,77) = 28,19 \text{ MN.m}$$

$$N^* = 1,15 \times 18,4 = 21,16 \text{ MN}$$

Détermination de Y_u

$$Y_u = \frac{E_b}{E_b + E_{st}} \times d$$

$$Y_u = \frac{6,4}{6,4 + 10} \times 0,63 = 0,25$$

Déterminons x

$$x = 0,8 \times Y_u$$

$$x = 0,8 \times 0,25 = 0,2 \text{ m}$$

Déterminons $B(x)$

$$B(x) = 10 \times X$$

$$B(x) = 10 \times 0,2 = 2 \text{ m}^2$$

Déterminons $e(x)$

$$e(x) = \left(d - \frac{X}{2} \right) - y_{hgS}$$

$$e(x) = \left(0,63 - \frac{0,2}{2}\right) - 0,37 = 0,16$$

$$\bar{\sigma}_{bu} = 34 \text{ MPa}$$

Déterminons $\Delta'\sigma_p$

$$\Delta'\sigma_p = 5 \times \sigma_{bpm}$$

$$\sigma_{bpm} = \text{MPa (contrainte du béton en service à vide au niveau des cables)}$$

$$\Delta'\sigma_p = 5 \times 8,94 = 44,68 \text{ MPa}$$

Déterminons $\Delta''\sigma_p$

$$\Delta''\sigma_p = E_p \times \Delta''\varepsilon_p$$

$$\Delta''\varepsilon_p = \varepsilon_b \times \left(\frac{0,8 \times d}{x} - 1\right)$$

$$\Delta''\varepsilon_p = \varepsilon_b \times \left(\frac{0,8 \times d}{x} - 1\right) = 8,31 \times 10^{-4}$$

$$\Delta''\sigma_p = 190000 \times 8,31 \times 10^{-4} = 1600 \text{ MPa}$$

Calcul de M_u

$$M_u = B(x) \times e_b(x) \times \bar{\sigma}_{bu} - \sum_j A_{pj}(\Delta'\sigma_p + \Delta''\sigma_p)e_{pj} - \sum_j A_{sj}(\Delta'\sigma_{sj}, \sigma_{sj}, e_{pj})$$

$$M_u = 2 \times 0,16 \times 34 - (0,034 \times 44,68 \times 0,18 + 0,034 \times 0,18 \times 1600) - (0,0027 \times 0,28 \times 434)$$

$$M_u = \text{MN.m} < M^* = 28,19 \text{ MN.m}$$

III.7.3. Justification de l'effort tranchant

1. Justification à l'ELS

Détermination des sollicitations

$$V^2ed = V_{ext} + Pm \sin \alpha \text{ avec } \alpha = 3\%$$

$$V_{ext} = 3,25 \text{ MN}$$

$$P \sin \alpha = 25,74 \times \sin(0,03) = 0,01 \text{ MN}$$

$$V_{ed} = 3,25 + 0,01 = 3,26 \text{ MN}$$

Contrainte de cisaillement au point G

$$\tau_G = \frac{V_{ed}}{b \times Z} \quad \text{avec } Z = \frac{I}{s} = \frac{0,28}{2} = 0,14$$

$$\tau_G = \frac{3,26}{7 \times 0,14} = 3,33 \text{ MPa}$$

Vérification

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau^2 - \sigma_x \sigma_y \leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_y) \\ \tau^2 - \sigma_x \sigma_y \leq \frac{2 f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x + \sigma_y) (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_y) \end{array} \right.$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B} = \frac{13,08}{4,74} = 2,76 \text{ MP} \quad \text{et } \sigma_y = 0$$

$$f_{cj} = 60 \text{ MPa} \quad \text{et } f_{tj} = 4,2 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau^2 \leq 0,4 \times 4,2 (4,2 + 2,76) = 11,69 \\ \tau^2 \leq \frac{2 \times 4,2}{60} (0,6 \times 60 - 2,76) (4,2 + 2,76) = 32,38 \end{array} \right.$$

Avec $\tau^2 = 27,79 \rightarrow$ condition vérifiée

2. Justification à l'ELU

Détermination des sollicitations

$$V^2_{ed} = V_{ext} + P \sin \alpha \quad \text{avec } \alpha = 3\%$$

$$V_{ext} = 3,92 \text{ MN}$$

$$y_p \times P \sin \alpha = 1,15 \times 25,74 \times \sin(0,03) = 0,02 \text{ MN}$$

$$V_{ed} = 3,25 + 0,02 = 3,27 \text{ MN}$$

Contrainte de cisaillement au point G

$$\tau_G = \frac{V_{ed}}{b \times Z} \quad \text{avec } Z = \frac{I}{s} = \frac{0,28}{2} = 0,14$$

$$\tau_G = \frac{3,27}{7 \times 0,14} = 3,35 \text{ MPa}$$

Vérification de la résistance du béton

$$\frac{2 \times \tau}{\sin 2\beta} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } \beta = 0,5 \times \cot \frac{2 \times \tau}{\sigma_x + \sigma_y} = 0,5 \times \cot \frac{2 \times 3,35}{2,76} = 33,81$$

$$\frac{2 \times 3,35}{\sin(2 \times 33,81)} = 7,24 \leq 36 \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la résistance des aciers

$$\left[\frac{A_t + \bar{\sigma}_{st}}{b \times st} + \frac{f_e}{b \times s't} \right] \geq 0,6 \text{ MPa}$$

N'ayant pas d'étrier actives, la condition devient

$$\left[\frac{A_t + \bar{\sigma}_{st}}{b \times st} \right] \geq 0,6 \text{ MPa}$$

$$A_t = 0,0013 \text{ m}^2 \quad \text{soit}$$

$$S_t \leq \min\{0,8h; 3b_0; 1m\}$$

$$S_t \leq \min\{1,28; 21; 1m\}$$

Pour des raisons pratique, prenons $S_t = 0,20 \text{ m}$

$$\left[\frac{0,0022 + 347,83}{0,7 \times 0,2} \right] = 5,47 \text{ MPa} \geq 0,6 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau^2 - \sigma_x \sigma_y \leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_y) \\ \tau^2 - \sigma_x \sigma_y \leq \frac{2 f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x + \sigma_y) (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_y) \end{array} \right.$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B} = \frac{13,08}{4,74} = 2,76 \text{ MP} \quad \text{et } \sigma_y = 0$$

$$f_{cj} = 60 \text{ MPa} \text{ et } f_{tj} = 4,2 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau^2 \leq 0,4 \times 4,2(4,2 + 2,76) = 11,69 \\ \tau^2 \leq \frac{2 \times 4,2}{60} (0,6 \times 60 - 2,76)(4,2 + 2,76) = 32,38 \end{array} \right.$$

Avec $\tau^2 = 27,79$ condition vérifiée

III.7.4. Armatures passives

1. Aciers transversaux

Ici, la vérification se fait de la manière suivante :

lorsque $V_{Ed} \leq V_{rd}$, il n'es t pas nécessaire de faire de calcul d'armature

lorsque $V_{Ed} > V_{rd}$, il faut prévoir les des armatures d'effort tranchant

2. Aciers longitudinaux

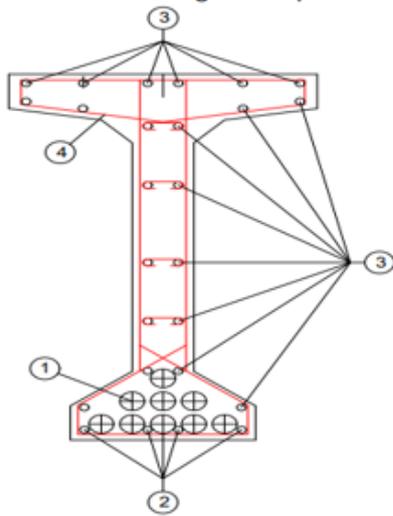
Le Tableau III-11 donne la section d'armature longitudinale et la Figure III-6 illustre le plan de ferrailage de la poutre

Tableau III-11 : Détermination de la section d'armatures longitudinale

Désignation	Valeurs	Unité
<i>Données</i>		
Hauteur de traction dans la section	0,79	M
Largeur de la section b	1	M
Contrainte maximale de traction	20,94	MPa
Fe	400	MPa
Ftj	4,2	MPa
<i>Calcul</i>		
Acier minimal	$A_s = \frac{B_t}{10000} + \frac{N_{bt} \times f_{tj}}{f_e \times \sigma_{bt}}$	
Bt	0,79	m ²

N_{Bt}	20,94	MN
As	0,0062	m ²
As (cm ² /ml)	62,87	cm ²
Choix	4HA25 (19,64 cm ²) 22HA16 (44,23 cm ²)	

Plan de ferrailage de la poutre



DESIGNATIONS	Choix
Armatures actives	(1) 12T15
Armatures longitudinales inférieures	(2) HA 25
Armatures longitudinales supérieures	(3) HA16
Armatures transversales	(4) HA 12

Figure III-6 : Plan de ferrailage de la poutre

III.8. Étude de l'hourdis

L'hourdis est une dalle ou panneau en béton constituant la partie supérieure du tablier. Il a un rôle d'entretoise et assure la répartition transversale des efforts. C'est sur ce dernier que repose la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) les surcharges et à transmettre ces efforts aux poutres.

Ici, nous allons déterminer les efforts internes ainsi que le ferrailage de l'hourdis.

III.8.1. Méthodologie de calcul

Les efforts agissent sur l'hourdis suivant deux directions transversale et longitudinale. Les moments résultants (M_{xx} ; M_{yy}) nous permettrons de calculer les armatures transversales et longitudinales.

D'après les prescription du BAEL, Nous considérons une dalle de section $(0,2 \times 1)m^2$ pour les calculs et nous nous prendrons le cas de fissuration préjudiciable et les armatures seront calculées à l'ELU et vérifiées à l'ELS.

III.8.2. Modélisation de l'hourdis

La modélisation de l'hourdis sera réalisé avec le logiciel Robot suivant les combinaisons de charges ci-après :

- Combinaison de cas de charge à ELU

Combinaison 1 (sous Bc) : $1,35G+1,6(Bc+St)$

Combinaison 2 (sous Mc 80) : $1,35G+1,35Mc\ 80$

Combinaison 3 (sous Mc 120) : $1,35G+1,35Mc\ 120$

- Combinaison de cas de charge à ELS

Combinaison 1 (sous Bc) : $1,35G+1,2(Bc+St)$

Combinaison 2 (sous Mc 80) : $G+1,2Mc\ 80$

Combinaison 3 (sous D240) : $G+1,2\ Mc\ 120$

La Figure III-7 et la Figure III-8 illustrent les moments dû à Mc 120 suivant les directions Y-Y et X-X

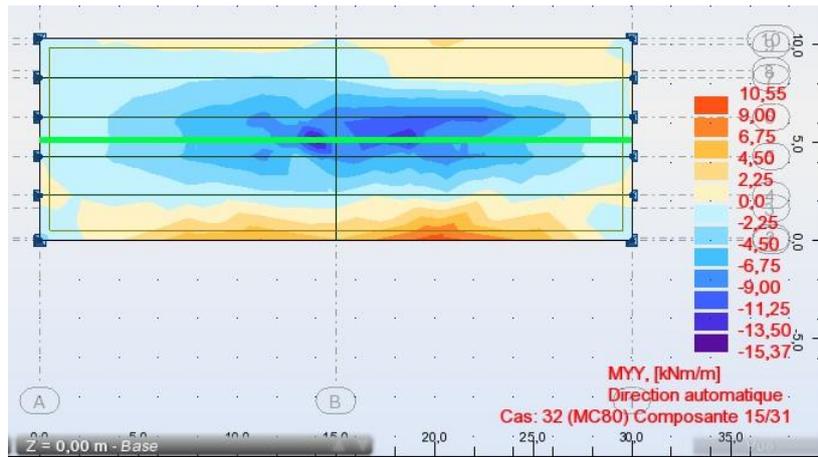


Figure III-7 : Moment dû à Mc 120 suivant Y-Y

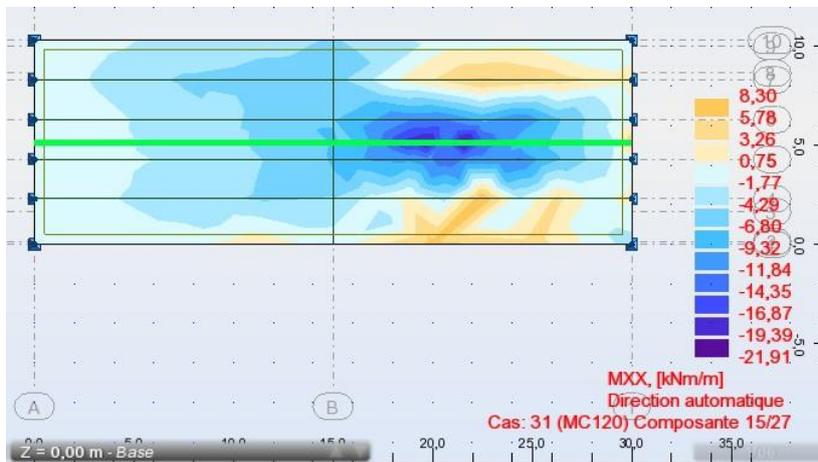


Figure III-8 : Moment dû à Mc 120 suivant X-X

- Résultats de la modélisation

Le Tableau III-12 récapitule les résultats de la modélisation de l'hourdis

Tableau III-12 : Valeurs des moments fléchissant maximaux

Directions		Suivant x-x		Suivant y-y	
Combinaisons		En travée (KN.m/ml)	Sur appui (KN.m/ml)	En travée (KN.m/ml)	Sur appui (KN.m/ml)
ELU	1,35G+1,6Bc	-40,025	14,361	-45,976	17,052
	1,35G+1,35Mc 80	-28,9035	5,1435	-32,6295	19,5345
	1,35G+1,35Mc 120	-94,0275	25,9065	-81,81	38,016
ELS	G+1,2Bc	-29,92	10,764	-34,372	12,74
	G+1,2Mc 80	-21,41	3,81	-24,17	14,47
	G+1,2Mc 120	-82	22,92	-70,96	33,008

III.8.3. Ferrailage de l'hourdis

Le Tableau III-13 résume le ferrailage de l'hourdis suivant les deux directions x-x et y-y

Tableau III-13 : Récapitulatif du ferrailage de l'hourdis

Nappes	Suivant x-x		Suivant y-y	
Direction	En appuis	En travée	En appuis	En travée
Section d'acier A_s (cm ² /ml)	6,16	8,04	4,52	12,57
Choix des armatures	4HA14	4HA16	4HA12	4HA20
Espacement (cm)	25	25	25	25

La Figure III-9 et la Figure III-10 nous présentent respectivement le plan de ferrailage de l'hourdis suivant les directions x-x et y-y

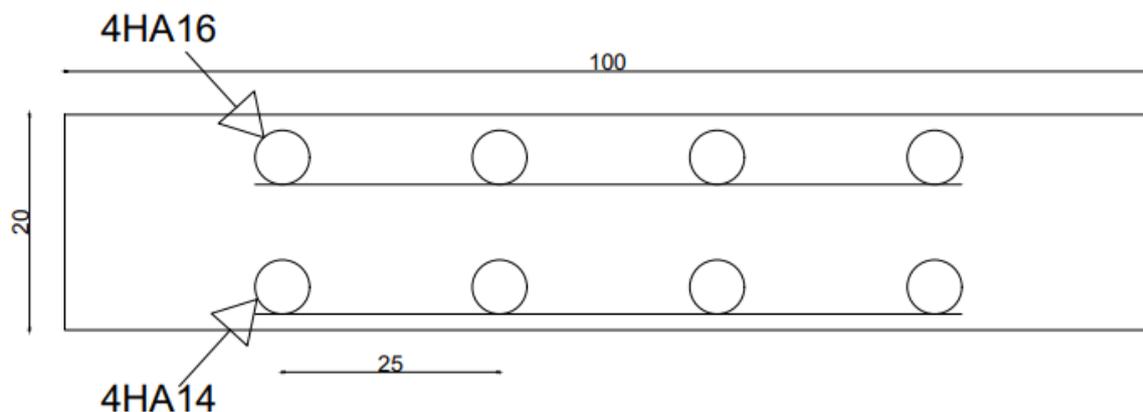


Figure III-9 : Ferrailage du hourdis suivant XX

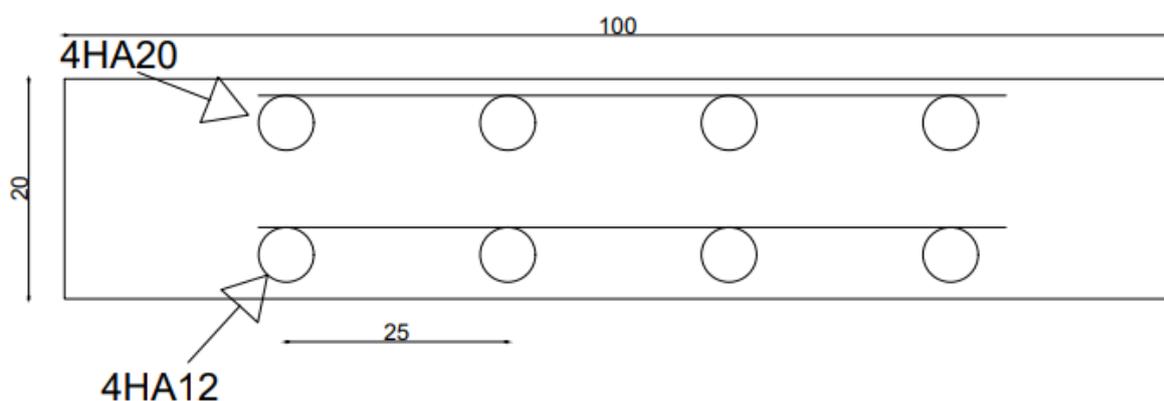


Figure III-10 : Ferrailage du hourdis suivant YY

Conclusion partielle

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les sollicitations dans le tablier, calculé les sections à y placer et aussi à établir les différents plans de ferrailage. En conclusion, le tablier reprend bien les efforts auxquelles elles sont soumises.

Chapitre IV. Notice d'impact environnemental et social

Les projets de construction des ponts sont fortement liés aux routes qui leur sont affectées. Ils requièrent une évaluation environnementale et sociale. Il sera donc capitale d'évaluer les sources potentielles d'impacts positifs comme négatifs qui nécessitent des mesures préventives et/ou d'atténuation dans le but de les minimiser ou de les compenser. Après cette étude, nous allons élaborer un Plan de Gestion Environnemental et Social (PGES) pour permettre d'optimiser le projet sur le plan technique, économique, environnemental et social.

IV.1. Composantes de l'environnement concernée

Parmi les composantes concernées on peut citer :

- Le milieu physique : sol, aire, eau
- Le milieu biologique : faune, flore, habitants
- Activités humaines : économie, santé, emploi.

IV.2. Analyses des impacts sur l'environnement

Comme sources potentielles d'impact on peut citer :

- L'installation de chantier
- Le bruit, les vibrations et pollutions dues à l'utilisation de machine et d'engins lourds
- L'utilisation d'emprunt dans les carrières
- Les risques d'accidents professionnels et de circulation
- Les émissions des gaz, poussières et fumées

IV.1. Description des impacts

Tableau IV-1 : Description des impacts

Composantes de l'environnement		Impacts négatifs	Impacts positifs
Milieu physique	Sol	<ul style="list-style-type: none"> • Modification du relief et appauvrissement du sol 	
	Air	<ul style="list-style-type: none"> • Pollution de l'air et de la couche d'ozone 	
	Eau	<ul style="list-style-type: none"> • Contamination des eaux due aux éléments chimiques 	
Milieu biologique	Faune	<ul style="list-style-type: none"> • Disparition de certaines espèces animales 	
	Flore	<ul style="list-style-type: none"> • Destruction du couvert végétal 	
	Habitants		<ul style="list-style-type: none"> • Amélioration du bien-être et du cadre de vie
Activités humaines	Economie		<ul style="list-style-type: none"> • Création d'emploi pendant la phase d'exécution • Augmentation du flux d'échange
	Santé	<ul style="list-style-type: none"> • Risque de maladies pulmonaires • Risques d'accidents professionnels et de circulation 	

IV.2. Mesures d'atténuation, de compensation et de valorisation

Tableau IV-2 : Mesure de réduction, de compensation et de valorisation

Composantes de l'environnement		Mesures d'atténuation, de compensation et de valorisation
Milieu physique	Sol	Recouvrir les zones végétales et aplanir les sites d'emprunt
	Air	Arrosage régulier des sites de construction Opter pour des machines à faibles émissions de CO2
	Eau	Veiller à ce que les matériaux rejetés, huiles de vidange et hydrocarbures ne soient pas drainés dans les cours d'eaux. Pour cela l'entreprise doit créer des aires de stockage et des bacs de vidanges qui seront acheminés vers des stations de traitement
Milieu biologique	Faune	Choisir un emplacement optimal pour l'installation du chantier et choix de carrières afin de couper le moins d'arbres possibles
	Flore	Opération de reboisement
	Habitants	RAS
Activités humaines	Economie	RAS
	Santé	Le port des équipements de protection individuel L'utilisation des panneaux de sécurité

IV.3. Plan de gestion environnemental et social

Tableau IV-3 : Plan de gestion environnemental et social

Impacts	Mesures	Mise en œuvre	Responsable		Période
			Contrôle	Vérification de l'application	
Modification du relief et appauvrissement du sol	Recouvrir les zones végétales et aplanir les sites d'emprunt	Entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle	Fin des travaux
Pollution de l'air et de la couche d'ozone	Arrosage régulier des sites de construction	Entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle	Pendant les travaux
Contamination des eaux due aux éléments chimiques	Création des aires de stockage et des bacs de vidanges qui seront acheminés vers des station de traitement	Entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle	Pendant les travaux
Disparition de certaines espèces animales	Choisir un emplacement optimal pour l'installation du chantier et choix de carrières afin de couper le moins d'arbres possibles	Entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle	Début des travaux

*Étude technique du tablier d'un pont poutres en béton précontraint : cas du pont situé au
PK 49+000 du tronçon Ekekam-Evoudoula (Région du Centre-Cameroun)*

Destruction du couvert végétal	Opération de reboisement	Entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle	Fin des travaux
Risques d'accidents professionnels et de circulation	Mise en place des panneaux de sécurités et port des EPI	Entreprise	Maitre d'œuvre	Mission de contrôle	Pendant les travaux

IV.4. Estimation du cout global du projet

Après le dimensionnement de notre tablier, nous allons estimer le cout pour sa réalisation.

Le cout de notre superstructure a donc été estimé à tout taxe comprise. Le Tableau IV-4 présente les prix des différentes parties des travaux.

Tableau IV-4 : Devis estimatif et quantitatif

N	Désignation	Prix
1	Tablier	94 380 864,33
2	Equipement pont	146 421 429,6
3	Protection de l'environnement	70 000 000
Total hors taxe		310 802 293,9
TVA (19,25%)		59 829 441,58
MONTANT TOTAL TTC		370 631 735,5

Les détails de l'estimation de l'étude sont en Annexe 13

Conclusion partielle

Dans ce chapitre, il était question pour nous de faire une notice d'impact environnementale et sociale du projet et un plan de gestion environnemental et social a également été fait pour faire ressortir les impacts et les solutions proposées ainsi que les responsables de la mise en œuvre et du contrôle. Nous avons également fait une estimation du cout de notre étude qui s'élève à 370 631 735,5 FCFA. Les couts non estimés sur cette étude seront considérés sur l'étude globale du projet.

Conclusion générale et recommandation

Dans ce mémoire, il était question pour nous de faire une étude technique du tablier d'un pont à poutres en béton précontraint. Le pont traverse la rivière Ngobo dans le Département de la Lékié, Région du Centre au Cameroun. Parmi les objectifs cités à l'introduction, nous devons proposer une variante alternative de pont.

Après une analyse multicritère, nous avons retenu un pont à poutres en béton précontraint par post tension de 30 m à travée unique dont nous avons fait un prédimensionnement complet. Ensuite, nous avons fait un dimensionnement du tablier (poutre et hourdis) et nous nous sommes assurés que les sections choisies résistent bien aux sollicitations.

Nous avons également fait une notice d'impact environnementale et sociale du projet et fait une estimation du coût du projet.

Le choix d'une variante de pont dépend de plusieurs facteurs, sa portée, le cout du projet, la maitrise locale de la technologie. Mais il est primordial d'ajouter à ces facteurs la durabilité de l'ouvrage qui sur un long terme serait plus rentable financièrement. La précontrainte n'étant pas beaucoup utilisée dans nos pays, il sera important d'explorer cette technologie.

Afin de s'assurer de la pérennité de l'ouvrage, il est préconisé de faire un entretien régulier du tablier et ainsi que ses équipements annexes.

Bibliographie

- [1] SETRA, « CORNICHES ». Décembre 1994.
- [2] Service d'Études Technique des Routes et Autoroutes, « GUIDE DU PROJETEUR OUVRAGE D'ART ». Janvier 1997.
- [3] Robert CHAUSSIN, « Béton précontraint ».
- [4] SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES, « PONTS A POUTRES PREFABRIQUES PAR POSTTENSION ». FEVRIER 1996.
- [5] « choix d'un dispositif de retenu ». Février 2002. [En ligne]. Disponible sur: www.setra.equipement.gouv.org
- [6] Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes, « Ponts-routes a poutres, préfabriquées^ précontraintes par adhérence ». Septembre 1996.
- [7] SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES, « GUIDE D'ESTHETIQUE POUR OUVRAGES D'ART COURANT ». Octobre 1985.
- [8] « Fascicule n° 62 - Titre I - Section I ». Avril 1999.
- [9] « FASCICULE N° 61 CONCEPTION, CALCUL ET ÉPREUVES DES OUVRAGES D'ART ».
- [10] Service d'études, sur les transports, les routes et leurs, et aménagements, « Ponts mixtes acier - béton Guide de conception durable ». Septembre 2010.
- [11] service d'Études, techniques, des routes, et autoroutes, « Guide technique Appareils d'appui en élastomère fretté ». Juillet 2007.
- [12] SETRA, « PONTS MIXTES ACIER-BETON BIPOUTRE GUIDE DE CONCEPTION ».
- [13] « FASCICULE 66 EXECUTION DES OUVRAGE DE GENIE CIVIL A OSSATURE EN ACIER ». Décembre 2011.
- [14] « Eurocodes 3 et 4 Application aux ponts-routes mixtes acier-béton ». SETRA, juillet 2007.
- [15] MAZOUNI MERIEM et SAIDI MERIEM, « Conception et étude d'un pont à poutre en béton précontraint ».
- [16] DJEDRA Badrezamane et KOUADRI Mohammed Elhabib, « Etude D'un Pont Route A Poutres Multiples En Béton Précontraint Reliant Coco Plage Et Bordj El Bahri Au Niveau De La Côte Doum à La Wilaya D'Alger ». Année Universitaire : / 2021 2020.

- [17] « Étude comparative entre un pont en béton armé et un pont mixte bipoutre acier –
béton pour le franchissement du fleuve Mouhoun et aménagements des voies d'accès
(Commune de Banwa – Burkina Faso ». 24 juillet 2023.

Annexes

Annexe 1 : Conception et Prédimensionnement du tablier mixte	I
Annexe 2 : Prédimensionnement du tablier à poutre en béton précontraint par pré-tension	V
Annexe 3 : Prédimensionnement du tablier à poutre en béton précontraint par post-tension.	VII
Annexe 4 : Caractéristiques géométriques des poutres	X
Annexe 5 : Prédimensionnement des éléments de l'infrastructure	XIII
Annexe 6 : Évaluation des charges et surcharges.....	XXI
Annexe 7 : Moments fléchissant longitudinaux	XXX
Annexe 8 : Efforts tranchants	XXXVII
Annexe 9 : Modélisation et analyse du tablier	XLII
<i>Annexe 10 : Etude de la précontrainte</i>	<i>XLVII</i>
Annexe 11 : Calcul justificatif des poutres	I
Annexe 12 : Détermination des contraintes pour le calcul des aciers longitudinaux.....	III
Annexe 13 : devis estimatif détaillé du tablier	IV
Annexe 14 : Plan de quelques éléments de la structure	V
Annexe 15 : Résultats des essais géotechniques	VII

Annexe 1 : Conception et Prédimensionnement du tablier mixte

I. Conception de l'ouvrage

La largeur totale du pont nous permettra de choisir le type d'élément, entretoises ou pièces de pont qui assurera la liaison avec les poutres principales. Pour ce qui est de notre pont, la largeur totale est de $L_T=10$ m.

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

Ainsi pour une largeur $L_T = 10\text{m} < 13\text{m}$, nous utiliserons des entretoises pour rigidifier transversalement notre structure

II. Prédimensionnement du tablier

- Hauteur totale des poutres principales

$$H_p = \max \left[\frac{X}{28} \left(\frac{L_T}{12} \right)^{0,45} ; 0,40 + \frac{X}{35} \right]$$

$$H_p = \max \left[\frac{X}{28} \left(\frac{L_T}{12} \right)^{0,45} ; 0,40 + \frac{X}{35} \right]$$

- Entraxe des poutres

$$A = 0,55 \times L_T$$

$$A = 0,55 \times L_T$$

- Largeur des semelles inférieure

$$B_{inf} = \left(0,25 + \frac{L_T}{40} + \frac{X}{125} \right) \left(0,92 + \frac{L_T}{150} \right)$$

$$B_{inf} = \left(0,25 + \frac{L_T}{40} + \frac{X}{125} \right) \left(0,92 + \frac{L_T}{150} \right)$$

- Largeur des semelles supérieures

$$B_{sup} = B_{inf} - 0,1$$

$$B_{sup} = B_{inf} - 0,1$$

- Entretoise courante

Compris entre IPE 500 et IPE 700

Prenons IPE 600

- Epaisseur de la dalle

À la droite des poutres principales :

$$\begin{aligned} E_1 &= \left(0,13 + \frac{L_T - A}{26} \right) \\ &= \left(0,13 + \frac{L_T - A}{26} \right) \end{aligned}$$

Au centre des poutres principales :

$$E_1 = \left(0,12 + \frac{A}{50} \right)$$

- Ame et épaisseur des poutres principales

Les poutres principales en I seront des profilés reconstitués soudés (PRS).

- Epaisseur de l'âme

En général pour les ouvrages métalliques, exemple de la charpente d'un pont mixte acier-béton., c'est la nuance d'acier S355 qui est utilisée., l'épaisseur des tôles varie selon le tableau suivant :

Tableau : Epaisseur d'âme pour différentes nuances d'acier

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

Nous opterons pour une épaisseur d'âme de **40 mm**

➤ Epaisseur des semelles

On n'ira pas en dessous de 25mm pour l'épaisseur des semelles à cause des problèmes de fatigue. Considérons les épaisseurs suivantes :

- ✓ $t_{fs} = 40$ mm pour la semelle supérieure ;
- ✓ $t_{fi} = 40$ mm pour la semelle inférieure.

- Prédimensionnement des entretoises

En Zone courante, les entretoises sont des profilés laminés IPE 600.

Les caractéristiques des profilés IPE 600 sont les suivantes :

$H = 600 \text{ mm}$

$I = 92080 \text{ cm}^4$

$A = 156 \text{ cm}^2$

Tableau : Récapitulatif du prédimensionnement des poutres principales

Hauteur totale de la poutre principale (mm)	H_t	600
Largeur semelle supérieure (mm)	B_{sup}	400
Largeur semelle inférieure (mm)	B_{inf}	400
Epaisseur semelle supérieure (mm)	t_{fs}	25
Epaisseur semelle inférieure (mm)	t_{fi}	25
Hauteur de l'âme (mm)	H_w	550

Épaisseur de l'âme (mm)	t_w	20
--------------------------------	-------	----

Le calcul du nombre d'entretoises se fait comme suit :

- Espacement des entretoises compris entre 7 et 8m nous prenons un espacement de 7.5 m.
- Nombre d'entretoises

$$n = \frac{L}{8} + 1$$

$$n = \frac{30}{8} + 1 = 5$$

Nous aurons donc $n = 5$ entretoises au total sous l'intégralité de notre pont

Annexe 2 : Prédimensionnement du tablier à poutre en béton précontraint par pré-tension

- Entraxe entre deux poutres (d)

D'axe en axe on a un espacement compris entre 0,9 et 1,0 m . ($0,9 \leq d \leq 1,0$ m)

Nous fixons l'entraxe $d= 1,0$ m

- Nombre de poutre (N)

La détermination du nombre de poutre se fait selon l'équation : $N = \frac{L_a}{d}$

Avec L_a : entraxe entre les deux poutres de l'extrémité

$L_a= 10,0$ m

$$N = \frac{10,0}{1,0} = 10 \text{ poutres}$$

- Hauteur des poutres

$$0,8 \leq H_p \leq 1,6$$

On opte pour $H_p= 1,5$ m

- Epaisseur de l'âme

$$E \geq 14 \text{ cm}$$

On opte pour $E= 15$ cm

- Largeur de talon

$$0,5 \leq L_t \leq 0,8$$

On opte pour $L_t= 0,6$ m

- Epaisseur de talon

On opte pour $E_t= 15$ cm

- Epaisseur hourdis

$E_H \geq 15 \text{ cm}$

On opte pour $E_H = 15 \text{ cm}$

Annexe 3 : Prédimensionnement du tablier à poutre en béton précontraint par post-tension

- Hauteur de la poutre

$$\frac{L}{22} \leq Hp \leq \frac{L}{16}$$

$$L = 30 \text{ m}$$

$$1,37 \leq Hp \leq 1,88$$

On opte pour $Hp = 1,60 \text{ m}$

- Table de compression

Largeur b

$$b \geq 0,6Hp$$

$$b \geq 0,96$$

On opte pour $b = 1,00 \text{ m}$

Epaisseur e

$$0,10 \leq e \leq 0,15$$

On opte pour $e = 0,15 \text{ m}$

- Epaisseur de talon

$$et > 14 \text{ cm}$$

On opte pour $et = 15 \text{ cm}$

- Epaisseur de l'âme en travée

$$18 \leq b_0 \leq 25$$

On opte pour $b_0 = 20 \text{ cm}$

- Epaisseur de l'âme à l'about

On doit augmenter l'épaisseur de l'âme pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement

On opte pour $b_0 = 60$ cm

- Espacement entre les axes des poutres

$$1,50 \leq d \leq 2,50 \rightarrow d = 2,0 \text{ m}$$

- Nombre de poutres

$$N = \frac{La}{d} + 1$$

La : entraxe entre les deux poutres d'extrémité

d : entraxe entre deux poutres

$$La = 9,40 \text{ m}$$

$$N = \frac{9,40}{2} + 1 = 5,7$$

$$N = 6 \text{ poutres}$$

- Goussets

Il s'agit d'un angle qui est disposé pour améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles de précontraint.

$$45 < \alpha < 60$$

- ✓ Gousset du talon

En travée : $\alpha = 57^\circ$ $e_0 = 20$ cm

A l'intermédiaire : $\alpha = 56,3^\circ$ $e_0 = 9$ cm

- ✓ Gousset de la table de compression

En travée : $\alpha = 11^\circ$ $e_0 = 6$ cm

$$\alpha = 45^\circ \quad e_0 = 10 \text{ cm}$$

A l'intermédiaire : $\alpha = 11^\circ$ $e_0 = 6$ cm

$$\alpha = 45^\circ \quad e_0 = 3 \text{ cm}$$

à l'appui : $\alpha = 12^\circ$ $e_0 = 6$ cm

- Hourdis (la dalle)

$$20 \leq b_0 \leq 30$$

On opte pour $b_0 = 20$ cm

- Entretoise

$$be = \frac{H_p}{4} = \frac{1,60}{4} = 0,40$$

$$0,8H_p \leq H_e \leq 0,9H_p$$

$$0,8 \times 1,60 \leq H_e \leq 0,9 \times 1,60 \rightarrow 1,28 \leq H_e \leq 1,44$$

Les dimensions des entretoises seront alors 0,4 m pour la base et 1,4 m pour la hauteur

Annexe 4 : Caractéristiques géométriques des poutres

Le calcul des contraintes se fera avec les sections nettes. Avant le calcul du nombre exact de câbles, la déduction va se faire de façon forfaitaire pour environ 5% sur la section, et 10% sur le moment statique.

I. Notation

(Δ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême

I_G : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité : $I_G = I_\Delta - S_\Delta V'$

S_Δ : Moment statique par rapport à l'axe (Δ) , avec $S_\Delta = B \cdot Y_i$

$I_{Gr} = \frac{b \cdot h^3}{12}$: pour section rectangulaire

$I_{Gt} = \frac{b \cdot h^3}{36}$: pour section triangulaire

I_Δ : Moment d'inertie par rapport à l'axe (Δ) , $I_\Delta = \sum [I_g + B i y' i^2]$

B : Section transversale

V' : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure : $v' = \frac{\sum (B i \times Y_i)}{\sum B i}$

V : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $v = h - v'$

ρ : Rendement géométrique de la poutre : $\rho = \frac{I_G}{B \cdot v_i \cdot v_s}$

r : Rayon giratoire de la section : $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}}$

II. Caractéristiques poutre seule

Tableau : Caractéristiques de la poutre seule

Désignation	Dimensions						
	x.y	B (cm ²)	Zi (cm)	S/Δ=BxZ	I ₀ (cm ⁴)	di(cm)	I/g=I ₀ +Bxdi ²
S1	100.15	1500	152,5	228750	28125	- 63,3695826	6051681
S2	20.10	100	133,667	13666,7	555,556	- 47,5365826	226528,224
S3	20.5	100	142,5	14250	208,333	- 53,3695826	285039,568
S4	20.5	50	143,33	7166,5	69,444	- 54,1995826	146949,182
S5	20.130	2600	80	208000	3661666,67	9,13041739	3878414,42
S6	20.15	150	20	3000	1875	69,1304174	718727,191
S7	20.15	150	20	3000	1875	69,1304174	718727,191
S8	60.15	900	7,5	6750	16875	81,6304174	6014047,54
S9	20.10	100	136,667	13666,7	555,556	- 47,5365826	226528,224
S10	20.5	100	142,5	14250	208,333	- 53,3695826	285039,568
B brute		5750					
B nette		5462,5					
S/Δ brute				512499,9			
S/Δ nette				486874,91			
I/g brute							18551682,1
I/g nette							16696513,9

On obtient :

$$V' = 89,130 \text{ cm.}$$

$$V = 70,870 \text{ cm.}$$

$$\rho = 0,48389$$

$$\rho = 48,39\%$$

$$r = 55,286 \text{ cm}$$

III. Caractéristiques poutre avec hourdis

Tableau : Caractéristiques de la poutre intermédiaire avec hourdis

Désignation	Dimensions (cm)						
	X.Y	B(cm ²)	Z(cm)	S/Δ=Bx Z	I ₀ (cm ⁴)	di (cm)	I/g=I ₀ +Bxdi ²
poutre		5750	89,130	512497,50			18551682,1
Hourdis	150.20	3000	170	510000	100000	65,326	12902458,828
B brutes		8750					
B nette		8312,5					
S/Δ brute				1022497,5			
S/Δ nette				971372,625			
I/g brute							31454140,928
I/g nette							28308726,835

On obtient :

$$V' = 116,857 \text{ cm.}$$

$$V = 63,143 \text{ cm.}$$

$$\rho = 0,46154$$

$$\rho = 46,15\%$$

$$r = 58,357 \text{ cm}$$

Annexe 5 : Prédimensionnement des éléments de l'infrastructure

I. Appareil d'appuis et bossages

1. Appareils d'appuis

Ce sont des éléments de structure ayant des rôles différents mais complémentaires. Les appareils d'appuis transfèrent les charges du tablier vers les supports tout en permettant à la structure de s'adapter aux mouvements dus aux variations de température, aux déformation ou au vibration. Les bossages quant à eux sont des éléments qui permettent de répartir les forces horizontales et verticales de manière plus efficace et d'améliorer la stabilité de la structure.

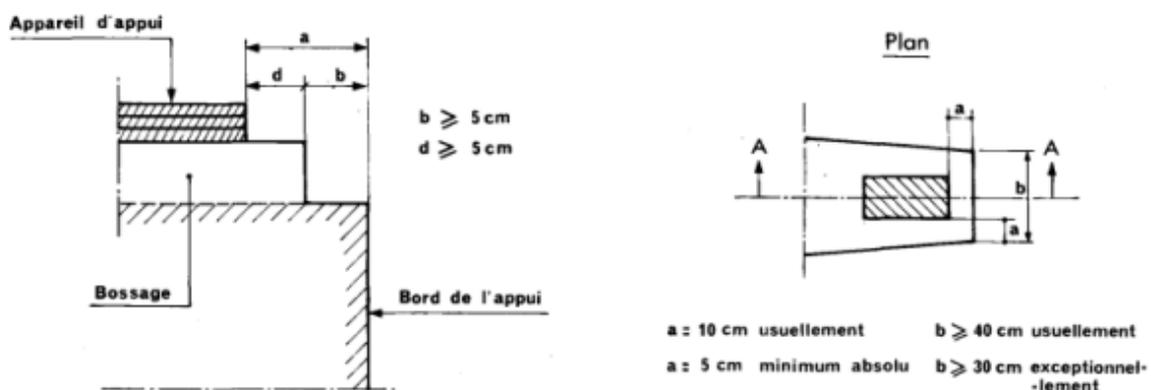
Conformément à la norme NFT 47.815, nous retiendrons une hauteur de 20 cm pour les appareils d'appuis

2. Bossages

Ce sont les dispositifs particuliers de béton en saillie prévu sur la face supérieure des voiles ou des chevêtres et placés au droit des appareils d'appuis. Il a pour objectif de :

- Permettre une pose facile et précise des appareils d'appuis, ainsi qu'une bonne répartition des contraintes ;
- Permettre autant que possible le remplacement d'appareils d'appuis défectueux ;
- Assurer la mise hors d'eau des appareils d'appuis.

Le dossier pilote PP73 du SETRA nous donne les dimensions minimales d'un bossage comme indiqué sur la figure.



Nous retiendrons alors un bossage de section carré de 40 cm de côté et 10 cm de hauteur.

II. Appuis

Les appuis sont des éléments structuraux essentiels qui permettent de transférer les charges et les forces exercées sur le pont vers les supports. Il existe deux types d'appui :

- Les appuis de rive qui sont les culées ;
- Les appuis intermédiaires qui sont les piles.

Vu qu'on a un pont à travée unique, il y'aura que les culées.

Les culées d'un pont ont deux fonctions principales : mécaniques et techniques. Ces fonctions doivent assumer :

- La transmission efficace des efforts vers le sol de la fondation ;
- La limitation des déplacements horizontaux au niveau supérieur, afin de ne pas gêner le fonctionnement des appuis ;
- La gestion des déplacements verticaux.
- L'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- Elle offre également un accès à l'intérieur de l'ouvrage.

Il existe deux types de culées :

- Les culées enterrées

Ces culées ont une structure porteuse enterrée dans le remblai d'accès et elles sont sollicitées par des efforts horizontaux de poussée de terre et n'assure pas la fonction de soutènement du remblai d'accès.

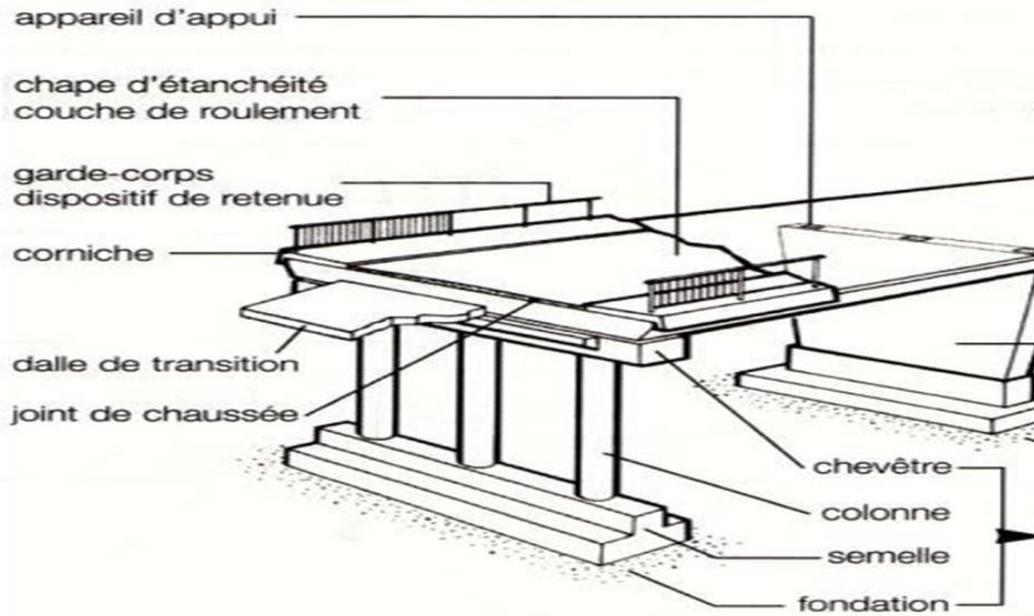


Figure : Culée enterrée

- Culée à mur de front

Elle est formée d'un ensemble de murs ou de voiles en béton armé, et permet le soutènement du remblai d'accès à l'ouvrage. Elle joue le double rôle de soutènement et de structure porteuses.

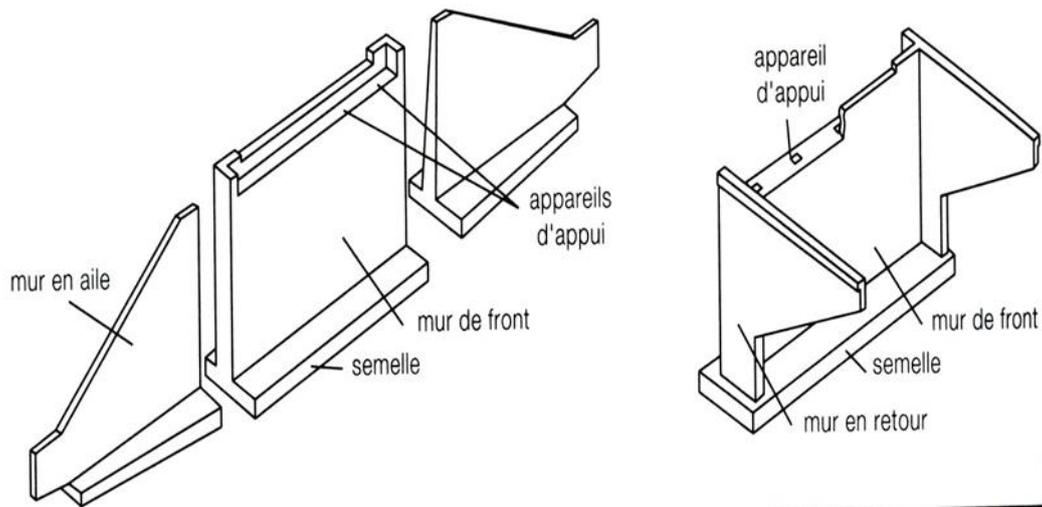


Figure : Culée à mur de front

Le choix du type de culé dépend de certains facteurs à savoir :

- La nature et le mode de construction du tablier ;
- Les contraintes naturelles du site ;
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Pour notre ouvrage, les culées choisies sont des culées à mur de front car un remblai d'accès à l'ouvrage est prévu.

1. Le sommier

C'est la partie de la culée sur laquelle repose l'about du tablier. Sa dimension transversale doit être définie de manière à permettre l'installation de l'about du tablier, tout en prenant en compte les opérations éventuelles de visite et d'entretien des appareils d'appui

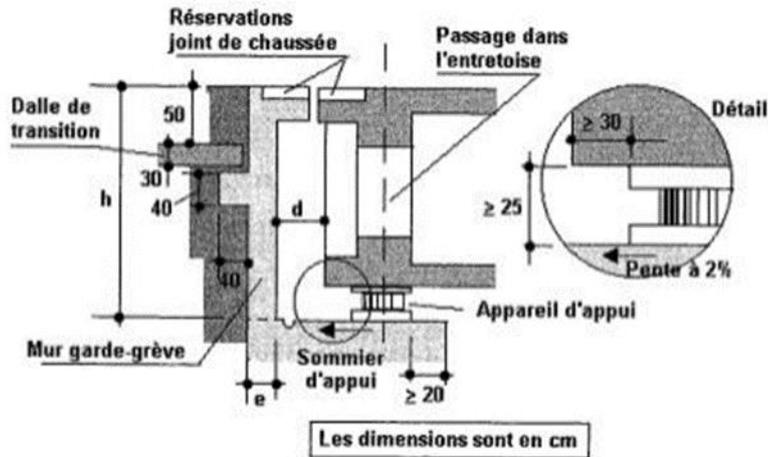


Figure : Les différents éléments d'une tête de culée

Nous retiendrons une largeur de 20 cm avec une pente de 2%.

2. Le mur de garde grève

Le mur garde-grève sert à séparer le remblai de l'ouvrage. Il est constitué d'un voile en béton armé, réalisé après la construction du tablier, par reprise de bétonnage sur le sommier. Ce mur doit être conçu pour résister aux efforts de poussée de terre, aux forces de freinage ainsi que les efforts transmis par la dalle.

$h = \text{hauteur de (poutre + dalle)} + \text{hauteur de l'appareil d'appui}$
 $+ \text{hauteur du bossage}$

$$h = 1,8 + 0,2 + 0,10 = 2,10 \text{ m}$$

$$e = \max\left(0,3; \frac{h}{8}\right)$$

$$e = \max\left(0,3; \frac{2,10}{8}\right) = 0,30 \text{ m}$$

3. Le corbeau d'appuis

Il s'agit d'un élément situé derrière le mur de garde grève, sur lequel la dalle de transition prend appui. Il peut également être placé à l'avant du mur garde-grève pour combler l'espace entre ce dernier et le tablier. Le document source propose des valeurs forfaitaires

généralement utilisées pour la conception de cet élément. Nous avons opté pour une longueur de corbeau de 40 cm.

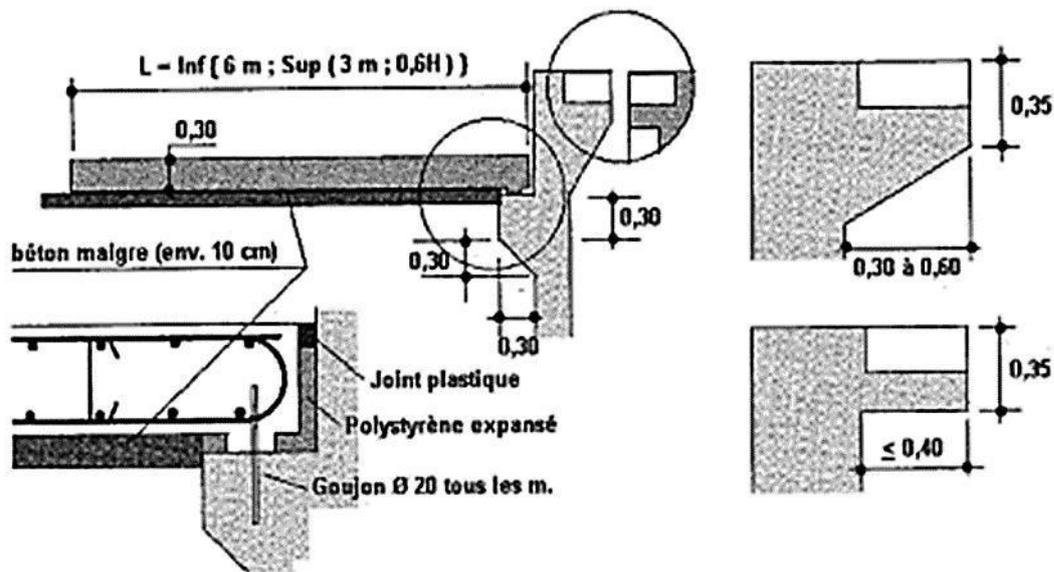


Figure : Gamme de valeurs généralement utilisée pour la conception d'un corbeau d'appui

4. Dalle de transition

La dalle de transition a pour fonction d'atténuer les effets des dénivellations entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art, souvent dues à un compactage imparfait du remblai près des maçonnerie. Elle est coulée directement sur un béton de propreté, avec une épaisseur constante de 30 cm. Et sa longueur est donnée selon la formule suivante :

$$L = \min\{6 | \max\{3 | 0,6H\}\}$$
 Avec H : Hauteur de remblai

$$L = 3\text{m}$$

5. Le mur de front

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur varie généralement entre 0,80 et 1,20m en fonction de la hauteur. Le mur est conçu de manière à centrer au maximum la descente de charge verticale du tablier. Pour notre projet nous allons retenir un mur de front de 1,00 m d'épaisseur.

6. Les murs en retour

Les murs en retour sont des voiles reliés au mur de garde-grève et à la semelle. Leur rôle est de retenir latéralement les terres en tête de culées enterrées. Le dimensionnement de ces murs dépend des efforts qu'ils doivent reprendre. En règle générale leurs hauteurs ne dépassent pas 7 à 8 m, et leur épaisseur varie entre 30 et 45 cm. Nous retenons donc une longueur de 3 m et une épaisseur de 35 cm pour notre projet.

III. Fondations

La conception générale des fondations doit principalement tenir compte des contraintes qui sont liées au sol et à l'ouvrage. Le type de fondation dépend de trois facteurs principaux :

- La contrainte admissible du sol ;
- Les risques d'affouillement ;
- Les phénomènes de tassement.

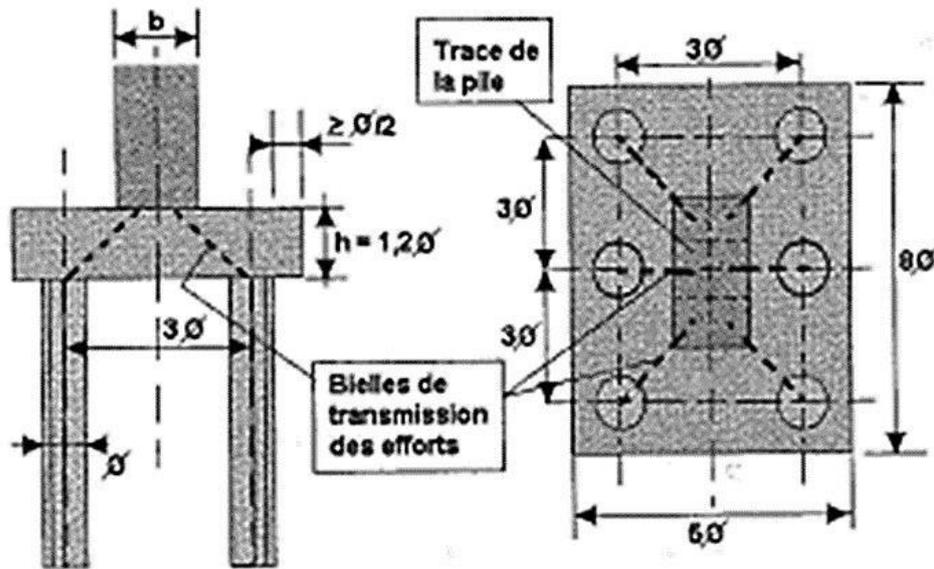


Figure : Valeurs recommandées pour la conception de la semelle de liaison des pieux
L'élément de référence pour déterminer les différentes dimensions est le diamètre ϕ des piles. D'après le guide, pour les pieux forés :

$$0,8 \leq \phi \leq 2,5 \text{ m}$$

Nous optons pour un diamètre de 1,5 m

Hauteur de la semelle de liaison : il doit être 1,2 fois au diamètre du pieu. Donc on a une hauteur de 1,8 m

Entraxe entre les pieux : il doit être 3 fois au diamètre du pieu donc 4,50 m

Longueur de la semelle de liaison : il doit être 8 fois le diamètre du pieu donc 12 m pour des soucis pratique nous prendrons 15m.

Largeur de la semelle de liaison : il doit être 5 fois le diamètre du pieu donc 7,5 m

Annexe 6 : Évaluation des charges et surcharges

I. Charges permanentes

Il s'agit des actions qui, de manière régulière s'appliquent à la structure durant toute sa durée de vie.

Tableau : Poids volumique des matériaux

Eléments	Charges permanentes
Etanchéité	24 KN/ml
Couche de roulement	24 KN/m ³
Barrière type BN4	0,65 KN/m ³
Poids propre BA	25 KN/m ³

1. Poids propre de la poutre

Nous avons six poutres dont deux d'about et quatre à mi-travée

$$P_{poutre} = (2 \times (S1 \times \rho_{BA})) + (4 \times (S2 \times \rho_{BA}))$$

$$P_{poutre} = (2 \times (9927,5 \times 10^{-4} \times 25)) + (4 \times (5462,5 \times 10^{-4} \times 25)) = 104,2625 \text{ KN/ml}$$

➤ Poids propre de la dalle

Nous avons une dalle en béton armé de 20 cm d'épaisseur

$$P_{dalle} = e_{dalle} \times l \times \rho_{BA}$$

$$P_{dalle} = 0,20 \times 10 \times 25 = 50 \text{ KN/ml}$$

$$G1 = P_{poutre} + P_{dalle}$$

$$G1 = 104,2625 + 50 = 154,2625 \text{ KN/ml}$$

2. Charges supplémentaires

Les charges supplémentaires comprennent :

- Trottoirs ;

$$P_t = e_t \times l \times \rho_{BA}$$

$$P_t = 0,3 \times (1,5 \times 2) \times 25 = 22,5 \text{ KN/ml}$$

- Etanchéité ;

$$P_e = e_e \times l \times \rho_e$$

$$P_e = 0,03 \times 7 \times 24 = 5,04 \text{ KN/ml}$$

- Couche de roulement

$$P_{cr} = e_r \times l \times \rho_r$$

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

- Longrine BN 4 ;

$$P_l = e_l \times l \times \rho_{BA}$$

$$P_l = 0,3 \times (0,3 \times 2) \times 25 = 4,5 \text{ KN/ml}$$

- Corniche ;

$$P_c = n \times \rho_e$$

$$P_c = 2 \times 0,5 = 1 \text{ KN/ml}$$

- Barrière de type BN 4

$$P_b = n \times \rho_b$$

$$P_b = 2 \times 0,65 = 1,3 \text{ KN/ml}$$

- Entretoise

$$P_e = 5 \times e_e \times L_e \times \rho_{BA}$$

$$P_e = 5 \times 0,3 \times 1,45 \times 25 = 54,38 \text{ KN/ml}$$

$$G_2 = P_t + P_e + P_{cr} + P_l + P_c + P_b + P_e$$

$$G_2 = 22,5 + 5,04 + 13,44 + 4,5 + 1 + 1,3 + 54,38 = 102,16 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_1 + G_2$$

$$G = 154,2625 + 102,16 = 256,42 \text{ KN/ml}$$

3. Surcharges routières

- Classe du pont

On distingue trois classes de pont en fonction de leurs largeurs roulable qui sont les suivantes :

1^{ère} classe : $Lr \geq 7 \text{ m}$

2^{ème} classe $5,5 \text{ m} < Lr < 7 \text{ m}$

3^{ème} classe $Lr < 5,5 \text{ m}$

Le pont est de 1^{ère} classe étant donné que $Lr = 7 \text{ m}$

- Surcharge A(l)

Le système A(L) se compose d'une charge uniformément répartie exprimée en (Kg/m²) dont l'intensité dépend de la longueur chargée L(m) donnée par :

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{L + 12}$$

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

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{30 + 12} = 10,87 \text{ KN/m}^2$$

La valeur de cette charge est pondérée par les coefficients a_1 et a_2

a_1 : coefficient dépendant de la classe du pont, et du nombre de voies chargées.

Tableau : Coefficient a_1 en fonction de la classe du pont. [RCPR]

Nombre de voies		1	2	3	4	>5
Classe de pont	Première	1	1	0,95	0,75	0,7
	Deuxième	1	0,9	-	-	-
	Troisième	0,9	0,8	-	-	-

Pour notre ouvrage, $a_1 = 1$

Le coefficient $a_2 = V_0 / V$

Tel que :

- V : la largeur d'une voie, soit : $V = 3,5$ m
- V_0 : ayant les valeurs données par le tableau IV.4 :

Tableau : Valeur de V_0 en fonction de la classe de pont. [RCPR]

Classe de pont	V_0 (m)
Première classe	3,50
Deuxième classe	3
Troisième classe	2,75

D'où : $V_0 = 3.50$ m

Ce qui nous donne : $a_2 = 1$

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

$$A2 = a1 \times a2 \times A(l)$$

$$A2 = 10,87 \text{ KN/m}^2$$

- Système de charge B

Le système de charges B est constitué de trois sous-systèmes distincts dont il faudra examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système Bc composé de camions types,
- Le système Br composé d'une roue isolée,
- Le système Bt composé de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

Les surcharges du système B sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

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

L : Longueur de la travée

G : La charge permanente de l'ouvrage

S : La surcharge B maximale.

Système Bc

Le convoi Bc se compose d'un ou au maximum deux camions types par file. Dans le sens transversal le nombre de files est inférieur ou égal au nombre de voies. Les caractéristiques du convoi Bc sont les suivantes :

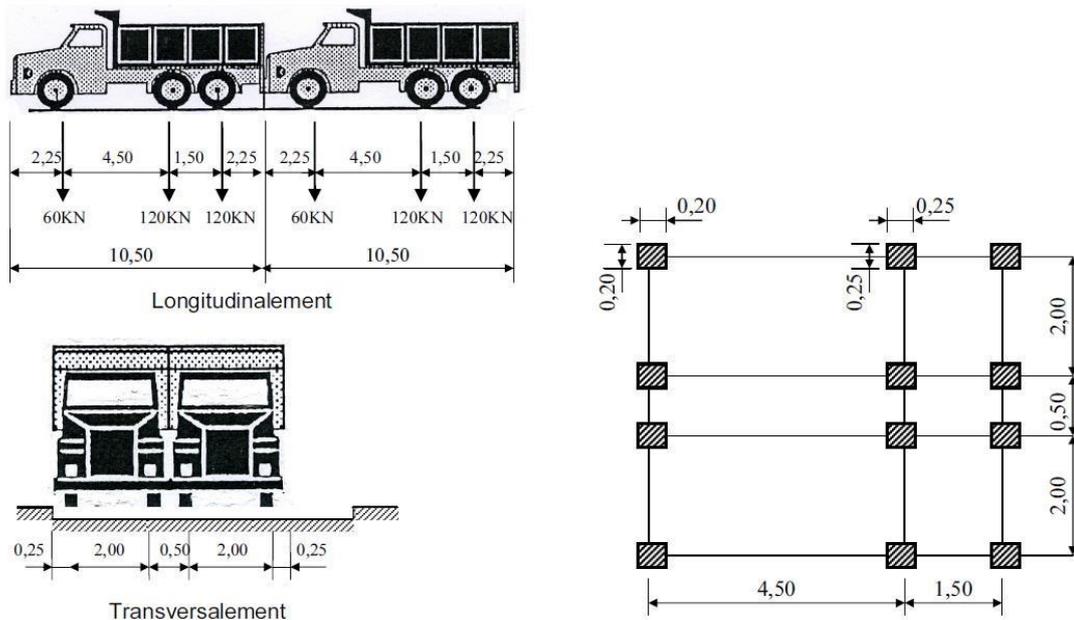


Figure : Système Bc

Dans le sens longitudinal on peut placer au plus deux camions par fil au maximum.

Dans le sens transversal on peut disposer autant de files que de voies. Le pont possède deux voies donc on aura deux files de camion type Bc. Au total nous avons quatre camions de 300kN chacun sur la travée d'où :

$$S_{Bc} = 300 \times 4 = 1200 \text{ KN}$$

Le coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 30} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{256,42}{1200}} = 1,38$$

4. Système Br

Ce système est constitué d'une roue isolée ayant une charge de 100 kN. Sa surface d'impact sur la chaussée est rectangulaire chargée uniformément dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m.

Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut-être placé n'importe où sur la largeur roulable.

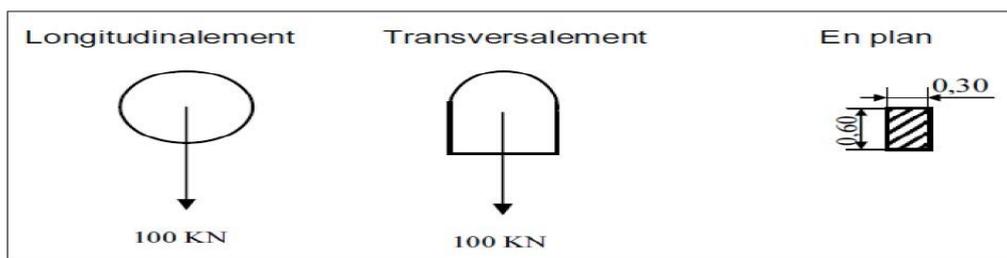


Figure : Système Br

$$S_{Br} = 100 \text{ KN}$$

Le coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 30} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{256,42}{100}} = 1,11$$

5. Système Bt

Seul sur les ponts de classe I et de classe II que le système Bt est applicable.

Il est constitué d'un tandem comportant deux essieux à roues simples munies de pneumatiques qui répondent aux caractéristiques suivantes

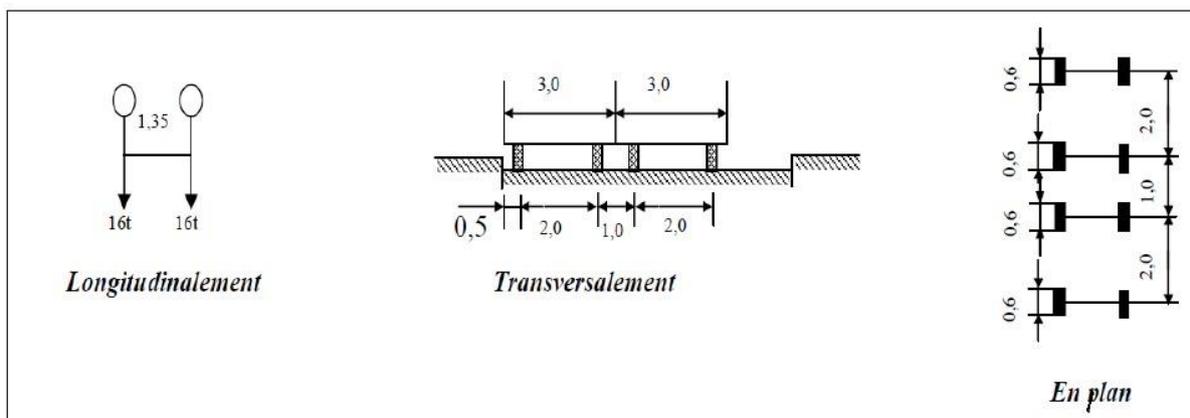


Figure : Système Bt

$$S_{Bt} = 160 \times 1 \times 4 = 640 \text{ KN}$$

Le coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 30} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{256,42}{640}} = 1,29$$

6. Système militaire Mc 80

Un véhicule de type Mc 80 comporte deux chenille et répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale : 720 KN
- Longueur d'une chenille : 4,90 m
- Largeur d'une chenille : 0,85 m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 2,80 m.

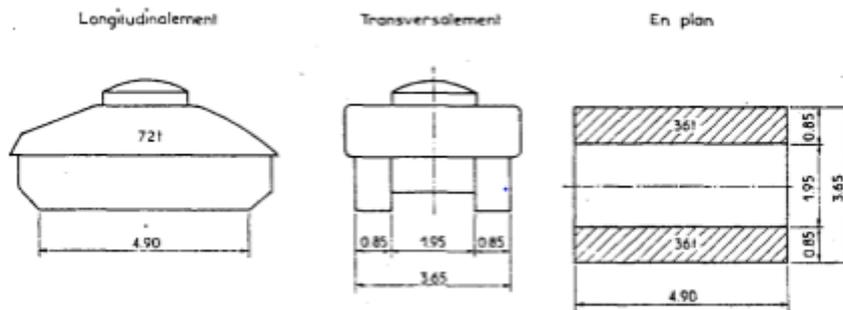


Figure : Système Mc 80

$$S_{MC\ 80} = 720\ KN$$

Le coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{MC\ 80} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 30} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{256,42}{1440}} = 1,41$$

7. Système militaire Mc 120

Un véhicule de type Mc 120 comporte deux chenille et répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale : 1100 KN
- Longueur d'une chenille : 6,10 m

- Largeur d'une chenille : 1,0 m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30 m.

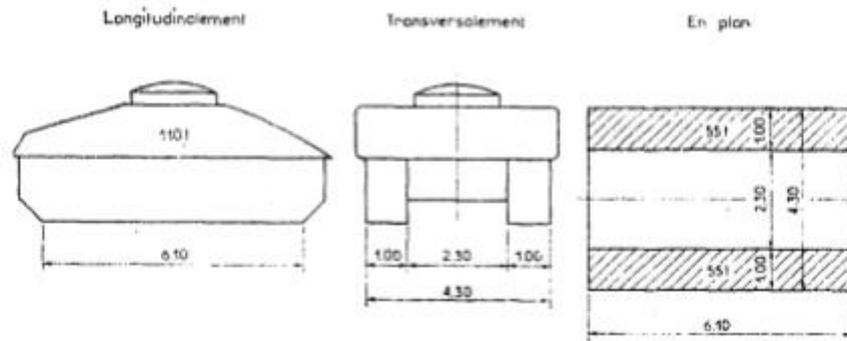


Figure : Système Mc 120

$$S_{MC\ 120} = 1100\ KN$$

Le coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{MC\ 120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 30} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{256,42}{2200}} = 1,47$$

8. Surcharges sur les trottoirs

La charge appliquée sur les trottoirs est une charge uniforme de 1,5 KN/m² destinée uniquement à la circulation des piétons.

9. Efforts de freinage

Pour cette surcharge, nous allons considérer l'effort de freinage le plus défavorable qui est celui du système Bc dont un seul camion de 300 KN est censé freiner. On a :

$$F_{Bc} = 300\ KN$$

Cette surcharge ne joue aucun rôle dans la stabilité du tablier mais interviendra dans le dimensionnement des culées et des appareils d'appuis.

Annexe 7 : Moments fléchissant longitudinaux

I. Moment fléchissant dus aux poids propres

En utilisant la méthode de la RDM, on trouve le moment fléchissant sous la forme :

$$M(x) = q \frac{l}{2}(x) - q \frac{x^2}{2}$$

$$q = 256,42 \text{ et } R_A = R_B = q \frac{l}{2}$$

$$\text{pour } x = 0 \rightarrow M(x) = 0$$

$$\text{pour } x = 0,25L \rightarrow M(7,5) = 256,42 \frac{30}{2}(7,5) - 256,42 \frac{7,5^2}{2} = 21635,44 \text{ KN.m}$$

$$\text{pour } x = 0,5L \rightarrow M(15) = 256,42 \frac{30}{2}(15) - 256,42 \frac{15^2}{2} = 28847,25 \text{ KN.m}$$

II. Moment fléchissant dû aux surcharges

1. Surcharge A(l)

$$y_0 = \frac{x(L-x)}{L}$$

$$y_0 = \frac{15(30-15)}{30} = 7,5 \text{ m}$$

$$S = 2 \times \left(\frac{y_0 \times 0,5L}{2} \right)$$

$$S = 2 \times \left(\frac{7,5 \times 15}{2} \right) = 112,5 \text{ m}^2$$

$$M(A(l)) = A(l) \times S$$

$$M(A(l)) = 10,83 \times 112,5 = 1218,375 \text{ KN.m}$$

2. Surcharge Bc

Pour le système Bc, nous utilisons le théorème de BARRE pour déterminer la section dangereuse de la poutre.

Ce théorème indique que : « le moment maximal dans la poutre se produit lorsque la résultante R et l'un des essieux sont symétriques par rapport à l'axe de la poutre. Le moment maximal est ainsi obtenu sous l'essieu en question. »

$$M_{max} = \sum P_i \times Y_i$$

Cas 1 : La résultante se trouve du côté droit de l'axe de la poutre, le moment maximal est obtenu au droit de l'essieu de 120 KN qui est symétrique à R par rapport à l'axe de la poutre.

Détermination de la position R du convoi

Détermination de « a »

$$M_{/A} = 0$$

$$\rightarrow (12 \times 4,5) + (12 \times 6) + (6 \times 10,5) + (12 \times 15) + (12 \times 16,5) = R \cdot Xr$$

$$567 = R \cdot Xr$$

$$R = \sum P_i = 60 \text{ t}$$

$$Xr = \frac{567}{60} = 9,45$$

$$2a = Xr - 6 = 9,45 - 6 = 3,45$$

$$a = 1,725$$

$$Y_3 = \frac{X_0(L - X_0)}{L}$$

$$X_0 = \frac{L}{2} - a = 15 - 1,725 = 13,275$$

$$Y_3 = \frac{13,275(30 - 13,275)}{30} = 7,40 \text{ m}$$

En appliquant Thalès on a :

$$Y_2 = \frac{11,775 \times 7,4}{13,275} = 6,56 \text{ m}$$

$$Y_1 = \frac{7,275 \times 7,4}{13,275} = 4,06 \text{ m}$$

$$Y_4 = \frac{12,225 \times 7,4}{16,725} = 5,41 \text{ m}$$

$$Y_5 = \frac{7,725 \times 7,4}{16,725} = 3,42 \text{ m}$$

$$Y_6 = \frac{6,225 \times 7,4}{16,725} = 2,75 \text{ m}$$

$$M_{max} = \sum P_i \times Y_i$$

$$M_{max} = (6 \times 4,06) + (12 \times 6,56) + (12 \times 7,40) + (6 \times 5,41) + (12 \times 3,42) \\ + (12 \times 2,75)$$

$$M_{max} = 298,38 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = 2983,8 \text{ KN.m}$$

Cas 2 : la résultante se trouve du côté gauche de l'axe de la poutre, le moment maximal est obtenu au gauche de l'essieu de 60 KN qui est symétrique à R par rapport à l'axe de la poutre.

Détermination de la position R du convoi

Détermination de « a »

$$M/A = 0$$

$$\rightarrow (12 \times 1,5) + (6 \times 6) + (12 \times 10,5) + (12 \times 12) + (12 \times 6,5) = R.Xr$$

$$423 = R.Xr$$

$$R = \sum P_i = 60 \text{ t}$$

$$X_r = \frac{423}{60} = 7,05$$

$$2a = X_r - 6 = 7,05 - 6 = 1,05$$

$$a = 0,525$$

$$Y_4 = \frac{X_0(L - X_0)}{L}$$

$$X_0 = \frac{L}{2} - a = 15 - 0,525 = 14,475$$

$$Y_4 = \frac{14,475(30 - 14,475)}{30} = 7,49 \text{ m}$$

En appliquant Thalès on a :

$$Y_3 = \frac{13,275 \times 7,49}{17,775} = 5,59 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{11,775 \times 7,49}{17,775} = 4,96 \text{ m}$$

$$Y_1 = \frac{7,275 \times 7,49}{17,775} = 3,07 \text{ m}$$

$$Y_5 = \frac{7,725 \times 7,49}{12,225} = 4,73 \text{ m}$$

$$Y_6 = \frac{6,225 \times 7,49}{12,225} = 3,81 \text{ m}$$

$$M_{max} = \sum P_i \times Y_i$$

$$M_{max} = (6 \times 3,07) + (12 \times 4,96) + (12 \times 5,59) + (6 \times 7,49) + (12 \times 4,73) \\ + (12 \times 3,81)$$

$$M_{max} = 292,44 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = 2924,4 \text{ KN.m}$$

Nous concluons que le cas le plus défavorable est celui du 1^{er} cas (résultante à droite de l'axe de la poutre)

Nous avons donc

$$M = M_{max} \times \delta_{Bc} \times bc$$

$$M = 2983,8 \times 1,41 \times 1,1 = 4627,87 \text{ KN.m}$$

3. Système Br

Moment fléchissant sera nul aux extrémités

Moment fléchissant à $x=0,5L$

$$Y = \frac{(L/2)(L/2)}{L}$$

$$Y = \frac{(30/2)(30/2)}{30} = 7,5 \text{ m}$$

Le moment sera maximal à mi-travée et sa valeur vaut

$$M_{max} = P \times Y$$

$$M_{max} = 100 \times 7,5 = 750 \text{ KN.m}$$

$$M = M_{max} \times \delta_{Br}$$

$$M = 750 \times 1,12 = 840 \text{ KN.m}$$

4. Système Bt

Un seul cas se présente pour le résultat de la résultante R par rapport à l'axe de la poutre

Détermination de « a »

$$2a = \frac{1,35 \times 16}{30} = 0,72$$

$$\rightarrow a = 0,36$$

$$Y_1 = \frac{x(L-x)}{L}$$

$$Y_1 = \frac{14,64(30 - 14,64)}{30} = 7,5 \text{ m}$$

En appliquant Thalès on a :

$$Y_2 = \frac{14,01 \times 7,5}{15,36} = 6,84 \text{ m}$$

$$M_{max} = \sum P_i \times Y_i$$

$$M_{max} = (16 \times 7,5) + (16 \times 6,84) = 229,44 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = 2294,4 \text{ KN.m}$$

$$M = M_{max} \times \delta_{Bt} \times bt$$

$$M = 2294,4 \times 1,32 \times 1 = 3028,61 \text{ KN.m}$$

5. Système Mc 80

Moment fléchissant sera nul aux extrémités

Moment fléchissant à $x=0,5L$

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{\delta_{Mc 80} \times 72}{2}$$

$$R_A = R_B = \frac{1,41 \times 72}{2} = 50,76 \text{ t}$$

$$M_{max} = R_A X - q \left(\frac{2,45^2}{2} \right)$$

$$M_{max} = 50,76 \times 15 - 25,64 \left(\frac{2,45^2}{2} \right) = 684,448 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = 6844,48 \text{ KN.m}$$

6. Système Mc 120

Moment fléchissant sera nul aux extrémités

Moment fléchissant à $x=0,5L$

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{\delta_{Mc\ 120} \times 110}{2}$$

$$R_A = R_B = \frac{1,49 \times 110}{2} = 81,95 \text{ t}$$

$$M_{max} = R_A X - q \left(\frac{3,05^2}{2} \right)$$

$$M_{max} = 81,95 \times 15 - 25,64 \left(\frac{3,05^2}{2} \right) = 1109,992 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = 11099,92 \text{ KN.m}$$

Annexe 8 : Efforts tranchants

I. Effort tranchant du au poids propre

Pour le calcul des efforts tranchants, nous utilisons la méthode de la RDM.

$$R_A = R_B = A \cdot \frac{L}{2}$$

$$T(x) = R_A - q \cdot x$$

$$R_A = R_B = 256,42 \frac{30}{2} = 3846,3 \text{ KN}$$

$$\text{pour } x = 0 \rightarrow T(x) = 3846,3 \text{ KN}$$

$$\text{pour } x = 0,25L \rightarrow T(7,5) = 3846,3 - 256,42 \times 7,5 = 1923,15 \text{ KN}$$

$$\text{pour } x = 0,5L \rightarrow M(15) = 0$$

II. Effort tranchant du au surcharge

1. Surcharge A(l)

$$R_A = R_B = A \cdot \frac{L}{2}$$

$$A = A(l) \times n \times lv$$

$$A = 10,87 \times 2 \times 3,5 = 76,09 \text{ KN/ml}$$

$$R_A = R_B = 76,09 \cdot \frac{30}{2} = 1141,35 \text{ KN}$$

$$T(x) = R - A \cdot x$$

$$T(x) = R - A \cdot x$$

$$\text{pour } x = 0 \rightarrow T(x) = 1141,35 \text{ KN}$$

$$\text{pour } x = 0,25L \rightarrow T(7,5) = 1141,35 - 76,09 \times 7,5 = 570,675 \text{ KN}$$

$$\text{pour } x = 0,5L \rightarrow T(15) = 0$$

2. Surcharge Bc

Pour $X = 0L$

$$R_A + R_B = 60 t$$

$$M_{/B} = 0$$

$$\rightarrow (12 \times 1,5) + (6 \times 6) + (12 \times 10,5) + (12 \times 12) + (12 \times 6,5) = R_A \cdot 30$$

$$423 = R_A \cdot 30$$

$$T_A = R_A = 14,1 t = 141 KN \quad \text{et} \quad T_B = R_B = 45,9 t = 459 KN$$

$$T_{max} = T \times \delta_{Br}$$

$$T_{max} = 459 \times 1,11 = 509,49$$

Pour $X = 0,25L$

$$R_A + R_B = 60 t$$

$$M_{/B} = 0$$

$$\rightarrow (12 \times 7,5) + (12 \times 9) + (6 \times 13,5) + (12 \times 18) + (12 \times 19,5) + (6 \times 24) = R_A \cdot 30$$

$$873 = R_A \cdot 30$$

$$T_A = R_A = 29,1 t = 291 KN \quad \text{et} \quad T_B = R_B = 30,9 t = 309 KN$$

$$T_{max} = T \times \delta_{Br}$$

$$T_{max} = 309 \times 1,11 = 342,99 KN$$

3. Surcharge Br

Pour $X = 0L$

$$R_A + R_B = 10 t$$

Pour $X = 0,25L$

$$R_A + R_B = 10 t$$

$$M_{/B} = 0$$

$$\rightarrow 10 \times 7,5 = R_A \cdot 30$$

$$75 = R_A \cdot 30$$

$$T_A = R_A = 2,5 t = 25 KN \quad \text{et} \quad T_B = R_B = 7,5 t = 75 KN$$

$$Tmax = T \times \delta_{Bt}$$

$$Tmax = 75 \times 1,29 = 96,75 KN$$

4. Surcharge Bt

Pour $X = 0L$

$$R_A + R_B = 32 t$$

$$M_{/B} = 0$$

$$\rightarrow 16 \times 1,35 = R_A \cdot 30$$

$$21,6 = R_A \cdot 30$$

$$T_A = R_A = 0,72 t = 7,2 KN \quad \text{et} \quad T_B = R_B = 31,28 t = 312,8 KN$$

$$Tmax = T \times \delta_{Bt}$$

$$Tmax = 459 \times 1,29 = 403,51$$

Pour $X = 0,25L$

$$R_A + R_B = 32 t$$

$$M_{/B} = 0$$

$$\rightarrow (16 \times 7,5) + (16 \times 8,85) = R_A \cdot 30$$

$$261,6 = R_A \cdot 30$$

$$T_A = R_A = 8,72 \text{ t} = 87,2 \text{ KN} \quad \text{et} \quad T_B = R_B = 23,28 \text{ t} = 232,8 \text{ KN}$$

$$T_{max} = T \times \delta_{Bt}$$

$$T_{max} = 232,8 \times 1,29 = 300,31 \text{ KN}$$

5. Surcharge Mc 80

Pour $X = 0L$

$$R_A + R_B = 72 \text{ t}$$

$$M_{/B} = 0$$

$$\rightarrow 72 \times 2,45 = R_A \cdot 30$$

$$176,4 = R_A \cdot 30$$

$$T_A = R_A = 5,88 \text{ t} = 58,8 \text{ KN} \quad \text{et} \quad T_B = R_B = 66,12 \text{ t} = 661,2 \text{ KN}$$

$$T_{max} = T \times \delta_{Bt}$$

$$T_{max} = 661,2 \times 1,41 = 932,29 \text{ KN}$$

Pour $X = 0,25L$

$$R_A + R_B = 72 \text{ t}$$

$$M_{/B} = 0$$

$$\rightarrow (2,45 + 7,5) \times 72 = R_A \cdot 30$$

$$716,4 = R_A \cdot 30$$

$$T_A = R_A = 23,88 \text{ t} = 238,8 \text{ KN} \quad \text{et} \quad T_B = R_B = 48,12 \text{ t} = 481,2 \text{ KN}$$

$$T_{max} = T \times \delta_{Bt}$$

$$T_{max} = 481,2 \times 1,41 = 678,49 \text{ KN}$$

6. Surcharge Mc 120

Pour $X = 0L$

$$R_A + R_B = 110 \text{ t}$$

$$M_{/B} = 0$$

$$\rightarrow 110 \times 3,05 = R_A \cdot 30$$

$$335,5 = R_A \cdot 30$$

$$T_A = R_A = 11,18 \text{ t} = 111,8 \text{ KN} \quad \text{et} \quad T_B = R_B = 98,82 \text{ t} = 988,2 \text{ KN}$$

$$T_{max} = T \times \delta_{Bt}$$

$$T_{max} = 988,2 \times 1,47 = 1452,65 \text{ KN}$$

Pour $X = 0,25L$

$$R_A + R_B = 110 \text{ t}$$

$$M_{/B} = 0$$

$$\rightarrow (3,05 + 7,5) \times 110 = R_A \cdot 30$$

$$1160,5 = R_A \cdot 30$$

$$T_A = R_A = 38,68 \text{ t} = 386,8 \text{ KN} \quad \text{et} \quad T_B = R_B = 71,32 \text{ t} = 713,2 \text{ KN}$$

$$T_{max} = T \times \delta_{Bt}$$

$$T_{max} = 713,2 \times 1,47 = 1048,40 \text{ KN}$$

Annexe 9 : Modélisation et analyse du tablier

I. Modélisation

De façon générale, la modélisation d'un ouvrage est constituée de :

- La définition de structure ;
- La définition des différentes sections de l'ouvrage ;
- La définition des matériaux ;
- La définition des conditions d'appuis ;
- Le choix de la méthodologie de calcul ;
- La définition des cas de charge.

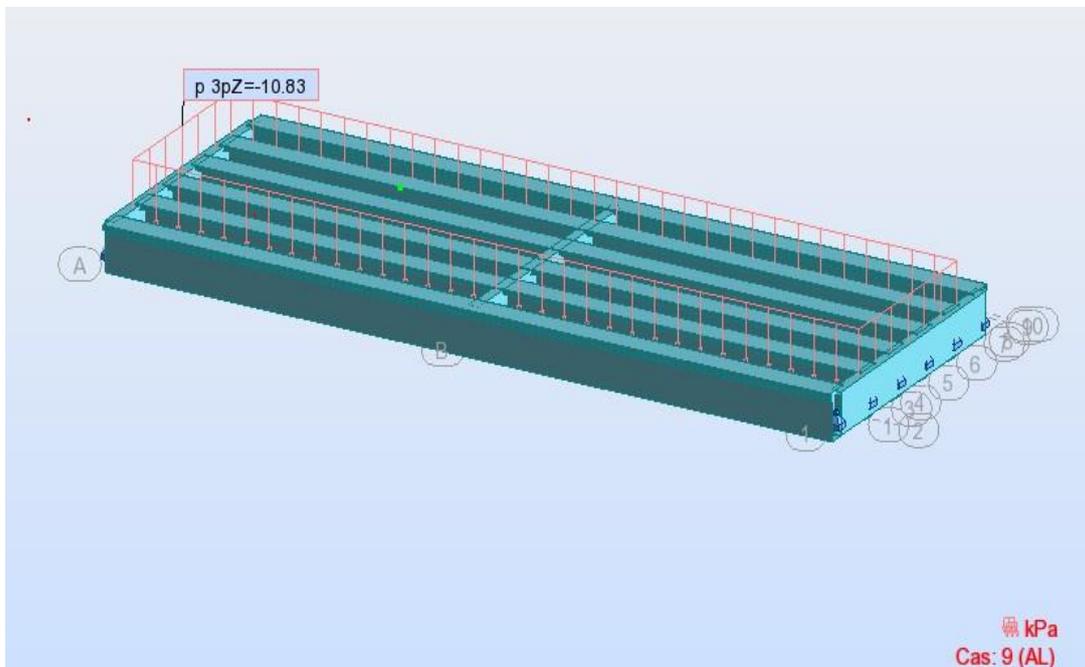


Figure : Introduction de la surcharge A(l)

II. Combinaison d'action

1. Coefficient de majoration

Pour chaque action, on a un coefficient de majoration dépendant de sa nature prépondérante.

Le tableau suivant récapitule ces coefficients :

Tableau : Valeurs des coefficients de majoration

	ELU	ELS
Poids propre (G)	1,35	1,00
Surcharge A(l)	1,6	1,2
Système Bc	1,6	1,2
Système Mc 80	1,35	1,00
Système Mc 120	1,35	1,00
Surcharge sur trottoirs	1,6	1,20

2. Combinaisons de charges

Le tableau suivant récapitule les différentes combinaisons de charge susceptible de solliciter le pont :

Tableau : Combinaisons de charges

Actions prépondérantes	Combinaison
ELS	$G+1,2(A(l)+St)$
	$G+1,2(Bc+St)$
	$G+1,2Mc\ 80$
	$G+1,2Mc\ 120$
ELU	$1,35G+1,6(A(l)+St)$
	$1,35G+1,6(Bc+St)$
	$1,35G+1,35Mc\ 80$
	$1,35G+1,35Mc\ 120$

III. Résultats de calcul obtenu

Les résultats obtenus sont présentés sous forme de diagrammes illustrant les moments de flexion et les efforts tranchants. Les efforts obtenus sont obtenus sous charges permanentes et pour combinaisons défavorables à l'ELS et à l'ELU.

1. Moments de flexion

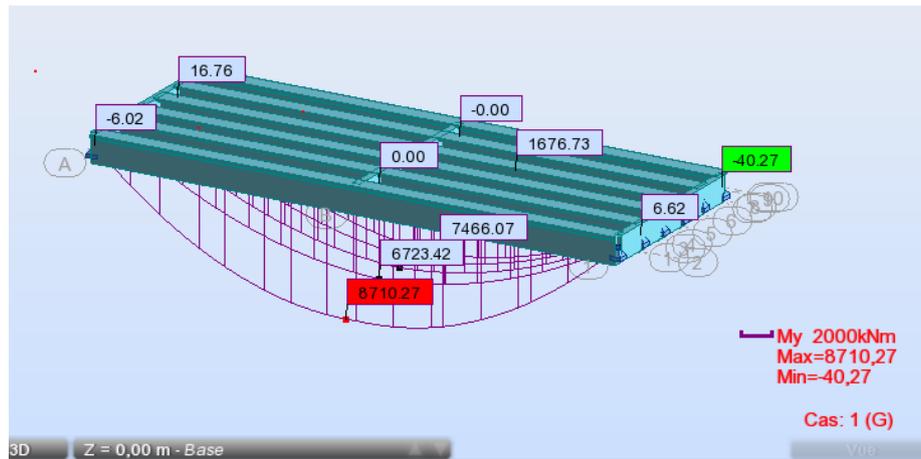


Figure : Diagramme des moments fléchissant dus aux charges permanentes

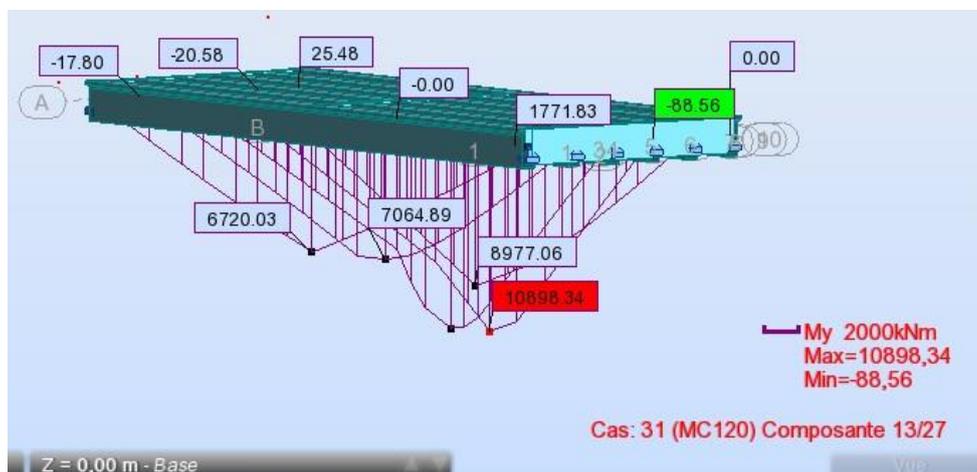


Figure : Diagramme des moments fléchissant dus à la charge la plus défavorable Mc120

2. Efforts tranchants

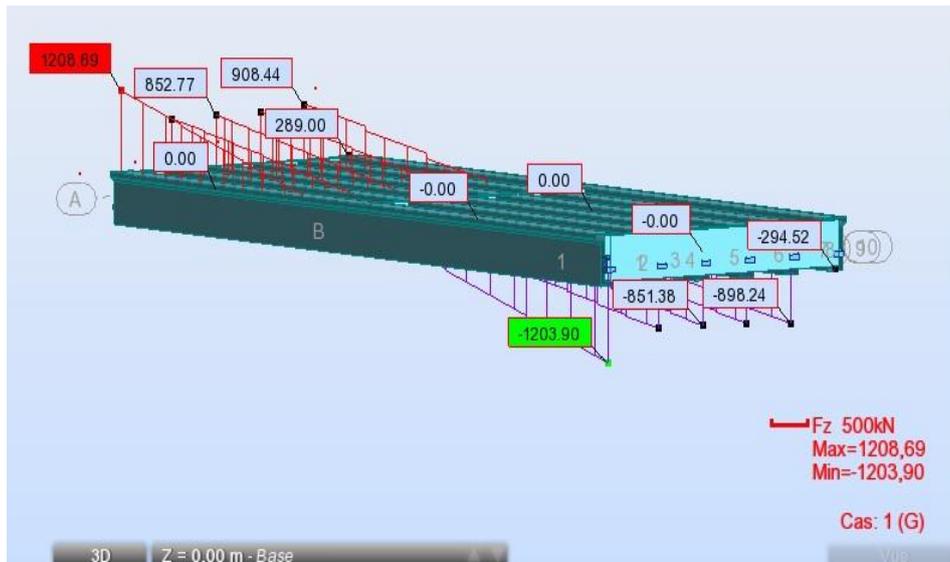


Figure : Diagramme des efforts tranchants dû aux charges permanentes

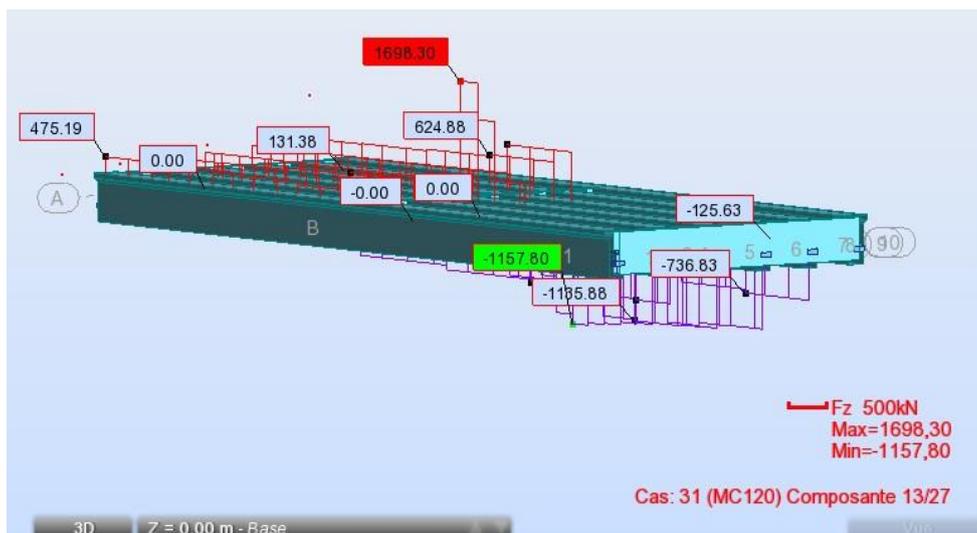


Figure : Diagramme des efforts tranchants dû à la charge la plus défavorable

Tableau : Valeurs des combinaisons des moments

Actions prépondérantes	Combinaisons	Valeurs
ELS	$G+1,2(A(l)+St)$	1512,37
	$G+1,2(Bc+St)$	1498,61
	$G+1,2Mc\ 80$	2315,40
	$G+1,2Mc\ 120$	3246,65
ELU	$1,35G+1,6(A(l)+St)$	2036,64
	$1,35G+1,6(Bc+St)$	2018,29
	$1,35G+1,35Mc\ 80$	2876,78
	$1,35G+1,35Mc\ 120$	3924,44

Annexe 10 : Etude de la précontrainte

I. Calcul des pertes de précontraintes

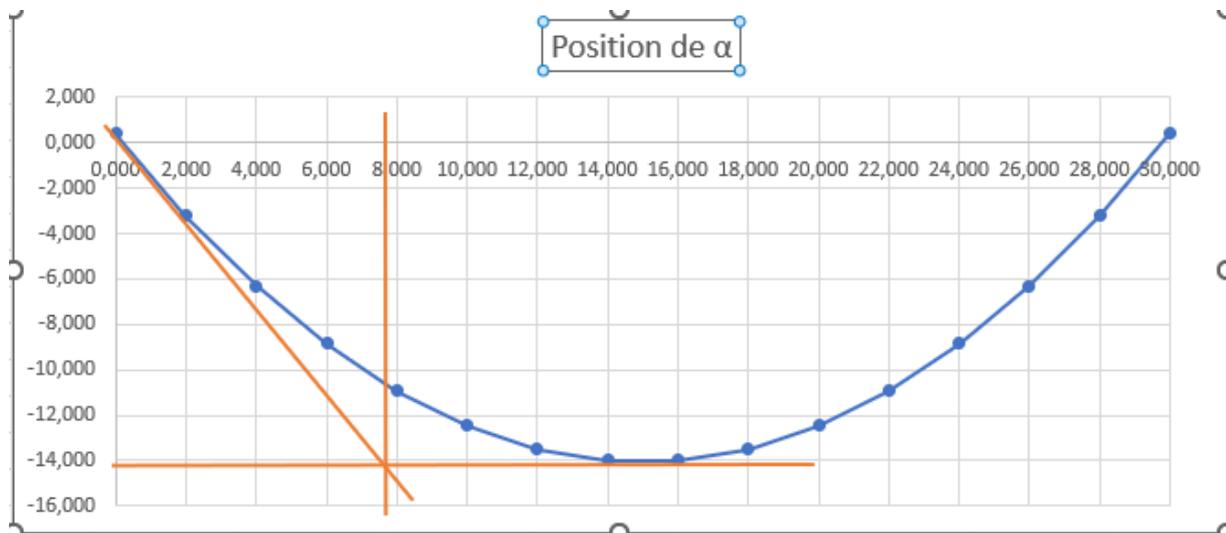
1. Pertes instantanées

- Pertes par frottement

$$\sigma_{pfr}(x) = \sigma_{p0} \times e^{-(f\alpha + \varphi x)}$$

Détermination de « α »

Figure : Position de l'angle « α »



$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{0,39}{7,8}\right) = 2,86 = 0,049 \text{ rad}$$

Détermination du coefficient k

$$k = \frac{f\alpha + \varphi x}{x} = \frac{(0,18 \times 0,049) + (0,002 \times 15)}{15} = 0,0060 \text{ m}^{-1}$$

$$\Delta\sigma_f = 1416 \times (1 - e^{-(0,006 \times 15)}) = 121,87 \text{ MPa}$$

- Pertes dues au recul d'ancrage

$$g = 5 \text{ mm (intensité du recul d'encrage)}$$

$$E_p = 190000 \text{ MPa (module d'élasticité des aciers)}$$

$$d = -\frac{1}{k} \ln \left(1 - \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma p_0}} \right) \rightarrow \begin{cases} x \geq d \text{ (les pertes existent)} \\ d < x \text{ (les pertes sont nulles)} \end{cases}$$

$$d = -\frac{1}{0,006} \ln \left(1 - \sqrt{\frac{0,005 \times 190}{1416}} \right) = 4,37 \text{ m} < 15 \text{ m}$$

$g = 5 \text{ mm}$ (intensité du recul d'encrage)

$E_p = 190000 \text{ MPa}$ (module d'élasticité des aciers)

$$\Delta\sigma_{recul} = 0$$

- Pertes due à la déformation instantanée du béton

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{n-1}{2n} \times E_p \times \frac{\sigma_b(x)}{E_{ij}}$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5 \gamma_b} = \frac{0,85 \times 60}{1,5 \times 1} = 34 \text{ MPa}$$

$n = 9$ (nombre de cables dans la section)

$E_p = 1900000 \text{ MPa}$ (module d'élasticité de l'acier)

$E_{ij} = 37619,47 \text{ MPa}$ (module de déformation longitudinale)

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{9-1}{2 \times 9} \times 190000 \times \frac{34}{37619,47} = 76,32 \text{ MPa}$$

- Pertes instantanée totale

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_n$$

$$\Delta\sigma_i = 121,87 + 0 + 76,32 = 198,19 \text{ MPa}$$

Tension initiale

$$\sigma_{pm0} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i$$

$$\sigma_{pm0} = 1416 - 198,19 = 1217,81 \text{ MPa}$$

Précontrainte initiale réelle d'un câble

$$P_{m0/cable} = A_p \times \sigma_{pm0}$$

$$P_{m0/cable} = 150 \times 9 \times 1217,81 \times 10^{-6} = 1,64 \text{ MN}$$

2. Pertes différées

- Pertes dues au retrait

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_{rm} \times E_p$$

$$\varepsilon_{rm} = 3 \times 10^{-4} \text{ (retrait total du béton)}$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 190000 \times 3 \times 10^{-4} = 57 \text{ MPa}$$

- Pertes dues au fluage

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{cm}} (\sigma_b + \sigma_M)$$

$$\sigma_M \leq 1,5 \sigma_b = 1,5 \times 34 = 51 \text{ MPa (contrainte maxile dans le beton)}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{190000}{37619,47} (34 + 51) = 429,30 \text{ MPa}$$

- Pertes dues à la relaxation des câbles

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}} - \mu_0 \right) \sigma_{pm0}$$

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \times 2,5 \left(\frac{1217,81}{1770} - 0,43 \right) \times 1217,81 = 47,13 \text{ MPa}$$

Pertes différées totale

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

$$\Delta\sigma_d = 57 + 429,30 + \frac{5}{6} \times 47,13 = 525,58 \text{ MPa}$$

Tension initiale

$$\sigma_{pm0} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i$$

$$\sigma_{pm0} = 1416 - 525,58 = 890,42 \text{ MPa}$$

Précontrainte probable réelle d'un câble

$$P_{m0/cable} = A_p \times \sigma_{pm0}$$

$$P_{m0/cable} = 150 \times 12 \times 890,42 \times 10^{-6} = 2,60 \text{ MN}$$

Précontrainte initiale réelle totale

$$P_{m0} = n \times P_{m0/cable}$$

$$P_{m0} = 9 \times 2,60 = 23,4 \text{ MN}$$

Précontrainte réelle probable

$$P_m = n \times P_{m0/cable} = 9 \times 2,60 = 23,4 \text{ MN}$$

Annexe II : Calcul justificatif des poutres

Rappelons les caractéristiques brutes de la poutre intermédiaire seule et de celle avec l'hourdis.

Poutre seule

B(cm ²)	V'(cm)	V(cm)	S/Δ (cm ³)	I _G (cm ⁴)	P	r (cm)
5462,5	89,130	70,870	486874,91	16696513,90	0,48	55,29

Poutre avec hourdis

B(cm ²)	V'(cm)	V(cm)	S/Δ (cm ³)	I _G (cm ⁴)	ρ	r (cm)
8312,5	116,86	63,14	971372,63	28308726,84	0,46	58,36

I. Caractéristiques des poutres intermédiaires

1. Caractéristiques nettes de la poutre

$$B_n = B_r - n \times B$$

$$V'_n = \frac{B_r \times V'_r - \sum B \times Y_i}{B_n}$$

$$I_n = (V'_n - V_n)^2 \times B_r - n \times I - B \sum (V'_n - Y_i)^2 + I_r$$

Avec :

$$I = \frac{\pi \phi^4}{64} \quad B = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

Φ : diamètre de la gaine

Y_i : distance entre les câbles et la fibre inférieure de la poutre

La distance entre les neuf câbles et la fibre inférieure de la poutre sont comme suit

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_1 = 0,26 \text{ m} \\ Y_2 = 0,26 \text{ m} \\ Y_3 = 0,26 \text{ m} \\ Y_4 = 0,46 \text{ m} \\ Y_5 = 0,46 \text{ m} \\ Y_6 = 0,46 \text{ m} \\ Y_7 = 0,86 \text{ m} \\ Y_8 = 0,86 \text{ m} \\ Y_9 = 0,86 \text{ m} \end{array} \right.$$

Poutre seule

$B_n(\text{cm}^2)$	$V'_n(\text{cm})$	$V_n(\text{cm})$	$I_n(\text{cm}^4)$	P
5313,1	89,50	70,50	18138994,67	0,54

Poutre avec hourdis

$B_n(\text{cm}^2)$	$V'_n(\text{cm})$	$V_n(\text{cm})$	$I_n(\text{cm}^4)$	P
8163,1	118,43	61,57	54353037,98	0,92

2. Caractéristiques homogènes de la poutre avec hourdis

$$B_h = B_n + n \times N \times A_p$$

$$V'_h = \frac{B_n \times V'_n + N \times A_p \sum Y_i}{B_n}$$

$$I_h = I_n + B_n \times (V'_h - V'_n)^2 + N \times A_p \sum (Y_i - Y_h)^2$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} N: \text{Coefficient d'équivalence acier - béton pris égale à 5} \\ A_p = 1660 \text{ mm}^2 (\text{Section d'un cable de précontraint}) \end{array} \right.$

$B_h(\text{cm}^2)$	$V'_h(\text{cm})$	$V_h(\text{cm})$	$I_h(\text{cm}^4)$	P
11731,10	124,47	55,53	78746352,56	0,97

Annexe 12 : Détermination des contraintes pour le calcul des aciers longitudinaux

Désignation	Formule	Valeur	Unité		
Données					
Géométrie					
Section S		1,17	m ²		
Inertie I		0,78	m ²		
V		0,55	m		
V'		1,25	m		
Excentricité e		-0,77	m		
Précontrainte P		10,85	MN		
Moment M _G		8,71	MN.m		
Moment M _Q		13,07	MN.m		
Diagramme des contraintes					
Charge permanente					
Fibre supérieure	$\sigma = \frac{M_G v}{I}$	6,14	MPa		
Fibre inférieure	$\sigma' = -\frac{M_G v'}{I}$	-13,96	MPa		
Précontrainte					
i ²	$i^2 = \frac{I}{B}$	0,67	m ²		
Fibre supérieure	$\sigma = \frac{P}{S} + \frac{M_P v}{I}$ $\sigma = \frac{P}{S} \times (1 + \frac{e \times v}{i^2})$	3,36	MPa		
Fibre inférieure	$\sigma = \frac{P}{S} + \frac{M_P v}{I}$ $\sigma' = \frac{P}{S} \times (1 - \frac{e \times v'}{i^2})$	11,71	MPa		
Charge d'exploitation					
Fibre supérieure	$\sigma = \frac{M_Q v}{I}$	9,21	MPa		
Fibre inférieure	$\sigma' = -\frac{M_Q v'}{I}$	-20,94	MPa		

Annexe 13 : devis estimatif détaillé du tablier

N	Désignation	Unités	Quantité	Prix unitaire	Montant HT FCFA
1	Tablier				
1.1	Coffrage soigné	m ²	300	33 849	10 154 700
1.2	Béton B60	m ³	277,13	196 721	54 517 290,73
1.3	Armatures passives	kg	14 200	1 219	17 309 800
1.3	Armatures actives	kg	4926	2 174	10 709 124
1.5	Gaine	ml	863,40	1009	871 170,6
1.6	Ancrage		9	40 387	363 483
1.7	Injection		14 228	32	455 296
	Total				94 380 864,33
2	Equipements du pont				
2.1	Appareils d'appui	U	7 694 906	2	15 389 812
2.2	Chape d'étanchéité	m ²	60 105	315	18 933 075
2.3	Joint de chaussée	ml	986 026	9	8 874 234
2.4	Barrière BN4	ml	536 628	154	82 640 712
2.5	Descente d'eau	U	621 358	12	7 456 296
2.6	Trottoir en BA	m ³	261 728	45,88	12 008 080,64
2.7	Corniche préfabriquée	m ²	55 961	20	1 119 220
	Total				146 421 429,6
3	Protection de l'environnement				
3.1	Mesure sociale	ff	1	10 000 000	10 000 000
3.2	Mesure d'atténuation, de compensation et de valorisation	ff	1	50 000 000	50 000 000
	Total				70 000 000
Total hors taxe					310 802 293,9
TVA (19,25%)					59829441,58
MONTANT TOTAL TTC					370 631 735,5

Annexe 14 : Plan de quelques éléments de la structure

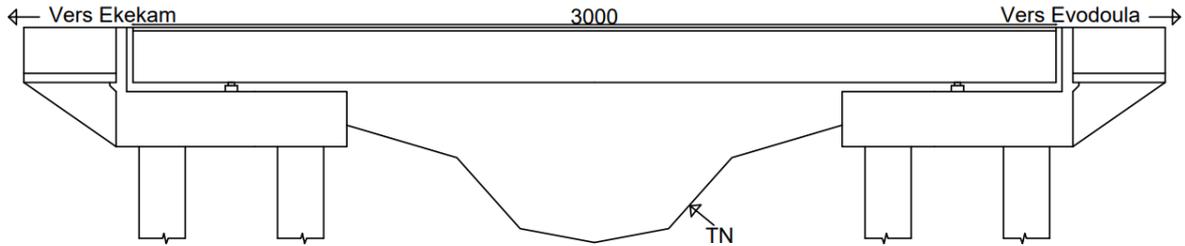


Figure : Profil en long du pont

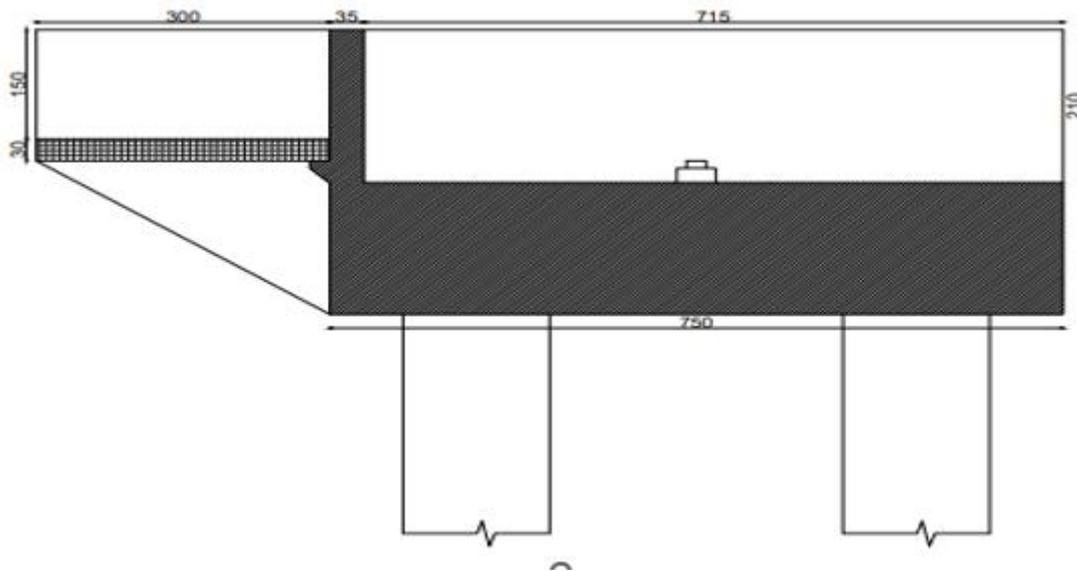


Figure : Coupe transversale de la culée

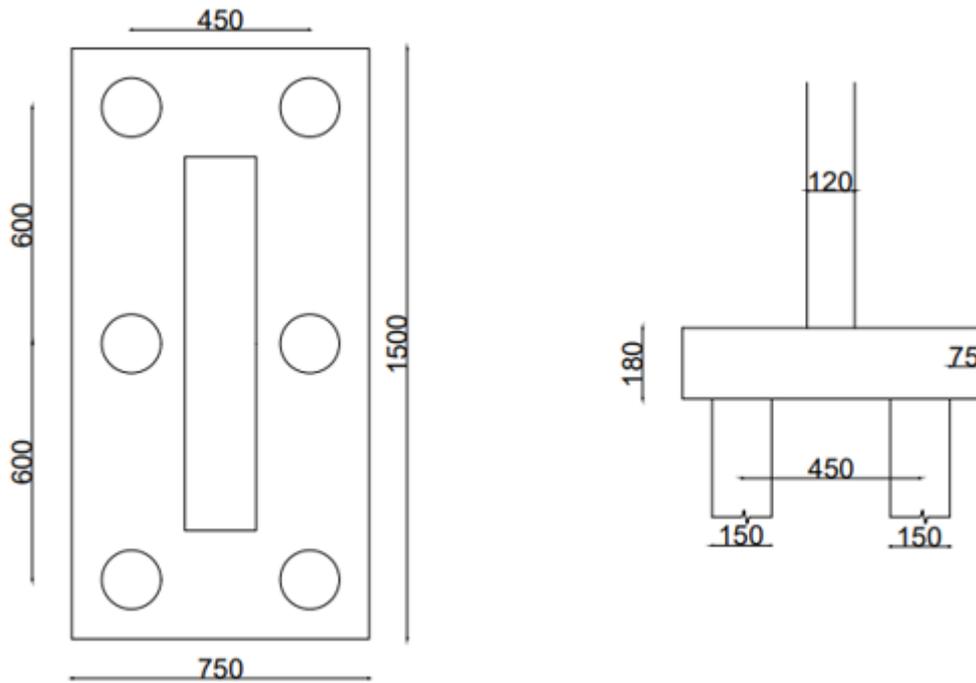


Figure : Semelle de liaison des pieux

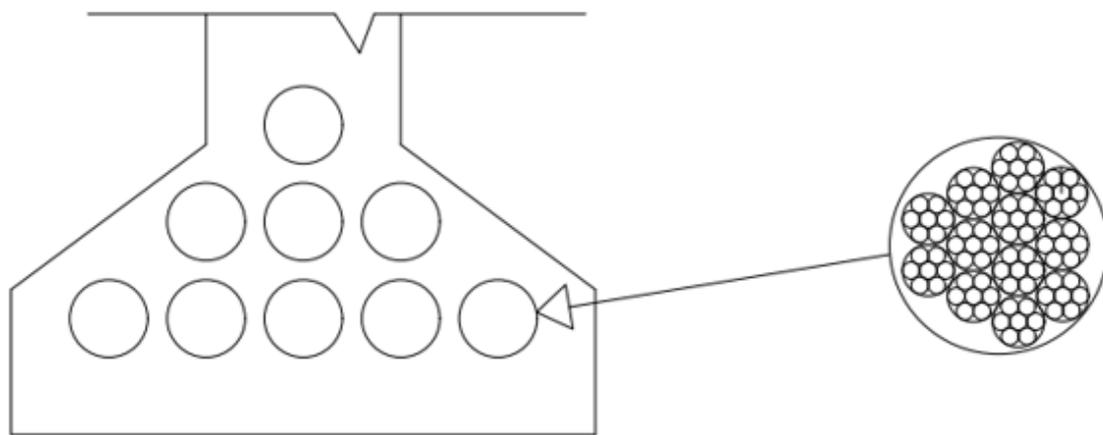


Figure : Talon de la poutre avec les câbles

Annexe 15 : Résultats des essais géotechniques

N° Ech.	Provenance des Ech.	PK	Prof (m)	Nature du Mat.	Q (en bar)	e _o	Cs	Cc	St (en cm)	Observations
<i>PK 0+000 – PK 0+450A</i>										
PEI 1	Sur le site du projet : Section Pk0+000 à pk 0+500	0+050G	3,00-4,00	Argile Jaunâtre	2,00	0,800	0,017	0,182	2,52	Sol moyennement compressible (0,1 < Cc < 0,2)
PEI 2		0+150A	1,00-2,00	Argile Sableuse Grisâtre		0,874	0,017	0,188	0,27	
PEI 3		0+250D	2,00-3,00	Argile Sableuse Jaunâtre		0,575	0,008	0,113	0,13	
PEI 4		0+350G	3,00-4,00	Argile Sableuse Grisâtre		0,514	0,009	0,215	3,54	
PEI 5		0+450A	2,50-3,50	Argile Sableuse Grisâtre		0,580	0,011	0,128	1,89	

Figure : Evaluation des tassements par la méthode œdométrique

PK0+050G		PK0+150A		PK0+250D		PK0+350G		PK0+450A	
Df (en m)	σ (en bar)								
0,20	11,94	0,20	2,56	0,20	12,79	0,20	19,19	0,20	21,32
0,40	10,24	0,40	0,21	0,40	4,69	0,40	5,54	0,40	3,84
0,60	14,93	0,60	0,21	0,60	3,41	0,60	3,41	0,60	3,41
0,80	11,51	0,80	0,21	0,80	2,13	0,80	1,71	0,80	2,56
1,00	5,26	1,00	0,20	1,00	2,43	1,00	2,43	1,00	2,83
1,20	1,62	1,20	0,20	1,20	1,21	1,20	2,02	1,20	2,83
1,40	1,62	1,40	0,20	1,40	0,81	1,40	0,20	1,40	4,05
1,60	1,21	1,60	0,20	1,60	1,62	1,60	0,20	1,60	1,62
1,80	1,21	1,80	0,20	1,80	1,21	1,80	0,20	1,80	0,81
2,00	1,54	2,00	0,39	2,00	1,16	2,00	0,19	2,00	0,77
2,20	1,16	2,20	1,54	2,20	1,16	2,20	0,19	2,20	0,77
2,40	1,16	2,40	1,16	2,40	1,16	2,40	0,19	2,40	0,39
2,60	0,77	2,60	1,93	2,60	0,77	2,60	0,19	2,60	0,39
2,80	0,77	2,80	1,16	2,80	1,116	2,80	0,19	2,80	0,39
3,00	0,37	3,00	1,47	3,00	1,10	3,00	0,37	3,00	0,74
3,20	1,10	3,20	1,10	3,20	0,74	3,20	0,37	3,20	0,74
3,40	0,74	3,40	1,10	3,40	1,10	3,40	0,74	3,40	0,74
3,60	0,37	3,60	1,47	3,60	6,62	3,60	0,18	3,60	1,10
3,80	0,37	3,80	1,10	3,80	5,15	3,80	0,18	3,80	1,10
4,00	0,70	4,00	1,41	4,00	4,57	4,00	1,06	4,00	1,41
4,20	1,06	4,20	1,06	4,20	19,35	4,20	0,35	4,20	0,35
4,40	1,41	4,40	2,11	4,40		4,40	3,17	4,40	0,70
4,60	2,11	4,60	9,50	4,60		4,60	6,33	4,60	2,46
4,80	1,76	4,80	10,20	4,80		4,80	2,46	4,80	2,46
5,00	1,35	5,00	0,67	5,00		5,00	0,67	5,00	2,02
5,20	1,01	5,20	1,01	5,20		5,20	0,67	5,20	3,03
5,40	1,01	5,40	1,69	5,40		5,40	1,35	5,40	2,70
5,60	2,02	5,60	17,19	5,60		5,60	8,43	5,60	9,10
5,80	1,69	5,80	-	5,80		5,80	8,76	5,80	6,74

Figure : Résultats des essais au pénétromètre dynamique lourd

N°	Echantillons		Teneur en eau nat %	Poids spécifique (γ_s) en t/m ³	Masse volumique apparente (γ_a) en t/m ³	Angle de frottement interne (φ_{int}) en degrés	Cohésion (C _{uu}) en bar
	Prof (m)	Nature					
CISAILLEMENT							
PEI 1	3,00 - 4,00	Argile Jaunâtre	28,20	2,624	2,015	25,01	0,34
PEI 2	1,00 - 2,00	Argile Sableuse Grisâtre	17,40	2,742	1,641	28,37	0,14
PEI 3	2,00 - 3,00	Argile Sableuse Jaunâtre	18,50	2,797	2,149	30,55	0,13
PEI 4	3,00 - 4,00	Argile Sableuse Grisâtre	17,65	2,751	2,008	26,57	0,11
PEI 5	2,50 - 3,50	Argile Sableuse Grisâtre	17,40	2,926	2,002	28,02	0,14

Figure : Résultats sur les essais de cisaillement