



République Tunisienne
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université de Tunis El Manar
École nationale d'ingénieurs de Tunis
Département de Génie Civil



PROJET DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par

Fares FRIKHA

Pour l'obtention du

DIPLOÔME NATIONAL D'INGÉNIEUR EN GÉNIE CIVIL

**Etude d'un pont caisson précontraint construit par
encorbellements successifs à Brazzaville-Congo**

Réalisé à :

Bureau d'étude STUDI INTERNATIONAL



Soutenu le 15/07/2021, devant le jury :

Président :	M. Mahmoud BEN SALAH
Rapporteur :	M. Karim MILED
Membre permanent :	M. Zied SAADA
Encadrant ENIT :	Mme Saloua EL EUCH
Encadrant Organisme d'accueil :	Mme Molka BEN RHOUMA

Dédicaces

J'ai l'extrême honneur de dédier ce modeste travail

À mon cher père Lotfi FRIKHA et

À ma chère mère Lilia BOUJELBEN

*Pour ses aides précieuses, son encouragement et sa patience, à
qui je dois offrir ma réussite, qu'ils trouvent ici l'expression de
mon affection et une récompense de ses sacrifices*

À mes chers frères Yassine et Yahia

À toute ma famille

A qui je souhaite une bonne santé, du bonheur et de succès dans leurs vies ;

À tous mes amis

À mes collègues

Pour leurs amitiés, leurs collaborations et leurs soutiens continus.

À tous mes enseignants durant ma formation d'ingénieur.

Fares FRIKHA

Remerciements

Je tiens à remercier dans un premier temps le bon Dieu de m'avoir donné la force et la patience tout au long de ce projet.

Je tiens à exprimer mes plus vifs remerciements à Mme Saloua EL EUCH, ses compétences, ses rrigueurs scientifiques et ses clairvoyances m'ont beaucoup appris. Elle a été et restera un moteur de ce travail de fin d'études.

Aussi, je remercie M. Mohamed Majdi BETTAIBIA responsable du bureau d'études Studi International et mon encadreur Mme Molka BEN RHOUMA, qui m'ont proposé le sujet du PFE.

De même, mon profond respect et ma gratitude vont à tous les professeurs et enseignants que j'ai eus au cours de ces 18 années d'études.

Je suis honoré par la présence de M. Mahmoud BEN SALAH qui a bien voulu présider le jury de ce projet et M. Karim MILED et M. Zied SAADA qui ont bien voulu accepter d'être membre du jury, qu'ils trouvent ici l'expression de ma haute considération.

Je remercie finalement le cadre enseignant de l'Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis et particulièrement les responsables du département de Génie Civil ainsi que les professeurs qui ont contribué à ma formation.

Résumé

Ce projet de fin d'études vise à concevoir et faire l'étude d'un pont caisson précontraint construit par encorbellements successifs à Brazzaville-Congo.

Pour atteindre cet objectif, l'étude a été commencée par une étude hydrologique et hydraulique afin de bien caler l'ouvrage. Ensuite, une étude et conception d'un tronçon de la route de la Corniche ont été élaborées. L'analyse multicritère a été réalisée dans le but de justifier le choix du type du pont. L'étude de la variante retenue, un pont construit par encorbellements successifs, a commencé par la définition des hypothèses générales de calcul et par la conception du mono-caisson utilisé pour ce pont. Durant ce projet, j'ai entamé l'étude de la flexion longitudinale du tablier en phase de construction et d'exploitation tout en modélisant l'ouvrage numériquement en utilisant le logiciel « CSI Bridge ». Le but est de dimensionner le câblage de précontrainte nécessaire pour cet ouvrage.

Abstract

This graduation project aims to design and study a pre-stressed box bridge built by successive corbelling in Brazzaville-Congo.

To achieve this objective, I started with a hydrological and hydraulic study in order to properly calibrate the structure. Then, a study and design of a section of the road of the Corniche were established. The multi-criteria analysis was carried out to justify the choice of the type of bridge. The study of the selected variant, a bridge built by successive corbelling, started with the definition of the general calculation hypotheses and the design of the mono-caisson used for this bridge. During this project, I started the study of the longitudinal bending of the deck in the construction and operation phases while modelling the structure numerically using the "CSI Bridge" software. The purpose of this design is to determine the pre-stressing cabling required for this structure.

Table des matières

Dédicaces	i
Remerciements	ii
Résumé	iii
Introduction générale	1
1 Présentation du projet	2
1.1 Introduction	3
1.2 Emplacement du projet	3
1.3 Situation existante	4
1.4 Objectif du projet	6
1.5 Les données fonctionnelles du projet	7
1.5.1 Tracé en plan	7
1.5.2 Profil en long	7
1.5.3 Profil en travers	8
1.6 Environnement de la région de projet	8
1.6.1 Risques climatiques	8
1.6.2 Problèmes Environnementaux	8
1.7 Conclusion	9
2 Etude hydrologique et hydraulique	10
2.1 Introduction	11
2.2 Etude hydrologique	11
2.2.1 Etude du bassin versant	11
2.2.2 Calcul du débit	12
2.3 Etude hydraulique	13
2.3.1 Calcul du PHE	13
2.3.2 Calage du pont	15
2.4 Conclusion	16

3 Etude et conception du tronçon de la route de la Corniche	17
3.1 Introduction	18
3.2 Etude de trafic	18
3.2.1 Donnée du trafic	18
3.2.2 Prévision du trafic	19
3.2.3 Nombre de voies	20
3.3 Etude géotechnique	20
3.3.1 Campagne de reconnaissance	21
3.3.2 Résultat de la campagne	21
3.4 Dimensionnement de la chaussée	21
3.5 Conception géométrique de la route	23
3.5.1 Tracé en plan	23
3.5.2 Profil en long	24
3.5.3 Profil en travers	25
3.5.4 Manipulation avec « Piste »	26
3.6 Conclusion	27
4 Analyse multicritères et justification de la variante retenue	28
4.1 Introduction	29
4.2 Présentation des variantes	29
4.2.1 Pont à poutres en béton précontraint	29
4.2.2 Pont mixte	32
4.2.3 Pont caisson construit par encorbellements successifs	34
4.3 Analyse multicritère	36
4.3.1 Critères de choix	36
4.3.2 Choix de la variante	37
4.4 Conclusion	38
5 Conception de l'ouvrage	39
5.1 Introduction	40
5.2 Conception longitudinale de l'ouvrage	40
5.3 Conception transversale de l'ouvrage	40

5.3.1	Goussets supérieurs	41
5.3.2	Goussets inférieurs	42
5.4	Découpage en voussoirs	43
5.4.1	Yousoirs courants	43
5.4.2	Yousoirs sur pile	43
5.4.3	Yousoirs de clavage	44
5.5	Déviateurs et entretoises	45
5.6	Câblage de la précontrainte longitudinale	46
5.6.1	Précontrainte de fléau	46
5.6.2	Précontrainte de continuité intérieure	46
5.6.3	Précontrainte de continuité extérieure	47
5.7	Cinématique de la construction	47
5.8	Conclusion	48
6	Les hypothèses de calcul	49
6.1	Introduction	50
6.2	Règlement de calcul	50
6.3	Classe d'exposition	50
6.4	Classe structurale	50
6.5	Caractéristiques des matériaux	51
6.5.1	Béton	51
6.5.2	Armatures passives	52
6.5.3	Armatures de précontrainte	52
6.6	Enrobage des armatures	52
6.7	Chargements	53
6.7.1	Actions du trafic routier sur les ponts routes	53
6.7.2	Gradient thermique	56
6.7.3	Charge du vent	56
6.7.4	Autres charges	56
6.8	Combinaisons d'action	57
6.8.1	Combinaisons d'action en phase de construction	57
6.8.2	Combinaisons d'action en phase de service	57

6.9	Conclusion	57
7	Dimensionnement de la précontrainte des fléaux et étude de leurs stabilité	58
7.1	Introduction	59
7.2	Dimensionnement de la précontrainte des fléaux	59
7.2.1	Actions à prendre en compte	59
7.2.2	Résultats des calculs	61
7.2.3	Détermination de la précontrainte du fléau	61
7.2.4	Vérification des contraintes	63
7.3	Modélisation de la structure	64
7.4	Etude de la stabilité du fléau	67
7.4.1	Actions à prendre en compte	68
7.4.2	Combinaisons à prendre en compte	70
7.4.3	Dimensionnement des câbles de clouage	71
7.4.4	Dimensionnement des cales provisoires	74
7.5	Conclusion	75
8	Dimensionnement de la précontrainte intérieure d'éclissage	76
8.1	Introduction	77
8.2	Modélisation numérique sur « CSI Bridge »	77
8.3	Etude de clavage C0-P1 et P2-C3	82
8.3.1	Effet du poids propre de la partie coulée sur cintre	82
8.3.2	Calcul des Câbles d'éclisse C0-P1 et P2-C3	83
8.3.3	Vérification des contraintes	84
8.4	Etude de clavage P1-P2	86
8.4.1	Vérification pendant le bétonnage du clavage P1-P2	86
8.4.2	Efforts appliqués sur le clavage	87
8.4.3	Calcul des Câbles d'éclisse P1-P2	89
8.4.4	Vérification des contraintes	90
8.5	Vérification de l'ouvrage après clavage	91
8.6	Conclusion	92

9 Etude de la flexion longitudinale du tablier	93
9.1 Introduction	94
9.2 Actions permanentes	94
9.2.1 Poids propre du tablier	94
9.2.2 Poids des suprastructures	95
9.3 Actions variables	96
9.3.1 Modèle de charge LM1	96
9.3.2 Modèle de charge LM2	97
9.4 Gradient thermique	98
9.5 Précontrainte de continuité extérieure	98
9.6 Combinaisons d'actions aux états limites	99
9.6.1 Combinaisons d'actions aux états limites ultimes	100
9.6.2 Combinaisons d'actions aux états limites de service	100
9.7 Vérification des contraintes vis-à-vis des états limites de services	100
9.7.1 Vérification des contraintes sous combinaison caractéristique	100
9.7.2 Vérification des contraintes sous combinaison fréquente	101
9.8 Justification vis-à-vis des états limites ultimes	102
9.8.1 Sollicitations à prendre en compte	102
9.8.2 Principe de justification	102
9.9 Vérification vis-à-vis l'effort tranchant et de la torsion	105
9.9.1 Vérification des contraintes tangentes à l'ELS	106
9.9.2 Vérification des contraintes tangentes à l'ELU	107
9.10 Conclusion	109
Conclusion générale	110
Références bibliographiques	112
10 Annexes	114
10.1 Annexe 1 : Présentation du projet	115
10.2 Annexe 2 : Etude hydrologique et hydraulique	117
10.3 Annexe 3 :Etude et conception du tronçon de la route de la Corniche	118
10.4 Annexe 4 : Cinématique de construction	125

Table des figures

1.1	Emplacement du projet par rapport à la ville de Brazzaville [1]	3
1.2	Région du projet [2]	4
1.3	Pile intermédiaire du pont existant [2]	5
1.4	Joint de dilatation du pont existant [2]	5
1.5	Les changements du projet [2]	6
1.6	Profil en long	7
1.7	Coupe transversale de l'ouvrage	8
2.1	Bassin versant à proximité du projet superposé avec le modèle numérique de terrain SRTM	11
2.2	Courbe IDF à Brazzaville [5]	13
2.3	Variation des surfaces et périmètres mouillés en fonction du tirant en eau	14
2.4	Courbe de tarage	15
2.5	Calage du pont	16
3.1	Répartition modale du trafic au niveau du Pont du Djoué en 2017 [2]	19
3.2	Tracé en plan du projet	24
3.3	Profil en long du projet	24
3.4	Semi-profil type utilisé pour le projet	25
3.5	Tracé combiné du projet	26
4.1	Coupe longitudinale du pont pour le cas d'un pont VIPP	30
4.2	Coupe transversale du tablier pour le cas d'un pont VIPP	31
4.3	Dimensions des poutres préfabriquées pour le cas d'un pont VIPP	31
4.4	Coupe longitudinale du pont pour le cas d'un pont mixte	33
4.5	Coupe transversale du pont pour le cas d'un pont mixte	33
4.6	Dimensions des poutres métalliques pour le cas d'un pont mixte	34
4.7	Section transversale du mono-caisson	35
4.8	Classement des variantes à l'aide du logiciel « ELECTRE III »	38
5.1	Coupe longitudinale du pont par « CSI Bridge »	40

Table des figures

5.2	Section transversale du pont en mono-caisson du projet	41
5.3	Schéma du gousset supérieur	41
5.4	Schéma du gousset inférieur	42
5.5	Coupe transversale du voussoir avec « CSI Bridge »	42
5.6	Types de voussoirs [9]	43
5.7	Coupe longitudinale détaillé du pont (dimensions en m)	44
5.8	Emplacement des déviateurs et entretoises [9]	45
5.9	Disposition transversale des câbles de la précontrainte extérieure	45
5.10	Les câbles de fléau [9]	46
5.11	Les câbles de continuité intérieurs [9]	47
5.12	Les câbles de continuité extérieur [9]	47
6.1	Modèle de charge LM1 [10]	55
6.2	Modèle de charge LM2 [10]	55
7.1	Géométrie du demi-fléau	59
7.2	Détail du gousset supérieur du voussoir sur pile	63
7.3	Introduire les voussoirs du fléau dans « CSI Bridge »	65
7.4	Modélisation du fléau en phase d'exécution avec « CSI Bridge »	65
7.5	Vue en plan du câblage de fléau peigné	66
7.6	Diagramme du moment fléchissant totale	66
7.7	Diagramme des contraintes sur la fibre supérieure et inférieure du fléau	67
7.8	Dispositif de stabilité du fléau [9]	68
7.9	Efforts à prendre en compte	69
7.10	Géométrie du système de clouage [9]	71
7.11	Efforts dans les câbles et réaction d'appui en situation normale de construction [9] . .	72
7.12	Basculement du fléau avec surtension des câbles [9]	73
8.1	Schématisation des différents appuis de l'ouvrage	77
8.2	Introduction des différentes parties de l'ouvrage	78
8.3	Introduction de la partie sur cintre C0	78
8.4	Introduction du premier fléau	79
8.5	Introduction du deuxième fléau	79

Table des figures

8.6	Introduire de la partie sur cintre C3	80
8.7	Construction des piles	80
8.8	Construction du voussoir sur pile P1	80
8.9	Construction des fléaux V1-V7	81
8.10	Construction de la partie coulée sur cintre C0	81
8.11	Construction de la partie coulée sur cintre C0	81
8.12	Construction des fléaux V'1-V'7	81
8.13	Construction de la partie coulée sur cintre C3	81
8.14	Clavage des fléaux P1-P2	82
8.15	Détermination des efforts dus au clavage côté C0	82
8.16	Diagramme du moment dû au poids propre de la partie coulée sur cintre	83
8.17	Disposition des câbles d'éclisses dans la partie coulée sur cintre	84
8.18	Les contraintes supérieur et inférieur de la partie coulée sur cintre	85
8.19	Vue en plan du câblage d'éclisse C0- P1	85
8.20	en plan du câblage d'éclisse P2-C3	86
8.21	Point d'application de la Force F	86
8.22	Moment dû aux poids de l'équipage mobile et de clavage	87
8.23	Diagramme de contraintes sur les fibres supérieurs et inférieurs dû aux poids de l'équipage mobile et de clavage	87
8.24	Points d'applications des forces F	88
8.25	Répartition de la charge P	88
8.26	Moment fléchissant total dû des efforts appliqués sur le clavage central	89
8.27	Disposition des câbles d'éclisses au clavage P1-P2	90
8.28	Les contraintes supérieures et inférieures de la partie coulée sur cintre	91
8.29	Vue en plan du câblage d'éclisse P1-P2	91
8.30	Diagramme de contrainte due à la précontrainte de continuité intérieure	92
9.1	Diagramme des moments dus au poids propre du tablier	94
9.2	Schéma d'un garde-corps de type BN4 utilisé dans le projet	95
9.3	Diagramme des moments dus aux superstructures	96
9.4	Courbe enveloppe du moment fléchissant dû au modèle de charge LM1	97
9.5	Courbe enveloppe du moment fléchissant dû au modèle de charge LM2	97

Table des figures

9.6	Diagramme du moment fléchissant dû au gradient thermique	98
9.7	La géométrie longitudinale des câbles extérieurs	99
9.8	Dispositions des câbles de continuité extérieure au niveau de la pile	99
9.9	Dispositions des câbles de continuité extérieure au niveau du déviateur	99
9.10	Diagramme des contraintes sur la fibre supérieure et inférieure sous la combinaison caractéristique	100
9.11	Diagramme des contraintes sur la fibre supérieure et inférieure sous la combinaison fréquente	101
9.12	Diagramme des contraintes sur la fibre supérieure et inférieure sous la combinaison fréquente	101
9.13	Diagramme limite de contrainte-déformation d'une section	103
9.14	Schéma simplifié	103
9.15	Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS sous la combinaison caractéristique	106
9.16	Diagramme de torsion à l'ELS sous la combinaison caractéristique	106
9.17	Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU sous la combinaison fondamentale	107
9.18	Diagramme de la torsion à l'ELU sous la combinaison fondamentale	108
10.1	Emplacement du projet par rapport à la ville de Brazzaville [2]	115
10.2	Végétation à côté du pont existant [2]	115
10.3	Vue de dessous du pont existant [2]	116
10.4	Conséquences des catastrophes [2]	116
10.5	Etat de la rivière dans la zone du projet [2]	117
10.6	Ecoulement de la rivière au-dessous du pont existant [2]	117
10.7	Calcul de la déformation horizontale admissible par « Alizé »	118
10.8	Calcul de la déformation verticale admissible par « Alizé »	118
10.9	Introduire la structure choisie dans « Alizé »	119
10.10	Calcul de la déformation verticale admissible par « Alizé »	119
10.11	Le trafic au niveau du pont existant [2]	120
10.12	Le trafic à la sortie du pont existant [2]	120
10.13	Tracé en plan du projet	121
10.14	Profil en long du projet	122
10.15	Profil en travers N°1 du projet	123

10.16 Profil en travers N°107 du projet	124
10.17 Construction des fléaux [9]	125
10.18 Clavage des travées de rive [9]	125
10.19 Clavage central [9]	125
10.20 Ouvrage terminé [9]	125
10.21 Construction du voussoir sur pile P1 et construction des fléaux V1-V7 avec leurs précontraintes	125
10.22 Construction de la partie coulée sur cintre C0 et clavage des fléaux C0-P1 avec précontrainte d'éclisses	126
10.23 Construction du voussoir sur pile P2 et construction des fléaux V'1-V'7 avec leurs précontraintes	126
10.24 Construction de la partie coulée sur cintre C3 et clavage des fléaux P2-C3 avec précontrainte d'éclisses	126
10.25 Clavage des fléaux P1- P2 avec précontrainte d'éclisses et application de la superstructure et de la précontrainte extérieure	126

Liste des tableaux

2.1	Les caractéristiques du bassin versant	11
2.2	Coefficient de ruissellement en fonction des caractéristiques du bassin versant [4]	12
2.3	Coefficient de Strickler en fonction de la nature du lit de la rivière [4]	14
2.4	Détermination du débit en fonction du tirant d'eau	15
3.1	Comptages de trafic au niveau du Pont du Djoué en 2017	19
3.2	Différents types de voies [6]	20
3.3	Récapitulatif des résultats d'essais en laboratoire [2]	21
4.1	Tableau de performance	38
5.1	Les caractéristiques mécaniques de la section transversale	42
5.2	Découpage en voussoirs de l'ouvrage	44
5.3	Cinématique de construction	48
6.1	Classe structurale [10]	50
6.2	Enrobage des armatures	53
7.1	Moments dus aux différents chargements au niveau de la pile	61
7.2	Résultats des calculs manuels	62
7.3	Calcul des moments et de la précontrainte de fléau pour chaque voussoir	62
7.4	Vérification des contraintes	64
7.5	Récapitulatif des efforts et des combinaisons de stabilité du fléau	71
7.6	Dimensionnement des câbles de stabilité par file	74
7.7	Dimensionnement des cales provisoires	75
8.1	Résultats des calculs manuels	84
8.2	Résultats des calculs manuels	90
9.1	Découpage de la chaussée en voies [10]	96
9.2	Intensités de charges du LM1	97
9.3	Moments sollicitant à l'ELU	102

9.4 Choix d'armatures passifs minimales	104
9.5 Les valeurs de l'effort tranchant résistant	108

Introduction générale

Comme il est connu dans le monde que l'impact des infrastructures, notamment du réseau routier, est relié à l'économie des pays. Il fait un moteur majeur du développement. C'est ainsi que le Congo, pays en voie de développement, s'est résolument orienté dans une dynamique de mise à niveau de ses infrastructures routières. C'est dans ce cadre que s'inscrit mon Projet de Fin d'Etudes qui porte sur l'étude du projet de « Pont de Djoué » situé à Brazzaville dans la république du Congo.

Ce projet consiste à faire la conception d'un tronçon de route « de la Corniche » qui se prolonge tout le long de la berge du fleuve Congo, au sud de la ville de Brazzaville et qui permettra de capter l'ensemble du trafic entre le centre-ville de Brazzaville, le sud de Brazzaville et le nord de Brazzaville. Ainsi que l'étude d'un ouvrage d'art « Pont de Djoué » de longueur environ 120m qui permettra de franchir la rivière Djoué.

Ce rapport comporte neuf chapitres principaux. Tous les chapitres font références aux Eurocodes. Ces chapitres sont répartis comme suit : Un premier chapitre est consacré à la présentation du projet. Un deuxième chapitre est dédié à l'étude hydrologique et hydraulique permettant la détermination du PHE ainsi que le calage du pont. Dans le troisième, je fais l'étude et la conception du tronçon de la route. Au chapitre qui suit, je m'intéresse à l'analyse multicritère et le choix de la variante retenue. Ensuite, le cinquième chapitre est consacré à la conception du tablier, le découpage des voussoirs, de même que le phasage de construction à prendre en compte pendant l'étude du tablier. Dans le chapitre suivant, je mets l'accent sur les différentes hypothèses de calcul selon l'Eurocode (0.1 et 2). Après, je procède par l'étude de la contrainte des fléaux ainsi que leur stabilité. Quant au huitième chapitre, il porte sur le dimensionnement de la précontrainte d'éclissage au niveau des différents clavages (centrale et de rives) ainsi que les vérifications de contraintes limites. Et finalement, le dernier chapitre présentera l'étude de la flexion longitudinale du tablier en phase d'exploitation ainsi que l'ensemble des justifications nécessaires à cette étude à l'ELS et à l'ELU.

Les sollicitations sont obtenues en se basant sur le modèle numérique du pont réalisé à l'aide du logiciel « CSI Bridge » et ce en se basant sur le phasage de construction de l'ouvrage.

Enfin, le rapport est complété par une annexe qui comporte les détails du rapport.

PRÉSENTATION DU PROJET

Plan

1	Introduction	3
2	Emplacement du projet	3
3	Situation existante	4
4	Objectif du projet	6
5	Les données fonctionnelles du projet	7
6	Environnement de la région de projet	8
7	Conclusion	9

1.1 Introduction

Chaque projet est unique et nécessite une connaissance maximale de son emplacement. Dans ce chapitre, nous avons assemblé et recueilli les données dont disposait le bureau d'études sur la région afin d'avoir une idée claire sur le projet.

1.2 Emplacement du projet

La république du Congo se situe en Afrique Centrale avec 425 kilomètres dans le sens ouest-est au niveau de l'équateur.

Avec une superficie de 342 000 kilomètres carrés, le Congo partage ses frontières avec la République Centrafricaine au nord, le Cameroun au nord-ouest, le Gabon à l'ouest, le Angola à l'extrême sud-ouest, et la république démocratique du Congo à l'est et au sud.

Brazzaville est la capitale politique et administrative, ainsi que la ville la plus peuplée de la République du Congo avec une superficie de 264 kilomètres carrés. Elle se situe dans le sud de la République du Congo, sur les rives du fleuve Congo, sur la rive nord du Pool Malebo en face de Kinshasa (capitale de la République démocratique du Congo).

Le projet étudié se situe au Sud de Brazzaville sur la berge du fleuve Congo comme l'indique la figure 1.1 :

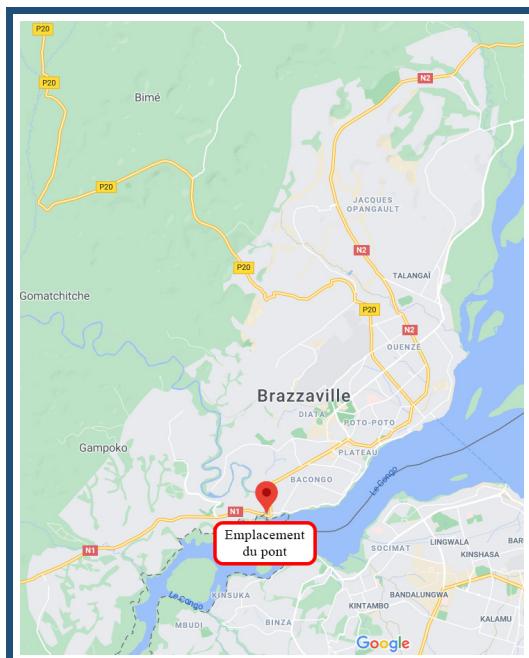


Figure 1.1: Emplacement du projet par rapport à la ville de Brazzaville [1]

1.3 Situation existante

Le Pont du Djoué se situe à un croisement de routes principales :

- La Route Nationale 1 s'achève au Pont du Djoué et assure le lien entre l'Est et l'Ouest de Brazzaville.
- L'avenue de l'OUA débute au Pont du Djoué et s'achève au rond-point du CCF.
- L'avenue Fulbert Youlou s'achève à la Mairie et à l'Hôpital.

La figure 1.2 décrit la région du projet.

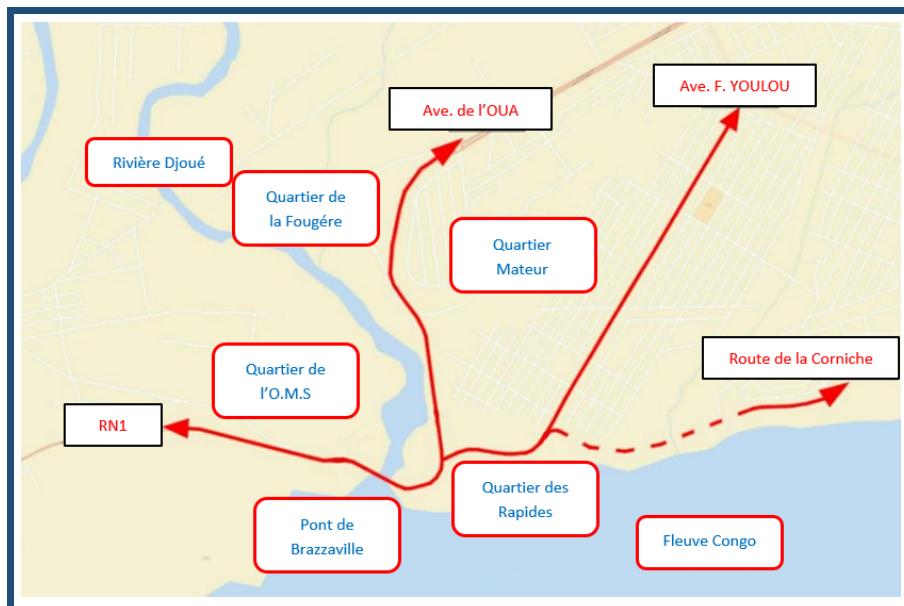


Figure 1.2: Région du projet [2]

Le Pont du Djoué constitue la porte d'entrée ouest de la ville de Brazzaville où il y a un croisement de grandes infrastructures et le début de la route de la Corniche.

Le pont existant, aménagé à 2x1 voies, se trouve dans un état assez critique (Figures 1.3 et 1.4) avec un trafic dense composé essentiellement des taxis collectifs et des minibus.

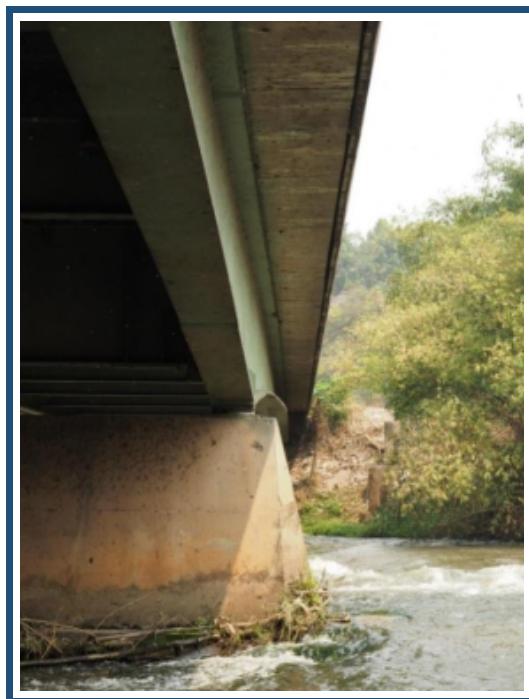


Figure 1.3: Pile intermédiaire du pont existant [2]

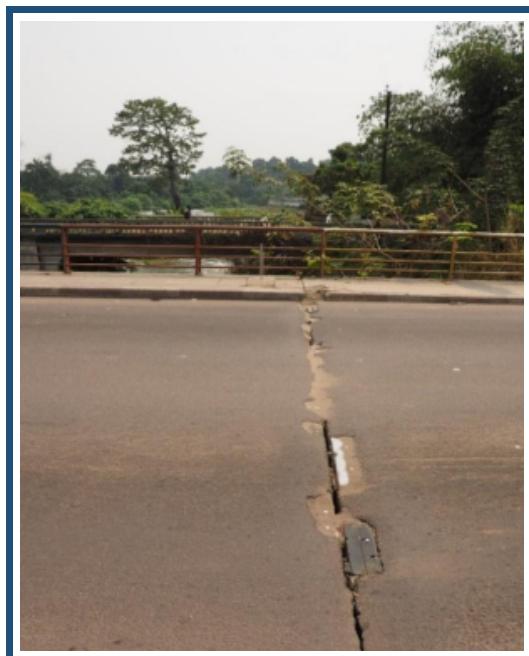


Figure 1.4: Joint de dilatation du pont existant [2]

1.4 Objectif du projet

L'aménagement du boulevard de la corniche de Brazzaville comprend la construction d'une route entre la Case de Gaulle et le Pont du Djoué ; Route de la Corniche ; ainsi que des aménagements urbains dans les quartiers de Baongo et de Makélékélé.

La réalisation de la route de la Corniche et du Pont du Djoué permettra de capter l'ensemble du trafic entre le centre-ville de Brazzaville, le sud de Brazzaville et le nord de Brazzaville en évitant les zones très congestionnées.

En raison des évolutions observées sur le trafic routier au niveau du Pont du Djoué, la république de Congo a décidé de faire une étude complémentaire du tronçon allant du Giratoire Fulbert Youlou au Pont du Djoué.

A l'issue de cette étude, nous avons retenu :

- La reconstruction du Pont du Djoué.
- La prolongation de la route de la Corniche le long de la berge du fleuve Congo.

La figure 1.5 donne une idée sur les changements du projet. La ligne rouge illustre la prolongation de la route de la Corniche.



Figure 1.5: Les changements du projet [2]

Ces changements présentent plusieurs avantages. En effet, nous allons éviter la fracture entre les deux quartiers sud de Makélékélé, nous allons répondre aux enjeux de fluidité du trafic et nous allons limiter les coûts environnementaux et sociaux.

1.5 Les données fonctionnelles du projet

1.5.1 Tracé en plan

Le tracé en plan d'une route représente la projection de l'axe routier sur un plan horizontal qui peut être soit une carte topographique soit un relief schématisé par des courbes de niveau [3].

La longueur totale du projet est 993m. L'axe en plan du projet est indiqué dans la figure 1.5.

Nous notons également que le projet est constitué de deux traçons de route reliés par un pont traversant la rivière Djoué.

L'axe en plan est donné par le bureau d'études et sera étudié et vérifié dans le chapitre 3 : étude et conception du tronçon de la route de la Corniche.

1.5.2 Profil en long

Le profil en long d'une route est une ligne continue obtenue par l'exécution d'une coupe longitudinale fictive dont le but est d'exprimer la variation de l'altitude de l'axe routier en fonction de l'abscisse curviligne [3].

Le profil en long du projet est présenté dans la figure 1.6 :

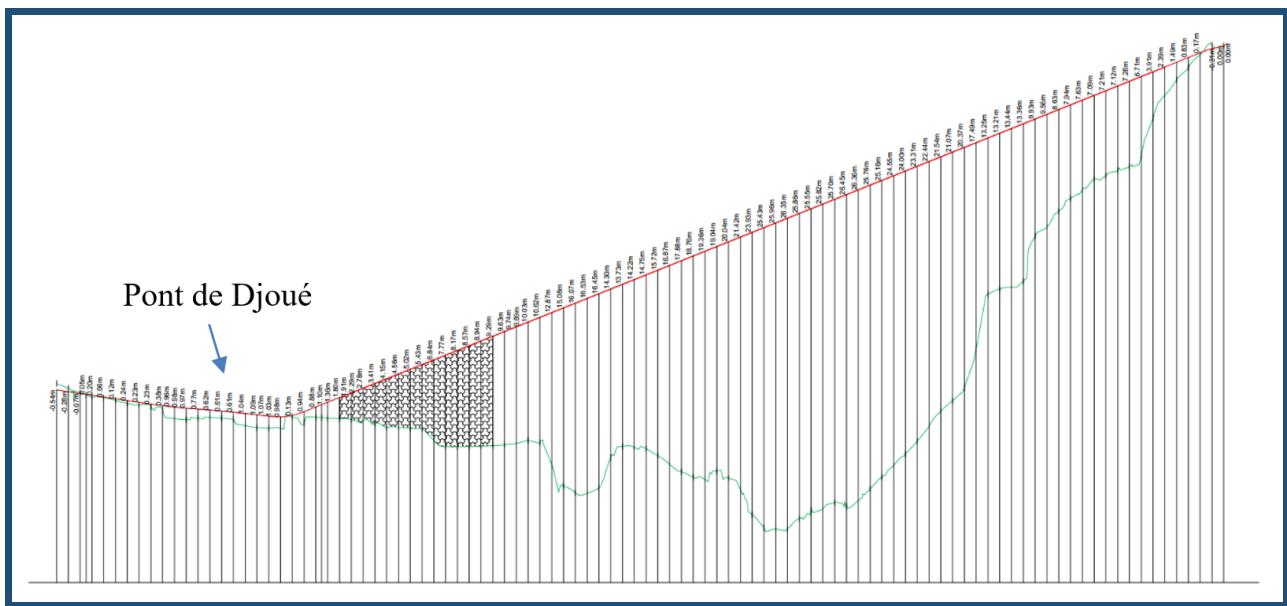


Figure 1.6: Profil en long

Nous remarquons un dénivélé très important dans le projet égale à 41m.

Ce profil en long a été fourni par le bureau et sera étudié et vérifié dans le chapitre 3.

1.5.3 Profil en travers

Le profil en travers d'une route est une coupe transversale selon un plan vertical perpendiculaire à l'axe de la route projetée [3].

Les profils en travers types pour la partie route et la partie pont est en 2x2 voies en tenant compte des exigences pour chaque partie que nous y allons parler dans les chapitres prochains.

Une coupe transversale fonctionnelle de l'ouvrage est présentée dans la figure 1.7.

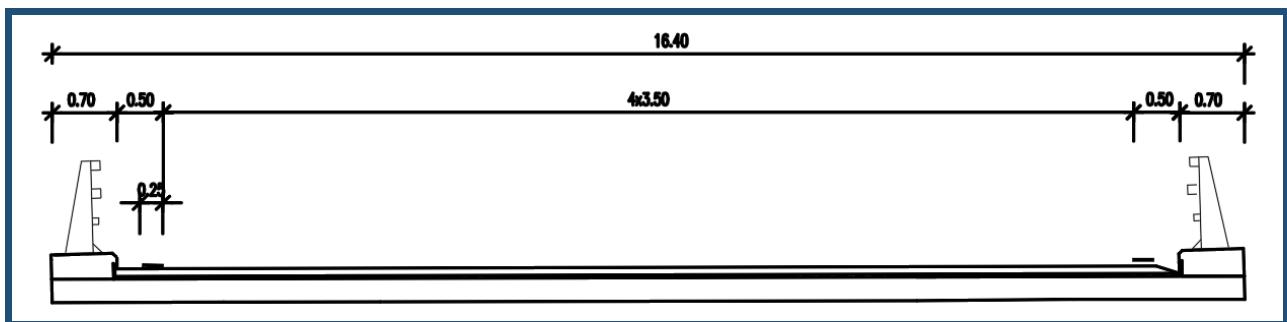


Figure 1.7: Coupe transversale de l'ouvrage

1.6 Environnement de la région de projet

1.6.1 Risques climatiques

Les risques climatiques majeurs au Congo sont les inondations et épidémies. Ils sont considérés comme étant les catastrophes naturelles les plus meurtrières du pays.

Le site du projet est localisé dans une zone qui connaît une pluviométrie importante. En effet, il pleut abondamment pendant neuf mois sur les douze.

Comme tel, l'humidité de l'air est forte et est de l'ordre de 80% à 90%.

Les températures journalières oscillent entre 14 et 36° toutes saisons confondues.

1.6.2 Problèmes Environnementaux

Les problèmes environnementaux majeurs identifiés dans la zone du projet sont liés au problème d'hygiène et de l'assainissement. Nous trouvons :

- L'inondation résulte au niveau des abords des voies d'accès au site du fait de la quasi-inexistance d'ouvrages d'assainissement.
- Le non-respect des pratiques d'hygiène sur les berges du fleuve.

1.7 Conclusion

Comme le pont à étudier traverse une rivière, il est donc nécessaire de faire une étude hydrologique et hydraulique relative à ce projet, c'est l'objet du chapitre suivant qui a pour but de déterminer la plus haute d'eau « PHE » et pouvoir caler le projet.

Chapitre 2

ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE

Plan

1	Introduction	11
2	Etude hydrologique	11
3	Etude hydraulique	13
4	Conclusion	16

2.1 Introduction

Pour les ponts à franchissement d'un fleuve, une étude hydrologique et hydraulique s'impose. Pour la partie hydrologique, l'objectif est d'évaluer les débits des bassins versants. Quant à la partie hydraulique, elle constitue à déterminer le niveau des eaux les plus hautes et le calage du pont.

2.2 Etude hydrologique

2.2.1 Etude du bassin versant

L'ouvrage étudié, le Pont de Djoué, permettra de franchir la rivière Djoué. Les écoulements sous l'ouvrage sont dus au ruissellement des eaux de pluies du bassin versant.

Tout d'abord, nous commençons par la délimitation du bassin versant de la région du pont étudié en utilisant le logiciel « Global Mapper » comme l'indique la figure 2.1.

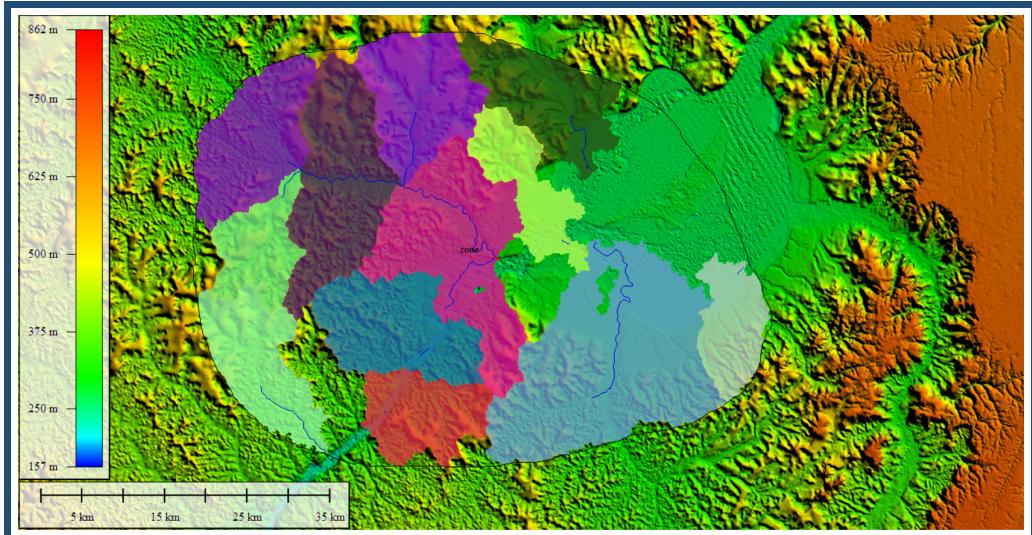


Figure 2.1: Bassin versant à proximité du projet superposé avec le modèle numérique de terrain SRTM

Le bassin versant délimité et les caractéristiques physiques sont résumées dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1: Les caractéristiques du bassin versant

Surface (km ²)	Périmètre (Km)	Altitude minimale (m)	Altitude maximale (m)	Pente moyenne	Longueur du cours d'eau principal (m)
5199.7	430.65	232	777	5.92%	121.53

2.2.2 Calcul du débit

Pour le calcul du débit, nous avons appliqué la méthode rationnelle :

$$Q = \frac{K_r I S}{3.6} \text{ (m}^3/\text{s)}$$

avec :

- S : la surface du bassin versant (km^2).
- K_r : Coefficient de ruissellement du bassin versant.
- I : Intensité des pluies (mm/h).

Le coefficient de ruissellement pour un bassin versant est le rapport entre la quantité d'eau écoulée et la quantité d'eau précipitée pendant une durée bien définie. Ce coefficient est exprimé en pourcentage.

Le coefficient de ruissellement est donné par le tableau 2.2 :

Tableau 2.2: Coefficient de ruissellement en fonction des caractéristiques du bassin versant [4]

S (km^2)	< 25		25 à 50		50 à 100		100 à 150		> 150	
Pente	Faible	Forte	Faible	Forte	Faible	Forte	Faible	Forte	Faible	Forte
< 30% végétation	0.55	0.66	0.52	0.63	0.49	0.59	0.46	0.56	0.44	0.53
30 à 50% végétation	0.44	0.55	0.42	0.52	0.40	0.49	0.37	0.46	0.35	0.44
> 50% végétation	0.33	0.44	0.31	0.42	0.30	0.40	0.27	0.37	0.26	0.35

La surface du bassin versant est $5199.7 \text{ km}^2 > 150 \text{ km}^2$.

La pente moyenne du bassin versant est $5.92\% > 5\%$ (comme une pente forte).

Aussi, d'après les données fournies par le bureau d'études, nous avons une couverture végétale comprise entre 30% et 50%.

Ainsi, le coefficient de ruissellement du bassin versant dans la région du pont est $K_r = 0.44$.

Pour déterminer l'intensité des pluies, nous avons utilisé les courbes IDF, figure 2.2, (Intensité, Durée, Fréquence) d'équation $I = f(T, t_c)$, avec :

- T : période de retour (ans)
- t_c : temps de concentration (h)

La période de retour est choisie en fonction de type de l'ouvrage et la catégorie de la route étudiée. Elle est égale à 100 ans dans ce cas.

Le temps de concentration est le temps compris entre le début d'une précipitation et l'atteinte du débit maximal à l'exutoire d'un bassin versant. Ainsi, il correspond au temps nécessaire pour l'eau de couler du point le plus haut du bassin versant jusqu'à l'exutoire.

Pour le calcul du temps de concentration, nous avons appliqué la formule de Desbordes [5] :

$$t_c = \frac{5.3}{0.8} S^{0.3} P^{-0.38} K_r^{-0.45} = \frac{5.3}{0.8} * 519970^{0.3} * 5.92^{-0.38} * 0.44^{-0.45} = 115\text{min} = 1.9h$$

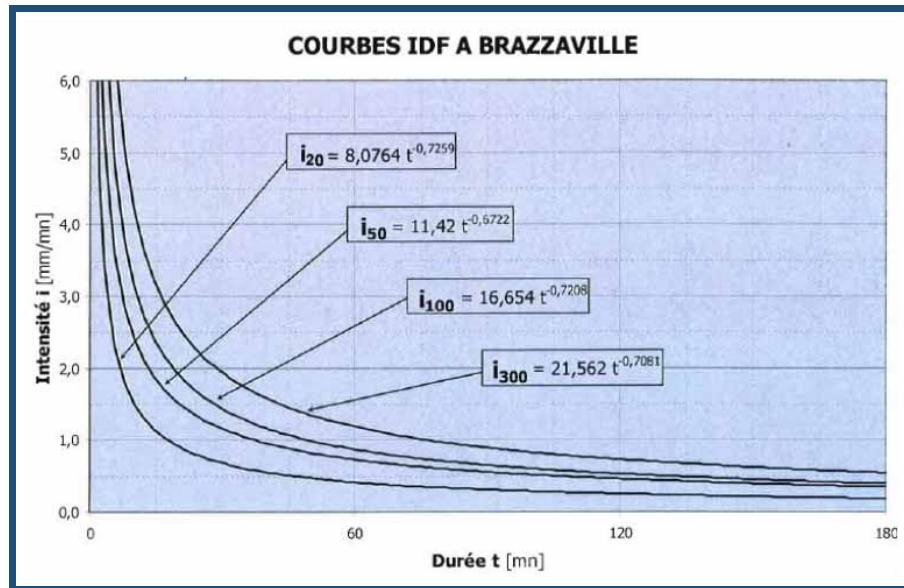


Figure 2.2: Courbe IDF à Brazzaville [5]

La courbe IDF à Brazzaville nous a donné la valeur de l'intensité des pluies égale à 0.55mm/min.

Ainsi, nous aurons le débit suivant : $Q = \frac{K_r IS}{3.6} = 140 \text{ m}^3/\text{s}$

2.3 Etude hydraulique

Le but de l'étude hydraulique est de déterminer le niveau des plus hautes eaux « PHE » qui nous permet de calculer le calage de l'ouvrage.

2.3.1 Calcul du PHE

Le calcul de niveau des plus hautes eaux a pour objectif de fixer la hauteur du tablier par rapport au sol pour le mettre loin de contact avec d'eau.

Ce calcul est basé sur la formule de Manning-Strickler qui est donnée par l'expression suivante : $Q = K * S * R^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}$, avec :

- Q : débit hydraulique (m^3/s)
- K : coefficient de Strickler ($m^{1/3}/s$)
- S : surface mouillée (m^2)
- R : rayon hydraulique (m)
- I : pente du plan d'eau dans les environs de l'ouvrage (m/m)

Le coefficient de Strickler dépend de la rugosité globale de la rivière. Il est déterminé à partir du tableau 2.3 :

Tableau 2.3: Coefficient de Strickler en fonction de la nature du lit de la rivière [4]

Nature du lit de la rivière	K ($m^{1/3}/s$)
Section régulière sans végétation	35
Section régulière avec végétation	30
Section irrégulière sans végétation	25
Section irrégulière avec végétation	20

D'après le tableau, nous allons affecter un coefficient de rugosité $K = 25m^{1/3}/s$.

La pente du plan d'eau est égale à 0.006 m/m.

La détermination des surfaces et périmètres mouillés est effectué à l'aide du logiciel «AutoCAD». En effet, après l'extraction du profil en long du projet avec « Piste », nous varions le tirant en eau en augmentant la hauteur dans la région de la rivière comme le montre la figure 2.3.



Figure 2.3: Variation des surfaces et périmètres mouillés en fonction du tirant en eau

Nous calculons le rayon hydraulique ainsi que le débit comme le montre le tableau 2.4.

Tableau 2.4: Détermination du débit en fonction du tirant d'eau

Tirant d'eau (m)	Surface (m^2)	Périmètre (m)	Rayon hydraulique (m)	Débit (m^3/s)
2	16,6	19,9	0,834	20,142
3	38,3	26,5	1,445	67,040
4	65,5	34	1,926	138,862
5	97	36,7	2,643	253,907
6	129	39	3,307	392,139
7	162	41	3,951	554,416

Nous traçons maintenant la courbe de tarage :

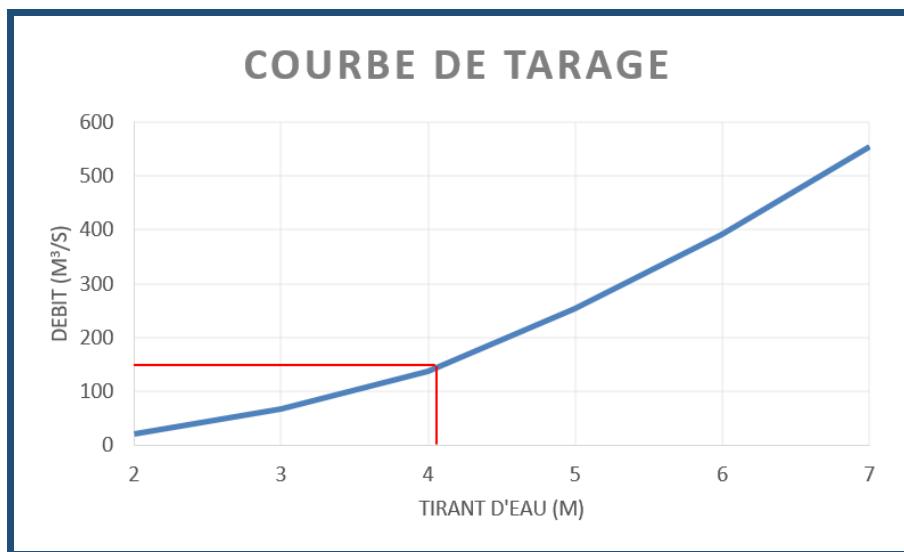


Figure 2.4: Courbe de tarage

En faisant la projection de la valeur du débit de crue sur la courbe ci-dessus, nous constatons qu'un débit de $140 \text{ m}^3/\text{s}$ correspond à une hauteur de 4.1 m.

2.3.2 Calage du pont

En général, la rivière transporte souvent des corps flotteurs et des branches donc il est possible de bloquer progressivement l'écoulement de l'eau en passant sous le pont. Ainsi, la stabilité de l'ouvrage est menacée. Par conséquent, nous devons fournir un tirant en air pour réduire ce risque.

Nous trouvons la valeur du calage du pont en ajoutant une valeur entre 3.5m et 4m à la valeur des plus hautes eaux. Pour cet ouvrage, nous choisissons d'ajouter une revanche de 4m.

$$\text{Calage du pont} = \text{PHE} + \text{Revanche} = 268.95 + 4.1 + 4 = 277.08\text{m}$$

La figure 2.5 illustre le calage du pont

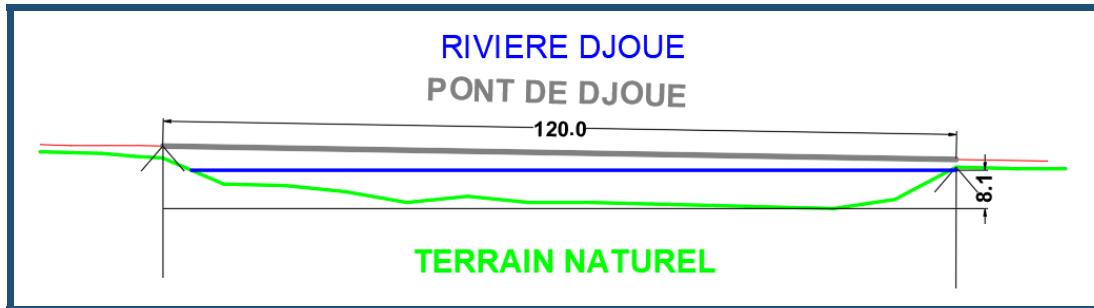


Figure 2.5: Calage du pont

Ainsi, d'après le profil en long, cet ouvrage est de longueur 120m.

2.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons réalisé l'étude hydrologique et l'étude hydraulique et nous avons déterminé le PHE. Ceci nous a permis de calculer le calage de pont. Dans le chapitre suivant, nous entamons à l'étude de la route de la Corniche.

ETUDE ET CONCEPTION DU TRONÇON DE LA ROUTE DE LA CORNICHE

Plan

1	Introduction	18
2	Etude de trafic	18
3	Etude géotechnique	20
4	Dimensionnement de la chaussée	21
5	Conception géométrique de la route	23
6	Conclusion	27

3.1 Introduction

Parmi les tâches de ce projet, nous allons faire l'étude et la conception d'une nouvelle route, la route de la Corniche, qui se prolonge tout le long de la berge du fleuve Congo, au sud de la ville de Brazzaville.

Au cours de ce chapitre, nous allons faire une étude de trafic et une étude géotechnique afin de pouvoir dimensionner la chaussée.

3.2 Etude de trafic

L'étude de trafic consiste à la quantification des déplacements existants et la prévision des déplacements futur à l'aide des lois d'actualisation. Cette étape représente une étape essentielle dans la conception d'un projet routier.

La réalisation du tronçon manquant de la Corniche - Pont du Djoué, permettra de capter l'ensemble du trafic entre le sud de Brazzaville d'une part et le Plateau, le centre-ville de Brazzaville, le nord de Brazzaville et le port fluvial d'autre part, en évitant en particulier la zone très congestionnée de la région.

3.2.1 Donnée du trafic

Une bonne connaissance du trafic au niveau du Pont du Djoué est indispensable pour évaluer le trafic potentiel de la région.

Une enquête origine-destination au niveau du pont du Djoué ainsi que des comptages permettant de la redresser sont donc indispensables.

Le trafic recensé sur cette section est relativement dense dans les deux sens. Le tableau 3.1 représente le trafic moyen journalier compté pendant une semaine en 2017, l'année de comptage.

Tableau 3.1: Comptages de trafic au niveau du Pont du Djoué en 2017

	Ave. de l'OUA + Ave. F. YOULOU - RN1
Motos	1416
Voitures	1140
Camionnettes	336
Taxis	1188
Minibus	4884
Grands Bus	468
Camions	336
Total	9764

Ce trafic est composé majoritairement de transport en commun représentant 72% du trafic total recensé dont 77% de minibus. Le schéma suivant illustre cette répartition du trafic.

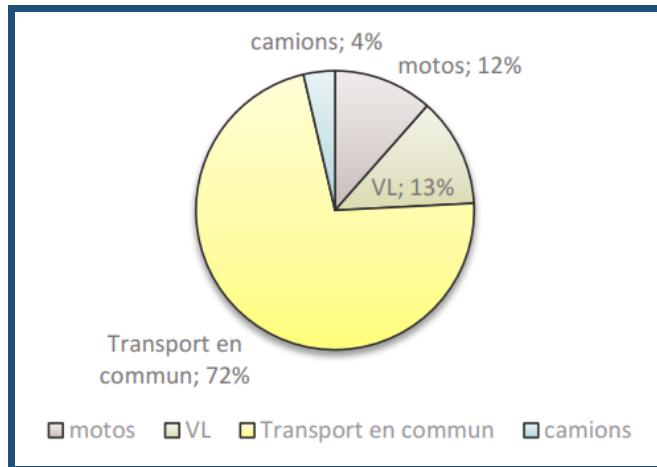


Figure 3.1: Répartition modale du trafic au niveau du Pont du Djoué en 2017 [2]

3.2.2 Prévision du trafic

Une enquête de trafic ne permet de capturer les informations que dans le temps durant lequel elle est effectuée. Le calcul du trafic dans l'année de fin de mise en service est requis.

L'année de mise en service est fixée à 2023.

La durée de vie de ce projet a été décidée à 20 ans.

L'évolution du trafic suit une branche parabolique en fonction du temps dont la fonction est la suivante :

$$T_{j+k} = T_j(1 + \tau)^k$$

avec :

- T_j : trafic à l'année j
- T_{j+k} : trafic à l'année j + k
- τ : taux de croissance annuelle = 3%
- k : différence d'années

Ainsi, le traffic moyen journalier annuelle (MJA) en 2043, exprimé en unité de véhicule particulière est :

$$T_{2043} = T_j(1 + \tau)^k = 212768(1 + 0.03)^{26} = 42545 \text{ uvp}$$

3.2.3 Nombre de voies

Pour la détermination du nombre de voie pour ce projet, nous avons recouru aux résultats de calcul de trafic à la fin de l'année de mise en service du projet (2043) et aux données fournis par le tableau 3.2.

Tableau 3.2: Différents types de voies [6]

Type de voie	Seuil de gène	Seuil de saturation
2 voies	8500	15000
3 voies	12000	20000
2x2 voies	25000	45000
2x3 voies	40000	65000

A la fin de l'année de mise en service (2043), nous avons un trafic égal à 42545 uvp qui est entre 20000 et 45000. Ainsi, la route étudiée est de type 2x2 voies.

3.3 Etude géotechnique

La géotechnique routière a pour objectif la détermination du comportement des sols ou des matériaux granulaires à partir des travaux de terrassement. En effet cette étude permet d'identifier la nature de chaque couche ainsi que les caractéristiques mécaniques et physiques du sol support de la chaussée.

3.3.1 Campagne de reconnaissance

Quatre puits manuels ont été réalisés sur l'ensemble du projet conformément aux règles de l'art. Une étude a été réalisée dans les conditions météorologiques suivantes : beau temps et fortes chaleurs. A partir de chaque sondage, un procédé à un prélèvement d'échantillons pour la détermination de la teneur en eau in situ. Enfin, des matériaux prélevés au niveau des quatre puits manuels ont été acheminés au laboratoire pour l'analyse en laboratoire et la détermination de le California Bearing Ratio « CBR » du sol.

3.3.2 Résultat de la campagne

Les résultats obtenus sont consignés dans le Tableau récapitulatif 3.3 :

Tableau 3.3: Récapitulatif des résultats d'essais en laboratoire [2]

N° SONDAGE	CBR à 95% OPM
1	15
2	13
3	11
4	13

L'analyse de l'ensemble des résultats obtenus en laboratoire montre que les sols rencontrés sur le site sont essentiellement des sables limoneux gris et jaunâtres de faible cohésion.

Le CBR retenu pour le sol support de la route est égale à 11 (la valeur la plus défavorable des 4 sondages).

3.4 Dimensionnement de la chaussée

Pour que la structure de chaussée ait un comportement satisfaisant il faut que les matériaux constituant les différentes couches aient des caractéristiques répondant aux exigences minimales de qualité.

Dans cette étape, nous allons choisir par tâtonnement les épaisseurs des couches de cette chaussée puis nous allons vérifier si ces épaisseurs choisis vérifient les valeurs des déformations admissibles déjà calculés avec « Alizé » et donnant le coût minimum.

Tout d'abord, pour calculer le trafic équivalent cumulé nous allons convertir le trafic en termes d'essieux de référence de 13 tonnes selon la formule suivante :

$$NE = 365 * MJA * \frac{(1+i)^k - 1}{i} * CAM * r$$

avec :

- MJA : moyenne journalière annuelle en PL à l'année de mise en service.
- i : taux d'accroissement annuel de trafic PL
- k : durée de vie de la chaussée en année.
- CAM : coefficient d'équivalence des PL en essieu de 13T = 0.8.
- r : coefficient de répartition transversal de la circulation = 0.9 pour une route à 2x2 voies.

Nous avons : $MJA = PL(1 + 0.03)^6 = 6541.03^6 = 857 \text{ uvpl}$.

Ainsi, $NE = 365 * 804 * \frac{(1+0.03)^{20}-1}{0.03} * 0.8 * 0.9 = 5.677 * 10^6 \text{ essieu de 13T}$

Les déformations transversale et verticale de cette route ne doivent pas dépasser respectivement $93.7\mu\text{df}$ et $509.4\mu\text{df}$ (voir Annexe 3).

Pour introduire les couches de la chaussée dans le logiciel « Alizé », nous devons initialiser les couches que nous allons utiliser ainsi que leur module de Young.

La structure choisie est la suivante :

- Couche de roulement en béton bitumineux :

- Module : 3600MPa.
- Epaisseur : 6cm.

- Couche de base en grave bitume :

- Module : 6300MPa.
- Epaisseur à partir de 10cm.

- Couche de fondation en grave concassé :

- Module : 500MPa.
- Epaisseur : 30cm.

- Sol support :

- Module : 5CBR=55MPa.

Puis nous faisons varier les épaisseurs de la couche de base dans le but d'avoir la structure la plus économique.

Ainsi, la structure de la chaussée de la route est comme suit :

- Couche de roulement en béton bitumineux d'épaisseur 6cm.
- Couche de base en grave bitume d'épaisseur 30cm.
- Couche de fondation en grave concassé d'épaisseur 30cm.

3.5 Conception géométrique de la route

La phase de la conception géométrique consiste à donner à la route une forme spatiale permettant la circulation des véhicules à la vitesse de référence tout en assurant des conditions de confort et de sécurité acceptables.

La conception géométrique de cette route a été établit selon la catégorie R80 de la norme ARP puisque nous avons 80Km/h comme vitesse de référence.

Nous allons recourir à utiliser le logiciel « Piste 5 » pour faire la conception des différents éléments de la route comprenant le tracé en plan, le profil en long et profil en travers.

3.5.1 Tracé en plan

Les critères que nous avons tenus compte dans la conception du tracé en plan sont :

- Respecter la norme ARP
- Garantir la sécurité et le confort de l'usager

Pour une route de catégorie R80, le tracé en plan doit respecter les conditions suivantes :

- Rayon minimal $R_m = 450m.$
- Rayon au dévers minimal $R_{dm} = 650m.$
- Rayon non déversé $R_{nd} = 900m.$

La figure 3.2 illustre l'axe en plan du projet établi à l'aide du logiciel « Piste ».

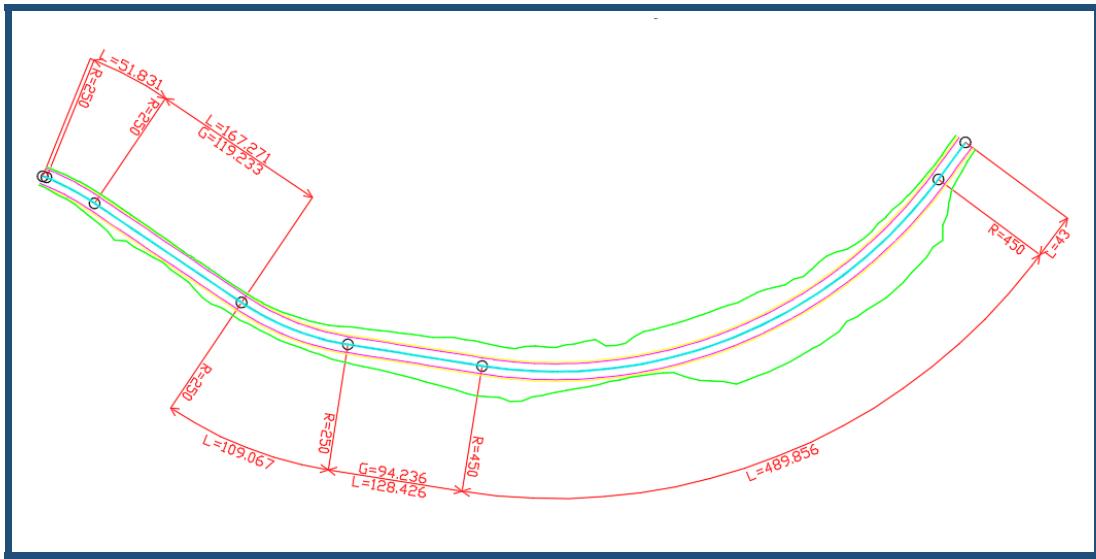


Figure 3.2: Tracé en plan du projet

3.5.2 Profil en long

Tout comme le tracé en plan, les éléments composant le profil en long doivent respecter des valeurs limites afin d'assurer les conditions de confort visuel et dynamique et des conditions de sécurité de l'usager de la route. Ces conditions sont les suivants :

- Déclivité maximale : 6%.
- Rayon minimal en angle saillant : 3000m.
- Rayon minimal en angle rentrant : 2200m.

La Figure 3.3 illustre le profil en long du projet établi à l'aide du logiciel « Piste ».

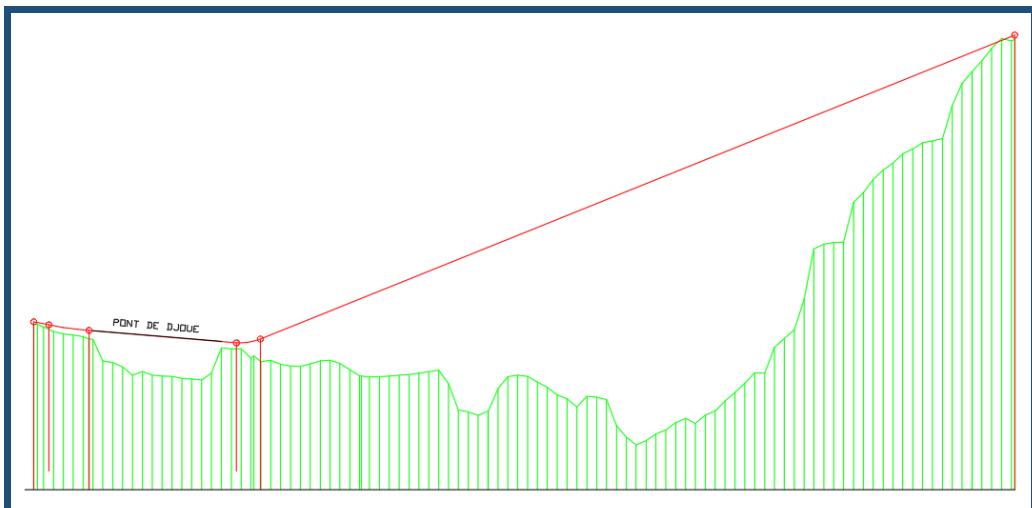


Figure 3.3: Profil en long du projet

3.5.3 Profil en travers

Ce projet est une route 2x2 dont la structure de chaussée adopté est composée par :

- Couche de roulement en béton bitumineux d'épaisseur 6cm.
- Couche de base en grave bitume d'épaisseur 30cm.
- Couche de fondation en grave concassé d'épaisseur 30cm.

Nous adoptons le semi-profil type suivant :

- Largeur de la chaussée : 7m
- Largeur de la plateforme : 9m
- Largeur du TPC : 0.5m
- Dévers minimal : 2.5%
- Accotements : Trottoir : longueur 1.5m, pente 3.5%

La figure 3.4 illustre le semi-profil type de ce projet établi par « Piste ».

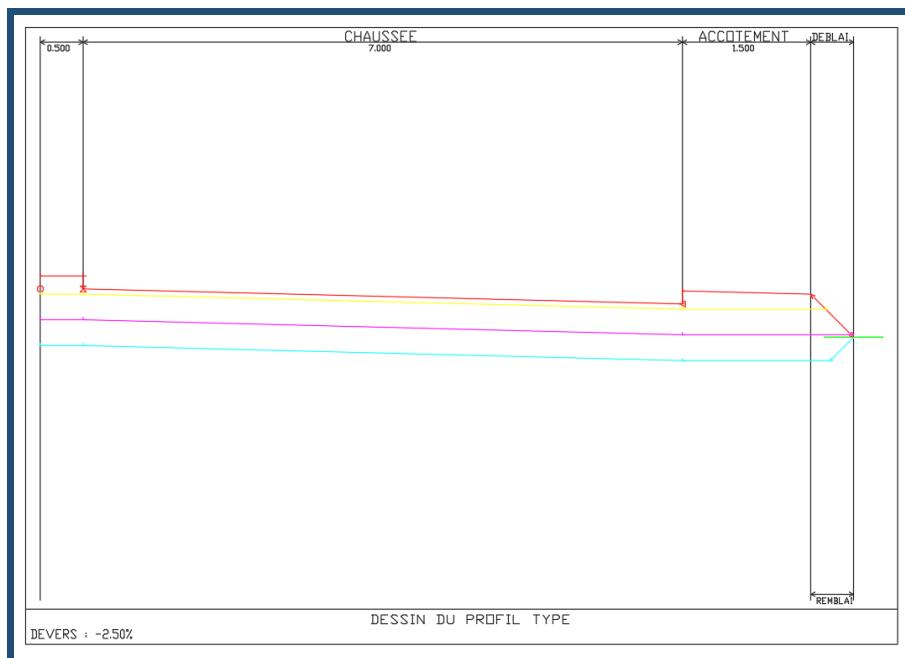


Figure 3.4: Semi-profil type utilisé pour le projet

3.5.4 Manipulation avec « Piste »

Après une manipulation avec le logiciel « Piste », nous pouvons extraire le tracé en plan et le profil en long de la route ainsi que 107 profils en travers.

Le logiciel « Piste » nous permet de calculer la quantité de remblai et de déblai utilisés pendant l'étape de terrassement. Nous remarquons que le volume du déblai est très négligeable devant celui du remblai. Ceci est expliqué vu qu'une grande partie de la roue de la Corniche se prolonge tout le long de la berge du fleuve Congo.

Le logiciel « Piste » nous permet aussi d'extraire le tracé combiné de la route, il s'agit d'un dessin simultané du tracé en plan et profil en long. La figure 3.5 illustre le tracé combiné du projet. Tous les plans établis par « Piste » sont illustrés dans l'Annexe 3.

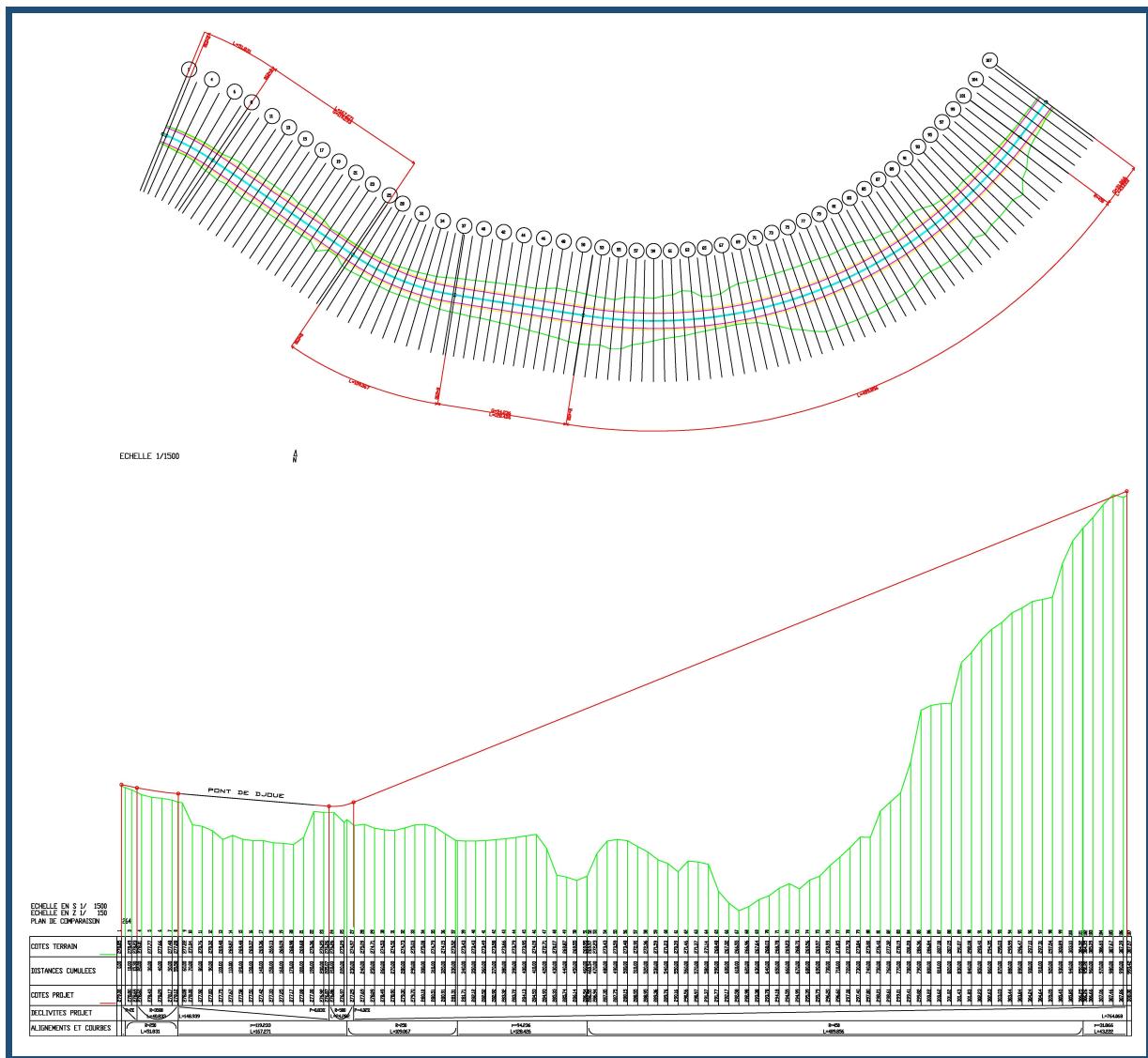


Figure 3.5: Tracé combiné du projet

3.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait une étude complète de la partie route du projet, la route de la Corniche. Les chapitres qui suivent traiteront la partie ouvrage d'art su projet.

ANALYSE MULTICRITÈRES ET JUSTIFICATION DE LA VARIANTE RETENUE

Plan

1	Introduction	29
2	Présentation des variantes	29
3	Analyse multicritère	36
4	Conclusion	38

4.1 Introduction

La conception d'un pont est généralement la conséquence d'une étude basée sur les contraintes du site et dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage étudié.

Le projet consiste à la construction d'un pont qui franchit la rivière de Djoué. Nous avons donc cherché la variante la plus performante en respectant les conditions imposées et les contraintes existantes.

Dans ce chapitre nous allons présenter quelques variantes du pont, proposé un prédimensionnement pour chaque type de pont et enfin justifier le choix du projet en se basant sur les résultats donnés par le logiciel « ELECTRE III ».

4.2 Présentation des variantes

Le projet étudié est un pont de longueur 120m qui franchit une rivière, nous pouvons penser à l'une des variantes suivantes :

- Variante 1 : Pont à poutres en béton précontraint
- Variante 2 : Pont mixte
- Variante 3 : Pont caisson construit par encorbellements successifs

4.2.1 Pont à poutres en béton précontraint

Les ponts à poutres sont les ponts les plus répandus et dont la réalisation est la plus simple. Ils sont constitués d'un tablier qui repose sur des poutres qui sont généralement préfabriquées. Sa structure reprend les charges par son aptitude à résister à la flexion, les réactions d'appui étant verticales. La section transversale est constante [7].

Nous choisissons de faire 3 travées de longueur 40m chacune.

4.2.1.1 Avantages

- Économie des matériaux de construction utilisés (acier et béton).
- Exécution des travées indépendantes.
- Exécution simple ce qui diminue sa durée.
- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets thermiques.

4.2.1.2 Inconvénients

- Consommation de main d'œuvre.
- L'augmentation du coût total du projet dans le cas où le chantier est loin du site de fabrication des poutres préfabriquées.
- La hauteur et le poids des poutres augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente.

4.2.1.3 Prédimensionnement et conception générale

Nous nous basons sur les recommandations du guide SETRA pour la conception des VIPP[7].

La figure 4.1 représente la coupe longitudinale du pont dans le cas où nous choisissons un VIPP.

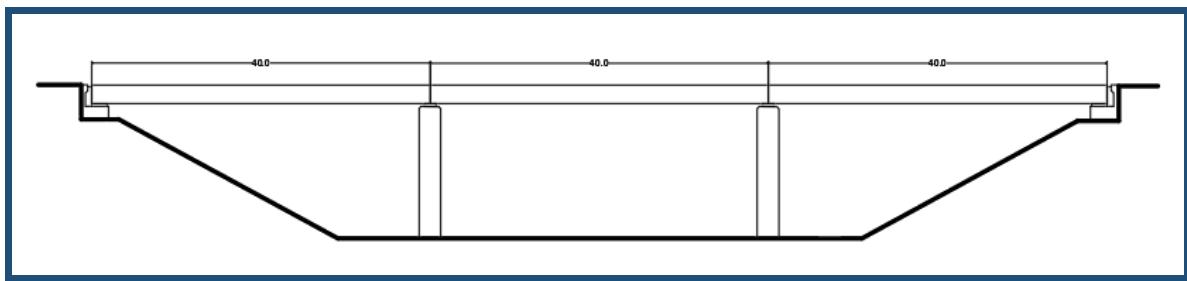


Figure 4.1: Coupe longitudinale du pont pour le cas d'un pont VIPP

Pour la géométrie de l'ouvrage :

- Longueur de la poutre : $L=40m$.
- Largeur totale du pont : $l=16.4m$.

Pour la conception transversale :

- Hauteur de la poutre : $\frac{L}{18} < h_p < \frac{L}{16} \Rightarrow h_p = 2.5m$.
- Epaisseur de l'âme de la poutre : $0.18m \leq b_a \leq 0.25m \Rightarrow b_a = 0.25m$
- Largeur de la table de compression : $1.8m \leq b_t \leq 2.8m \Rightarrow b_t = 2.6m$
- Entraxe des poutres : $2.5m \leq b_0 \leq 4m \Rightarrow b_0 = 3.2m$
- Largeur de la prédalles : $c = b_0 - b_t = 0.6m$
- Epaisseur de la prédalles : $0.04m \leq d \leq 0.06m \Rightarrow d = 0.05m$
- Enfoncement de la prédalles : $0.05m \leq f \leq 0.12m \Rightarrow f = 0.05m$
- Nombre de poutres : $N_p = \frac{L_t - b_t}{b_0} + 1 = 5 \text{ poutres}$

Pour le talon ($\alpha = 45^\circ$) :

- La hauteur h_2 : $0.1m \leq h_2 \leq 0.2m \Rightarrow h_2 = 0.2m$
- Largeur du talon : $\frac{L_t L_c^2}{N_p h_p^2 K_{t2}} \leq b_{ta} \leq \frac{L_t L_c^2}{N_p h_p^2 K_{t1}}$ avec $K_{t1} = 1100$ et $K_{t2} = 1300 \Rightarrow b_{ta} = 0.7m$
- La hauteur h_1 : $h_1 = \frac{b_{ta} - b_a}{2} \tan(\alpha) = 0.25m$

Pour l'entretoise :

- Hauteur de l'entretoise : $0.8h_p \leq h_e \leq 0.9h_p \Rightarrow h_e = 2m$
- Largeur de l'entretoise : $0.15m \leq b_e \leq 0.2m \Rightarrow b_e = 0.2m$

Pour l'hourdis :

- L'hourdis est supposé en béton armé de hauteur : $h_d = \frac{b_0}{16} = 0.2m$

La figure 4.2 présente une coupe transversale du tablier si nous allons adopter comme solution un pont VIPP.

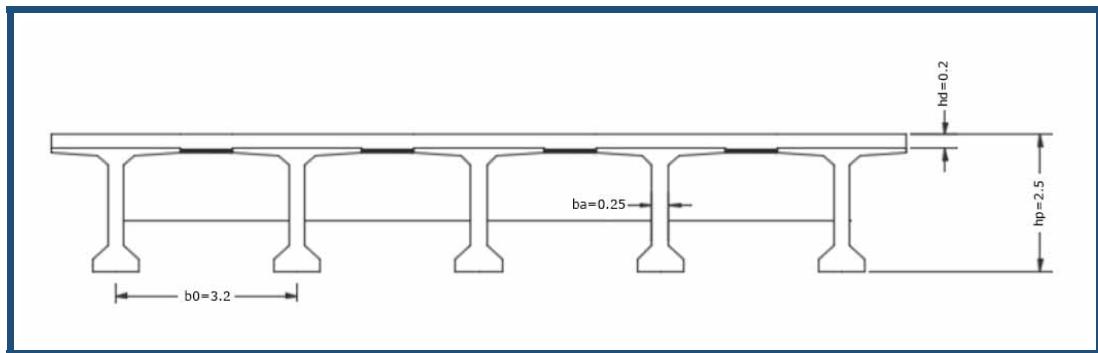


Figure 4.2: Coupe transversale du tablier pour le cas d'un pont VIPP

La figure 4.3 présente les dimensions de la poutre préfabriqué si nous allons adopter comme solution un pont VIPP.

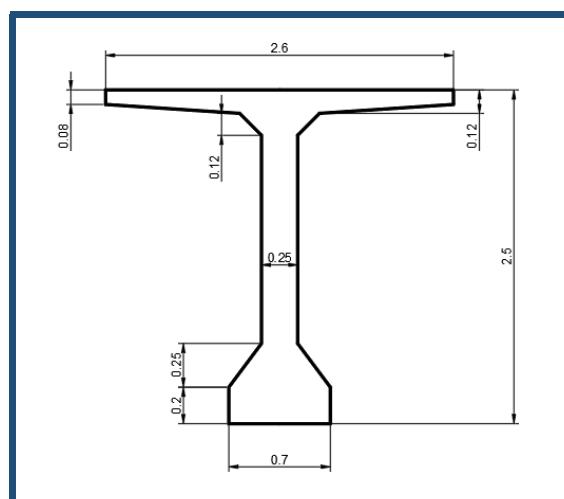


Figure 4.3: Dimensions des poutres préfabriquées pour le cas d'un pont VIPP

4.2.2 Pont mixte

Un pont bipoutre mixte est formé d'une structure en acier et en béton, dont le but est de les faire travailler dans les conditions optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier [8].

Le domaine de portée des ponts mixtes va jusqu'à 80 ou 90 m pour les travées indépendantes et 110 ou 120 m pour les travées continues.

Le tablier est constitué de deux poutres métalliques maîtresses réalisées à partir de poutres reconstituées soudées (PRS) ou profilés de commerce.

Le lancement est la technique de construction la plus utilisée, elle consiste au montage des éléments de structure sur une aire de fabrication au voisinage de l'ouvrage.

Le béton de l'hourdis est coulé sur place par le biais des équipages mobiles.

4.2.2.1 Avantages

- Courte Dure de réalisation.
- Structure légère.
- Franchir de grandes portées.
- Assemblage sur le sol (sécurité des travailleurs, facilité, gain de temps).

4.2.2.2 Inconvénients

- Nécessite une méthode de montage assez spécial (levage des tronçons à la grue).
- Nécessite un personnel qualifié surtout il faut des soudeurs expérimentés.
- N'est pas agréable sur le plan esthétique.
- La structure est coûteuse.
- Demande beaucoup d'entretien surtout contre les phénomènes de la corrosion et de la fatigue des assemblages.
- Surveillance exigée avec des visites périodiques.

4.2.2.3 Prédimensionnement et conception générale

Cette conception est faite en référence aux guides de conception SETRA [8].

Nous avons choisi un pont mixte en bipoutres en deux travées de portée 60m chacune comme l'indique la figure 4.4.

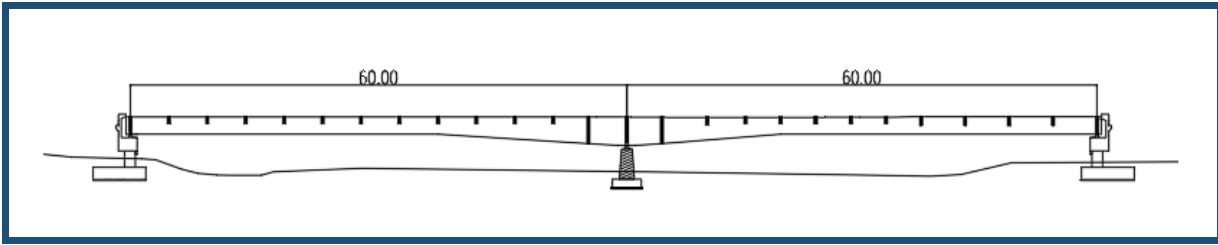


Figure 4.4: Coupe longitudinale du pont pour le cas d'un pont mixte

- Longueur du pont : $L = 120m$
- Largeur du tablier : $l_{total} = 16.4m$

La largeur est supérieure à 13m donc la liaison entre les poutres se fait par des pièces de pont avec une dalle en béton armé d'épaisseur constante égale à 25cm.

Les pièces de pont doivent être disposées selon un entraxe constant égal à 4m.

- Nombre des poutres : N=2 poutres
- Hauteur des poutres : $h=2.5m$
- Ecartement : $a = 0.55l_{total} = 9.02m$, $b = \frac{0.45l_{total}}{2} = 3.69m$
- Epaisseur de l'âme des poutres : $t_w \geq 18mm \Rightarrow t_w = 18mm$.
- Pour un porté de 60m, les largeurs des semelles sont : $b_s = 600mm$ et $b_i = 800mm$
- Epaisseur des deux semelles : $\frac{b-t_w}{2t} \leq 30 \Rightarrow t_s = 10mm$ et $t_i = 15mm$

La figure 4.5 présente une coupe transversale du pont pour le cas d'un pont mixte.

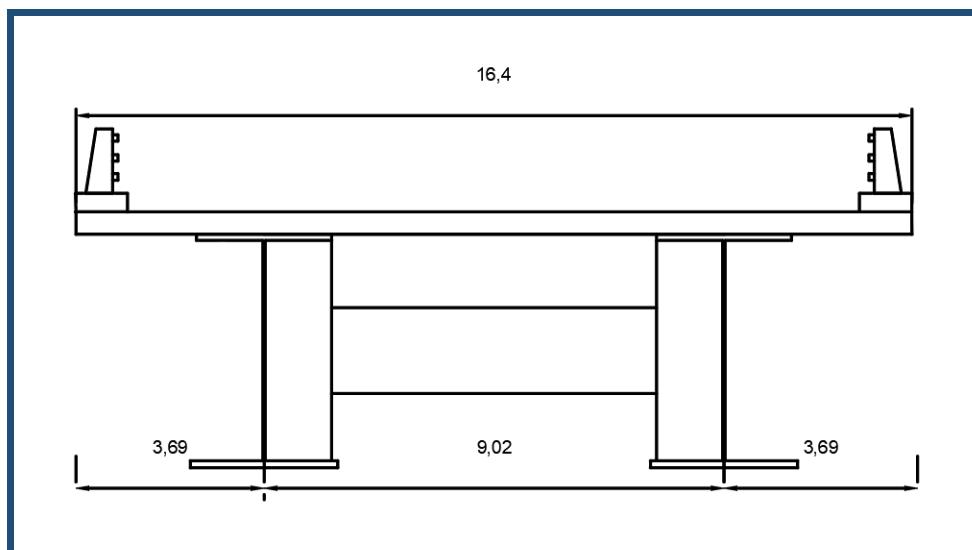


Figure 4.5: Coupe transversale du pont pour le cas d'un pont mixte

La figure 4.6 présente les dimensions de la poutre métallique si nous allons adopter comme solution un pont mixte.

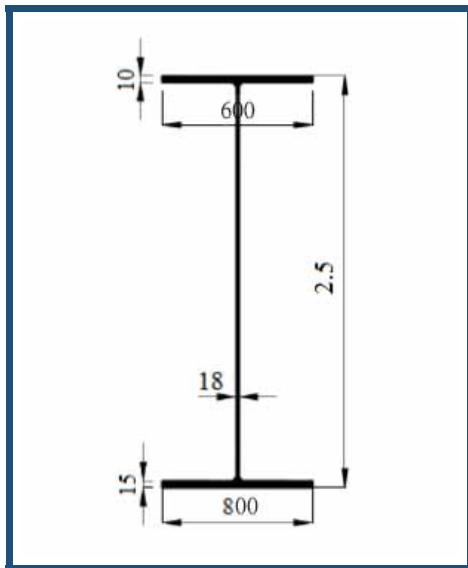


Figure 4.6: Dimensions des poutres métalliques pour le cas d'un pont mixte

4.2.3 Pont caisson construit par encorbellements successifs

Le pont caisson est un ouvrage dont la rigidité à la torsion est assurée par son tablier qui est constitué d'un ou plusieurs caissons. Le caisson est une structure en béton précontraint. Le principe d'un pont caisson construit par encorbellements successifs consiste à construire un tablier voussoir par voussoir à partir des piles et ainsi on avance en fixant chaque voussoir à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte [9].

Nous choisissons de faire les deux travées de rive de portée 33m chacune et une travée principale de portée 54m.

4.2.3.1 Avantages

- La capacité de reprendre les forces horizontales de cisaillement dues au vent où aux tremblements de terre et de résister aux efforts horizontaux.
- Une bonne répartition des forces transversales.
- Une bonne rigidité à la torsion.
- Une grande durée de vie.
- Une bonne forme esthétique.
- L'espace intérieur peut être servi pour diverses utilisations (conduites, canalisations...).

- Permettre d'affranchir des portées importantes.
- Une plus grande rigidité flexionnelle près des appuis vue qu'on peut faire varier la hauteur du caisson.

4.2.3.2 Inconvénients

- Une durée de pose des tronçons importante puisque les voussoirs sont très courts par rapport à la longueur totale de l'ouvrage.
- La nécessité des machines de levage très coûteux.
- La nécessité de disposer un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- Il faut employer une main d'œuvre très qualifiée.
- Conduit à des ouvrages lourds : plus lourds que les ouvrages mixtes.

4.2.3.3 Prédimensionnement et conception générale

Cette conception est faite en référence aux guides de conception SETRA [9].

Dans ce cas, nous avons un pont de hauteur constante construit par mono-caisson.

Les dimensions du caisson sont comme indique la Figure 4.7 :

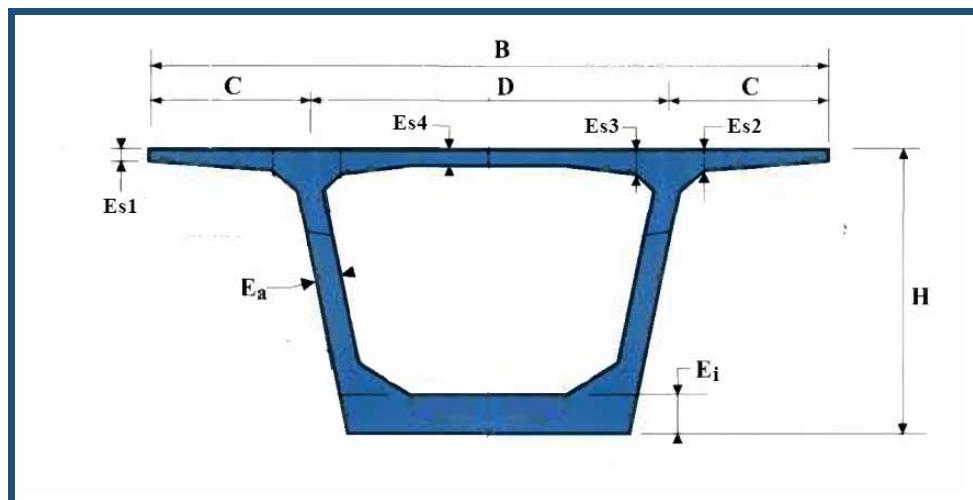


Figure 4.7: Section transversale du mono-caisson

- Largeur du tablier : $B=16.4m$.
- Largeur de la nervure de l'extrados : $D = \frac{B}{2} = 8.2m$.
- Largeur de l'encorbellement : $C = \frac{B}{4} = 4.1m$.

— Hauteur des voussoirs : $\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{20} \Rightarrow H = 2.5m$

— Epaisseur de l'âme : $2E_a \geq \frac{L}{275} + 1.25\frac{B}{L} - 0.125$

La condition de résistance à l'effort tranchant : $E_a \geq 0.26 + \frac{L}{500}$

$$\Rightarrow E_a = 0.45m$$

— Hourdis supérieur :

- Epaisseur en extrémité : nous avons des barrières normales BN4 : $E_{s1} = 25cm$.
- Epaisseur à l'enracinement de l'encorbellement : $\frac{C}{8} \leq E_{s2} \leq \frac{C}{7} \Rightarrow E_{s2} = 45cm$
- Epaisseur à mi-portée : $E_{s3} = \frac{D}{25} + 0.1m = 40cm$
- Epaisseur de l'encastrement : égale à D/25 ou D/30 ou même D/35 : $E_{s4} = 25cm$

— Hourdis inférieur : $E_i = 45m$

4.3 Analyse multicritère

L'analyse multicritère est un outil d'aide à la décision qui permet la résolution des problèmes multicritères complexes qui incluent plusieurs aspects qualitatifs et quantitatifs dans le processus décisionnel.

Le but de l'analyse multicritère et de choisir la solution la plus adéquate pour une situation donnée.

4.3.1 Critères de choix

Dans ce projet, nous avons choisi les critères suivants :

4.3.1.1 Coût

Le coût d'un ouvrage d'art dépend d'abord du bon choix du type de la structure porteuse, de la longueur et du nombre des travées ainsi que le nombre des piles.

4.3.1.2 Durée d'exécution

C'est la durée de temps au cours de laquelle la construction du projet est terminée par toutes ses étapes.

L'exécution des ponts à l'aide de la préfabrication peut accélérer la durée des travaux.

Le pont mixte bipoutre et le pont à poutres précontraints ont cet avantage car ils ne nécessitent aucun échafaudage qui prend beaucoup de temps pour l'établir.

4.3.1.3 Impact sur l'environnement

C'est l'estimation de l'influence de la construction de cet ouvrage sur l'environnement.

Le pont mixte bipoutre à un effet défavorable sur l'environnement à cause de la corrosion de l'acier.

4.3.1.4 Esthétique

C'est un critère qui estime la beauté, l'originalité et l'intégration dans la nature du projet.

Un pont doit être bien intégré dans son site en respectant le milieu environnemental.

Le pont en encorbellement offre un aspect esthétique très acceptable grâce à la forme du tablier caisson.

Le pont bipoutre mixte présente une esthétique acceptable grâce à sa légèreté et à son tablier qui est mince par rapport aux autres.

Le pont à poutre préfabriquées VIPP présente moins d'esthétique par rapport aux autres variantes à cause de l'épaisseur de son tablier.

4.3.1.5 Maintenance

C'est le coût des travaux d'entretien du projet après sa construction et il est estimé d'après une enquête.

Nous pouvons citer comme exemple le renouvellement régulier des joints de chaussées, la réfection des chapes d'étanchéité et de roulement et la protection anticorrosion pour le cas des ponts mixtes.

4.3.2 Choix de la variante

Cette analyse est réalisée par l'attribution d'un poids pour chaque critère selon son importance et d'un score sur 10 pour chaque variante selon chaque critère.

Les poids des critères et les scores de chaque variante sont indiqués dans le tableau 4.1 :

Tableau 4.1: Tableau de performance

Critères	Poids	Score		
		Pont à poutre précontraints	Pont mixte bipoutre	Pont caisson par encorbellements successifs
Coût	25%	7	6	5
Durée d'exécution	20%	7	7	6
Impact sur l'environnement	20%	6	5	8
Esthétique	20%	4	7	9
Maintenance	15%	6	5	7

Nous avons introduit les données du tableau précédent dans le logiciel « ELECTRE III » pour qu'il puisse nous livrer la variante la plus adéquate pour cet ouvrage d'art.

La Figure 4.8 présente les résultats fournis et le classement des trois variantes :



Figure 4.8: Classement des variantes à l'aide du logiciel « ELECTRE III »

Les résultats de l'analyse ont montré que la variante 3, pont caisson construit par encorbellements successifs, peut être adoptée.

4.4 Conclusion

D'après les résultats donnés par l'analyse multicritère faite par le logiciel « ELECTRE III », la variante retenue est un pont caisson construit par encorbellements successifs.

Dans la suite, nous passons à l'étude et à la conception de cette variante.

CONCEPTION DE L'OUVRAGE

Plan

1	Introduction	40
2	Conception longitudinale de l'ouvrage	40
3	Conception transversale de l'ouvrage	40
4	Découpage en voussoirs	43
5	Déviateurs et entretoises	45
6	Câblage de la précontrainte longitudinale	46
7	Cinématique de la construction	47
8	Conclusion	48

5.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous avons décrit la conception du tablier du pont caisson en béton précontraint construit par encorbellement successifs étudié.

Cette conception est faite en référence aux guides de conception « SETRA » pour les ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.

5.2 Conception longitudinale de l'ouvrage

Le pont étudié est de longueur totale 120m. Il est constitué de trois travées : deux travées de rive et une travée principale telle que la longueur des travées de rive doit être 50% à 65% de la longueur de la travée principale. Pour ce pont, nous avons choisi comme portée :

- $L = 54m$ pour la travée principale.
- $L_{rive} = 33m$ pour les travées de rive.

Pour des raisons économiques et puisque la travée principale est de portée 54m inférieure à 70m, le tablier est choisi de hauteur constante car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier et du ferraillage sont très importantes[9].

La figure 5.1 illustre la coupe longitudinale du pont traité par le logiciel « CSI Bridge ».

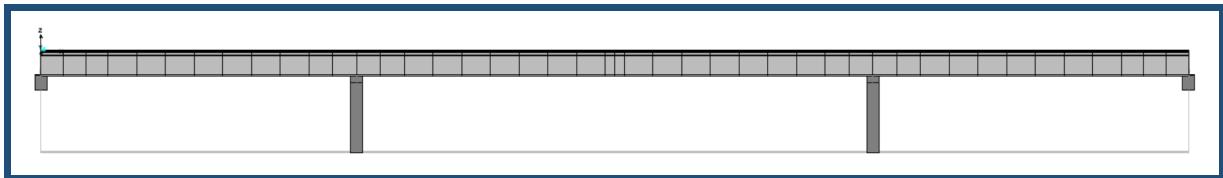


Figure 5.1: Coupe longitudinale du pont par « CSI Bridge »

5.3 Conception transversale de l'ouvrage

La section transversale de ce tablier est de largeur $B=16.4m$ puisque nous avons 4 voies de largeur 3.5m, deux pistes de révision de largeur 0.5m et deux barrières normales BN4 de largeur 0.7m.

Pour une telle petite largeur ($B<20m$), la solution la plus économique est d'avoir un tablier construit par un mono-caisson simple.

Les différents paramètres du mono-caisson sont précisées dans la figure 5.2.

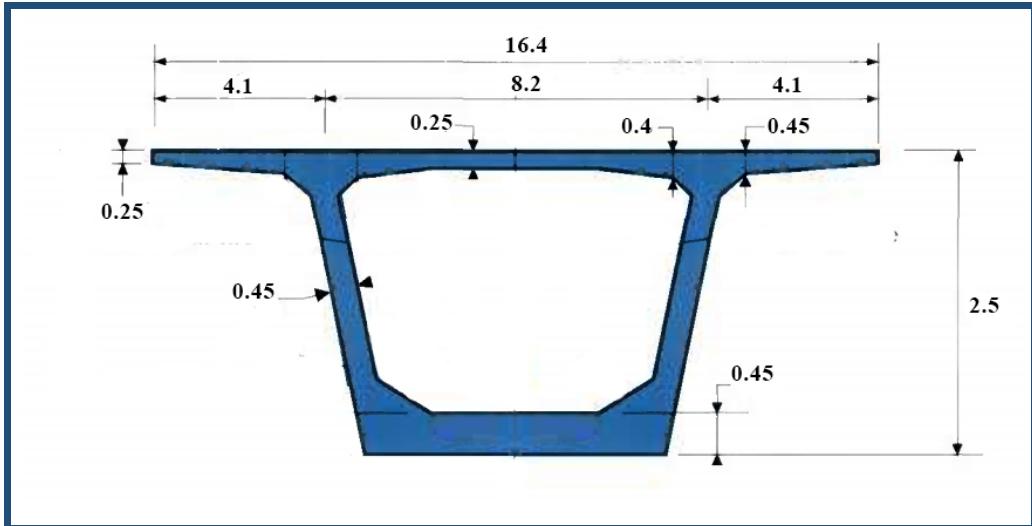


Figure 5.2: Section transversale du pont en mono-caisson du projet

La partie prédimensionnement a été traité dans le chapitre analyse multicritères et justification de la variante retenue.

5.3.1 Goussets supérieurs

Les goussets supérieurs doivent être dimensionnées d'une façon pour qu'elles facilitent le bétonnage des âmes et permettent le logement des câbles de fléaux.

Il faut noter que le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle compris entre 30° et 45° [9].

La figure 5.3 schématisise un gousset supérieur.

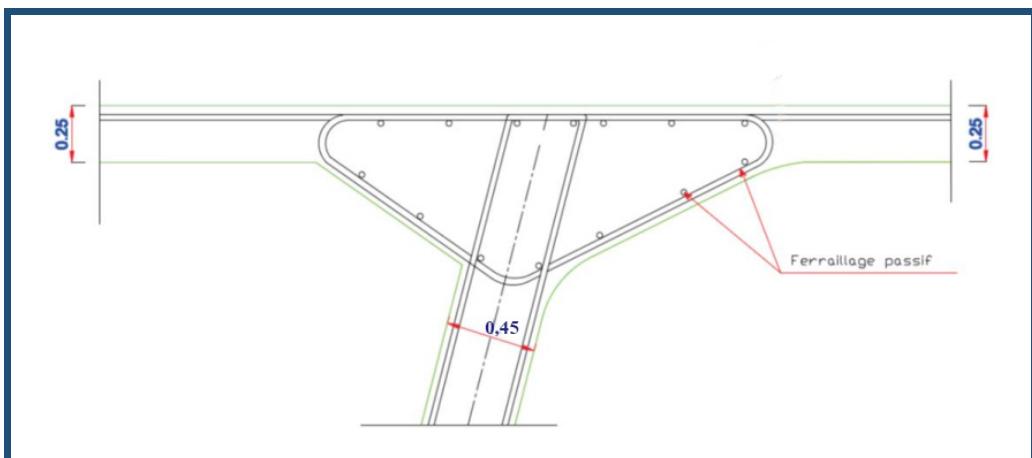


Figure 5.3: Schéma du gousset supérieur

5.3.2 Goussets inférieurs

Les goussets de l'hourdis inférieur sont destinés pour placer l'ancrage des câbles de fléaux et pour y disposer tout une partie des câbles de continuité.

Leur pente est alors comprise entre 40° et 45° pour favoriser l'écoulement du béton.

La figure 5.4 schématisise un gousset inférieur.

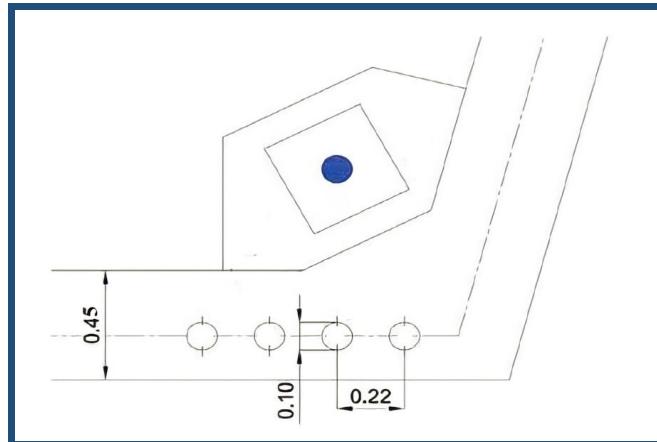


Figure 5.4: Schéma du gousset inférieur

La figure 5.5 illustre une coupe transversale du voussoir du pont traité par « CSI Bridge ».

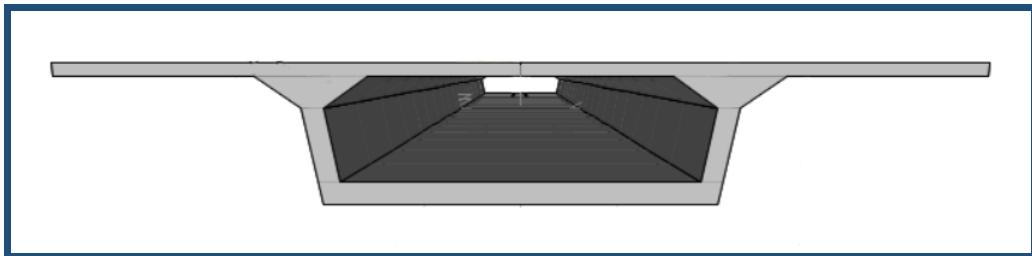


Figure 5.5: Coupe transversale du voussoir avec « CSI Bridge »

Les caractéristiques mécaniques de la section transversale sont données dans le tableau 5.1.

Tableau 5.1: Les caractéristiques mécaniques de la section transversale

Hauteur (m)	2.5
Surface (m²)	9.467
Moment d'inertie (m⁴)	9.35
Centre de gravite (m)	(8.2 ; 1.4164)
V (m)	1.1
V' (m)	-1.4

5.4 Découpage en voussoirs

Le découpage des voussoirs est régi par plusieurs paramètres qui sont essentiellement les modes de construction que ce soit par préfabrication ou coulé sur place.

Pour ce pont, nous distinguons les types de voussoirs illustrés dans la figure 5.6 :

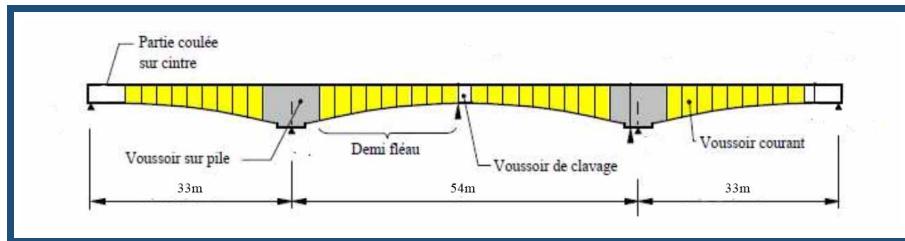


Figure 5.6: Types de voussoirs [9]

5.4.1 Voussoirs courants

Les voussoirs courants constituent la partie essentielle du fléau. La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, même 5 m suivant les ouvrages [9].

Deux techniques de réalisation sont envisageables, soit coulés sur place à l'aide des équipages mobiles et pour cela nous devons tenir compte du temps de bétonnage, soit préfabriqués et nous devons considérer dans ce cas la limitation du poids de ces voussoirs puisque leur mise en place nécessite l'emploi d'engins spécifiques qui ont une capacité limitée [9].

Il est d'usage qu'en phase d'avant-projet, le nombre de voussoirs dépend du nombre de câbles de fléaux dimensionné par le calcul [9].

Nous avons adopté pour les voussoirs courants de cet ouvrage une longueur égale à $l_v = 3m$. Cependant il se peut qu'en phase d'exécution cette valeur change en dépit des équipages mobiles mis en œuvre par l'entreprise d'exécution.

5.4.2 Voussoirs sur pile

Le voussoir sur pile mesure au moins 8m, de façon à pouvoir supporter les équipages mobiles[9].

Ces voussoirs sont exécutés en deux étapes, la première étape consiste à réaliser l'hourdis inférieur, les goussets et les pieds d'âmes et l'étape d'après représente le reste de la section plus l'entretoise [9].

Nous avons adopté pour les voussoirs sur pile de cet ouvrage une longueur égale à $l_{vsp} = 10m$.

5.4.3 Voussoirs de clavage

La longueur des voussoirs de clavage doit être légèrement inférieure à celle des voussoirs courants car l'un des équipages mobiles est généralement utilisé pour leur exécution [9].

Nous avons adopté pour les voussoirs sur pile de cet ouvrage une longueur égale à $l_{vc} = 2m$.

Connaissant les longueurs de chaque type de voussoirs, nous pouvons déterminer la longueur de du demi-fléau qui est égale à $l_f = \frac{L-l_{vc}}{2} = 26m$ et la longueur de la partie coulée sur cintre qui est égale à $l_{cc} = L_{rive} - l_f = 7m$.

Nous pouvons ainsi déterminer le nombre total de voussoirs courants. Le nombre de voussoir par demi-fléau étant égal à $n_v = \frac{L-l_{vc}-l_{vsp}}{2l_v} = 7$.

Nous avons par la suite : $7*2=14$ voussoirs courants par fléau.

Le tableau 5.2 résume le découpage en voussoirs de l'ouvrage.

Tableau 5.2: Découpage en voussoirs de l'ouvrage

	Longueur (m)	Nombre
1ère partie coulée sur cintre	7	1
Yousssoir courant	3	7
Yousssoir sur pile	10	1
Yousssoir courant	3	7
Yousssoir de clavage	2	1
Yousssoir courant	3	7
Yousssoir sur pile	10	1
Yousssoir courant	3	7
2ème partie coulée sur cintre	7	1

La Figure 5.7 présente une coupe longitudinale détaillée de l'ouvrage.

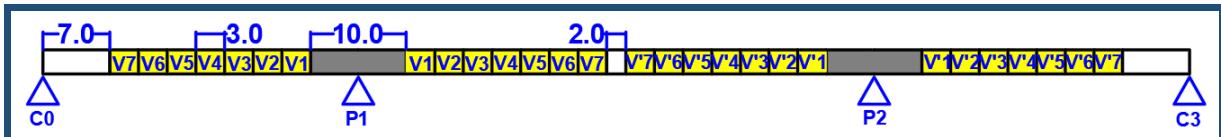


Figure 5.7: Coupe longitudinale détaillé du pont (dimensions en m)

5.5 Déviateurs et entretoises

Outre éléments indispensables sont à considérer à l'intérieur des voussoirs qui sont les déviateurs et les entretoises.

Les déviateurs sont disposés au niveau des travées centrales pour assurer la déviation du tracé des câbles de précontraintes extérieures. La distance entre les axes des déviateurs et des appuis est de l'ordre de $L/3$ à $L/4$ [9].

Les entretoises sont des éléments conçus au niveau des appuis. Ils ont pour rôle de support d'ancre pour les câbles de précontrainte extérieure et de la diffusion de leurs efforts [9].

La figure 5.8 montre l'emplacement des déviateurs et entretoises.

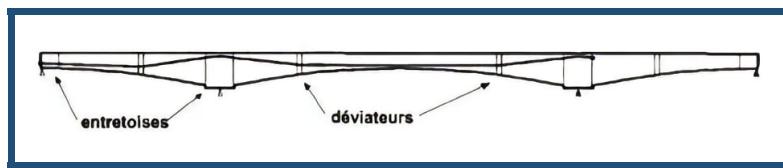


Figure 5.8: Emplacement des déviateurs et entretoises [9]

La figure 5.9 montre la disposition des câbles extérieurs qui passent par les déviateurs et les entretoises.

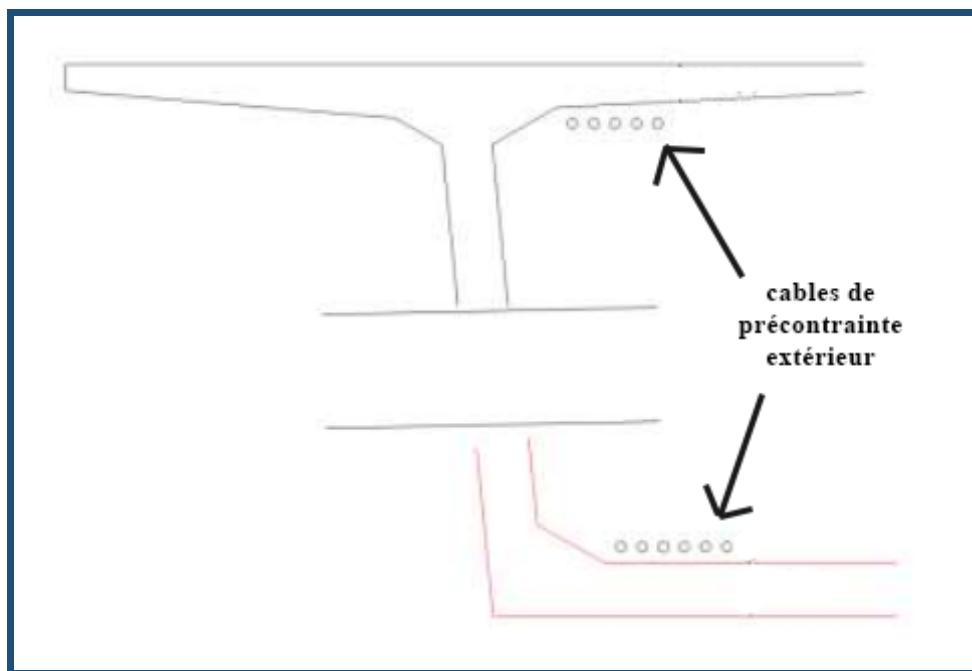


Figure 5.9: Disposition transversale des câbles de la précontrainte extérieure

5.6 Câblage de la précontrainte longitudinale

Pour la conception de la précontrainte, nous parlons de la précontrainte mixte où les câbles sont logés à l'intérieur et à l'extérieur du béton. Alors, nous avons trois types de précontrainte dont chacun un rôle précis.

5.6.1 Précontrainte de fléau

En phase de construction, les câbles de fléau servent pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre des fléaux et aux charges de chantier.

En service, les câbles de fléau participent à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitation.

Ces câbles de fléau sont logés dans les goussets supérieurs. Leurs ancrages sont situés sur la tranche des voussoirs aux noeuds entre les âmes et le hourdis supérieur ou dans les âmes.

La figure 5.10 illustre l'emplacement des câbles de fléau.

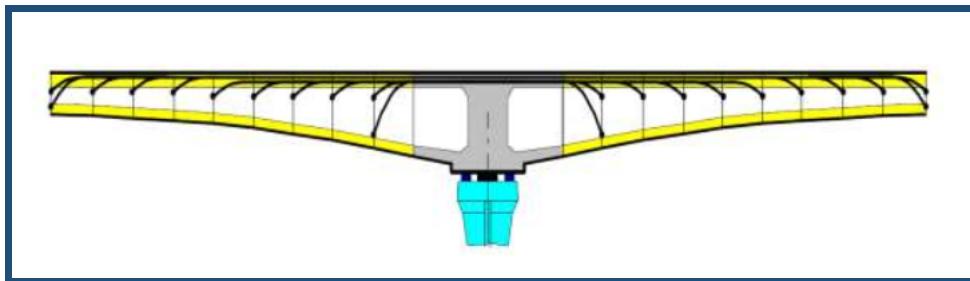


Figure 5.10: Les câbles de fléau [9]

5.6.2 Précontrainte de continuité intérieure

Les câbles de continuité intérieurs ont pour rôle de reprendre les moments positifs.

Le dimensionnement de ces câbles doit prendre en considération le phénomène de retrait après clavage et les effets thermiques.

Les câbles de continuité intérieurs se situent au niveau de la partie centrale des travées courantes et dans les extrémités des travées de rive comme l'indique la figure 5.11.

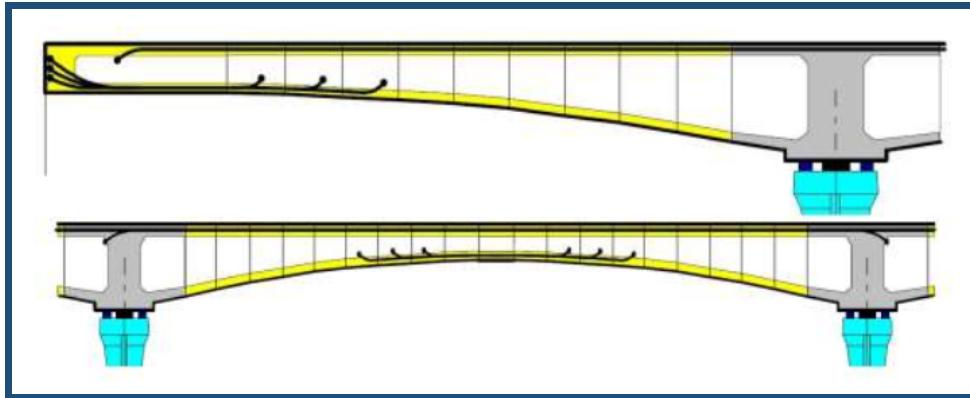


Figure 5.11: Les câbles de continuité intérieurs [9]

5.6.3 Précontrainte de continuité extérieure

Les câbles de précontrainte extérieurs sont destinés pour reprendre les charges d'exploitation et de superstructures. Ils sont dimensionnés à l'ELS et doivent vérifier ces deux conditions :

- Les contraintes de cisaillement admissibles en réduisant l'effort tranchant.
- Les contraintes normales admissibles.

Les câbles de précontrainte extérieurs se développent sur plusieurs travées. Ils sont mis en place à l'intérieur du caisson. Ils sont en partie basse en travée et déviés pour se retrouver en partie haute aux niveaux des piles comme l'indique la figure 5.12.

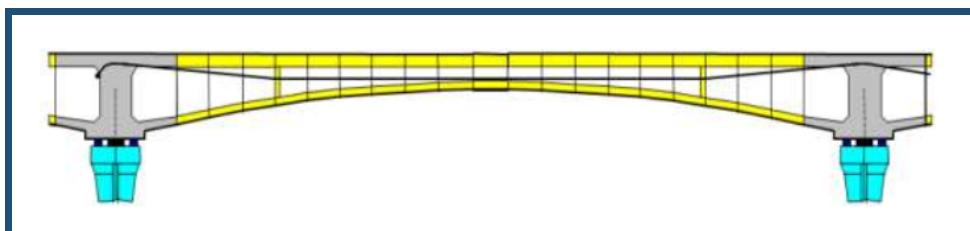


Figure 5.12: Les câbles de continuité extérieur [9]

5.7 Cinématique de la construction

Dans ce paragraphe nous avons présenté la cinématique de construction de l'ouvrage vu l'importance de ces étapes dans le phasage.

L'ouvrage est formé de trois travées (deux travées de rive et une travée principale), nous disposons alors de quatre appuis dont deux culées et deux piles.

La cinématique de la construction cet ouvrage est expliquée au niveau du tableau 5.3.

Tableau 5.3: Cinématique de construction

Phasage	Tâches à réaliser	Temps de travail (jours)
1	Construction du voussoir sur pile P1	7
2	Construction des fléaux V1-V7 avec leurs précontraintes	7/voussoir
3	Construction de la partie coulée sur cintre C0	7
4	Clavage des fléaux C0-P1 avec précontrainte d'éclisses	7
5	Construction du voussoir sur pile P2	7
6	Construction des fléaux V'1-V'7 avec leurs précontraintes	7/voussoir
7	Construction de la partie coulée sur cintre C3	7
8	Clavage des fléaux P2- C3 avec précontrainte d'éclisses	7
9	Clavage des fléaux P1- P2 avec précontrainte d'éclisses	7
10	Application de la superstructure et de la précontrainte extérieure.	35

5.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons décrit la conception de l'ouvrage. Nous passons dans les chapitres suivants à la définition des hypothèses de calcul puis au dimensionnement et la vérification de cet ouvrage.

LES HYPOTHÈSES DE CALCUL

Plan

1	Introduction	50
2	Règlement de calcul	50
3	Classe d'exposition	50
4	Classe structurale	50
5	Caractéristiques des matériaux	51
6	Enrobage des armatures	52
7	Chargements	53
8	Combinaisons d'action	57
9	Conclusion	57

6.1 Introduction

L'objet de ce chapitre est de présenter les hypothèses des différentes caractéristiques des matériaux qui vont être employé dans le cadre du projet ainsi que les règlements à utiliser pour calculer et vérifier l'ouvrage.

6.2 Règlement de calcul

Les hypothèses de calcul sont basées sur les règlements et les documents généraux suivants :

- La partie 2 « Pont » de l'annexe A1 de l'Eurocode EC0 « Bases de calcul des structures » [10].
- Les parties relevant de la conception et du calcul des ouvrages d'art de l'Eurocode EC1 « Actions sur les structures » [10].
- La partie « Application aux ponts-routes en béton » de l'Eurocode EC2 [11].

6.3 Classe d'exposition

L'environnement du site est alternativement humide et sec. Par la suite, la classe d'exposition est « XC4 ».

6.4 Classe structurale

La classe structurale caractérise la durée d'utilisation du projet. Elle permet de déterminer la durabilité de l'ouvrage.

La classe structurale de l'ouvrage est déterminée dans le tableau 6.1.

Tableau 6.1: Classe structurale [10]

Données		Classe structurale
Classe structurale de départ		S4
Durée d'utilisation de projet	100 ans	+2 classes
Classe de résistance	C35/45	-1 classe
Nature du liant	CEM I	+0
Enrobage	Compact	-1 classe

Par la suite, la classe structurale est « S4 ».

6.5 Caractéristiques des matériaux

6.5.1 Béton

- Classe de résistance : C35/45.
- Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours : $f_{ck} = 35 MPa$.
- Coefficient de sécurité affectant la résistance de calcul du béton : $\gamma_c = 1.5$.
- Coefficient de l'effet défavorable de la durée d'application des charges : $\alpha_{cc} = 0.85$.
- La résistance du béton, vis-à-vis de l'état limite ultime : $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 23.33 MPa$.
- Résistance à la traction du béton à 28 jours : $f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 3.2 MPa$.
- Résistance moyenne à la compression du béton à 28 jours $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 MPa$.
- Résistance caractéristique à la compression du béton entre $3 < t < 28$ jours : $f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8$.

avec :

- $f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}$
- $\beta_{cc}(t) = e^{s(1-(\frac{28}{t})^{1/2})}$

Où s un coefficient qui dépend du type de ciment :

- = 0.20 pour les ciments à haute résistance et à durcissement rapide.
- = 0.25 pour les ciments normaux à durcissement rapide.
- = 0.38 pour les ciments à durcissement lent.
- Le module d'élasticité instantané / d'élasticité sécant du béton : $E_{cm} = 22(\frac{f_{ck}+8}{10})^{0.3} = 34 GPa$
- Le module d'élasticité différé / effectif du béton : $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(\infty, t_0)} = 11.33 GPa$ avec $\varphi(\infty, t_0) = 2$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} 1/K$.
- Les contraintes limites à la compression en service :
 - Combinaison quasi permanente : $\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 15.75 MPa$.
 - Combinaison Fréquente : $\sigma_c = 0.6 f_{ck} = 21 MPa$.
 - Combinaison Caractéristique : $\sigma_c = 0.6 f_{ck} = 21 MPa$.
- Les contraintes limites à la compression en construction : $\sigma_c = 0.6 f_{ck} = 21 MPa$.

- Les contraintes limites à la traction en service :
 - Combinaison quasi permanente : $\sigma_{tr} = 0$.
 - Combinaison Fréquente : $\sigma_{tr} = 0$.
 - Combinaison Caractéristique : $\sigma_{tr} = -f_{ctm} = -3.2 MPa$.
- Les contraintes limites à la traction en construction : $\sigma_{tr} = -f_{ctm} = -3.2 MPa$.

6.5.2 Armatures passives

- Les aciers sont de haute adhérence de nuance : $f_{yk} = 500 MPa$.
- Classe de ductilité A
- Déformation relative de l'acier de béton armé : $\varepsilon_{uk} = 2.5\%$.
- Coefficient partiel relatif à l'acier de béton armé : $\gamma_s = 1.15$.
- Module d'élasticité de l'acier passif : $E_s = 210 GPa$.
- Densité : $\delta_s = 7850 Kg/m^3$.
- Limite d'élasticité de l'acier de béton armé : $f_{yd} = \alpha_{ct} \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 1 \frac{500}{1.15} = 434.78 MPa$.

6.5.3 Armatures de précontrainte

Les câbles utilisés seront formés de torons T15S de 150 mm^2 de section, de classe 1860 TBR (très basse relaxation).

- Module d'élasticité : $E_p = 190 GPa$.
- Classe de relaxation : Très basse relaxation.
- Résistance caractéristique à la rupture : $f_{pk} = 1860 MPa$.
- Limite élastique conventionnelle à 0,1% allongement résiduel : $f_{p0.1k} = 0.9 f_{pk} = 1674 MPa$.
- Tension à l'origine : $\sigma_{pmo} = \min(K_7 f_{pk}; K_8 f_{p0.1k}) = \min(0.8860; 0.91674) = 1488 MPa$.
- Recul d'ancrage : 6mm.
- Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2.5\%$ et $\mu_0 = 0.43$

6.6 Enrobage des armatures

Les gaines, les câbles de précontrainte et les armatures passives doivent être enrobés pour les protéger contre la corrosion.

La détermination de la valeur de l'enrobage dépend de plusieurs facteurs tels que la classe d'exposition et la classe structurale.

D'après l'Eurocode 2, l'enrobage est calculé suivant la formule suivante :

$$C_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10mm) + \Delta c_{dev}$$

avec :

- Δc_{dev} : Tolérances d'exécution, l'Eurocode 2 recommande une valeur courante de 10mm.
- c_{min} : Enrobage minimum.
- $c_{min,b}$: Enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence (béton/armature).
- $c_{min,dur}$: Enrobage minimal vis-à-vis des conditions environnementales.

Les valeurs $c_{min,b}$ et $c_{min,dur}$ se diffèrent pour les aciers passifs et pour les armatures de précontrainte. Le tableau 6.2 indique les valeurs des enrobages suivant les armatures.

Tableau 6.2: Enrobage des armatures

Type d'armature	Passive	Précontrainte
$c_{min,b}$	25 mm	80 mm
$c_{min,dur}$	30 mm	40 mm
c_{min}	30 mm	80 mm
Δc_{dev}	10 mm	10 mm
C_{nom}	40 mm	90 mm

6.7 Chargements

6.7.1 Actions du trafic routier sur les ponts routes

Selon l'Eurocode 1, nous distinguons deux modèles de charges différents :

6.7.1.1 Modèle LM1 (système principal de chargement)

Ce modèle couvre les effets de trafic des camions et des voitures et introduit un effet dynamique qui est évalué de 30%. Il est destiné à des vérifications générales et locales.

Pour le modèle LM1, nous avons deux systèmes partiels :

- Système UDL : Charges uniformément réparties $\alpha_q q_k$.

— Tandem TS : Charges concentrés à double essieux :

- Chaque essieu a un poids égal à $\alpha_Q Q_k$
- Chaque essieu du tandem possède 2 roues identiques dont la surface de contact d'une seule roue est de 0.40m de côté.

Disposition dans le sens longitudinal : Le modèle est chargé sur toute la longueur du pont par des charges roulantes [10].

Disposition dans le sens transversal : Le pont comporte un nombre de voies à déterminer chargées chacune par la charge répartie UDL et la charge concentrée à double essieux [10].

Les charges réparties UDL sont placées entre les zéros des lignes d'influence de la façon la plus défavorable possible (toutes les zones positives pour le moment maximum et toutes les zones négatives pour le moment minimum). Les charges réparties sont les suivantes :

- La première voie est chargée avec une intensité de 0,9 t/m².
- Les autres voies et la zone résiduelle sont chargées avec une intensité de 0,25 t/m².

Les charges ponctuelles sont constituées de 2 essieux espacés de 1,20 mètre. L'intensité de chaque essieu varie en fonction de la voie considérée :

- Voie 1 : 30 tonnes par essieu (60 tonnes au total)
- Voie 2 : 20 tonnes par essieu (40 tonnes au total)
- Voie 3 : 10 tonnes par essieu (20 tonnes au total)
- Autres voies : pas de charges ponctuelles.

Notons que ces charges s'appliquent sur les parties défavorables de la surface d'influence. La figure 6.1 illustre les caractéristiques du modèle de charge LM1.

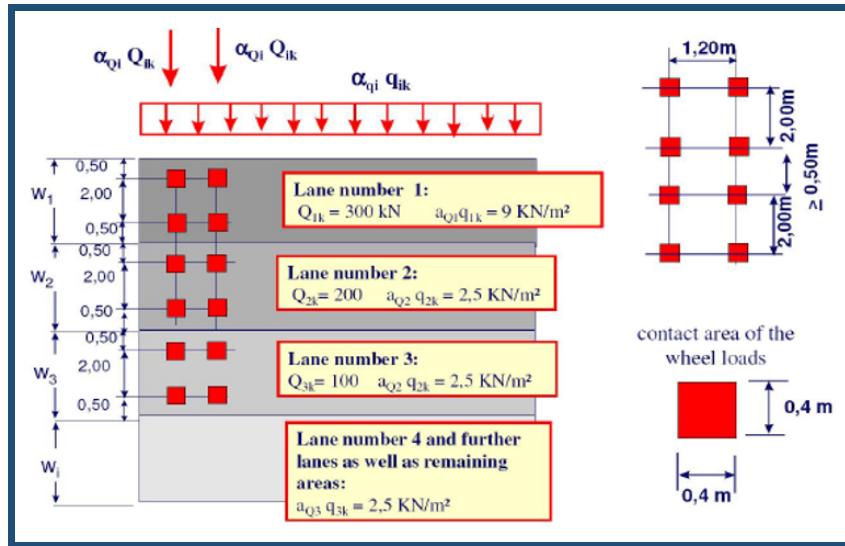


Figure 6.1: Modèle de charge LM1 [10]

6.7.1.2 Modèle LM2 (Modèle à essieu unique)

C'est un modèle à une charge d'essieu unique appliquée à des surfaces spécifiques de contact des pneumatiques courts. Étant égale à 400 kN, cette charge couvre les effets dynamiques du trafic, normal sur des éléments structuraux.

Disposition dans le sens longitudinal : Charge roulante sur toute la longueur du pont [10].

Disposition dans le sens transversal : Chaque voie dispose d'un seul essieu [10].

Le modèle LM2 est dimensionnant que dans le cas de surface d'influence courte et très pointue à proximité des joints.

La Figure 6.2 illustre les caractéristiques du modèle de charge LM2.

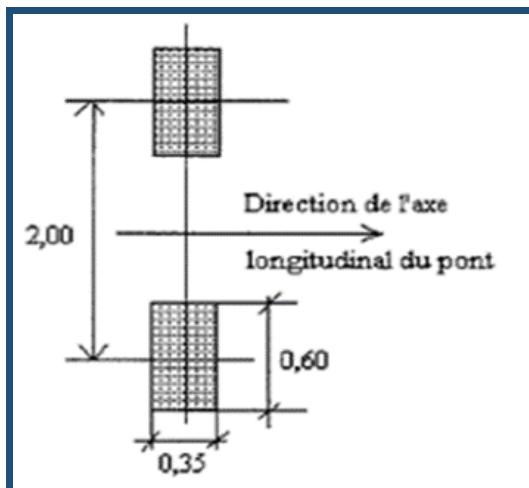


Figure 6.2: Modèle de charge LM2 [10]

6.7.2 Gradient thermique

La variation uniforme de température conduit à un allongement ou à un raccourcissement du tablier, ainsi à un effort normal. Alors que le gradient thermique conduit à des courbures du tablier, ainsi à un moment fléchissant [10].

Le gradient thermique est décomposé en une composante verticale et une horizontale. La composante verticale correspondant à une différence de température entre les fibres supérieure et inférieure du tablier. La composante horizontale correspondant à une différence de température entre les fibres gauche et droite du tablier. Nous ne tenons pas compte de la composante horizontale [10].

Dans le cas de ce projet, nous avons considéré un gradient de température vertical $\Delta T = 15^\circ\text{C}$, telque :

- Gradient de température au hourdis supérieur du tablier : $\Delta T_{pos} = 7.5^\circ\text{C}$.
- Gradient de température au hourdis inférieur du tablier : $\Delta T_{neg} = -7.5^\circ\text{C}$.

6.7.3 Charge du vent

Pour la charge du vent, nous distinguons entre un effet vertical et un effet horizontal.

L'effet vertical du vent est équivalent à une charge uniforme d'intensité comprise entre 100 N/m² et 200 N/m².

Alors que pour l'effet horizontal, nous n'en prendrons compte que dans des cas particuliers.

6.7.4 Autres charges

Nous tenons compte aussi des charges suivantes :

- Poids propre de la structure : G_{PP}
- Poids des superstructures : $G_{superstructures}$
- Charges du chantier connues : Q_{PRC1}
- Charges du chantier aléatoires : Q_{pra1} et Q_{pra2}
- Charges supplémentaires : Q_{su}
- Charges accidentelles : F_A
- Poids propre du revêtement de la chaussée : $G_{chausse}$
- Poids propres de la couche d'étanchéité : $G_{tanchit}$
- Poids propre du système de retenue : G_{BN4}

6.8 Combinaisons d'action

6.8.1 Combinaisons d'action en phase de construction

Pour le calcul de la précontrainte du fléau :

$$G + Q_{PRC}1 + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_{su}$$

6.8.2 Combinaisons d'action en phase de service

6.8.2.1 Combinaisons d'actions aux états limites ultimes

— Combinaison fondamentale :

$$\begin{aligned} & 1.35G + P + 1.35LM1 + 1.50.6T_k \\ & 1.35G + P + 1.35LM2 + 1.50.6T_k \end{aligned}$$

6.8.2.2 Combinaisons d'actions aux états limites de service

— Combinaison quasi-permanente :

$$G + P + 0.5T_k$$

— Combinaison ELS fréquente :

$$\begin{aligned} & G + P + 0.75TS + 0.4UDL + 0.5T_k \\ & G + P + 0.75LM2 + 0.6T_k \end{aligned}$$

— Combinaison ELS caractéristique :

$$\begin{aligned} & G + P + LM1 + 0.6T_k \\ & G + P + LM2 + 0.6T_k \end{aligned}$$

6.9 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé toutes les hypothèses de calcul, les caractéristiques des matériaux utilisés, les chargements et les combinaisons appliqués. Ceci nous permet de dimensionner l'ouvrage et le vérifier en phase de construction et d'exploitation.

DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTE DES FLÉAUX ET ÉTUDE DE LEURS STABILITÉ

Plan

1	Introduction	59
2	Dimensionnement de la précontrainte des fléaux	59
3	Modélisation de la structure	64
4	Etude de la stabilité du fléau	67
5	Conclusion	75

7.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la détermination du câblage du fléau en phase de construction.

La première étape consiste au prédimensionnement de la précontrainte de fléau et de la vérification manuelle puis par le logiciel « CSI Bridge » des contraintes normales au niveau des deux fibres extrêmes.

La deuxième étape consiste à l'étude de la stabilité du fléau sous différentes combinaisons.

7.2 Dimensionnement de la précontrainte des fléaux

7.2.1 Actions à prendre en compte

Les charges à prendre en compte pour cette phase particulière de construction du fléau sont celles d'une situation d'exécution. Nous distinguons les charges permanentes, les charges de chantier et des actions variables comme le vent.

7.2.1.1 Efforts dus au poids propre du fléau

La hauteur du tablier est constante.

La géométrie du demi-fléau est indiquée sur la figure 7.1 :

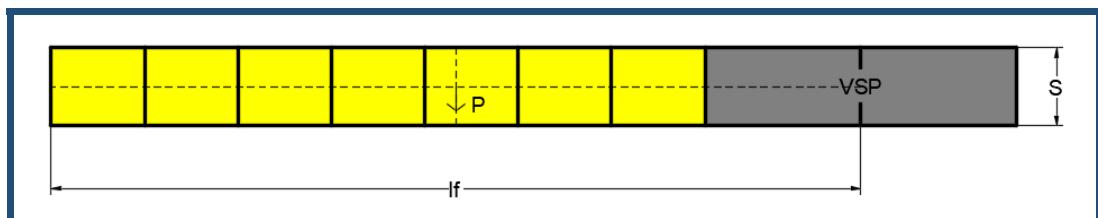


Figure 7.1: Géométrie du demi-fléau

Notons que deux cales provisoires sont placées sur pile pour assurer l'encastrement du fléau. En effet, elles représentent deux appuis très proches qui peuvent être modélisés comme un encastrement.

Le poids propre du demi-fléau est calculé comme suit : $P = -\gamma S l_f$

avec :

- γ : masse volumique du béton : $\gamma = 2.5t/m^3$
- S : section de mono-caisson utilisé : $S = 9.467m^2$
- l_f : longueur du demi-fléau : $l_f = \frac{L-l_{vc}}{2} = 26m$

D'où le moment fléchissant le long du demi-fléau est : $M_{pp}(x) = -\gamma S \frac{(l_f - x)^2}{2} t.m$

Il faut inclure aussi dans les calculs les éléments complémentaires du caisson tels que bossages d'ancrage, entretoises et déviateurs. Nous rajoutons donc au poids du demi-fléau le poids des éléments complémentaires estimé à $P' = 30$ tonnes placé à une distance $l_f/3$ de l'axe de l'appui.

7.2.1.2 Charges du chantier connues

Pour les ouvrages coulés en place, cette charge s'agit principalement du poids de l'équipage mobile dont la valeur est comprise entre 30 tonnes et 90 tonnes suivant la longueur des voussoirs et la largeur du tablier.

L'Eurocode considère que le poids de l'équipage peut être égal à la moitié du voussoir le plus lourd. Dans ce projet, tous les voussoirs courants ont la même hauteur donc le même poids. Ainsi la charges de chantier connues est égale à : $Q_{PRC1} = \frac{P_v}{2} = \frac{\gamma S l_v}{2} = 35.3t$.

La charge Q_{PRC1} est une charge concentrée au bout de l'avant dernier voussoir donc son moment est égal à : $M_{Q_{PRC1}}(x) = -Q_{PRC1}(l_f - \frac{l_v}{2} - x)$.

7.2.1.3 Charges du chantier aléatoire

Les charges du chantier aléatoires correspondent aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier où aux personnels.

Ces charges se présentent sous forme de deux charges :

- Une charge répartie $Q_{pra1} = 0.02 t/m^2$ appliquée sur un demi-fléau. Cette charge inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé.

Cette charge s'applique sur les voussoirs terminés et sur l'équipage mobile donc son moment est en fonction de la longueur de la partie déjà construite et égal à :

$$M_{Q_{pra1}}(x) = -Q_{pra1} B \left(\frac{x^2}{2} - l_f x + \frac{l_f^2}{2} \right)$$

- Une charge concentrée $Q_{pra2} = 5 + 0.5B$ tonne appliquée en bout de fléau à l'extrémité du dernier voussoir terminé.

Cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel..., son moment est en fonction de la longueur de la partie déjà construite et égal à :

$$M_{Q_{pra2}}(x) = -Q_{pra2}(l_f - x)$$

7.2.1.4 Charges supplémentaires

Les charges supplémentaires F_A modélisent l'effet du vent sur un demi-fléau. D'après l'Eurocode, l'effet vertical du vent est inclus dans les charges du chantier connues pour des ouvrages de portée inférieure à 120 mètres.

Alors que pour l'effet horizontal, nous n'en prendrons compte que dans des cas particuliers.

7.2.2 Résultats des calculs

Les valeurs des moments fléchissant au niveau de la pile de chaque charge sont présentées dans le tableau 7.1 :

Tableau 7.1: Moments dus aux différents chargements au niveau de la pile

Type de charge	PP	Q_{PRC1}	Q_{pra1}	Q_{pra2}	Total
Moment (t.m)	- 8259.6	-917.8	-110.8	-303.6	-9591.5

7.2.3 Détermination de la précontrainte du fléau

Les câbles de fléau sont déterminés dans la phase de construction où les sollicitations sont maximales. La justification de la précontrainte est effectuée utilisant la valeur probable de la précontrainte. Cela implique que la contrainte normale dans la fibre supérieure soit supérieure à la limite de traction définie dans cette fibre : $\sigma_{sup} \geq \bar{\sigma}_t$ avec $\bar{\sigma}_t = -f_{ctm} = -3.2 MPa$ et $\sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{MV}{I} + \frac{Pe_0V}{I}$, Où :

- V : distance du centre de gravité de la section sur pile à la fibre supérieure
- M : moment fléchissant au niveau de l'axe de fléau
- I : moment d'inertie longitudinale de la section des voussoirs
- B : section droite du voussoir
- e_0 : excentricité de la précontrainte (positif car les câbles passent dans la partie haute de la section dans les goussets du hourdis supérieur) : $e_0 = V - 2\phi_g = 0.9m$
- P : effort de la précontrainte

Ainsi, nous avons abouti à la relation : $P \geq \frac{\bar{\sigma}_t - \frac{MV}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e_0V}{I}} = 3810.7 t$

Pour la portée étudiée, nous avons utilisé des câbles 12T15S de classe 1860 TBR, de force utile 195 tonnes. Ces câbles sont tendus à $\sigma_{pmo} = 1488 MPa$.

Ils subissent des pertes que nous les estimons à 10% de pertes instantanées et 5% de pertes différées jusqu'à la fin de la construction du fléau. Soit un totale de 15

Donc nous estimons la force utile en construction à : $P_{utile} = (1 - 0.15)\sigma_{pmo}S_c$

avec S_c est la section d'un câble 12T15S : $S_c = 12 * 150 = 1800mm^2$

Ainsi : $P_{utile} = (1 - 0.15)\sigma_{pmo}S_c = 227.6 t$

D'où le nombre des câbles : $n_c = \frac{P}{P_{utile}} = 16.7 \Rightarrow 18$ câbles.

Le tableau 7.2 résume les résultats trouvés au niveau de la section sur appui.

Tableau 7.2: Résultats des calculs manuels

Moment total	-9591.5 t.m
Force utile d'un câble	227.6 t
Contrainte admissible de traction	3.2 MPa
Valeur de la précontrainte nécessaire	3810.7 t
Nombre de câbles	18 câbles

D'après notre décomposition, le voussoir sur pile est de longueur 10m, nous avons découpé le demi-fléau en 7 voussoirs de longueur 3m dont les deux premiers voussoirs maintiennent deux paires de câbles et les autres quatre voussoirs chacun maintient une paire de câbles.

Les résultats de calcul de moment le long demi-fléau, le nombre de câbles nécessaires et les valeurs de précontrainte sont récapitulés dans tableau 7.3.

Tableau 7.3: Calcul des moments et de la précontrainte de fléau pour chaque voussoir

Voussoirs	Abscisse (m)	Moment (t.m)	Nombre de câbles			Pm(t)
			Par voussoirs	Par âme	Arrêtés par âme	
VSP	0	-9591,5	18	9	0	4096,8
V1	8	-5361,2	18	9	0	4096,8
V2	11	-3785,0	14	7	2	3186,4
V3	14	-2596,1	10	5	1	2276
V4	17	-1623,1	8	4	1	1820,8
V5	20	-866,1	6	3	1	1365,6
V6	23	-325,1	4	2	1	910,4
V7	26	0,0	2	1	1	455,2

L'emplacement des câbles de fléau au gousset supérieur du voussoir sur pile est donné par la figure 7.2.

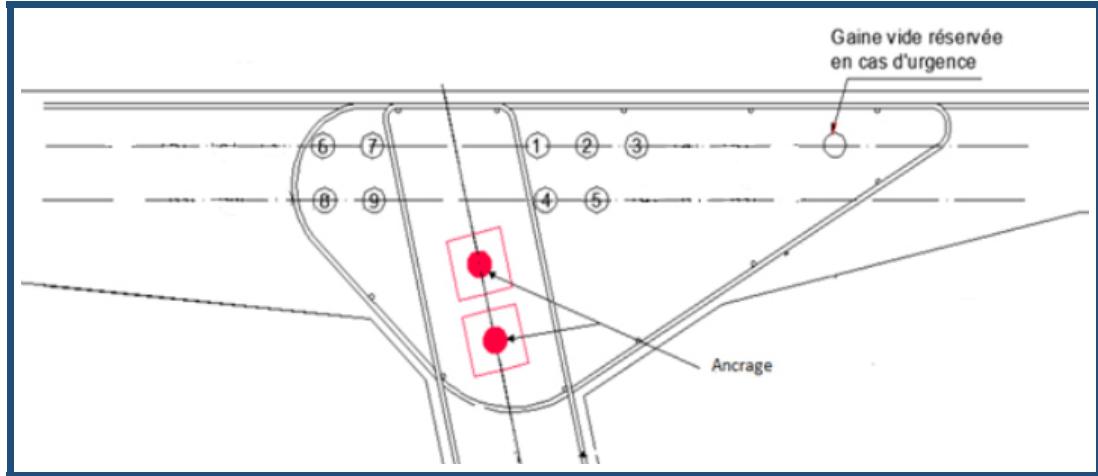


Figure 7.2: Détail du gousset supérieur du voussoir sur pile

7.2.4 Vérification des contraintes

En phase de construction, et après la détermination du câblage de fléau, nous vérifions les contraintes engendrées par l'application du poids propre du fléau, des charges du chantier et de l'effort de précontrainte sur les deux fibres supérieures et inférieures.

Ces contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles :

- En fibre supérieure, la contrainte de traction maximale doit vérifier : $\sigma_{sup} > \bar{\sigma}_t$
- En fibre inférieure, la contrainte de compression maximale doit vérifier : $\sigma_{inf} < \bar{\sigma}_c$

avec : $\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{MV}{I} + \frac{Pe_0V}{I}$, $\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{MV'}{I} - \frac{Pe_0V'}{I}$ $\bar{\sigma}_t = -3.2 MPa$ et $\bar{\sigma}_c = 0.6 f_{ck} = 21 MPa$.

Les tableau 7.4 résume les calculs des vérifications manuelles des contraintes normales en fibre supérieur et inférieur.

Tableau 7.4: Vérification des contraintes

Abscisse (m)	σ_{sup} (MPa)	Vérification	σ_{inf} (MPa)	Vérification
0	-2,595	Vérifié	13,138	Vérifié
8	0,432	Vérifié	7,099	Vérifié
11	0,361	Vérifié	5,004	Vérifié
14	0,797	Vérifié	3,357	Vérifié
17	0,979	Vérifié	2,033	Vérifié
20	0,907	Vérifié	1,032	Vérifié
23	0,58	Vérifié	0,354	Vérifié
26	0,32	Vérifié	-0,253	Vérifié

Les contraintes sur les fibres inférieures et supérieures dans la section d'appui sont inférieures en valeurs absolues au contraintes limites admissibles. Donc le calcul manuel de la précontrainte de fléau est bien vérifié.

7.3 Modélisation de la structure

Après avoir déterminé les moments dus aux efforts appliqués sur le demi-fléau, les valeurs de précontraintes et vérifié les contraintes, il faut vérifier et valider tous ces résultats, en utilisant le logiciel « CSI Bridge ».

Le modèle est décrit dans le plan spatial XYZ pour tenir compte des efforts de torsion engendrés par les charges et des pertes de précontrainte suivant leur description dans l'espace.

Le fléau est composé de :

- Un demi-fléau à gauche constitué de 7 voussoirs courants de longueur 3m chacune.
- Un voussoir sur pile en milieu de longueur 10m.
- Un demi-fléau à droite constitué de 7 voussoirs courants de longueur 3m chacune.

La figure 7.3 présente l'introduction des voussoirs dans le logiciel « CSI Bridge ».

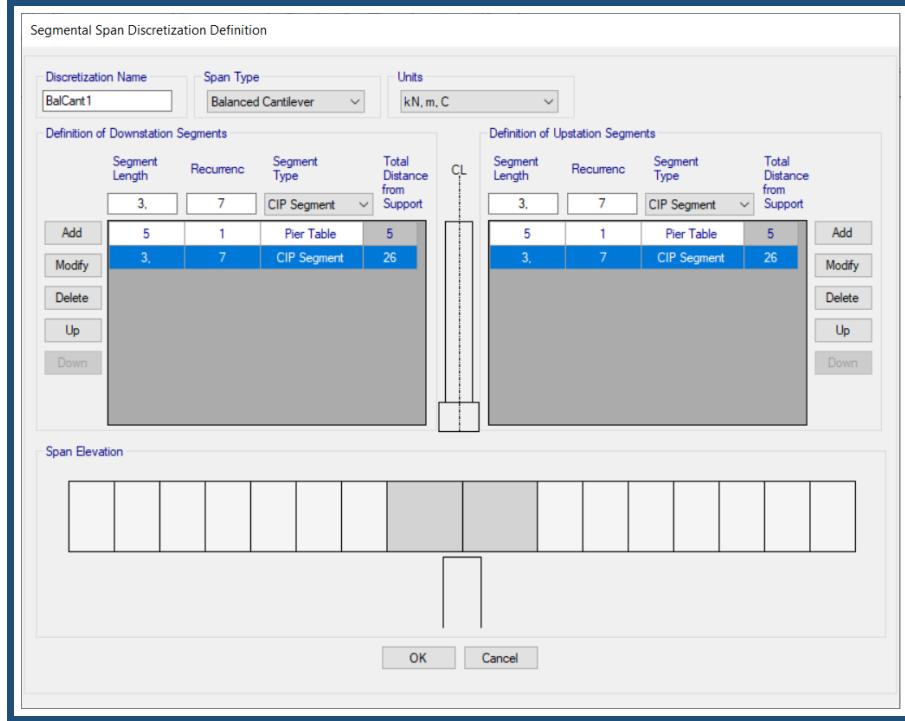


Figure 7.3: Introduire les voussoirs du fléau dans « CSI Bridge »

La figure 7.4 présente la vue 3D du fléau de l'ouvrage fourni par le logiciel « CSI Bridge ».

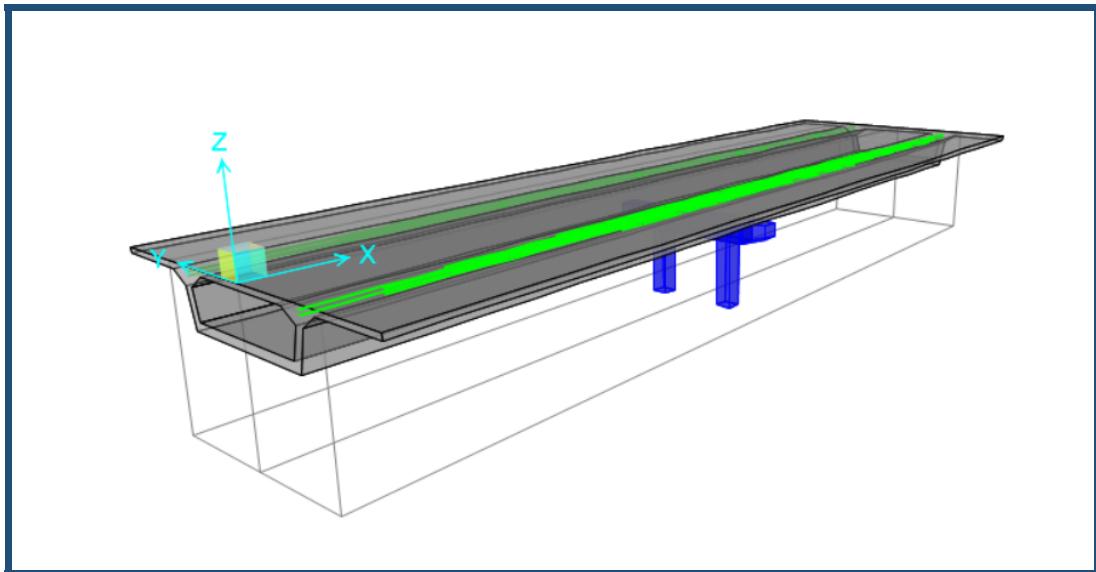


Figure 7.4: Modélisation du fléau en phase d'exécution avec « CSI Bridge »

La figure 7.5 représente le tracé peigné des câbles du fléau étudiés ; réalisé par le logiciel « CSI Bridge » ; qui permet d'avoir une symétrie pour simplifier l'exécution.

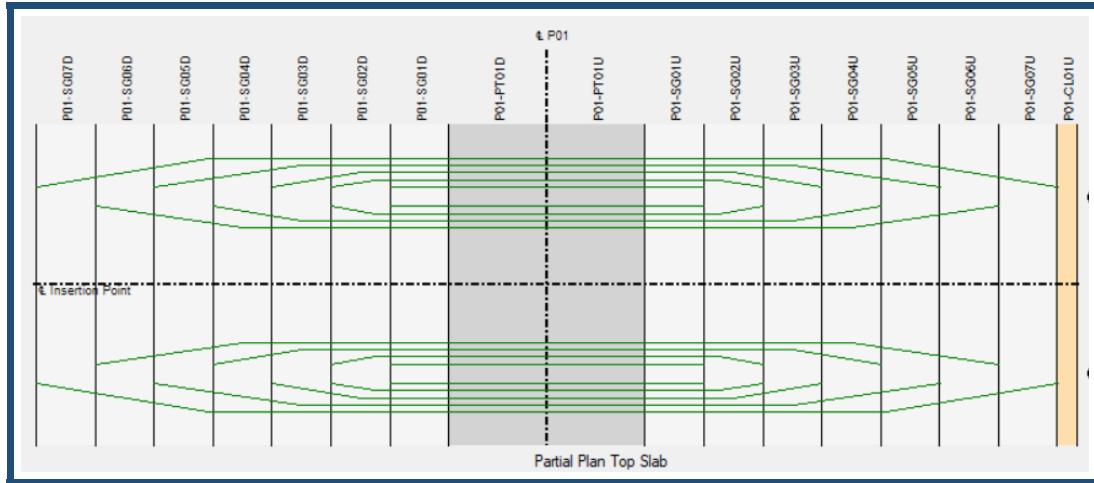


Figure 7.5: Vue en plan du câblage de fléau peigné

Après la définition de la géométrie du modèle d'un fléau, nous avons défini les charges appliquées en phase de construction ainsi que les vingt câbles de fléau qui passent dans les goussets supérieurs de chaque âme.

Le diagramme du moment fléchissant totale du fléau en phase de construction est donné dans la figure 7.6.

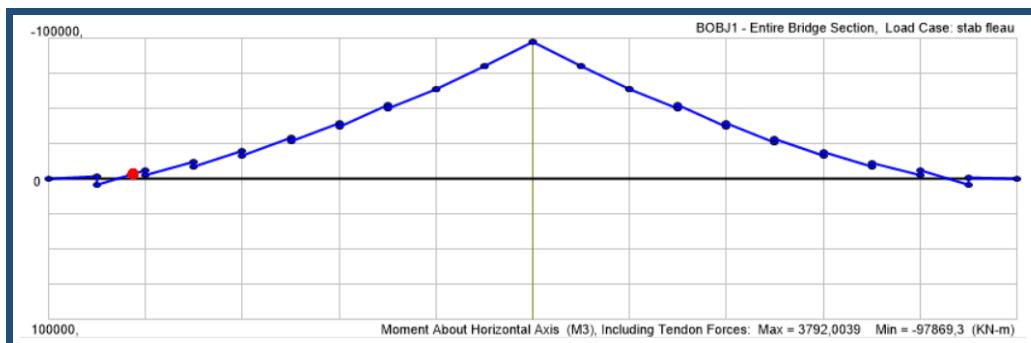


Figure 7.6: Diagramme du moment fléchissant totale

En comparant les résultats obtenus manuellement du moment fléchissant totale maximal, $M=-95915 \text{ kN.m}$, avec celles calculées par le logiciel, $M=-97869.3 \text{ kN.m}$, nous remarquons que les valeurs sont très proches donc le calcul est bien vérifié.

Ensuite, nous avons vérifié les contraintes avec le logiciel.

Nous déterminons alors les contraintes maximales au niveau des fibres supérieure et inférieure dans chaque section de voussoir, que nous les comparons avec les contraintes admissibles de traction et de compression.

La figure 7.7 présente les diagrammes de contraintes au niveau des fibres supérieure et inférieure du fléau.

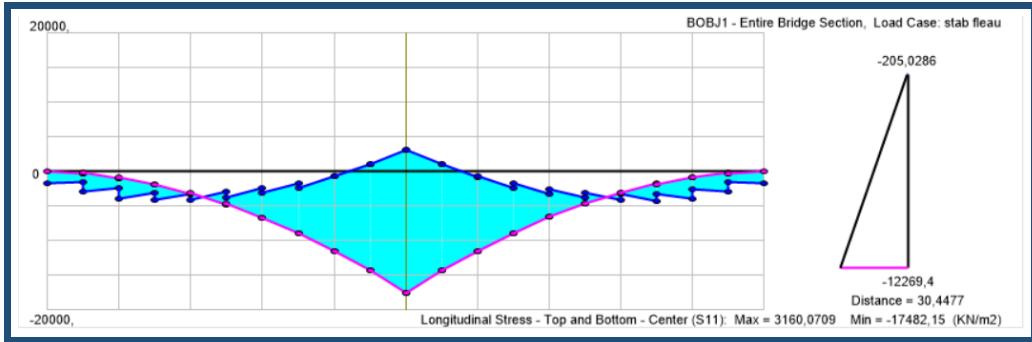


Figure 7.7: Diagramme des contraintes sur la fibre supérieure et inférieure du fléau

En comparant les résultats obtenus par le logiciel avec les valeurs admissibles :

- En fibre supérieure : $\sigma_{sup} = -3.1 \text{ MPa} > -3.2 \text{ MPa} = \bar{\sigma}_t$
- En fibre inférieure : $\sigma_{inf} = 17.4 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} = \bar{\sigma}_c$

Les contraintes en phase de construction sont bien vérifiées en toute section du fléau, donc nous constatons que le prédimensionnement manuel de la section transversale des voussoirs est correct.

7.4 Etude de la stabilité du fléau

La stabilité du fléau dans les ponts construit par encorbellements successifs doit être assuré au début sur leur pile avant le clavage avec le fléau qui suit et avec la partie coulée sur cintre de la travée de rive.

Deux situations sont à envisager :

- Une situation normale de construction : l'effet du poids propre d'un voussoir coulé avant son symétrique, des charges du chantier et du vent ascendant sur l'un des demi-fléau provoque un déséquilibre de ce dernier.
- Une situation accidentelle : correspond à la chute d'un équipage mobile.

Deux familles de combinaisons sont à étudier : des combinaisons fondamentales correspondant à la première situation et des combinaisons accidentelles correspondant à la seconde.

Dans le premier cas, nous vérifions que le fléau ne doit pas décoller de ses appuis provisoires. Alors que le deuxième cas permet un léger décollement avec une surtension limitée des câbles assurant le clouage du fléau sur sa pile [9].

Afin de stabiliser le fléau, nous adoptons la solution de clouage par précontrainte qui est la méthode la plus utilisée pour stabiliser les fléaux en phase provisoire et plus économique pour des travées dont la portée est inférieure à 120 mètres.

Elle consiste à tendre des armatures verticales pour plaquer le voussoir sur pile sur ses appuis comme indiqué sur la figure 7.8.

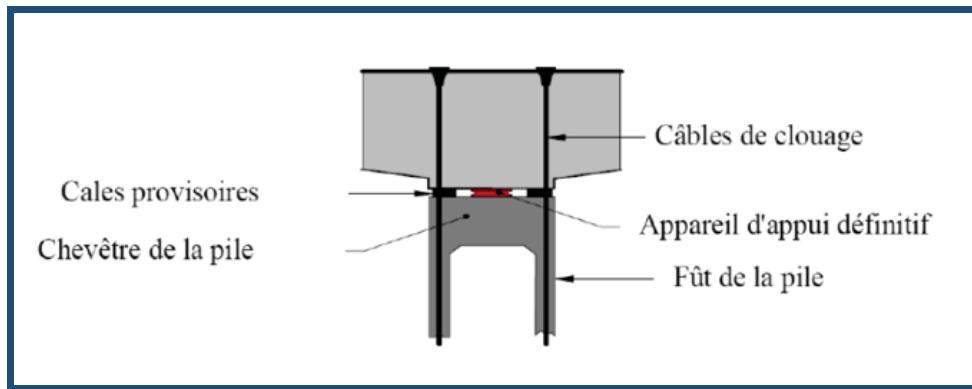


Figure 7.8: Dispositif de stabilité du fléau [9]

7.4.1 Actions à prendre en compte

Pour dimensionner le câble de clouage, il faut tenir compte de plusieurs charges :

7.4.1.1 Charges permanentes

Il s'agit du poids du fléau composé de tous ses voussoirs et calculé avec un poids volumique $\gamma = 2.5t/m^3$.

Le poids propre du demi-fléau est calculé comme suit : $P = \gamma S l_f$.

Nous ajoutons au poids du demi-fléau le poids des éléments complémentaires estimé à $P' = 30$ tonnes placé à une distance $l_f/3$ de l'axe de l'appui.

Le poids du demi-fléau situé du côté du déséquilibre est majoré de 2% G_{max} alors que le poids de son symétrique G_{min} est minoré de 2%.

7.4.1.2 Charges du chantier connues

Dans les calculs, ces charges doivent être majorées de 6% du côté du demi-fléau le plus lourd et minorée de 4% du côté opposé ($Q_{PRC1,max}$ et $Q_{PRC1,min}$) selon le même principe que pour le poids propre des fléaux.

7.4.1.3 Charges du chantier aléatoire

Les charges du chantier aléatoires correspondent aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier où aux personnels.

Ces charges se présentent sous forme de deux charges :

- Une charge répartie $Q_{pra1} = 0.02 \text{ t/m}^2$ appliquée sur un demi-fléau. Cette charge inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé. Cette charge s'applique sur les voussoirs terminés et sur l'équipage mobile.
- Une charge concentrée $Q_{pra2} = 5 + 0.5B = 13.2 \text{ tonnes}$ appliquée en bout de fléau à l'extrémité du dernier voussoir terminé. Cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du matériel....

7.4.1.4 Charges supplémentaires

Les charges supplémentaires FA modélisent l'effet du vent sur un demi-fléau.

D'après l'Eurocode, l'effet vertical du vent est inclus dans les charges du chantier connues pour des ouvrages de portée inférieure à 120 mètres.

Alors pour l'effet horizontal, nous n'en prendrons compte que dans des cas particuliers.

7.4.1.5 Actions accidentelles

Pour un ouvrage coulé en place, toute charge mobile pendant une ou plusieurs phases de déplacement de l'équipage est susceptible de chuter.

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose est prise en compte avec un coefficient de majoration égale à 2. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage avec $F_A = Q_{PRC1,max}$.

La Figure 7.9 représente les efforts à prendre en compte.

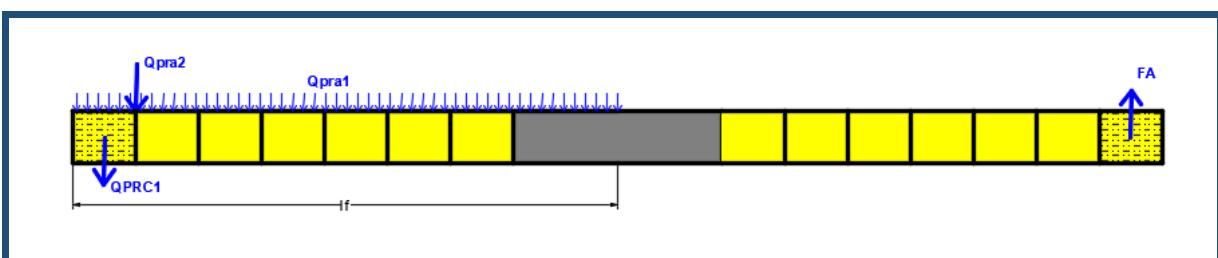


Figure 7.9: Efforts à prendre en compte

7.4.2 Combinaisons à prendre en compte

La justification des fléaux doit être effectuée vis-à-vis de l'ELU d'équilibre statique. Elle se fait sous deux combinaisons :

7.4.2.1 Combinaisons en situation temporaire de construction (type A)

Pour la vérification aux états limites ultimes d'équilibre statique, le fléau ne doit pas décoller de ses appuis provisoires.

Si le fléau est encastré sur pile, aucune vérification d'équilibre statique n'est requise, mais il faut vérifier la résistance de la pile.

Nous considérons que nous avons achevé 6 voussoirs de chacun des demi-fléau.

Nous avançons alors les deux équipages mobiles en position de bétonnage des deux derniers voussoirs et nous bétonnons seulement le dernier voussoir de droite.

Nous étudions alors le déséquilibre sous le poids de ce dernier voussoir, des charges de construction et des charges supplémentaires.

D'après Eurocode1, les combinaisons recommandées sont :

— Combinaison A_1 :

$$1.35G_{max} + 1.25G_{min} + 1.35(Q_{PRC1,max} + Q_{PRC1,min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_w)$$

— Combinaison A_2 :

$$1.0(G_{max} + G_{min}) + 1.35(Q_{PRC1,max} + Q_{PRC1,min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_w)$$

7.4.2.2 Combinaisons accidentielles de construction (type B)

En situation accidentelle, l'ouvrage doit pouvoir résister à la chute d'un équipage mobile ou à la chute d'un voussoir dans le cas d'un ouvrage préfabriqué. Dans ce cas, le fléau peut décoller de ses cales d'appui provisoires mais la sécurité est assurée en mobilisant à pleine capacité les matériaux.

D'après Eurocode1, la combinaison recommandée est :

— Combinaison B :

$$(G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{PRC1,max} + Q_{PRC1,min} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$$

Le calcul des sollicitations au niveau de l'axe du fléau selon les combinaisons citées ci-dessus sont récapitulés dans le tableau 7.5.

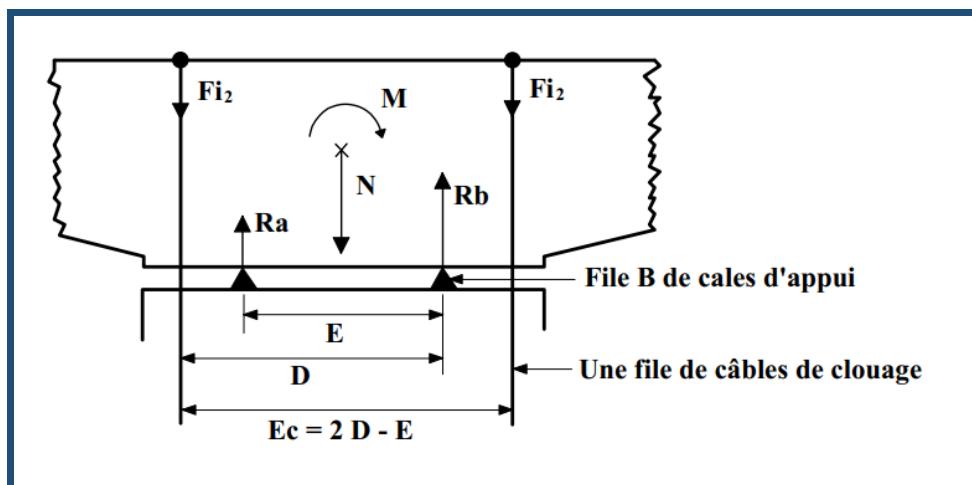
Tableau 7.5: Récapitulatif des efforts et des combinaisons de stabilité du fléau

	N(t)	M(t,m)
P	358,1	8259,6
$G_{max}(+2\%)$	365,3	8424,8
$G_{min}(-2\%)$	351	-8094,4
Q_{PRC1}	35,5	917,8
$Q_{PRC1,max}(+6\%)$	37,4	972,8
$Q_{PRC1,min}(-4\%)$	33,9	-881,1
Q_{pra1}	8,5	110,5
Q_{pra2}	13,2	303,6
F_A	-37,4	972,8
Combinaison A1	1047,1	3127,9
Combinaison A2	831,5	2202,8
Combinaison B	764,2	2690,2

7.4.3 Dimensionnement des câbles de clouage

Ayant calculé les sollicitations M et N pour les combinaisons normales et accidentelles, nous dimensionnons le câble de clouage.

La géométrie du système de clouage est présentée dans la Figure 7.9.


Figure 7.10: Géométrie du système de clouage [9]

Nous notons E la distance entre axes des deux files de cales d'appui provisoire, Ec la distance entre files de câbles de clouage et D la distance entre un câble et la file de cale opposée.

Les valeurs de E et de D découlent des dimensions du voussoir et de la tête de pile.

Nous prendrons E=3m et D=3.5m.

Nous avons pour toutes les combinaisons, $M/N > E/2$, donc des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau.

Pour calculer le nombre de câbles à disposer, nous distinguons le cas des combinaisons de type A de celui des combinaisons de type B.

7.4.3.1 Situation temporaire de construction (combinaisons A)

Le fléau ne doit pas décoller. La précontrainte doit donc compenser la réaction de soulèvement de la cale A sous l'action de M et N comme le montre la Figure 7.10.

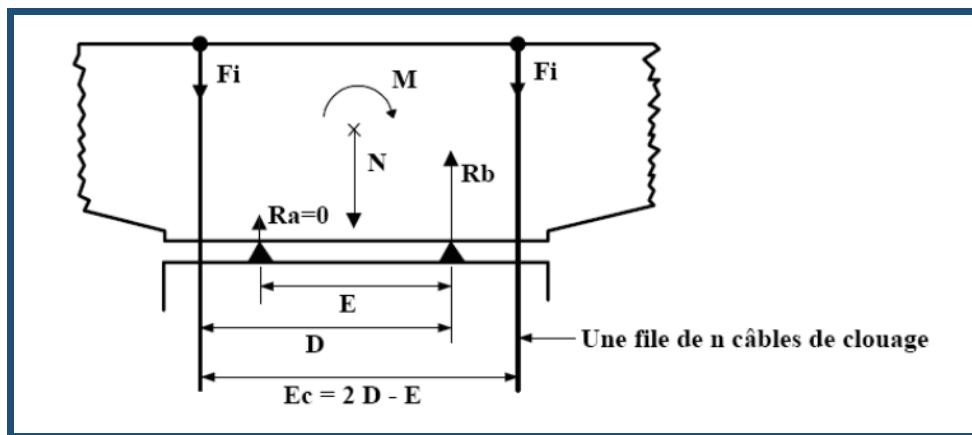


Figure 7.11: Efforts dans les câbles et réaction d'appui en situation normale de construction [9]

avec :

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{E} + F_i = 0$$

$$R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{E} + F_i = 0$$

$$F_i = n(1-p)\sigma_{pmo}S$$

Où F_i est la force des n câbles d'une file avec p% de pertes et de section S.

$$\text{Nous avons donc : } n = \frac{\frac{M}{E} - \frac{N}{2}}{(1-p)\sigma_{pmo}S}$$

7.4.3.2 Situation accidentelle (combinaison B)

Sous l'action de la résultante N et du moment M des charges appliquées au fléau, le voussoir sur pile reste en équilibre par surtension des câbles d'une file d'appuis provisoires et compression des cales de l'autre file d'appui comme le montre la Figure 7.12.

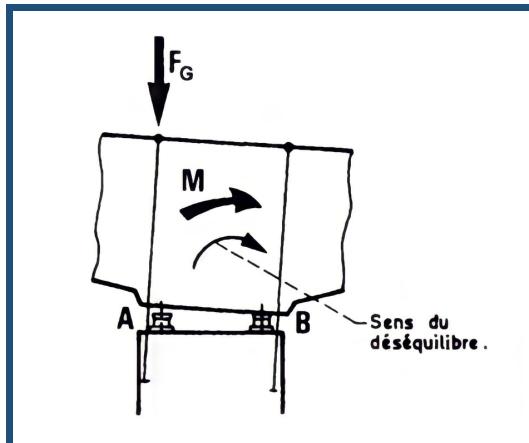


Figure 7.12: Basculement du fléau avec surtension des câbles [9]

avec [9] :

$$\begin{aligned}
 F_g &= F_i + \Delta T_g = F_{ul} \\
 F_d &= F_i - \Delta T_d \\
 \frac{\Delta T_g}{\Delta T_d} &= \frac{D}{E-D} \\
 -F_g D - \frac{NE}{2} + M + F_d (D - E) &= 0 \\
 R_b - F_g - F_d - N &= 0
 \end{aligned}$$

F_g et F_d désignent les tensions dans chaque file de câbles, F_i leur force initiale, F_{ul} leur tension limite à l'ELU et ΔT_g et ΔT_d les variations de tension de chaque file de câbles.

Nous avons aussi :

$$\begin{aligned}
 F_{ul} &= n S \frac{f_{peg}}{\gamma_p} \quad (\gamma_p = 1 \text{ pour combinaisons accidentelles}) \\
 F_i &= n(1-p)\sigma_{pmo} S
 \end{aligned}$$

Nous avons donc : $n = (M - \frac{NE}{2}) \frac{D}{KS}$

Où $K = (1-p)\sigma_{pmo}(2D-E)(E-D) + \frac{f_{peg}}{\gamma_p}[D^2 + (D-E)^2]$

7.4.3.3 Calcul du nombre de câbles de stabilité

Les câbles utilisés sont de type 27T15S (section d'un câble $S = 4050 \text{ mm}^2$) de classe 1860 donc $\sigma_{pmo} = 1488 \text{ MPa}$ et $f_{peg} = 1655 \text{ MPa}$.

Le calcul se fait pour différentes combinaisons comme indiqué dans le tableau 7.6.

Tableau 7.6: Dimensionnement des câbles de stabilité par file

Combinaison	Nombre de câbles
Combinaison A_1	4
Combinaison A_2	2
Combinaison B	2

Ainsi le câblage de clouage est composé de deux paires de câbles 27T15S au niveau de chaque cale.

7.4.4 Dimensionnement des cales provisoires

Ayant calculé la valeur de la précontrainte appliquée au niveau de chaque cale, nous pouvons maintenant déterminer les dimensions finales des cales.

La surface des cales est telle qu'elles sont comprimées à f_{bu} sous la réaction maximum R_b . Comme le béton des cales et celui du chevêtre de la pile sont frettés, leur résistance caractéristique en compression peut être augmentée.

La valeur de la contrainte est fixée à : $f_{cf} = f_{cj}(1 + 2\rho_t \frac{f_e}{f_{cj}})$

avec : ρ_t : pourcentage d'acier du seul noyau fretté égal à 2%.

Nous avons donc : $f_{cf} = f_{ck} + 20MPa = 55MPa$.

7.4.4.1 Situation normale de construction (combinaison A)

La contrainte de compression dans le béton du bossage est limitée pour éviter le fendage de la pile. La résistance en compression de la cale frettée à 2% est : $f_{bu} = \frac{0,85f_{cf}}{\theta\gamma_b}$

avec :

- $\gamma_b = 1.5$ pour combinaison de type A.
- $\theta = 1$ pour les charges de longue durée d'application

La cale est comprimée à f_{bu} sous l'action maximale de R_b , donc la surface de la cale est :

$$S = 2ab = \frac{R_b}{f_{bu}}$$

avec :

- 2 : nombre de cale par ligne
- $R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{E}$
- a, b : sont les dimensions de la cale

7.4.4.2 Situation accidentable (combinaison B)

Nous avons appliqué le même principe que pendant la situation normale de construction, mais sous combinaison accidentelle, nous avons :

- $\gamma_b = 1.15$ pour combinaison de type B.
- $\theta = 0.85$ pour les charges de courte durée d'application

De même nous avons : $S = 2ab = \frac{R_b}{f_{bu}}$

Avec : $R_b = \left(\frac{2D+3E}{D}\right)(1-p)\sigma_{pmo}S + N$

Les dimensions des cales ainsi déterminées doivent être augmentées de 5cm pour l'enrobage des frettés.

Les résultats trouvés pour les dimensions des cales sont résumés dans le tableau 7.7.

Tableau 7.7: Dimensionnement des cales provisoires

Combinaison	Rb (t)	Surface (m ²)	(a,b) (m,m)
Combinaison A ₁	2252,7	0,361	0,7*0,7
Combinaison A ₂	1562,8	0,251	0,6*0,6
Combinaison B	1386,5	0,290	0,6*0,6

En respectant l'enrobage des frettés, la section finale des cales aura les dimensions suivantes :

$$(a,b) = (0.7 ; 0.7)$$

7.5 Conclusion

Pour prendre le poids propre du fléau et les charges de chantier en phase de construction, il faut utiliser 18 câbles 12T15S au niveau du fléau et pour assurer sa stabilité du fléau, nous opterons pour 4 câbles 27T15S.

Dans le chapitre suivant, nous nous intéressons au dimensionnement de la précontrainte intérieure d'éclissage.

DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTE INTÉRIEURE D'ÉCLISSAGE

Plan

1	Introduction	77
2	Modélisation numérique sur « CSI Bridge »	77
3	Etude de clavage C0-P1 et P2-C3	82
4	Etude de clavage P1-P2	86
5	Vérification de l'ouvrage après clavage	91
6	Conclusion	92

8.1 Introduction

Au cours de ce présent chapitre, nous allons procéder au calcul des câbles de continuité qui ont pour rôle de reprendre à la clef des travées centrales, l'effet du gradient thermique en fibre inférieure et s'opposer au retrait dans les voussoirs de clavage qui n'étaient pas encore précontraints.

Les câbles de continuité intérieurs au béton, appelés souvent câbles d'éclissage, règnent sur la partie centrale des travées courantes (clavage) et dans les extrémités des travées de rive (parties coulées sur cintre).

Pendant l'exécution, l'ordre de clavage suit la cinématique de construction présentée précédemment dans le paragraphe 5.7 cinématiques de construction :

- Clavage de C0-P1 avec mise en tension des câbles d'éclisses.
- Clavage de P2-C3 avec mise en tension des câbles d'éclisses.
- Clavage de P1-P2 avec mise en tension des câbles d'éclisses.

La figure 8.1 schématisise les différents appuis de l'ouvrage étudié.

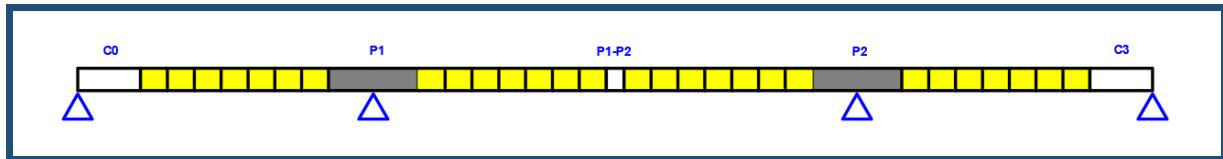


Figure 8.1: Schématisation des différents appuis de l'ouvrage

8.2 Modélisation numérique sur « CSI Bridge »

La modélisation numérique sur le logiciel prend en compte tous les charges et les effets appliqués sur l'ouvrage. Elle permet de calculer les contraintes et les pertes de précontrainte.

Le tablier va subir au cours du temps des phénomènes de fluage, de retrait et de déformations différenciées.

Alors, afin d'obtenir au bout d'un temps infini un ouvrage proche du réel, nous avons pris en considération le phasage du temps lors de la construction des fléaux suivant la cinématique que nous avons parlé dans le paragraphe 5.7.

La première étape consiste à introduire le découpage en voussoirs comme nous avons adopté dans le chapitre 5 :

- Introduction des différentes parties de l'ouvrage (Figure 8.2) :

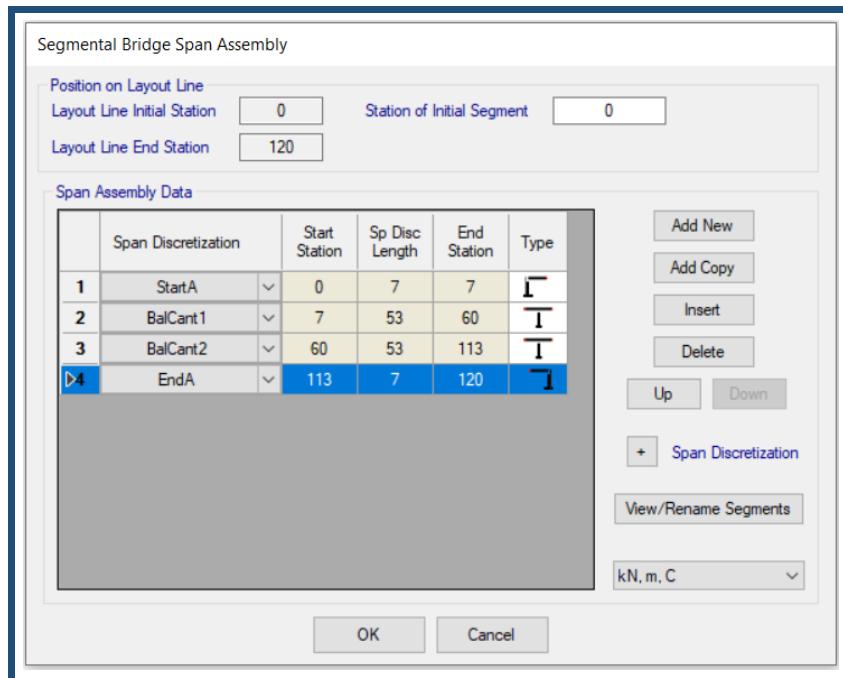


Figure 8.2: Introduction des différentes parties de l'ouvrage

- Introduire de la première partie sur cintre C0 (Figure 8.3) :

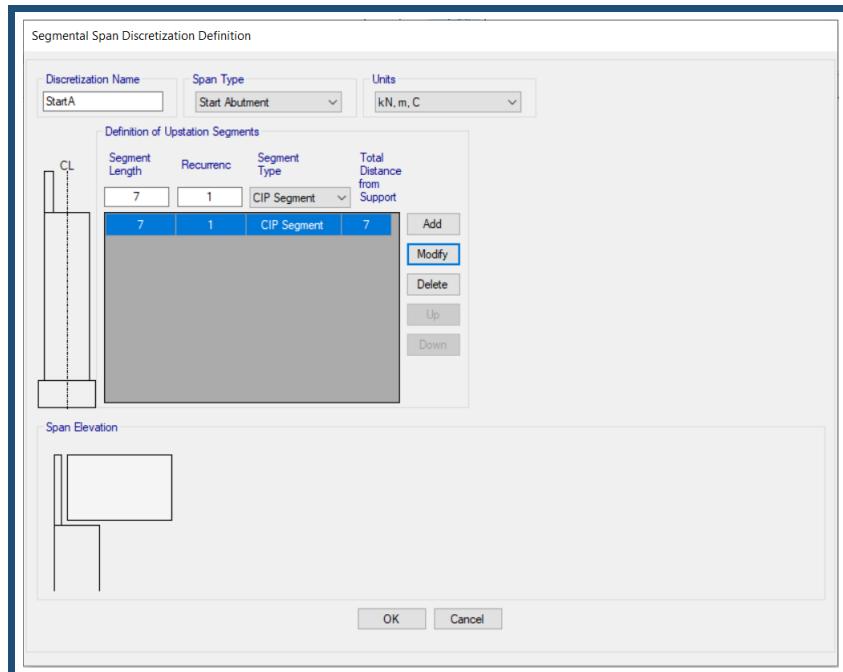


Figure 8.3: Introduction de la partie sur cintre C0

— Introduction du premier fléau (Figure 8.4) :

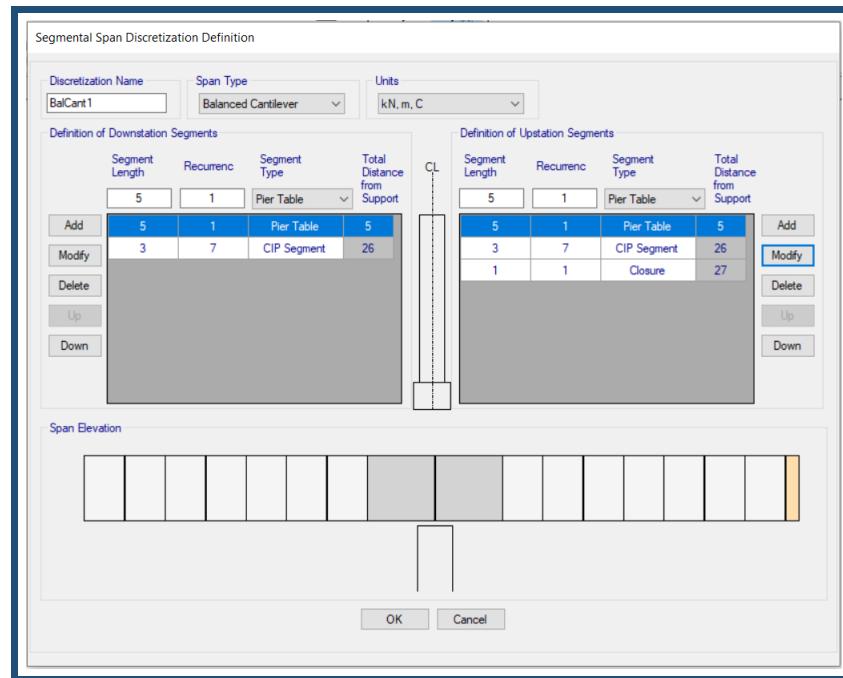


Figure 8.4: Introduction du premier fléau

— Introduction du deuxième fléau (Figure 8.5) :

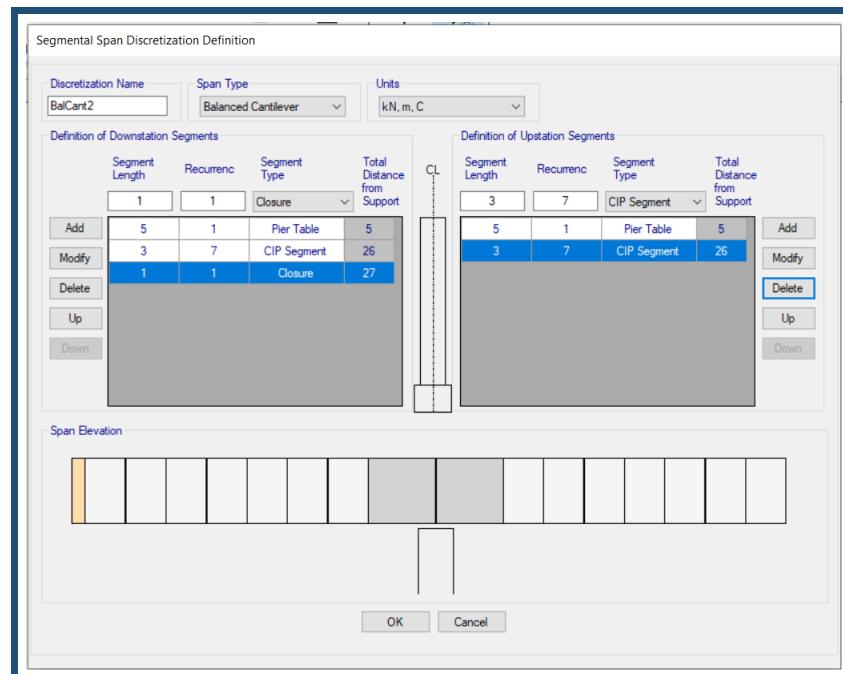


Figure 8.5: Introduction du deuxième fléau

- Introduction de la deuxième partie sur cintre C0 (Figure 8.6) :

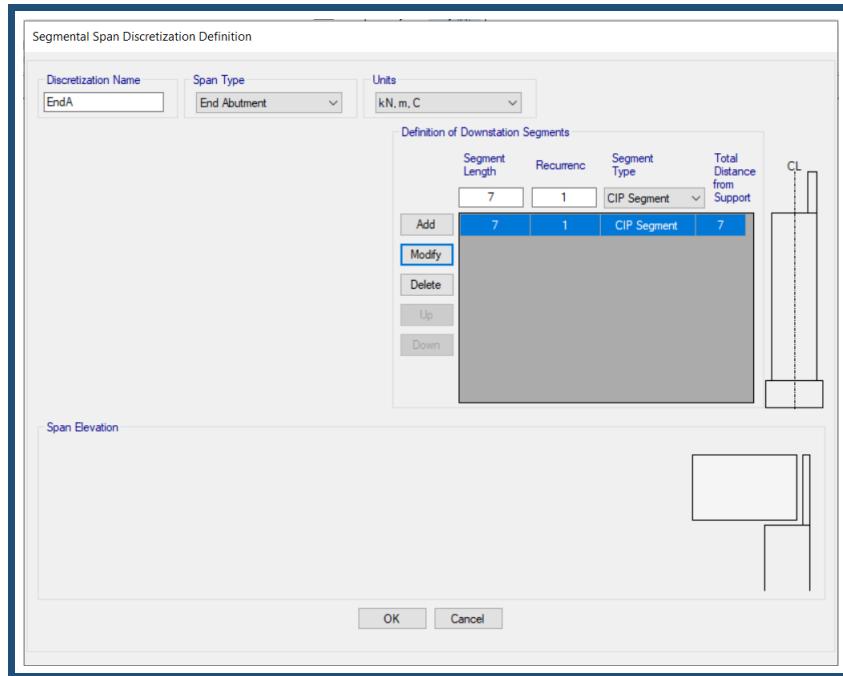


Figure 8.6: Introduire de la partie sur cintre C3

Le phasage de construction, ou « Schedule Stages », permet de prendre en considération tous ces phénomènes.

Les étapes du phasage saisies sur le logiciel « CSI Bridge » sont comme suit :

- Construction des piles (Figure 8.7) :

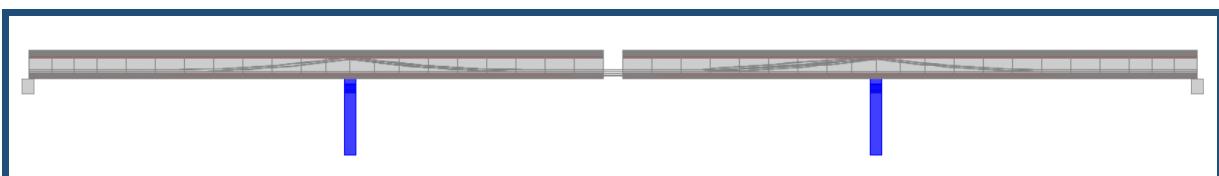


Figure 8.7: Construction des piles

- Construction du premier voussoir sur pile P1 (Figure 8.8) :

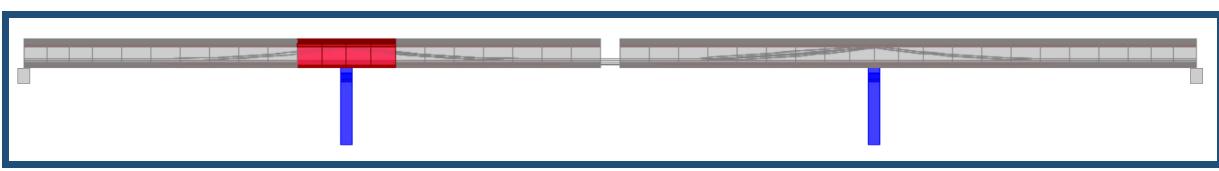


Figure 8.8: Construction du voussoir sur pile P1

- Construction des fléaux V1-V7 avec leurs précontraintes (Figure 8.9) :

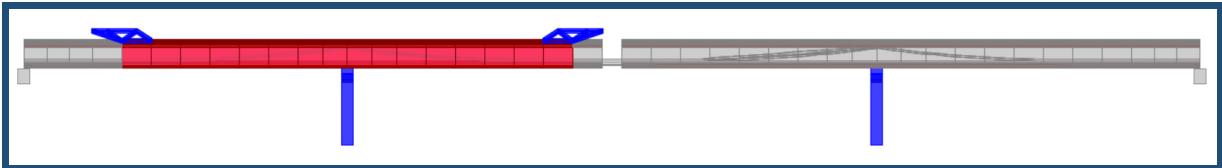


Figure 8.9: Construction des fléaux V1-V7

- Construction de la première partie coulée sur cintre C0 (Figure 8.10) :

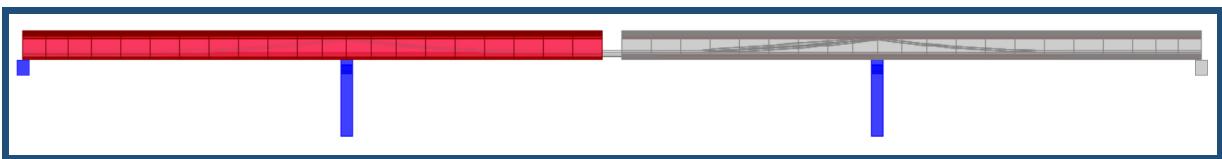


Figure 8.10: Construction de la partie coulée sur cintre C0

- Construction du premier voussoir sur pile P2 (Figure 8.11) :

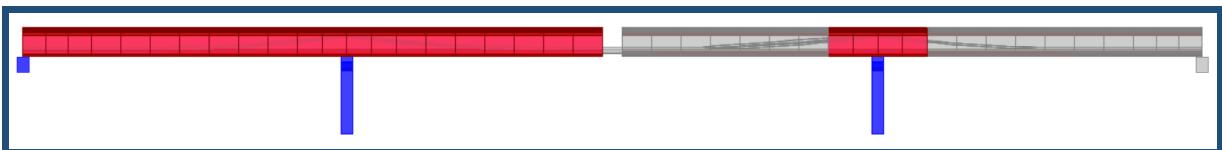


Figure 8.11: Construction de la partie coulée sur cintre C0

- Construction des fléaux V'1-V'7 avec leurs précontraintes (Figure 8.12) :

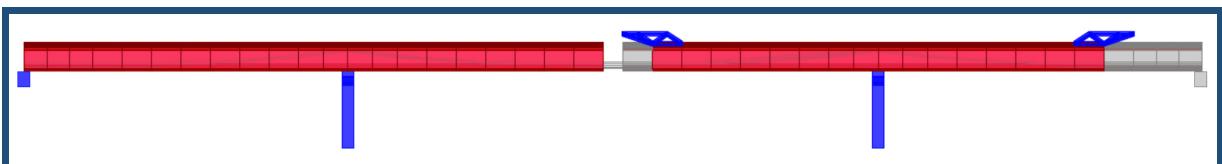


Figure 8.12: Construction des fléaux V'1-V'7

- Construction de la première partie coulée sur cintre C3 (Figure 8.13) :

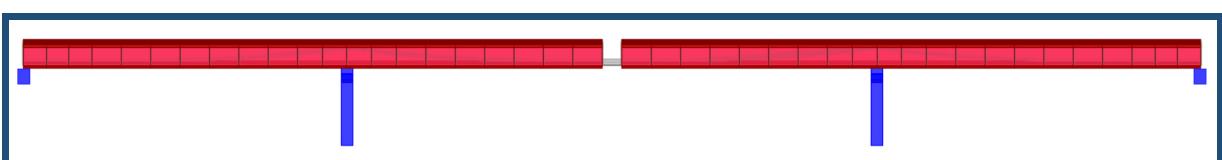


Figure 8.13: Construction de la partie coulée sur cintre C3

- Clavage des fléaux P1-P2 avec précontrainte d'éclisses (Figure 8.14) :

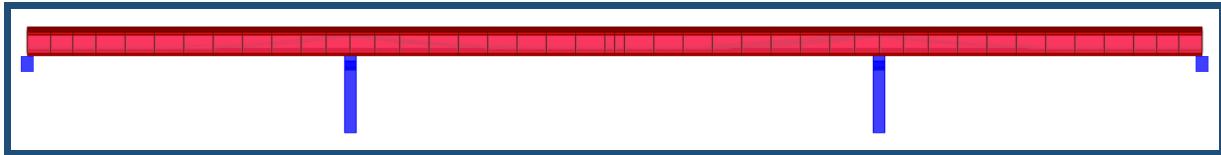


Figure 8.14: Clavage des fléaux P1-P2

8.3 Etude de clavage C0-P1 et P2-C3

Les câbles écluses des travées C0-P1 et P2-C3 doivent reprendre le poids propre de la partie coulée sur cintre.

8.3.1 Effet du poids propre de la partie coulée sur cintre

Nous appliquons le poids propre de la partie coulée sur cintre sur la structure. Ce poids est appliqué après l'enlèvement du cintre afin de déterminer le nombre de câbles nécessaires au clavage.

La partie coulée sur cintre est de longueur $l_{cc}=7m$ et de section $S = 9.467m^2$ donc le poids propre de la partie coulée sur cintre est égal : $Q = \gamma S = 23.67t/ml$.

La structure à étudier est isostatique donc nous pouvons déterminer les réactions d'appui et les moments fléchissant simplement.

La figure 8.15 illustre les différents efforts dus au clavage du côté de C0.

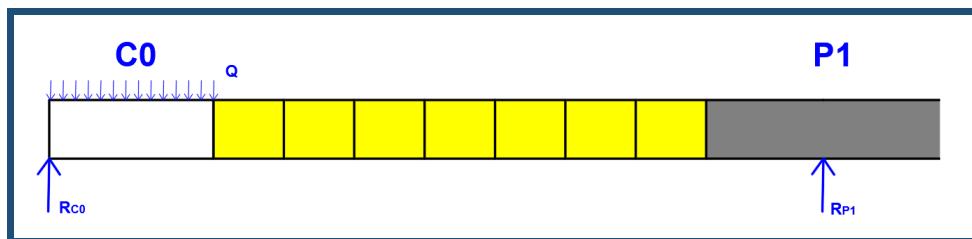


Figure 8.15: Détermination des efforts dus au clavage côté C0

Donc nous avons le système d'équation suivant :

$$\begin{cases} \Sigma F = -Ql_{cc} + R_{C0} + R_{P1} = 0 \\ \Sigma M = Q\frac{l_{cc}^2}{2} - R_{C1}(l_{cc} + l_{fl}) = 0 \end{cases}$$

D'où $R_{C0} = 148.1$ tonnes et $R_{C1} = 17.57$ tonnes.

Ainsi le moment maximal sur la structure est obtenu à $x=7m$ de l'extrémité du l'ouvrage donc : $M(x=7m) = R_{C0} * x - \frac{Qx^2}{2} = 456.85$ t.m.

La figure 8.16 représente le moment fléchissant du au poids propre de la partie coulée sur cintre par le logiciel « CSI Bridge ».

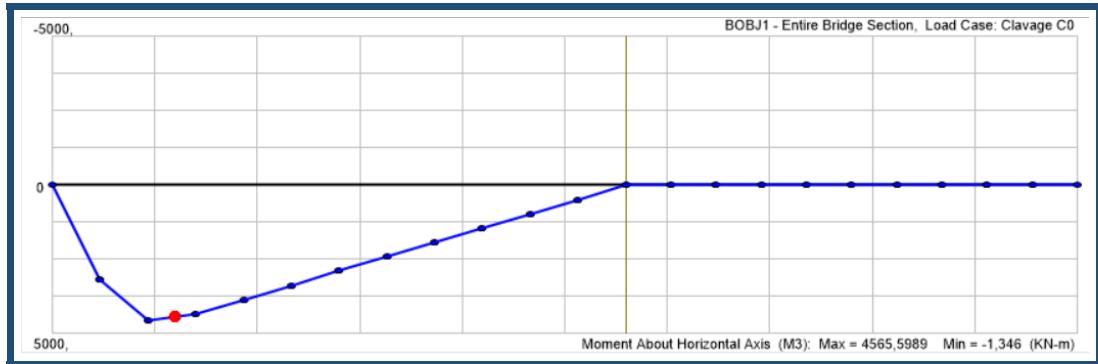


Figure 8.16: Diagramme du moment dû au poids propre de la partie coulée sur cintre

D'après le calcul effectué par le logiciel « CSI Bridge », $M(x = 7m) = 4440.6 \text{ kN.m}$.

Nous vérifions que la valeur trouvée par le calcul manuel et celle trouvée par le logiciel sont proches.

8.3.2 Calcul des Câbles d'éclisse C0-P1 et P2-C3

Le nombre de câbles de précontrainte est tel que l'effort de précontrainte P développé vérifie au droit de la section de clavage la condition : $\sigma_{sup} \geq \bar{\sigma}_t$

avec : $\bar{\sigma}_t = -f_{ctm} = -3.2 \text{ MPa}$ et $\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{MV'}{I} - \frac{Pe_0V'}{I}$ où :

- V' : distance du centre de gravité de la section sur pile à la fibre inférieur
- M : moment fléchissant du au poids propre de la partie sur cintre
- I : moment d'inertie longitudinal de la section de la pile
- S : section droite du voussoir
- e_0 : excentricité de la précontrainte $e_0 = -(V' - 1.5\phi_g) = -1.28m$
- P : effort de la précontrainte

Ainsi, nous avons la relation : $P \geq \left(-\bar{\sigma}_t + \frac{MV'}{I}\right) / \left(\frac{1}{S} - \frac{e_0V'}{I}\right) = 1306.5 \text{ tonnes.}$

Pour la portée étudiée, nous avons utilisé des câbles 12T15S de classe 1860 TBR, de force utile 195 tonnes. Ces câbles sont tendus à $\sigma_{pmo} = 1488 \text{ MPa}$.

Ils subissent des pertes que nous pouvons l'estimer à 10% de pertes instantanées et 5% de pertes différées jusqu'à la fin de la construction du fléau. Soit un totale de 15%.

Donc nous estimons la force utile en construction à : $P_{utile} = (1 - 0.15)\sigma_{pmo}S_c$

Avec S_c est la section d'un câble 12T15S : $S_c = 12150 = 1800 \text{ mm}^2$

Ainsi : $P_{utile} = (1 - 0.15)\sigma_{pmo}S_c = 227.6 \text{ t}$

D'où le nombre des câbles : $n_c = \frac{P}{P_{utile}} = 5.73 \Rightarrow 6 \text{ câbles.}$

Le tableau 8.1 résume les résultats trouvés au niveau de la section sur appui.

Tableau 8.1: Résultats des calculs manuels

Moment total	-456.85 t.m
Force utile d'un câble	227.6 t
Contrainte admissible de traction	3.2 MPa
Valeur de la précontrainte nécessaire	1365.6 t
Nombre de câbles	6 câbles

D'après notre décomposition, la partie culée sur cintre est de longueur 7m, nous avons découpé le demi-fléau en 7 voussoirs de longueur 3m dont les trois derniers voussoirs doivent maintenir une paire de câbles chacun.

L'emplacement des câbles d'éclisses au gousset inférieur des trois derniers voussoirs est donné par la figure 8.17.

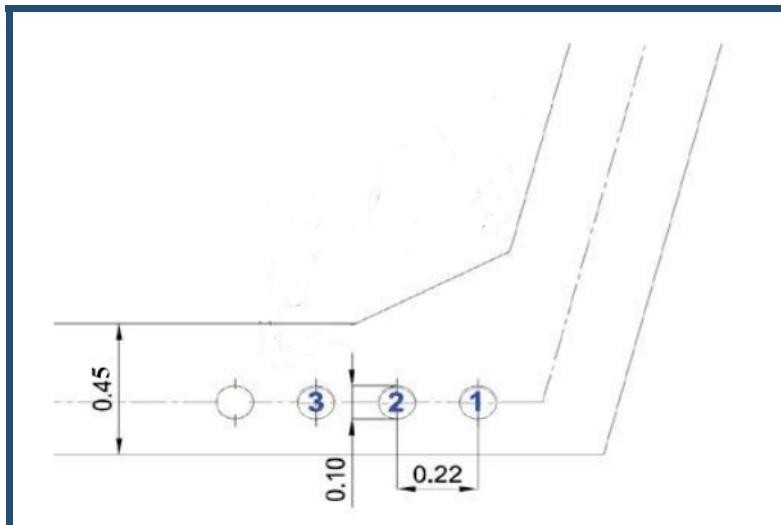


Figure 8.17: Disposition des câbles d'éclisses dans la partie coulée sur cintre

8.3.3 Vérification des contraintes

Après la détermination du câblage intérieur d'éclissage pour C0-P1 et P2-C3, nous vérifions les contraintes engendrées par l'application du poids propre de la partie coulé sur cintre sur les deux fibres supérieures et inférieures.

Ces contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles :

- En fibre supérieure, la contrainte de traction maximale doit vérifier : $\sigma_{sup} < \bar{\sigma}_c$
- En fibre inférieure, la contrainte de compression maximale doit vérifier : $\sigma_{inf} > \bar{\sigma}_t$

avec : $\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{MV}{I} + \frac{Pe_0V}{I}$, $\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{MV'}{I} - \frac{Pe_0V'}{I}$, $\bar{\sigma}_t = -3.2MPa$ et $\bar{\sigma}_c = 21MPa$.

Puisque le pont étudié est à hauteur constante, donc nous allons juste vérifier les contraintes seulement dans la section d'appui où les sollicitations sont maximales :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{MV}{I} + \frac{Pe_0V}{I} = 4.03MPa < 21MPa = \bar{\sigma}_c$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{MV'}{I} - \frac{Pe_0V'}{I} = -0.49MPa > -3.2MPa = \bar{\sigma}_t$$

Les contraintes sur les fibres inférieures et supérieures sont inférieures en valeurs absolues au contraintes limites admissibles.

La figure 8.18 représente les contraintes supérieur et inferieur de la partie coulée sur cintre par le logiciel « CSI Bridge ».

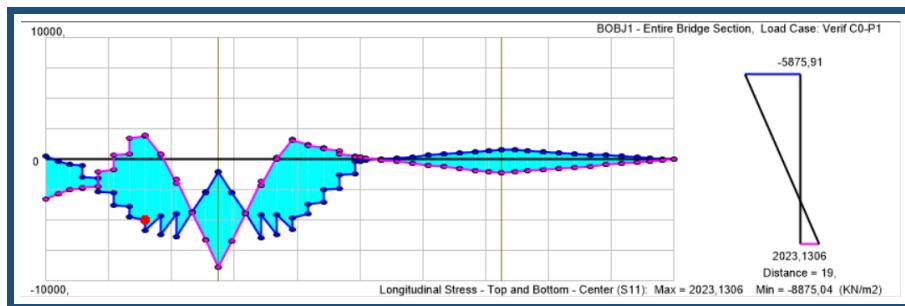


Figure 8.18: Les contraintes supérieur et inferieur de la partie coulée sur cintre

Nous vérifions que la valeur trouvée par le calcul manuel et celle trouvé par le logiciel sont proches. Donc le câblage d'éclisse obtenu pour C0-P1 et P2-C3 est donc adopté.

La figure 8.19 représente le tracé peigné des câbles d'éclissage réalisé par le logiciel « CSI Bridge » pour le clavage C0-P1.

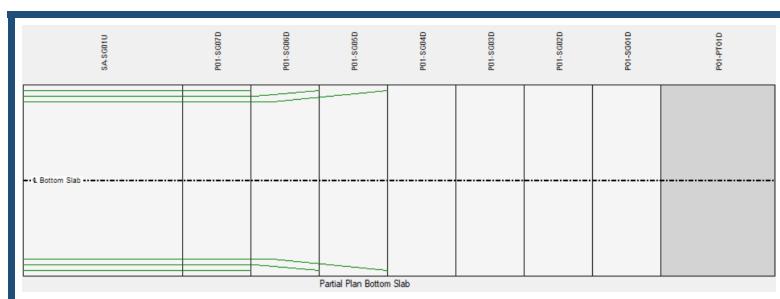


Figure 8.19: Vue en plan du câblage d'éclisse C0- P1

La figure 8.20 représente le tracé peigné des câbles d'éclissage réalisé par le logiciel « CSI Bridge » pour le clavage P2-C3.

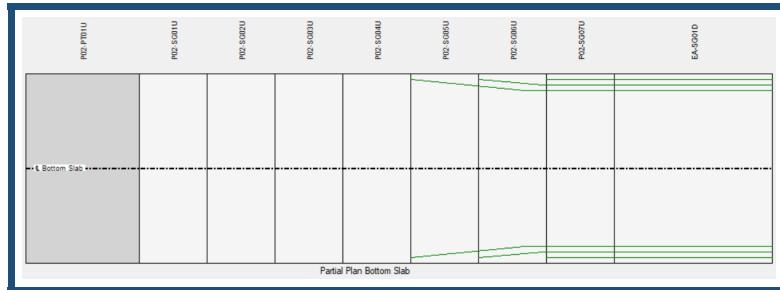


Figure 8.20: en plan du câblage d'éclisse P2-C3

8.4 Etude de clavage P1-P2

Les câbles éclissés de la travée P1-P2 doivent reprendre le poids propre du clavage, l'effet de l'enlèvement de l'équipage mobile et l'effet du gradient thermique

Nous étudions les différentes phases de clavage et leurs impacts sur la structure afin de pouvoir déterminer le nombre de câbles nécessaires au clavage de la travée centrale.

8.4.1 Vérification pendant le bétonnage du clavage P1-P2

À ce stade du calcul, il faut s'assurer que les câbles de fléau sont suffisants pour reprendre le poids du tablier et de l'équipage pendant la construction du clavage. Pour cela, nous appliquons deux forces verticales F orientées vers le bas à chaque extrémité des fléaux. Ces forces présentent l'effet du poids de l'équipage mobile et du béton de clavage encore mou : $F = \frac{Q_{PRC1}}{2} + \frac{V_c}{2}$, avec :

— Q_{PRC1} : poids de l'équipage mobile, $Q_{PRC1} = 35.3$ tonnes.

— V_c : poids du voussoir de clavage, $V_c = \gamma S l_{vc} = 47.335$ tonnes.

$$\text{Donc : } F = \frac{Q_{PRC1}}{2} + \frac{V_c}{2} = 41.3 \text{ tonnes.}$$

La figure 8.21 représente la position de l'application de la force F .

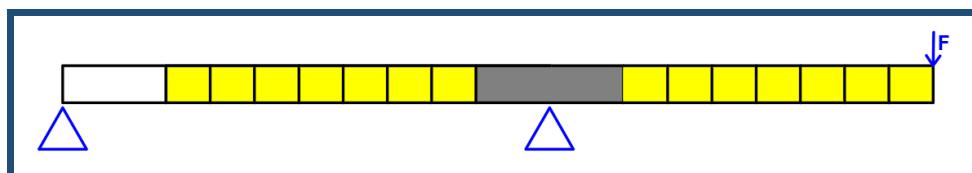


Figure 8.21: Point d'application de la Force F

La figure 8.22 présente le moment dû à l'équipage mobile et du clavage.

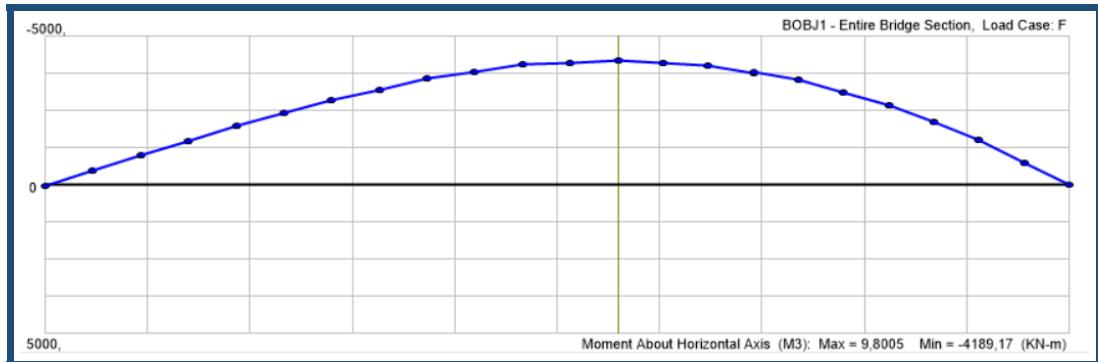


Figure 8.22: Moment dû aux poids de l'équipage mobile et de clavage

D'où le moment est égal à -418.9 t.m.

Nous vérifions les contraintes des fibres supérieurs et inférieurs avec le logiciel « CSI Bridge » comme le montre la figure 8.23.

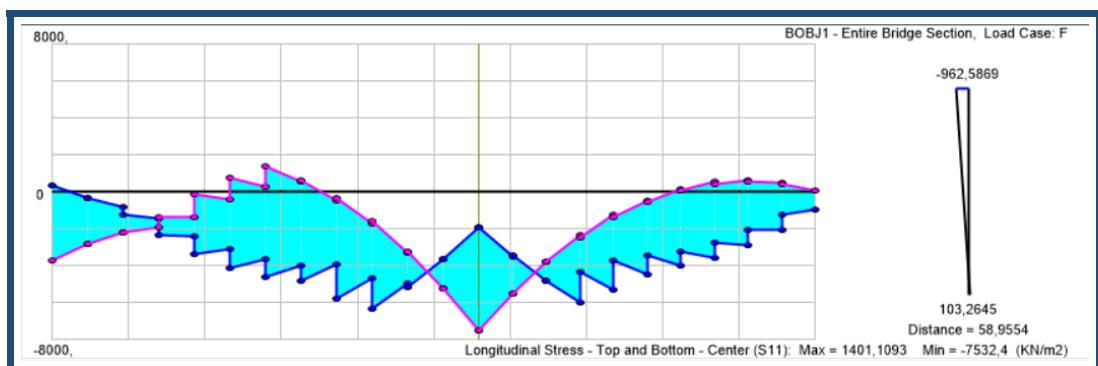


Figure 8.23: Diagramme de contraintes sur les fibres supérieurs et inférieurs dû aux poids de l'équipage mobile et de clavage

Nous remarquons que $\sigma_{sup} = 7.5 MPa < 21 MPa = \bar{\sigma}_c$ et $\sigma_{inf} = -1.4 MPa > -3.2 MPa = \bar{\sigma}_t$, donc les contraintes sont bien vérifiées.

8.4.2 Efforts appliqués sur le clavage

Nous passons maintenant au calcul des câbles d'éclisses du clavage P1-P2 qui doivent reprendre l'effet du poids propre du clavage, l'effet de l'enlèvement de l'équipage mobile et l'effet du gradient thermique

Contrairement aux autres câbles d'éclisse, il se développe à la fois des moments isostatiques et des moments hyperstatiques. Cette partie sera traité par le logiciel « CSI Bridge ».

8.4.2.1 Effet du poids propre du clavage

La première étape du clavage peut être simulée par deux forces verticales orientées vers le bas à chaque extrémité des fléaux. Dans cette phase, le tablier est encore constitué de deux structures indépendantes et isostatiques. Cette phase n'influence donc pas le calcul des câbles de continuité.

8.4.2.2 Effet de l'enlèvement de l'équipage mobile

Cette partie est divisée en deux phases. La première phase consiste à appliquer deux forces verticales F dirigées vers le haut à chaque extrémité des fléaux. Les deux forces F représentent l'effet de l'enlèvement de l'équipage mobile. Dans cette phase, la structure est isostatique. Nous avons $F = \frac{-Q_{PRC1}}{2} = -17.65 \text{ tonnes}$.

La figure 8.24 présente les points d'application des forces F .

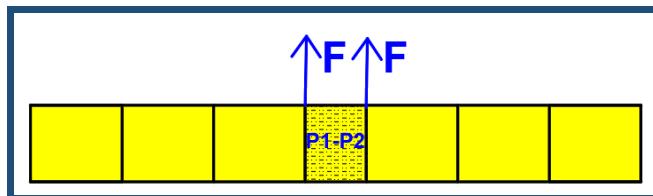


Figure 8.24: Points d'applications des forces F

La deuxième phase consiste à remplacer ces deux forces par une charge uniformément répartie P dirigée vers le bas. Cette force représente le béton durci. Dans cette phase, la structure est hyperstatique. Nous avons $P = \frac{V_c}{2} = 23.67 \text{ tonnes/ml}$.

La figure 8.25 présente la répartition de la force P .

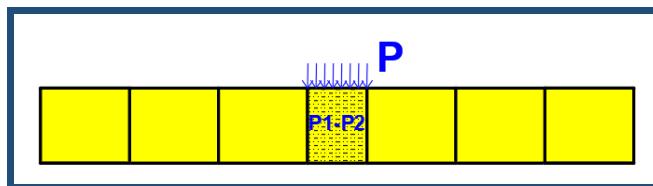


Figure 8.25: Répartition de la charge P

8.4.2.3 Effet du gradient thermique

L'effet de la température engendrent un raccourcissement ou un allongement du tablier ainsi que le gradient thermique vertical conduit à des courbures du tablier ce qui engendre un moment fléchissant.

Les valeurs prises en compte sont indiquées au chapitre 6.

Le moment fléchissant total dû des efforts appliqués sur le clavage est donné par la figure 8.26.

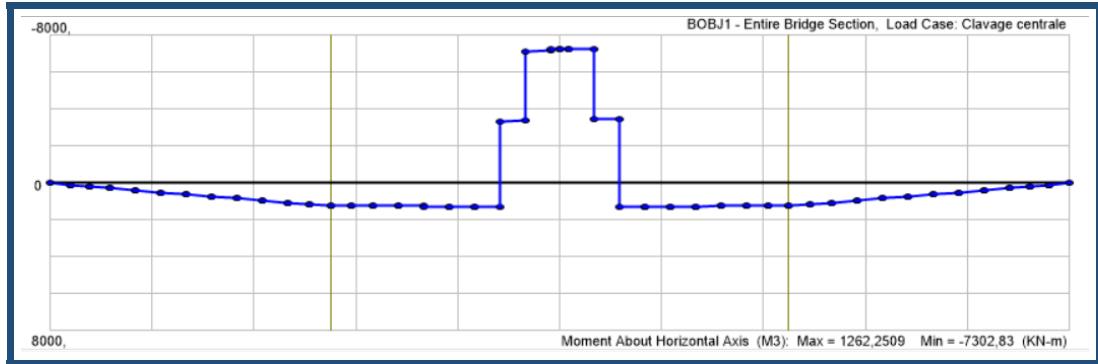


Figure 8.26: Moment fléchissant total dû des efforts appliqués sur le clavage central

8.4.3 Calcul des Câbles d'éclisse P1-P2

Le nombre de câbles de précontrainte est tel que l'effort de précontrainte P développé vérifie au droit de la section de clavage la condition : $\sigma_{inf} \geq \bar{\sigma}_t$ avec : $\bar{\sigma}_t = -f_{ctm} = -3.2 MPa$ et $\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{MV'}{I} - \frac{Pe_0V'}{I} - \frac{M_{hyper}V'}{I}$

où :

- V' : distance du centre de gravité de la section sur pile à la fibre inférieur
- M : moment fléchissant des efforts appliqués sur le clavage, $M = -730 t.m$
- M_{hyper} : moment hyperstatique créé par la répartition des câbles de la précontrainte
- $M_{hyper} = -\frac{l_{cable}M}{L}$
- I : moment d'inertie longitudinale de la section de la pile
- S : section droite du voussoir
- e_0 : excentricité de la précontrainte $e_0 = -(V' - 1.5\phi_g) = -1.28m$
- P : effort de la précontrainte

Ainsi, nous avons la relation : $P \geq (-\bar{\sigma}_t + \frac{MV'}{I} + \frac{M_{hyper}V'}{I}) / (\frac{1}{S} - \frac{e_0V'}{I}) = 790.4 tonnes$

Pour la portée étudiée, nous avons utilisé des câbles 12T15S de classe 1860 TBR, de force utile 195 tonnes. Ces câbles sont tendus à $\sigma_{pmo} = 1488 MPa$.

Ils subissent des pertes que nous pouvons l'estimer à 10% de pertes instantanées et 5% de pertes différées jusqu'à la fin de la construction du fléau. Soit un totale de 15%.

Donc nous estimons la force utile en construction à : $P_{utile} = (1 - 0.15)\sigma_{pmo}S_c$

avec S_c est la section d'un câble 12T15S : $S_c = 12150 = 1800\text{mm}^2$

$$\text{Ainsi : } P_{utile} = (1 - 0.15)\sigma_{pmo}S_c = 227.6 \text{ t}$$

$$\text{D'où le nombre des câbles : } n_c = \frac{P}{P_{utile}} = 3.47 \Rightarrow 4 \text{ câbles.}$$

Le tableau 8.2 résume les résultats trouvés au niveau de la section sur appui.

Tableau 8.2: Résultats des calculs manuels

Moment total	-730 t.m
Force utile d'un câble	227.6 t
Contrainte admissible de traction	3.2 MPa
Valeur de la précontrainte nécessaire	790.4 t
Nombre de câbles	4 câbles

D'après notre décomposition, la partie culée sur cintre est de longueur 7m, nous avons découpé le demi-fléau en 7 voussoirs de longueur 3m dont les deux voussoirs à côté du voussoir de clavage doivent maintenir une paire de câbles 12T15S chacun.

L'emplacement des câbles d'éclisses au gousset inférieur au niveau du clavage P1-P2 est donné par la figure 8.17.

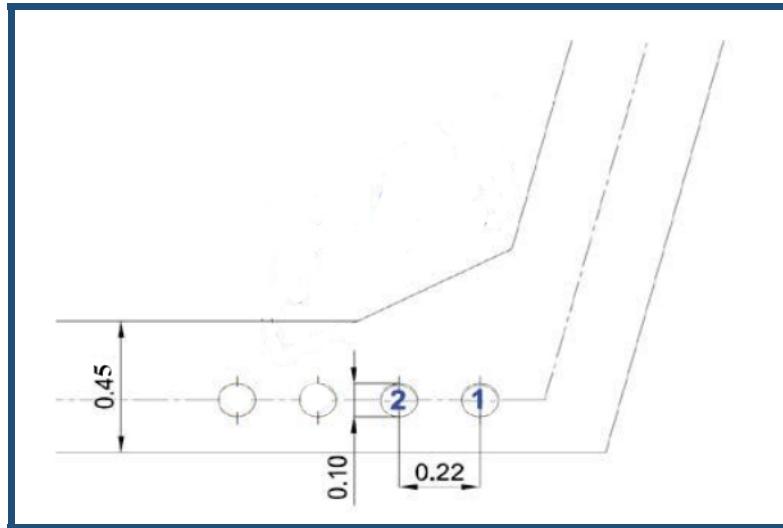


Figure 8.27: Disposition des câbles d'éclisses au clavage P1-P2

8.4.4 Vérification des contraintes

La vérification des contraintes des fibres inférieurs et supérieurs se fait par l'intermédiaire du logiciel « CSI Bridge ».

La Figure 8.28 représente les contraintes supérieures et inférieures de la partie coulée sur cintre par le logiciel « CSI Bridge ».

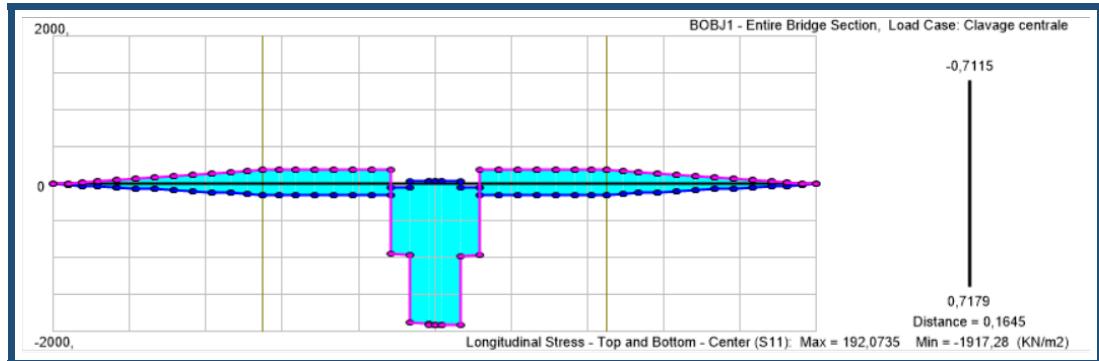


Figure 8.28: Les contraintes supérieures et inférieures de la partie coulée sur cintre

Nous vérifions que la valeur trouvée manuellement est proche à celle trouvé par le logiciel.

On a $\sigma_{sup} = 1.9 MPa < 21 MPa = \bar{\sigma}_c$ et $\sigma_{inf} = -0.19 MPa > -3.2 MPa = \bar{\sigma}_t$.

Les contraintes sur les fibres inférieures et supérieures sont inférieures en valeurs absolues au contraintes limites admissibles.

Donc le câblage d'éclisse obtenu pour le clavage P1-P2 est donc adopté.

La figure 8.29 représente le tracé peigné des câbles d'éclissage réalisé par le logiciel « CSI Bridge » pour le clavage P1-P2.

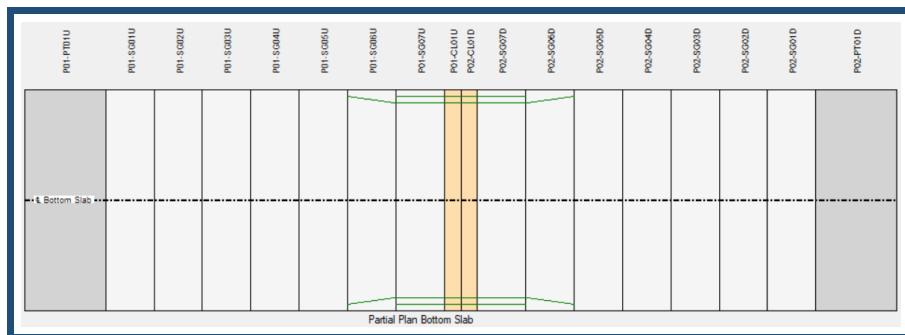


Figure 8.29: Vue en plan du câblage d'éclisse P1-P2

8.5 Vérification de l'ouvrage après clavage

À la suite de la mise en tension des câbles de continuité intérieure au niveau des parties coulées sur cintre et à la travée centrale, nous vérifions que les contraintes extrêmes dues à la précontrainte intérieure et au gradient de température restent limitées par les contraintes admissibles de compression et de traction.

La figure 8.30 représente les contraintes supérieure et inférieure appliquées à l'ouvrage.

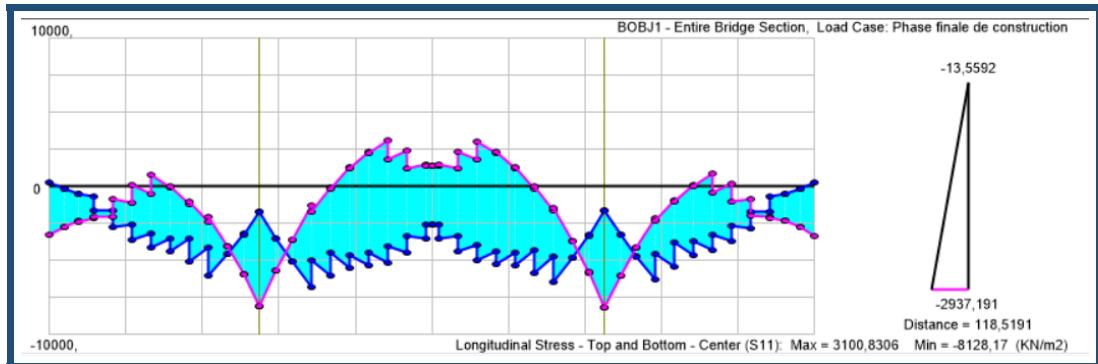


Figure 8.30: Diagramme de contrainte due à la précontrainte de continuité intérieure

On vérifie que les contraintes calculées par le logiciel ne dépassent pas les valeurs limites.

Nous remarquons que $\sigma_{sup} = 8.1 MPa < 21 MPa = \bar{\sigma}_c$ et $\sigma_{inf} = -3.1 MPa > -3.2 MPa = \bar{\sigma}_t$, donc les contraintes sont bien vérifiées.

8.6 Conclusion

Pour assurer le clavage de l'ouvrage, il faut utiliser trois paires de câble 12T15S pour assurer le clavage des parties coulées sur cintre et deux paires de câble pour assurer le clavage central.

Dans le chapitre suivant, nous nous intéressons au dimensionnement de la précontrainte de continuité extérieure.

ETUDE DE LA FLEXION LONGITUDINALE DU TABLIER

Plan

1	Introduction	94
2	Actions permanentes	94
3	Actions variables	96
4	Gradient thermique	98
5	Précontrainte de continuité extérieure	98
6	Combinaisons d'actions aux états limites	99
7	Vérification des contraintes vis-à-vis des états limites de services	100
8	Justification vis-à-vis des états limites ultimes	102
9	Vérification vis-à-vis l'effort tranchant et de la torsion	105
10	Conclusion	109

9.1 Introduction

La vérification de l'ouvrage nécessite une étude de flexion longitudinale qui est une étape très importante.

Dans ce chapitre, nous traitons la flexion longitudinale du tablier en phase d'exploitation. Il s'agit de déterminer le nombre de câbles nécessaires pour la précontrainte extérieure. Les câbles de précontrainte extérieure doivent reprendre les efforts dus aux poids de la superstructure, aux charges routières et au gradient thermique.

En premier lieu, nous présentons les sollicitations et les actions agissantes sur le tablier en service y compris la précontrainte extérieure. Ensuite, nous déterminons les combinaisons d'actions à l'ELS et à l'ELU afin de vérifier les contraintes normales en fibres supérieure et inférieure dans les sections du tablier et les justifier à l'ELU.

9.2 Actions permanentes

Les actions permanentes englobent les charges dues au poids propre, aux superstructures et les actions de la précontrainte de fléau, de continuité intérieure et de continuité extérieure.

9.2.1 Poids propre du tablier

Le poids du tablier béton est déterminé conformément au phasage des travaux avec la masse volumique du béton armé $\gamma = 2.5t/m^3$.

Le logiciel « CSI Bridge » calcule automatiquement le poids propre du tablier comme le montre la figure 9.1 qui présente le diagramme du moment fléchissant dues au poids propre de l'ouvrage.

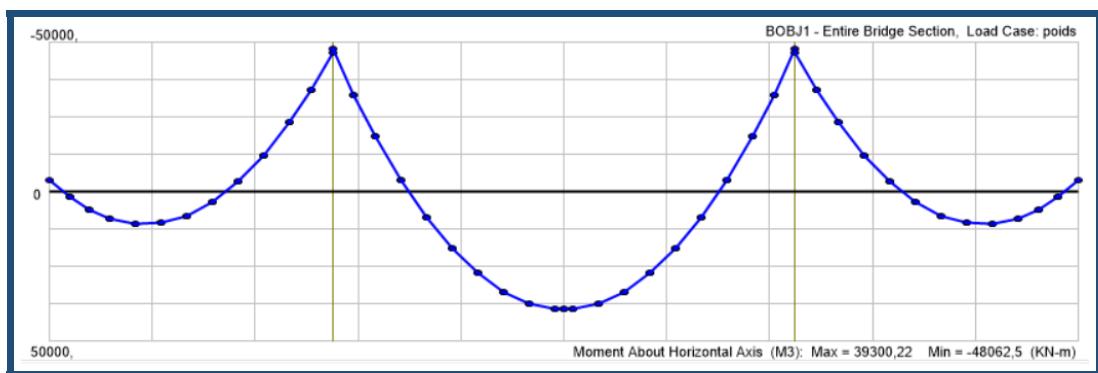


Figure 9.1: Diagramme des moments dus au poids propre du tablier

D'après la figure ci-dessus le moment maximal dû au poids propre est $G_{PP} = 4806.2t.m.$

9.2.2 Poids des suprastructures

9.2.2.1 Revêtement de la chaussée

Cette valeur est déterminée en considérant une couche de béton bitumineux de 6cm d'épaisseur et d'un poids volumique de 2,4 t/m³ et en la majorant par 1.4.

$$G_{chausse} = 1.4 * 2.4 * 0.06 * 15 = 3.024t/ml$$

9.2.2.2 Couche d'étanchéité

Cette couche est considérée d'épaisseur 3cm. Son rôle est de protéger les armatures du béton de la corrosion. Elle est constituée d'une chape épaisse à basse d'asphalte coulé à chaud en bicouche à haute température. Son poids volumique est 2,4 t/m³. Sa valeur est majorée par 1.2.

$$G_{tanchit} = 1.2 * 2.4 * 0.03 * 16.4 = 1.42t/ml$$

9.2.2.3 Système de retenue

On a utilisé un système de retenue des garde-corps de type BN4 de poids propre égale à 0.7t/ml.

On ajoute à cette valeur le poids de la longrine d'ancrage en béton sur laquelle le garde-corps se fixe. Ainsi, on a $G_{BN4} = 0.7 + 2.5 * 0.25 * 0.7 = 1.1375 t/ml.$

La figure 9.2 schématise un garde-corps de type BN4.

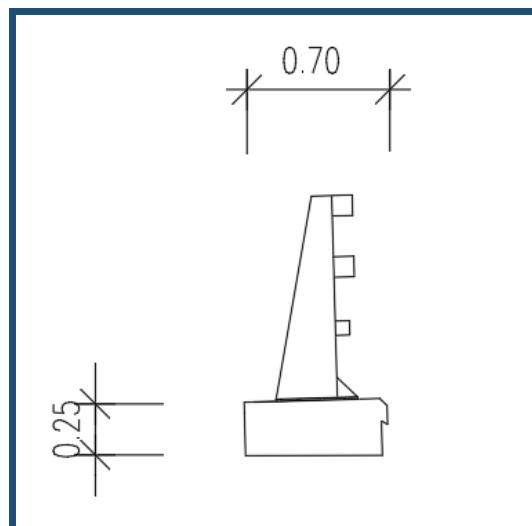


Figure 9.2: Schéma d'un garde-corps de type BN4 utilisé dans le projet

La figure 9.3 présente le diagramme du moment fléchissant dues au poids des suprastructures calculé par le logiciel « CSI Bridge ».

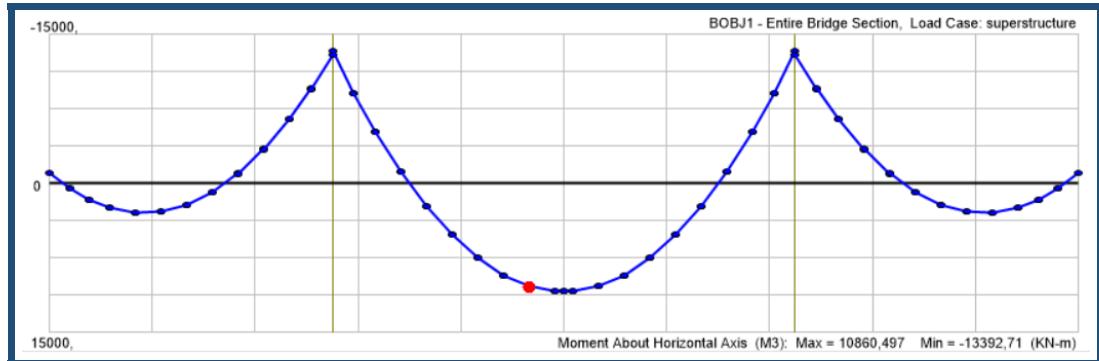


Figure 9.3: Diagramme des moments dus aux superstructures

D'après la figure, le moment maximal dû aux superstructures est $G_{superstructure} = 1339.3 \text{ t.m.}$

9.3 Actions variables

Selon l'Eurocode, les actions variables qu'on va prendre en compte sont les modèles de charge routières LM1 et LM2.

L'Eurocode définit la manière à découper la chaussée en voie selon la classification décrite dans le tableau 9.1 :

Tableau 9.1: Découpage de la chaussée en voies [10]

Largeur de la chaussée w	Nombre maximum de voies conventionnelles nl	Largeur d'une voie conventionnelle wl	Largeur l'aire résidentielle wr
w<5.4m	nl = 1	3m	Si n voies chargées avec $0 < n < nl$ $\Rightarrow wr=w-n*wl$
5.4m<w<6m	nl = 2	w/2	
<6m	nl = Ent(w/3)	3m	

Dans notre cas, On a la largeur w = 14m donc n = E (w/3) = 4 avec deux aires résidentielles de largeur 1m chacune.

9.3.1 Modèle de charge LM1

Pour la disposition dans le sens longitudinal, le logiciel « CSI Bridge » modélise le modèle de charge LM1 comme étant des charges roulantes sur toute la longueur du pont. Pour la disposition dans le sens transversal le pont comporte quatre voies de largeur 3m avec deux aires résidentielles

de largeur 1m chacune et nous disposons les charges comme il est indiqué dans le tableau 9.2.

Tableau 9.2: Intensités de charges du LM1

	Voie 1	Voie 2	Voie 3	Voie 4	Aire 1	Aire 2
<i>UDL(kN/m²)</i>	0.7*9=6.3			2.5*1=2.5		
<i>TS(kN)</i>	300*0.9=270	200*0.8=160	100*0.8=80		Pas de tandem	

La figure 9.4 représente la courbe d'enveloppe du moment fléchissant due au modèle LM1.

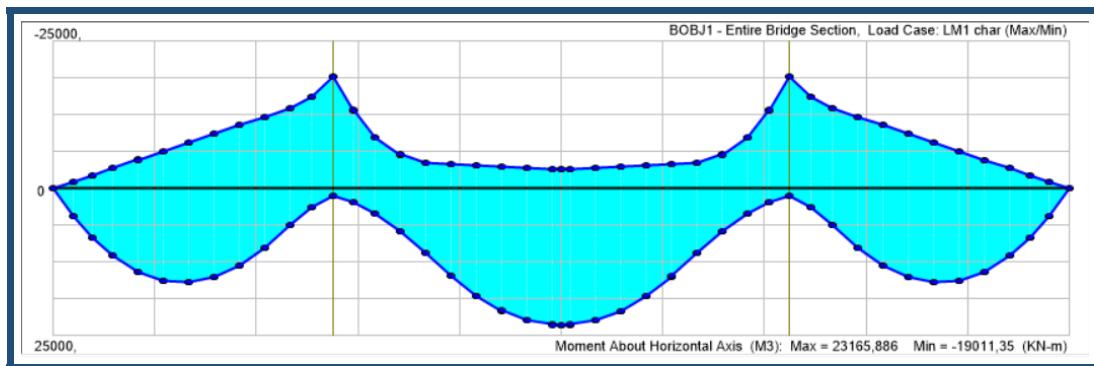


Figure 9.4: Courbe enveloppe du moment fléchissant dû au modèle de charge LM1

9.3.2 Modèle de charge LM2

Pour la disposition dans le sens longitudinal, une charge roulante sur toute la longueur du pont. Pour la disposition dans le sens transversal, le modèle LM2 est un-essieu unique donc on dispose quatre essieux uniques sur les quatre voies et nous disposons les charges comme nous avons indiqué dans le paragraphe 6.7.7.2.

La figure 9.5 représente la courbe d'enveloppe du moment fléchissant due au modèle LM2.

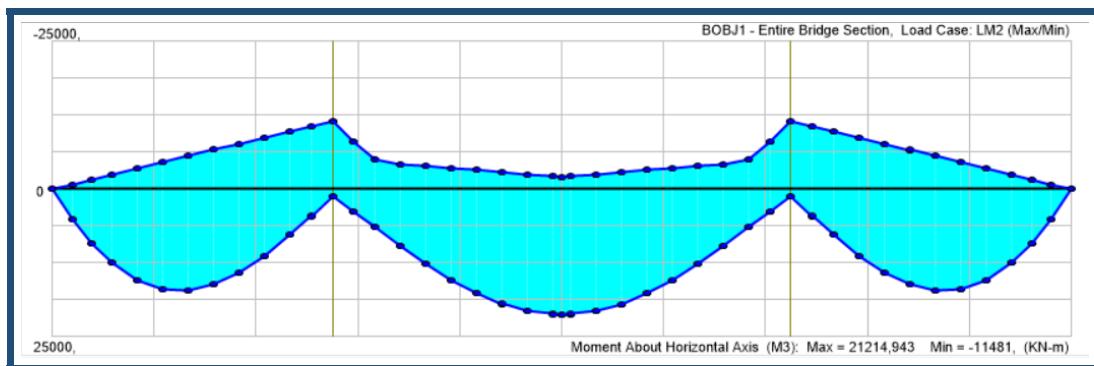


Figure 9.5: Courbe enveloppe du moment fléchissant dû au modèle de charge LM2

D'après des résultats des courbes enveloppes des modèles de charge LM1 et LM2, nous remarquons que le modèle de charge LM1 présente les moments maximaux de l'effet le plus défavorable dans toutes les sections donc nous le considérons dans le dimensionnement du pont en phase d'exploitation.

9.4 Gradient thermique

Nous avons pris un gradient de température $\Delta T = 15^\circ\text{C}$.

La figure 9.6 représente le diagramme des moments fléchissants dûs aux actions thermiques.

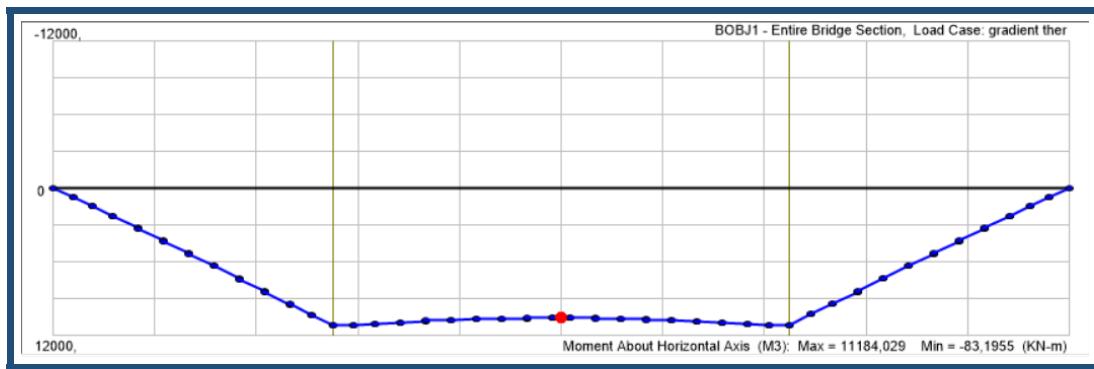


Figure 9.6: Diagramme du moment fléchissant dû au gradient thermique

Ainsi, le moment à considérer est égal à $M_{\Delta T} = 1118.4 \text{ t.m.}$

9.5 Précontrainte de continuité extérieure

Les câbles de précontrainte extérieure ont pour rôle en phase de service de reprendre les moments dus aux charges permanentes de la superstructure, aux charges d'exploitation (TS, UDL) et les effets thermiques.

Après plusieurs essais sur le logiciel « CSI Bridge », nous avons choisi la répartition suivante :

- 3 paires de câbles se propagent de C0 vers P2.
- 3 paires de câbles se propagent de P1 vers C3.

Pour le racé et géométrie des câbles de continuité extérieurs, on doit respecter certaines règles.

Longitudinalement, les entretoises sur pile positionnent les câbles de continuité extérieurs près de la fibre supérieure du tablier (où le moment de flexion-longitudinale est négatif), alors que les déviateurs intermédiaires placent ces câbles vers la fibre-inférieure (où le moment de flexion-longitudinale est positif). Ces déviateurs sont placés à 1/3 et 2/3 de la longueur des travées à partir de chaque axe des voussoirs sur pile comme l'indique la Figure 9.7 [9].

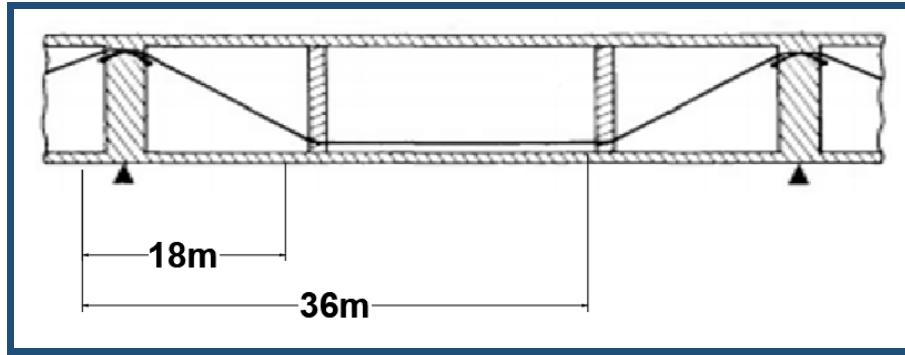


Figure 9.7: La géométrie longitudinale des câbles extérieurs

Transversalement, On ajoute dans la section sur pile une distance minimale du câble moyen à la fibre supérieure égale à l'épaisseur du hourdis supérieur augmentée de 0.15 m donc 0.4m et dans la section à la clé, une distance minimale du câble moyen à la fibre inférieure égale à l'épaisseur du hourdis inférieur augmentée de 0,15m donc 0.6m. Les figures 9.8 et 9.9 représentent la disposition transversale des câbles de précontrainte extérieure au niveau de l'entretoise et du déviateur.



Figure 9.8: Dispositions des câbles de continuité extérieure au niveau de la pile



Figure 9.9: Dispositions des câbles de continuité extérieure au niveau du déviateur

9.6 Combinaisons d'actions aux états limites

Dans cette partie, nous allons présenter les combinaisons d'actions que nous avons introduit dans le logiciel « CSI Bridge » pour le calcul des charges.

9.6.1 Combinaisons d'actions aux états limites ultimes

- Combinaison fondamentale : $1.35G + P + 1.35(TS + UDL) + 1.50.6T_k$.

9.6.2 Combinaisons d'actions aux états limites de service

- Combinaison quasi-permanente : $G + P + 0.5T_k$
- Combinaison ELS fréquente : $G + P + 0.75TS + 0.4UDL + 0.5T_k$
- Combinaison ELS caractéristique : $G + P + TS + UDL + 0.6T_k$

9.7 Vérification des contraintes vis-à-vis des états limites de services

En situation d'exploitation, nous vérifions les contraintes limites de traction et de compression sur les fibres inférieures et supérieures en passant par les trois combinaisons.

Les contraintes limites de compression et de traction pour chaque combinaison sont détaillées dans le chapitre 6.

9.7.1 Vérification des contraintes sous combinaison caractéristique

La figure 9.10 représente le digramme des contraintes supérieurs et inférieurs dues à la combinaison caractéristique.

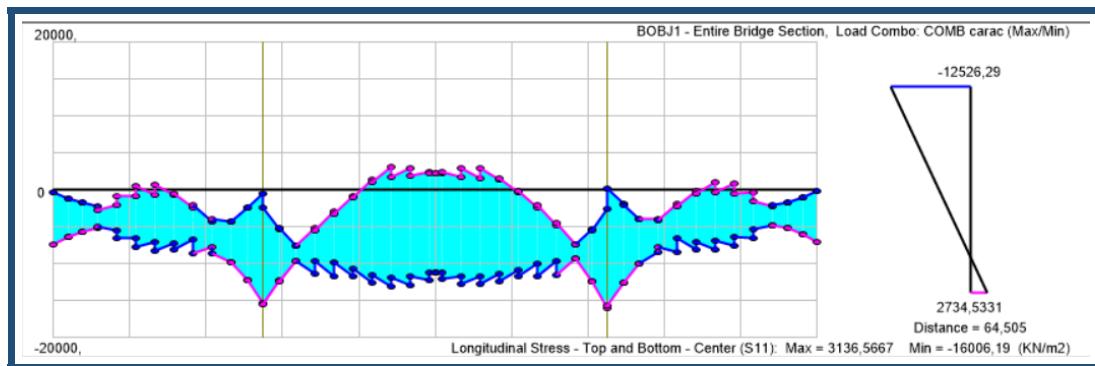


Figure 9.10: Diagramme des contraintes sur la fibre supérieure et inférieure sous la combinaison caractéristique

Nous remarquons que $\sigma_{sup} = -3.1MPa > -3.2MPa = \bar{\sigma}_t$ et $\sigma_{inf} = 16MPa < 21MPa = \bar{\sigma}_c$. D'où les contraintes à l'ELS sous la combinaison caractéristique sont bien vérifiées.

9.7.2 Vérification des contraintes sous combinaison fréquente

La figure 9.11 représente le diagramme des contraintes supérieurs et inférieurs dues à la combinaison fréquente.

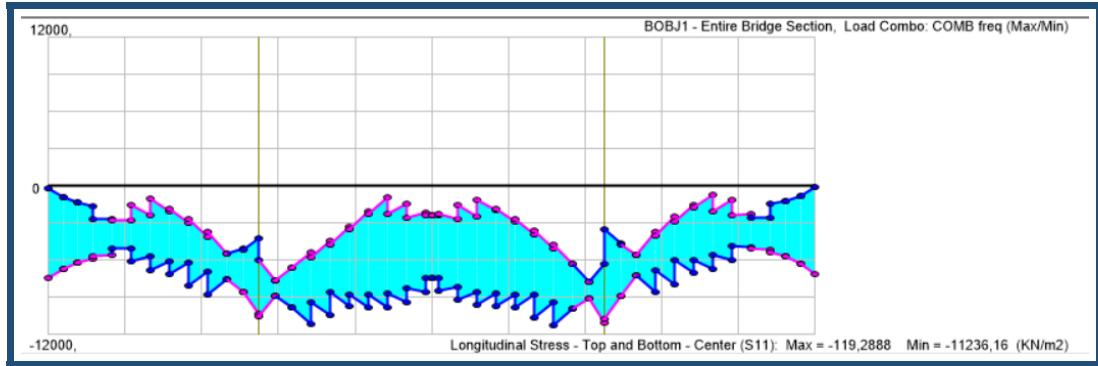


Figure 9.11: Diagramme des contraintes sur la fibre supérieure et inférieure sous la combinaison fréquente

Nous remarquons que $\sigma_{sup} = 0.12 MPa > 0 = \bar{\sigma}_t$ et $\sigma_{inf} = 11.23 MPa < 21 MPa = \bar{\sigma}_c$. D'où les contraintes à l'ELS sous la combinaison fréquente sont bien vérifiées.

9.7.2.1 Vérification des contraintes sous combinaison quasi-permanentes

La Figure 9.12 représente le diagramme des contraintes supérieurs et inférieurs dues à la combinaison fréquente.

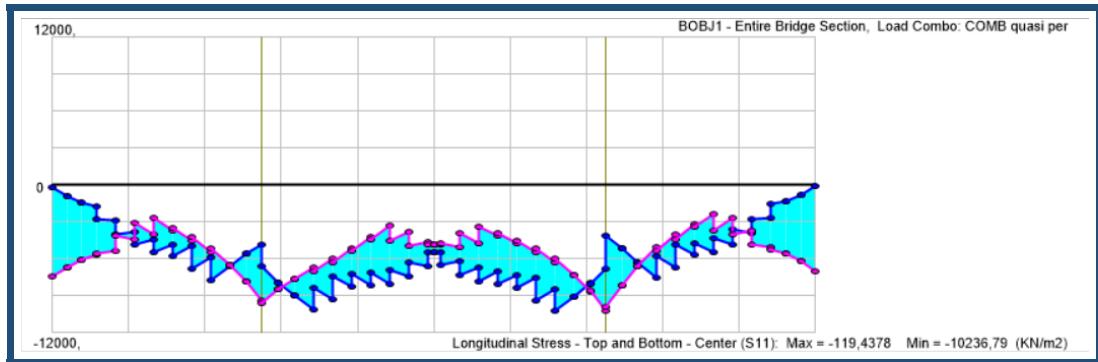


Figure 9.12: Diagramme des contraintes sur la fibre supérieure et inférieure sous la combinaison fréquente

Nous remarquons que $\sigma_{sup} = 0.12 MPa > 0 MPa = \bar{\sigma}_t$ et $\sigma_{inf} = 10.2 MPa < 15.75 MPa = \bar{\sigma}_c$. D'où les contraintes à l'ELS sous la combinaison fréquente sont bien vérifiées.

Ainsi, le câblage que nous avons choisi est suffisant en phase de service pour prendre les charges permanentes, les charges routières et le gradient thermique.

9.8 Justification vis-à-vis des états limites ultimes

Cette justification consiste à s'assurer que les sollicitations réglementaires de calcul S_u n'induit pas à un état limite ultime dans une section. Ces sollicitations doivent rester inférieures aux sollicitations résistantes S_{rs} . Nous vérifions ainsi que $S_u < S_{rs}$.

9.8.1 Sollicitations à prendre en compte

Nous s'intéressons à l'étude des sections suivantes :

- Section sur appui P1.
- Section de clavage P1-P2.

Nous avons déterminé les moments à l'ELU sollicitant sous la combinaison fondamentale en chacune des deux sections comme l'indique le tableau 9.3.

Tableau 9.3: Moments sollicitant à l'ELU

	M_{ELU} (t.m)
Section sur appui P1	3082
Section de clavage P1-P2	-6088.8

9.8.2 Principe de justification

Tout d'abord, nous supposons que le béton tendu à l'ELU est fissuré donc l'acier actif travaille et nous justifions si nous devons ajouter des aciers longitudinaux passifs.

Afin de simplifier le calcul, nous supposons que l'acier de précontrainte a plastifié, donc $f_{pu} = \sigma_P$ et l'effort de traction équilibré par tous les câbles intérieurs de section totale A_p passant dans une section donnée ($F_p = A_p f_{pu}$).

Cet effort doit être équilibré par le béton comprimé : $F_p = F_{bc}$.

Pour avoir une sollicitation limite de flexion composée qui engendre un état limite ultime dans la section, il suffit de partir d'un diagramme de déformation limite de la section diagramme passant par l'un des pivots, de remonter aux contraintes par l'intermédiaire des diagrammes contraintes-déformations de calcul et de déterminer la sollicitation résistante qu'équilibrent ces contraintes.

La figure 9.13 décrit le diagramme limite de contrainte-déformation d'une section.

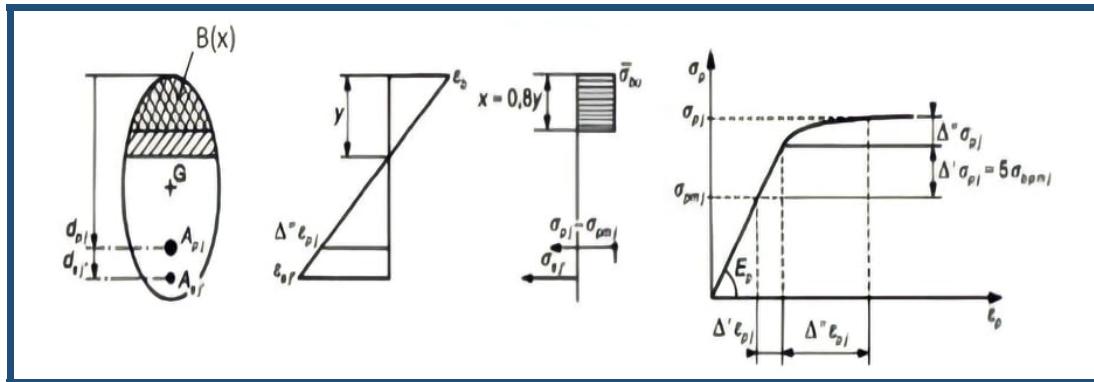


Figure 9.13: Diagramme limite de contrainte-déformation d'une section

9.8.2.1 Section minimale d'acier passif longitudinal

Avant de justifier la flexion longitudinale vis-à-vis de l'ELUR, nous devons déterminer la section minimale d'acier passif. Cette section est la plus sévère des considérations suivantes :

- Armatures de peau : ils ont pour rôle de limiter la fissuration avant l'application de la précontrainte produite par le phénomène de retrait du béton. Ces armatures sont considérées de $3\text{cm}^2/\text{m}$ sur tout le périphérique de la section.
- Ferraillage minimal de non-fragilité : ils sont prévus dans les sections tendues sous actions à l'ELS et nous avons : $A_{s,min} = \frac{k_c f_{ctm} A_{ct}}{f_{yk}}$, avec :
 - A_{ct} : aire du béton tendu avant la première fissuration
 - f_{ctm} : limite de traction du béton à 28 jours.
 - f_{yk} : limite élastique d'armature passive.
 - k_c : paramètre qui dépend de la forme de la zone tendue.

Nous simplifions la forme de la section par une section en T, dont la table présente l'hourdis supérieure et l'âme présente la somme des âmes du poutre caisson comme l'indique la figure 9.14.

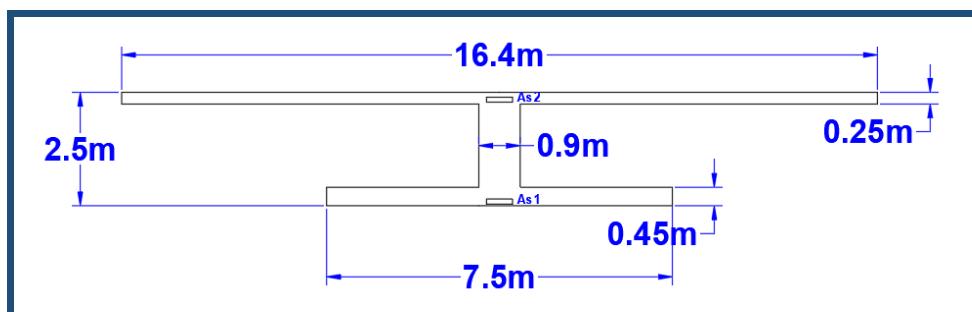


Figure 9.14: Schéma simplifié

— Section d'acier au niveau de l'âme :

L'âme est calculée comme une section rectangulaire largeur $b=0.9m$ et d'hauteur $h=2.5m$.

Alors, $A_{ct} = 2.25m^2$ et $k_c = 0.34$.

$$\text{Ainsi, } A_{s1} = \frac{k_c f_{ctm} A_{ct}}{f_{yk}} = 49cm^2$$

— Section d'acier dans la table :

L'âme est calculée comme une section rectangulaire largeur $b=16.4m$ et d'hauteur $h=0.25m$.

$$\text{Alors, } A_{ct} = 4.1m^2 \text{ et } k_c = 0.29. \text{ Ainsi, } A_{s2} = \frac{k_c f_{ctm} A_{ct}}{f_{yk}} = 76cm^2$$

Pour résumé, les sections d'acières passifs ainsi que les choix d'armature sont illustrées dans le tableau 9.4.

Tableau 9.4: Choix d'armatures passifs minimales

	Section d'acier (cm^2)	Choix d'armature	Section d'acier réelle (cm^2)
Acier passif dans l'âme	49	16HA20	50.27
Acier passif dans la table	76	16HA25	78.54

9.8.2.2 Section sur appui P1

Sur appui, la table de compression est composée de la partie inférieure du caisson et également d'une partie des âmes du caisson car le béton comprimé est dans la fibre inférieure.

Nous supposons que l'axe neutre de la section qui définit le béton comprimé de hauteur y_u se trouve dans la membrure inférieure du caisson de largeur b_0 et de hauteur h_0 .

Alors, on a : $y_u = \frac{A_p f_{pu}}{0.8 b_0 f_{cd}}$ avec :

$$— A_p = n * 19 * A_{T15S} = 0.015m^2$$

$$— f_{pu} = 1455.65 MPa$$

$$— b_0 = 7.5m$$

Donc $y_u = 0.08m < 0.45m = h_0$.

Donc cette hypothèse est vérifiée et l'axe neutre appartient à la table de compression.

On calcule $y_{AB} = 0.259_p, d_p$ distance entre la fibre inférieure et le barycentre des câbles de précontrainte, donc $y_{AB} = 0.33m > 0.17m = y_u \Rightarrow \text{pivot } A$

Ainsi, $M_{u,lim} = A_p f_{pu} (d_p - 0.4y_u) = 3082.5t.m > 3028t.m = M_{ELU} \Rightarrow \text{vérifié.}$

9.8.2.3 Section de clavage P1-P2

Pour simplifier le calcul, nous considérons la section simplifiée illustrée dans la Figure 9.15.

Au niveau de la section de clavage, le béton comprimé est situé en haut, alors la table de compression est formée par la partie supérieure du caisson et une partie des âmes du caisson.

Nous supposons que l'axe neutre qui sépare le béton comprimé et le béton tendu appartient à la membrure supérieure du caisson. Alors, on a : $y_u = \frac{A_p f_{pu}}{0.8 b_0 f_{cd}} = 0.147m < 0.25m = h_0$

Donc cette hypothèse est vérifiée et l'axe neutre appartient à la table de compression.

On calcule $y_{AB} = 0.259_p = 0.285m > 0.25m = y_u \Rightarrow \text{pivot A}$

Ainsi, $M_{u,lim} = A_p f_{pu} (d_p - 0.4y_u) = 4692.4t.m < 6088.8t.m = M_{ELU} \Rightarrow \text{non vérifié} \Rightarrow \text{besoin d'acières passifs.}$

Nous ajoutons des aciers passifs tel que la section d'acières vérifie l'égalité suivante :

$$M_{u,lim} = A_{s,min} f_{yd} (d_s - 0.4y_u) + A_p f_{pd} (d_p - 0.4y_u) = M_{ELU}$$

Donc, nous avons : $A_{s,min} = \frac{M_{ELU} - A_p f_{pd} (d_p - 0.4y_u)}{f_{yd} (d_s - 0.4y_u)} = 248.7cm^2$

Ainsi, nous utilisons 20HA40 $\Rightarrow A_{s,reelle} = 251.3cm^2$.

Alors, $y_u = \frac{A_{s,reelle} * f_{yd} + A_p * f_{pd}}{0.8 * b_0 * f_{cd}} = 0.2m < 0.45m = y_{AB} \Rightarrow \text{pivot A.}$

Ainsi, $M_{u,lim} = A_{s,reelle} * f_{yd} * (d_s - 0.4y_u) + A_p * f_{pd} (d_p - 0.4y_u) = 6605.6t.m > 6088.8t.m = M_{ELU} \Rightarrow \text{vérifié.}$

9.9 Vérification vis-à-vis l'effort tranchant et de la torsion

Le but de la vérification de l'effort tranchant est de dimensionner les armatures des âmes et d'en déduire le tracé des câbles au niveau des sections sur appuis, l'effort tranchant atteint sa valeur maximale sur les appuis. Cette justification consiste à vérifier :

- A l'ELS, la limitation de la fissuration par cisaillement-traction du béton.
- A l'ELU, le dimensionnement des armatures passives destinées à reprendre les efforts dus à la concomitance de la flexion et de l'effort tranchant et la vérification des contraintes de compression dans les bielles.

L'effort tranchant est fourni directement par le logiciel « CSI Bridge » selon les combinaisons d'action.

9.9.1 Vérification des contraintes tangentes à l'ELS

L'effort tranchant maximal à l'ELS en combinaison caractéristique est égal à 699.3 tonnes comme le montre la figure 9.15.

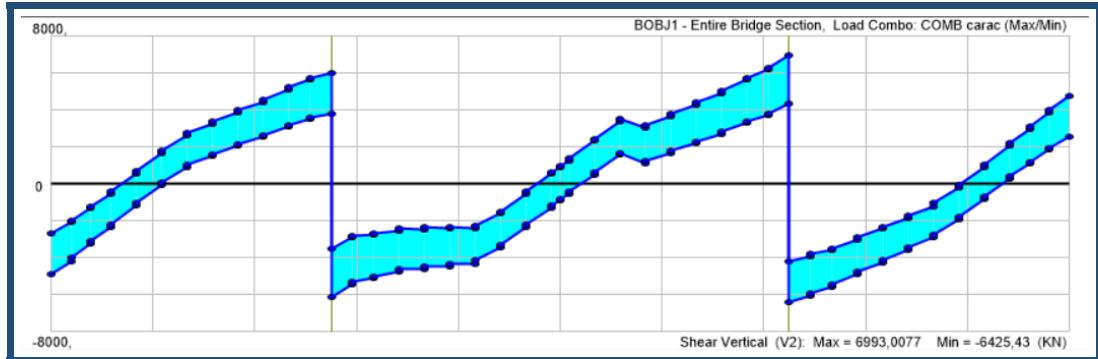


Figure 9.15: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS sous la combinaison caractéristique

La torsion à l'ELS en combinaison caractéristique est égale à 698.9 tonnes comme le montre la figure 9.16.

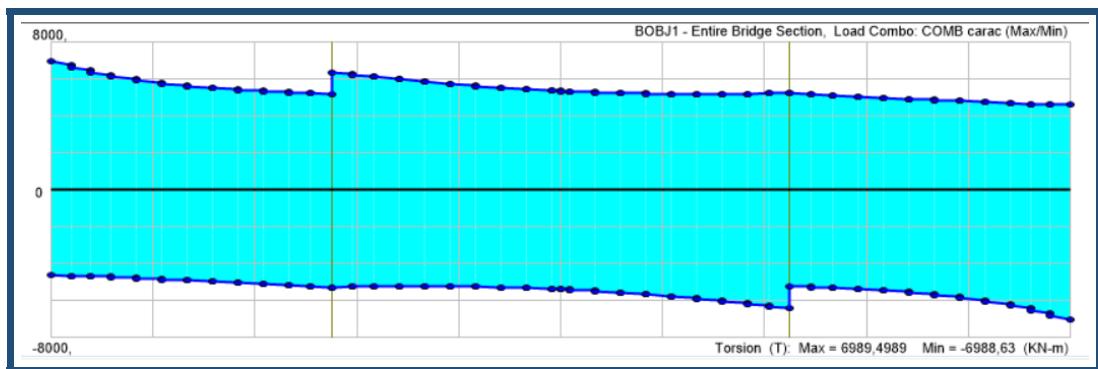


Figure 9.16: Diagramme de torsion à l'ELS sous la combinaison caractéristique

La justification de l'effort tranchant à l'ELS, se fait en supposant que le béton n'est pas fissuré, et que la déformation du béton est élastique linéaire. Donc, nous vérifions la condition d'intégrité du béton c'est-à-dire vérifier que la contrainte tangente à l'ELS ne dépasse pas la contrainte limite : $\tau_r^{ELS}(y) < \tau_{lim}$.

avec :

- $\tau_r^{ELS}(y) = \tau_V^{ELS}(y) + \tau_T^{ELS}(y)$
- $\tau_V^{ELS}(y) = V_{red(V)} \frac{S}{b_0 I}$
- $V_{red(V)}$: effort tranchant total à l'ELU.
- S : moment statique.

$$\tau_T^{ELS}(y) = \frac{V_{red(T)}}{2*E_a*A_k}$$

- $V_{Ed(T)}$: sollicitation tangente due à la torsion.
- A_k : aire intérieure de la partie creuse du mono-caisson.

$$\tau_{lim} = \sqrt{\sigma_x \sigma_y - \frac{5f_{ck} f_{ctk;0,05} (\sigma_x + \sigma_y + f_{ctk;0,05}) (4\sigma_x + 4\sigma_y - 5f_{ck})}{(5f_{ck} + 4f_{ctk;0,05})^2}}$$

— σ_x : contrainte normale due à la précontrainte longitudinale en $y=0$, $\sigma_x = \frac{P_f}{B} = 1.44 MPa$.

— σ_y : contrainte normale selon la direction z engendré par les câbles de précontrainte transversale, $\sigma_y = 0$.

— $f_{ctk0.05} = 2.5 MPa$

Ainsi, on a $\tau_r^{ELS}(y) = 2.3 + 0.23 = 2.53 MPa$ et $\tau_{lim} = 2.92 MPa$

$\Rightarrow \tau_r^{ELS}(y) < \tau_{lim} \Rightarrow$ vérifié.

Ainsi, la section est bien justifiée à l'effort tranchant et à la torsion vis-à-vis de l'état limite de service.

9.9.2 Vérification des contraintes tangentes à l'ELU

L'effort tranchant maximal à l'ELU en combinaison fondamentale est égal à 985.2 tonnes comme le montre la figure 9.17.

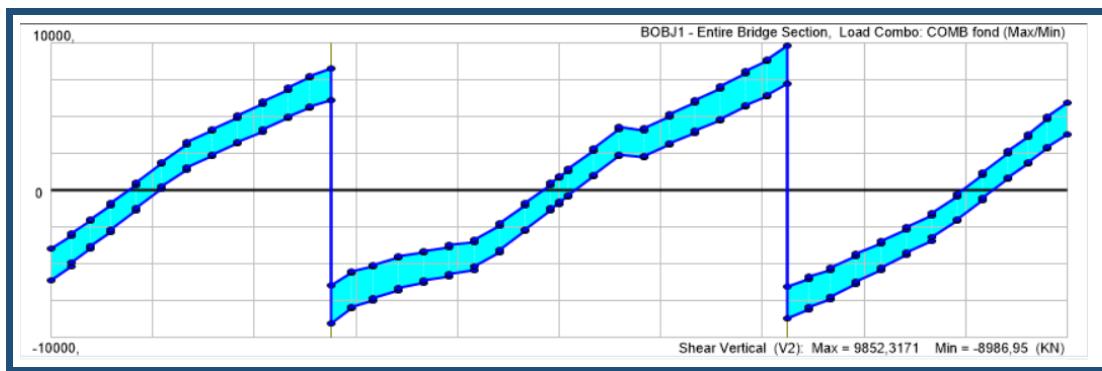


Figure 9.17: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU sous la combinaison fondamentale

La torsion à l'ELU en combinaison fondamentale est égale à 943.6 tonnes comme le montre la figure 9.18.

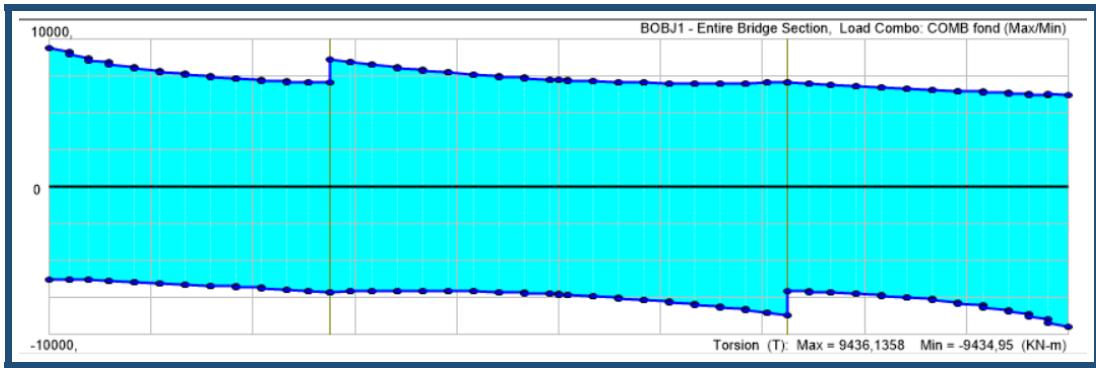


Figure 9.18: Diagramme de la torsion à l'ELU sous la combinaison fondamentale

La justification à l'ELU a pour but de vérifier la résistance du béton vis-à-vis de l'effort tranchant et de la torsion à l'état limite ultime. Et dans le cas où le béton est fissuré par cisaillement traction à l'ELU, des armatures transversales sont nécessaires. Donc nous vérifions à l'ELU le béton des bielles comprimées par cisaillement, c'est-à-dire vérifier l'inégalité suivante :

$$V_{Ed(V)} + V_{Ed(T)} \leq V_{Rd,max}$$

avec :

- $V_{Ed(V)}$: effort tranchant total à l'ELU.
- $V_{Ed(T)}$: sollicitation tangente due à la torsion.
- $V_{Rd,max}$: effort tranchant résistant.

Nous avons $V_{Ed(V)} = 985.2 t$ et $V_{Ed(T)} = 943.6 t$.

Nous avons $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd} \frac{(\cot(\theta) + \cot(\alpha))}{(1 + \cot^2(\theta))}$ avec :

- b_w : largeur de l'âme.
- ν_1 : coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant : $\nu_1 = 0.6$.
- α_{cw} : coefficient prenant en compte l'état de contrainte dans la membrure comprimée : $\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1.14$ ($0 < \sigma_{cp} < 0.25 f_{cd}$)

Le tableau 9.5 présente les valeurs calculées de $V_{Rd,max}$.

Tableau 9.5: Les valeurs de l'effort tranchant résistant

	$V_{Rd,max}$ (tonne)
$(\theta = 45^\circ, \alpha = 90^\circ)$	2115.9
$(\theta = 28.1^\circ, \alpha = 90^\circ)$	1942.8

Donc, $V_{Rd,max} = 1942.8 \text{ tonnes} > 1928.8 \text{ tonnes} = V_{Ed(V)} + V_{Ed(T)}$.

Nous devons maintenant déterminer si la section est fissurée en flexion à l'ELU, nous vérifions l'inégalité suivante : $\sigma_{c,ELU} > -f_{ctd} = -f_{ctd} = -\frac{f_{ctk;0.05}}{\gamma_c}$

Nous avons $\sigma_{c,ELU} = 16.8 MPa > 1.66 MPa = -f_{ctd} \Rightarrow$ la section est non fissurée à l'ELU.

Ensuite, nous vérifions que : $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ avec :

$$— V_{Rd,c} = \frac{Ib_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \sigma_{cp} f_{ctd}}$$

— $\alpha_1 = 1$ (précontrainte par post-tension)

— σ_{cp} : contrainte de compression due à l'effort normal extérieur ou à la précontrainte

Nous avons $V_{Ed} = 1928.8 \text{ tonnes} < 4913 \text{ tonnes} = V_{Rd,c} \Rightarrow$ vérifié.

Ainsi, la section est justifiée à l'effort tranchant et à la torsion vis-à-vis de l'état limite ultime.

9.10 Conclusion

Pour conclure, l'étude de la flexion longitudinale du tablier nous a amené à dimensionner trois paires de câbles de type 19T15S de C0 vers P2 et trois autres de P1 vers C3. Ensuite, nous avons vérifié les contraintes à l'ELS sous les trois combinaisons d'action ainsi qu'à l'ELU.

Finalement, nous avons également étudié l'effort tranchant à l'ELU et à l'ELS.

Conclusion générale

Au cours de ce projet de fin d'études, j'ai réalisé la conception et l'étude de la route de la Corniche ainsi que le dimensionnement et l'étude du pont caisson de Djoué construit par encorbellements successives.

L'étude de ce type particulier d'ouvrage est basée sur le phasage de construction. Par conséquent, on a porté une grande importance sur ce phasage lors des calculs des différents étapes de construction vu que chaque phase nécessite la considération des différents types de surcharges agissant sur l'ouvrage ainsi que des combinaisons d'actions particuliers.

La première partie de ce travail relative à l'étude hydrologique et hydraulique a permis le calage de l'ouvrage à une côte de 277.05m. Ensuite, j'ai fait la conception de la route de la Corniche tout en justifiant son aménagement en 2x2 voies.

Dans la partie suivante, j'ai présenté la conception longitudinale et transversale de l'ouvrage ainsi que toutes les justifications des hypothèses nécessaires pour le tablier caisson en béton précontraint pendant sa construction et en phase finale d'exploitation. Cet ouvrage est ainsi constitué d'une travée centrale de longueur 54m et deux travées de rive de longueur 33m chacune. Le découpage en voussoirs de l'ouvrage a donné lieu à une longueur de demi-fléau de 26m constitué de sept voussoirs courants et un voussoir sur pile de longueurs respectives 3m et 10m, un voussoir de clavage de longueur 2m et deux parties coulées sur cintre de longueur 7m chacune. Quant au caisson, il est de hauteur constante égale à 2.5m.

Par la suite, je me suis consacré à l'étude de la variante retenue en commençant par l'étude de l'ouvrage en phase de construction : étude de fléau et de sa stabilité, puis étude de la précontrainte d'éclissage en arrivant à l'étude de l'ouvrage en phase d'exploitation : dimensionnement de la précontrainte extérieure et vérification du tablier. En plus des calculs manuels, une modélisation de la structure de l'ouvrage sur « CSI Bridge » a été réalisée. Notons que toutes les phases de construction de l'ouvrage ont été prises en compte lors de cette modélisation (voussoir par voussoir en suivant une cinématique de construction que j'ai choisi et défini au préalable). Les contraintes le

long de l'ouvrages ont été bien vérifiées à l'ELS et à l'ELU. Cette étude nous a amenée à utiliser dix-huit câbles 12T15S pour les fléaux. Pour les câbles d'éclisses, nous avons utilisé six câbles pour le clavage de rive et quatre câbles pour les sections de clavage central. Trois paires de câbles 19T15S se prolongeant de C0 vers P2 et trois autres de P1 vers C3 ont été prévus pour la précontrainte de continuité extérieure. Finalement, une vérification de l'ouvrage vis-à-vis de l'effort tranchant et la torsion a été conduite.

Généralement, le dimensionnement des différents constituants d'un ouvrage de franchissement constitue un travail itératif dont l'objectif est l'optimisation technique et économique des solutions envisagées.

Références bibliographiques

- [1] : Google Maps, www.google.com/maps/place/Brazzaville,+République+du+Congo, consulté le 12/03/2021.
- [2] : Studi INTERNATIONAL, Rapport d'installation du Pont du Pont du Djoué, 2017.
- [3] : Jamel Neji, LE PROJET ROUTIER, 2005.
- [4] : Mongi BEN OUEZDOU, Cours Ouvrage d'art Tome 2, ENIT, 2012.
- [5] : Notions de base en Hydrologie et modélisation de bassin versant, association AREAS, 2013.
- [6] : Michel FAURE, Cours Route Tome 1, ENTPE, 1997.
- [7] : SETRA, Guide de conception Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension, Février 1996.
- [8] : SETRA, Ponts mixtes acier - béton, 2010.
- [9] : SETRA, Guide de conception de ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, Juin 2003.
- [10] : SETRA, Eurocode 0 et 1 : Application aux ponts routes et passerelles, Février 2010.
- [11] : SETRA, Eurocode 2 : Application aux ponts routes en béton, Juillet 2008.
- [12] : Karim MILED, Cours Béton précontraint, ENIT, 2021.
- [13] : Karim MILED, Cours Béton armé, ENIT, 2021.

Annexes

Chapitre 10

ANNEXES

10.1 Annexe 1 : Présentation du projet

La figure 10.1 présente la région du projet dans la ville de Brazzaville.

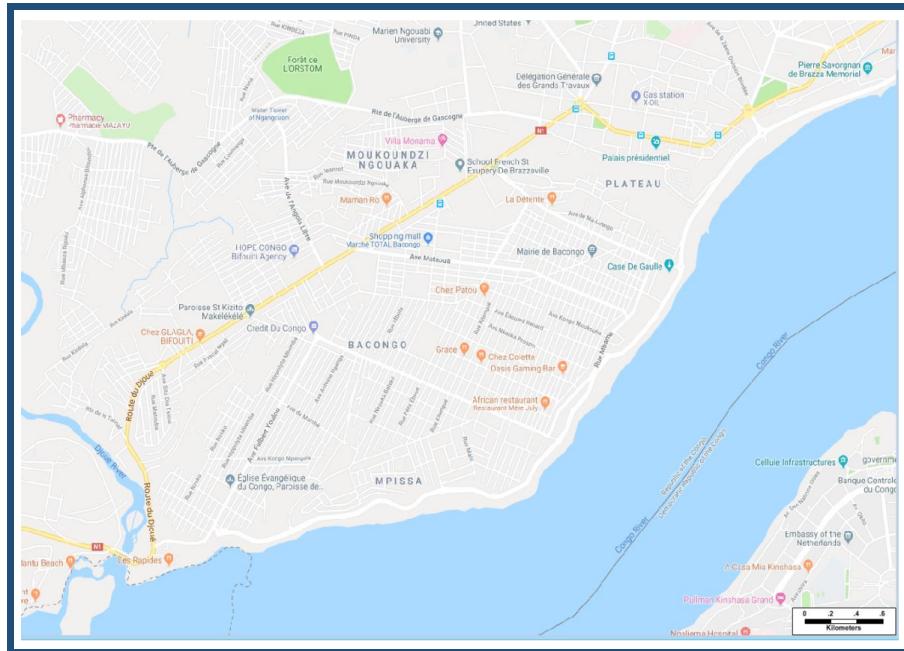


Figure 10.1: Emplacement du projet par rapport à la ville de Brazzaville [2]

Les figures 10.2 et 10.3 décrivent l'état critique du pont existant.

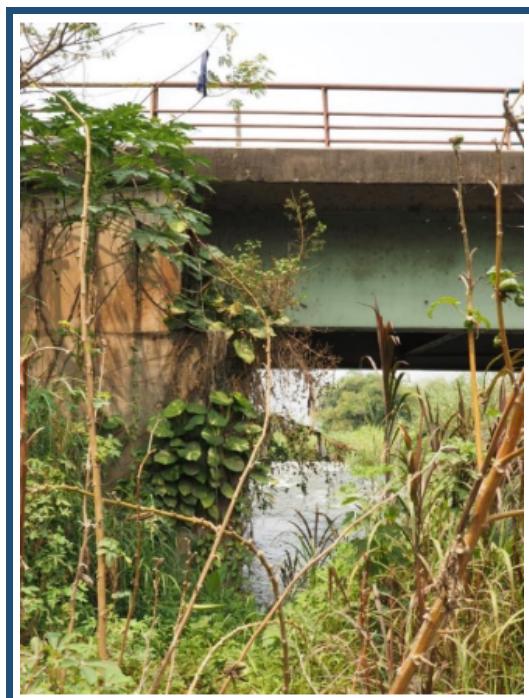


Figure 10.2: Végétation à côté du pont existant [2]



Figure 10.3: Vue de dessous du pont existant [2]

La figure 10.4 décrit les conséquences des catastrophes naturelles à Brazzaville.



Figure 10.4: Conséquences des catastrophes [2]

10.2 Annexe 2 : Etude hydrologique et hydraulique

Les figures 10.5 et 10.6 décrivent l'état de la rivière au niveau de la zone de l'ouvrage.



Figure 10.5: Etat de la rivière dans la zone du projet [2]

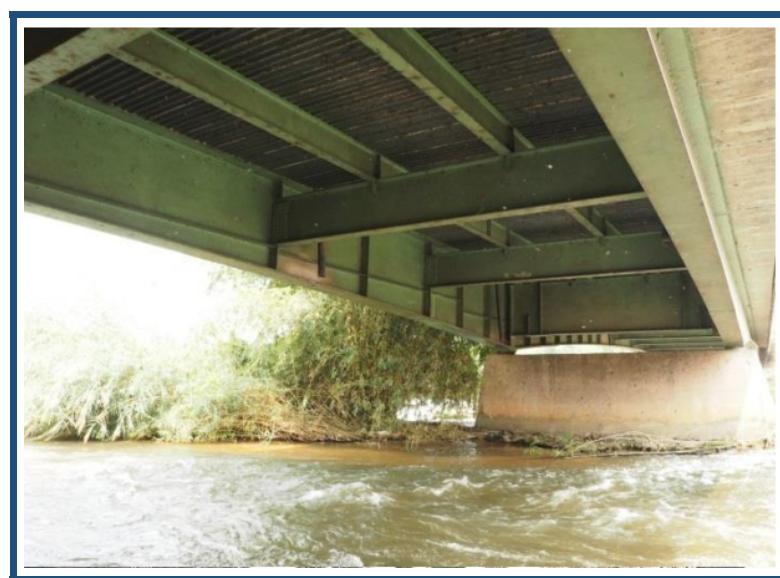


Figure 10.6: Ecoulement de la rivière au-dessous du pont existant [2]

10.3 Annexe 3 :Etude et conception du tronçon de la route de la Corniche

Les figures 10.7 et 10.8 illustrent les calculs faits avec « Alizé » pour la déformation horizontale et la déformation verticale.

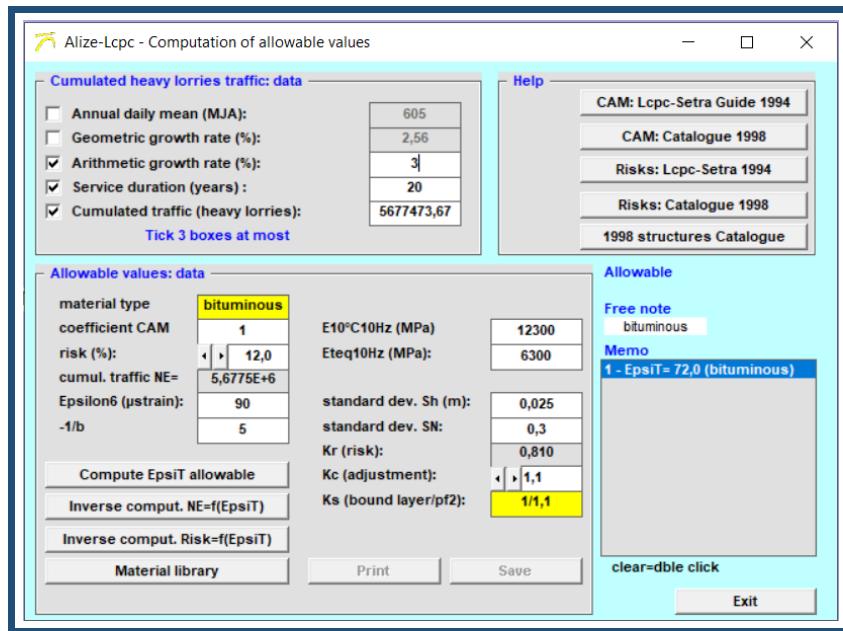


Figure 10.7: Calcul de la déformation horizontale admissible par « Alizé »

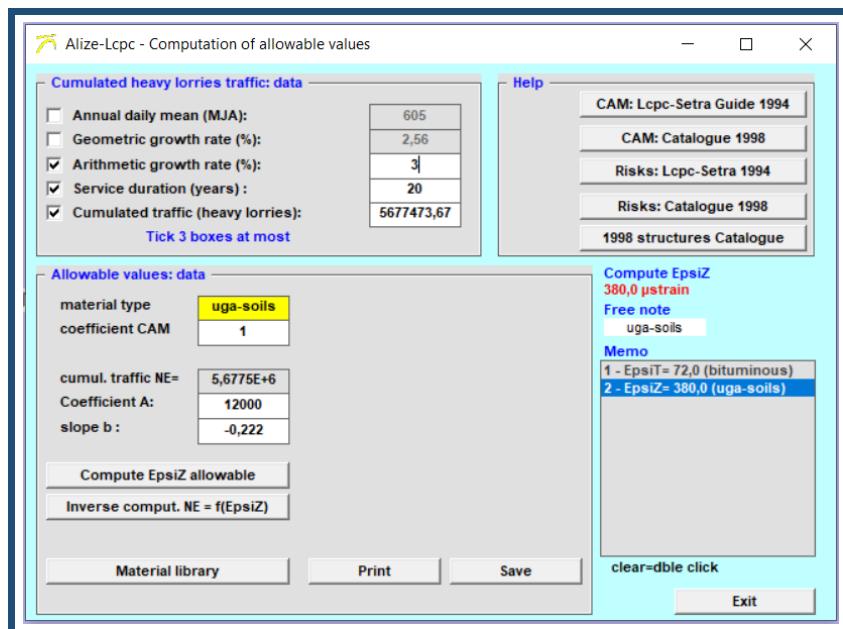


Figure 10.8: Calcul de la déformation verticale admissible par « Alizé »

La figure 10.9 montre l'introduction des épaisseurs de la structure choisie dans « Alizé ».

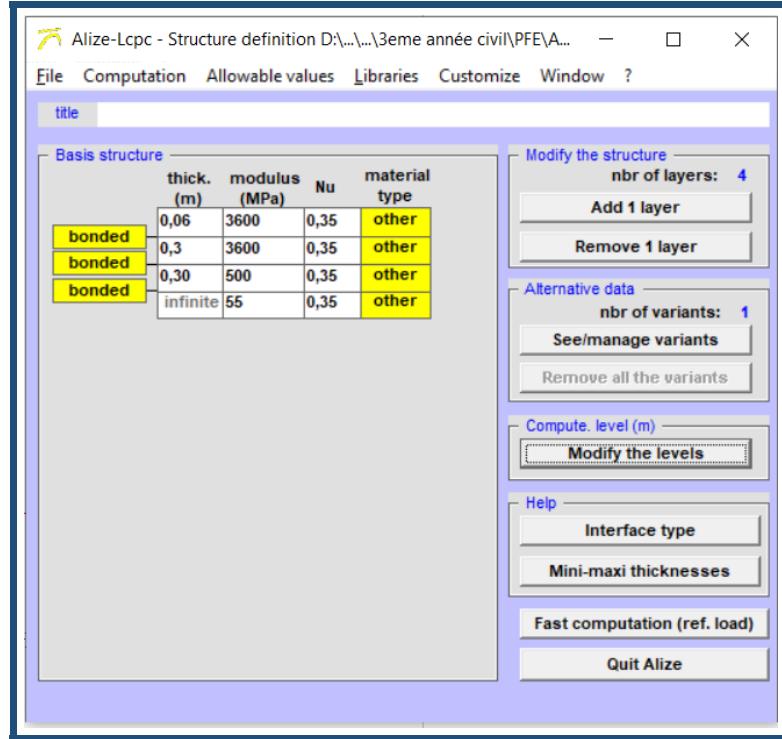


Figure 10.9: Introduire la structure choisie dans « Alizé »

On vérifie que les déformations verticale et horizontale de cette structure ne dépassent pas les valeurs des déformations admissibles (Figure 10.10).

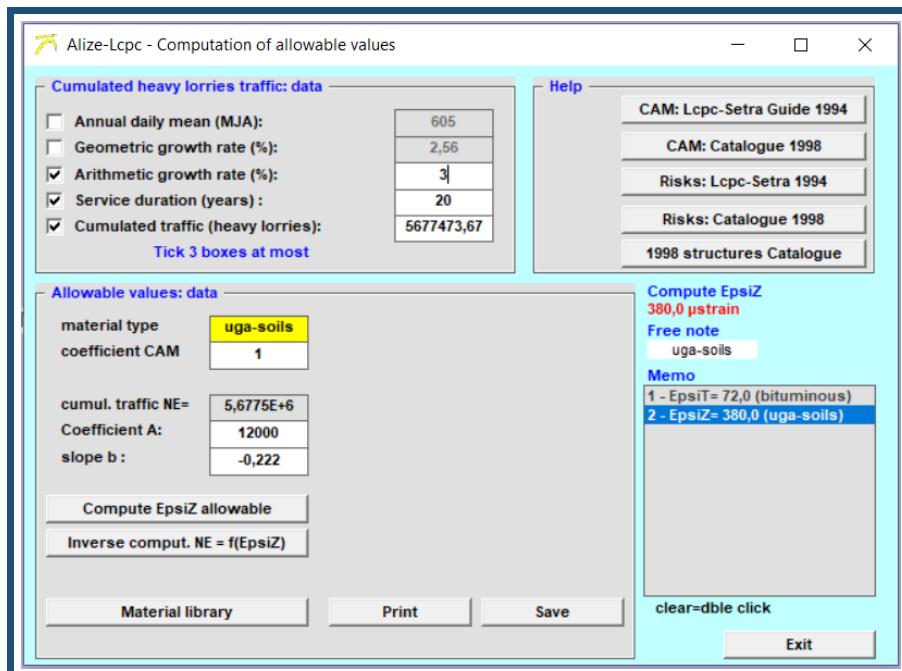


Figure 10.10: Calcul de la déformation verticale admissible par « Alizé »

Les figures 10.11 et 10.12 décrivent l'état de trafic au pont et à la sortie du pont vers Ave. de l'OUA et Ave. F. YOULOU.

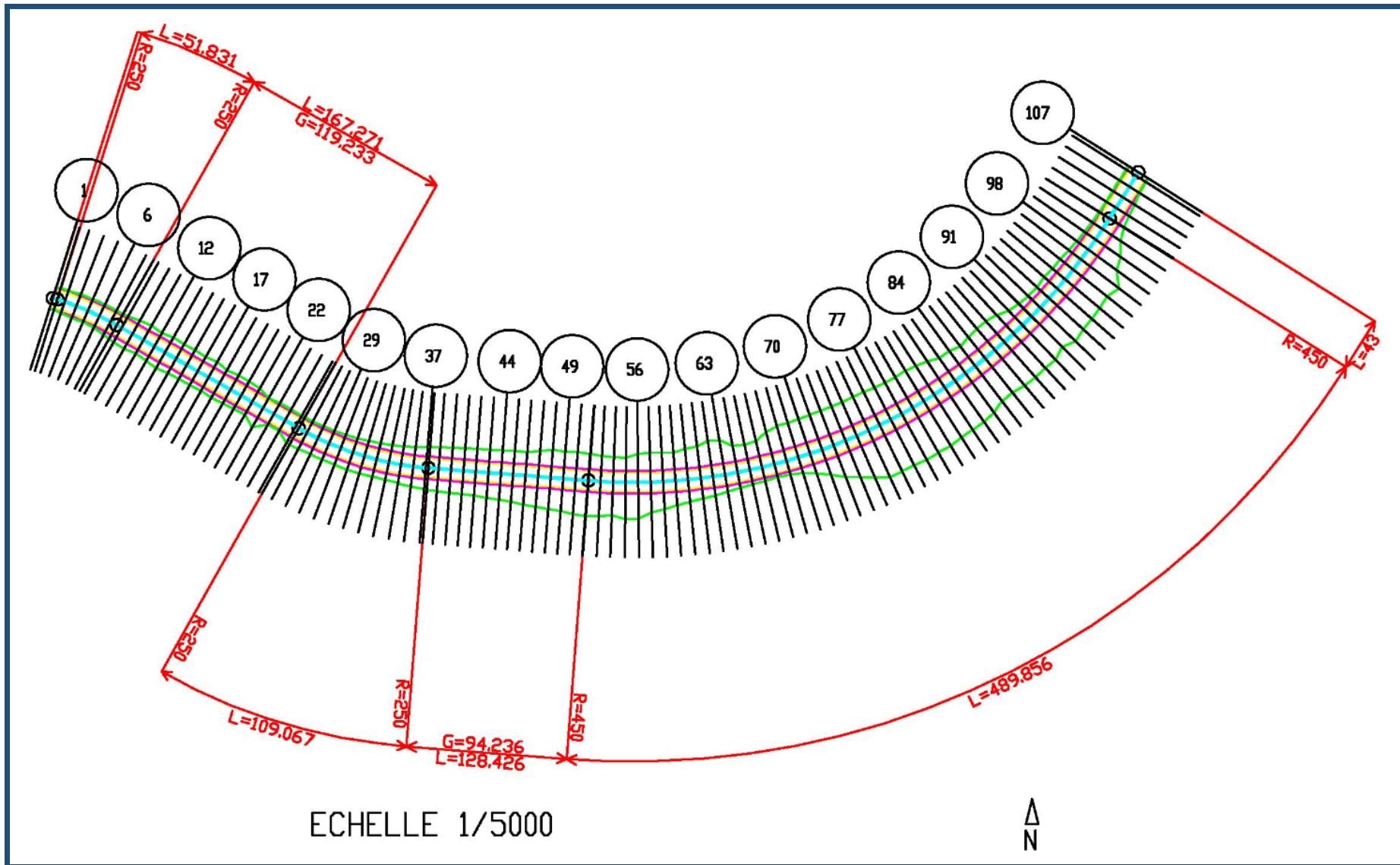


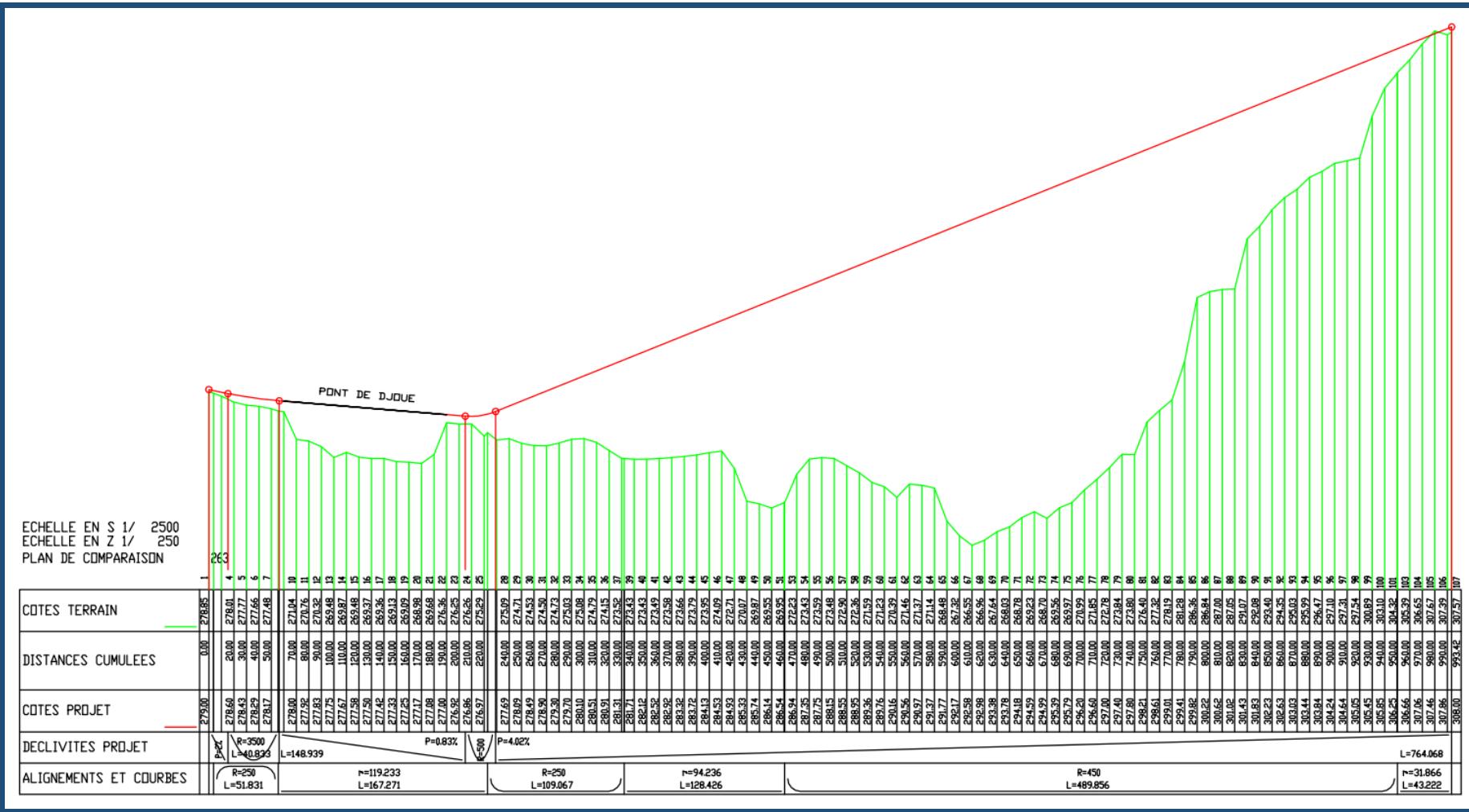
Figure 10.11: Le trafic au niveau du pont existant [2]



Figure 10.12: Le trafic à la sortie du pont existant [2]

La figure 10.13, 10.14, 10.15 et 10.16 illustrent respectivement le tracé en plan, le profil en long, le premier et le dernier profil en travers du tronçon de la route étudié.





PROFIL 1

S = 0.000
 ZTN = 278.853
 ZPRO = 279.000
 ECHS=1/
 100
 ECHZ=1/
 100
 PC = 277.0

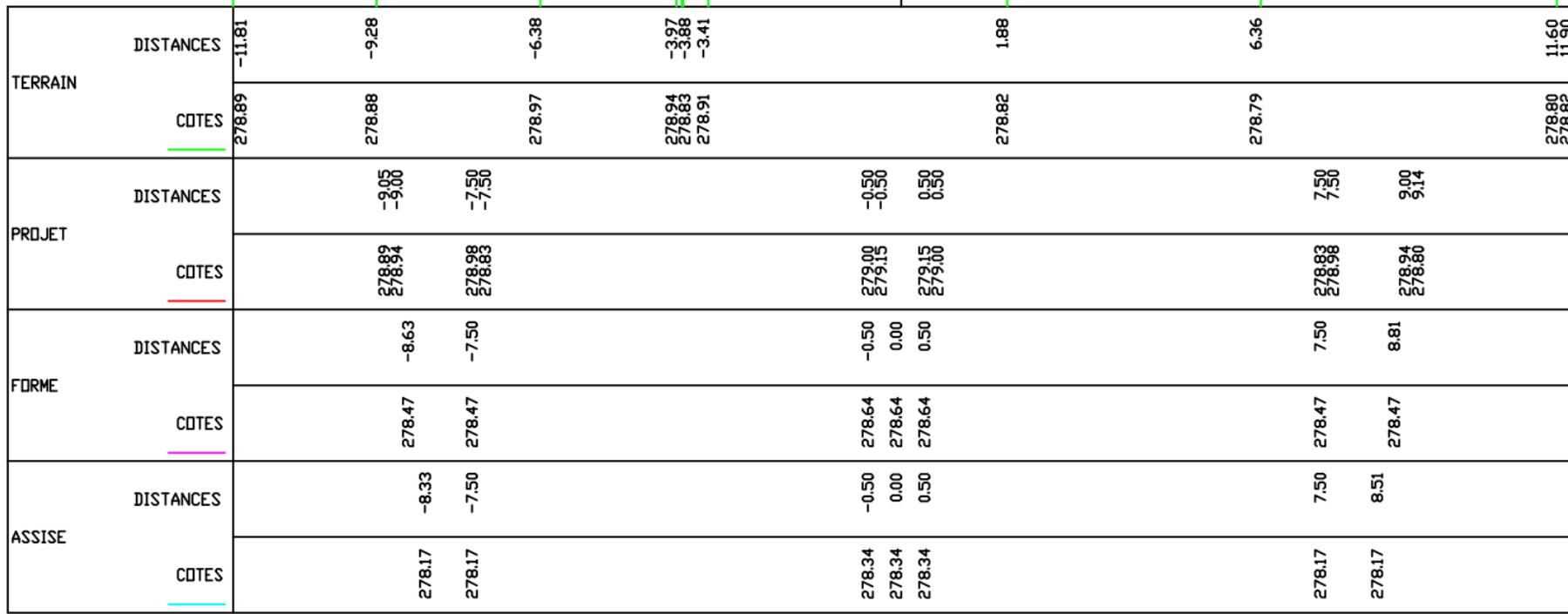


Figure 10.15: Profil en travers N°1 du projet

PROFIL 107

S = 993.419
 ZTN = 307.573
 ZPRO = 308.000

ECHS=1/
 ECHZ=1/
 PC =

100 100 306.0

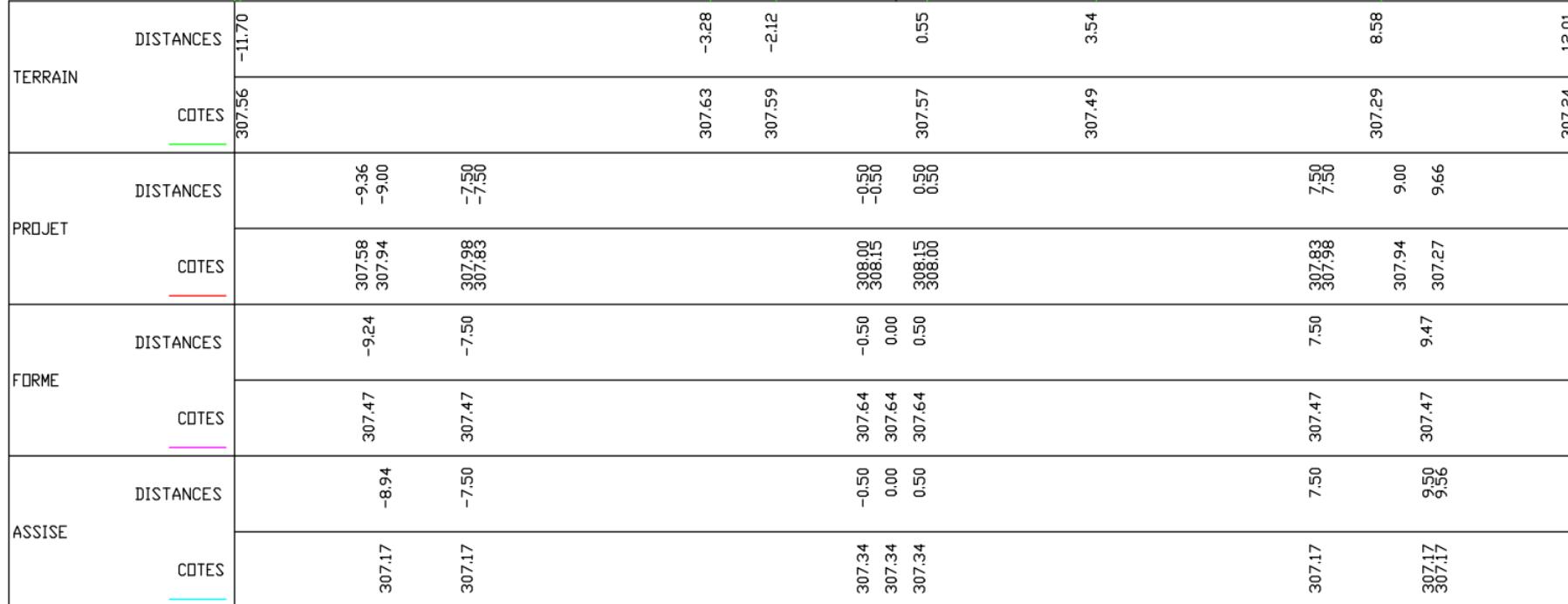


Figure 10.16: Profil en travers N°107 du projet

10.4 Annexe 4 : Cinématique de construction

Les figures 10.16, 10.17, 10.18 et 10.19 décrivent la cinématique de construction d'un pont construit par encorbellement successifs.

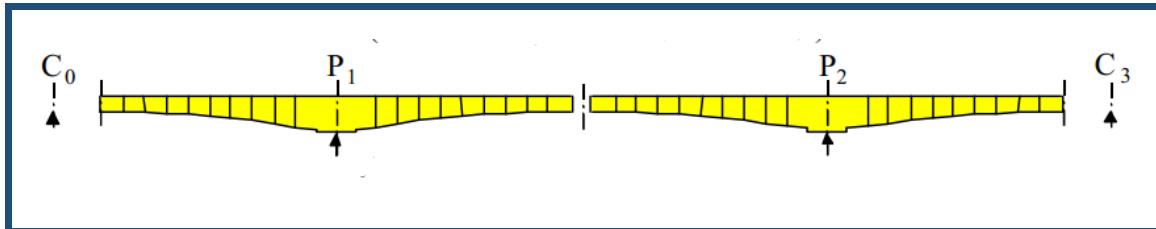


Figure 10.17: Construction des fléaux [9]

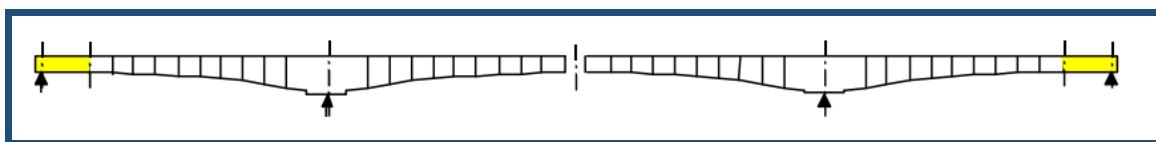


Figure 10.18: Clavage des travées de rive [9]

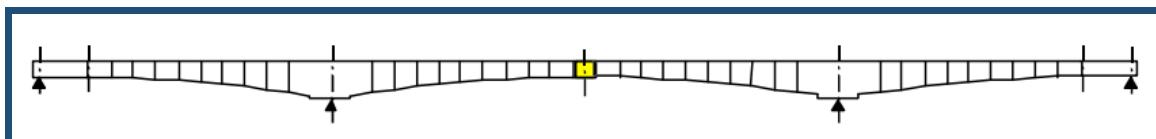


Figure 10.19: Clavage central [9]

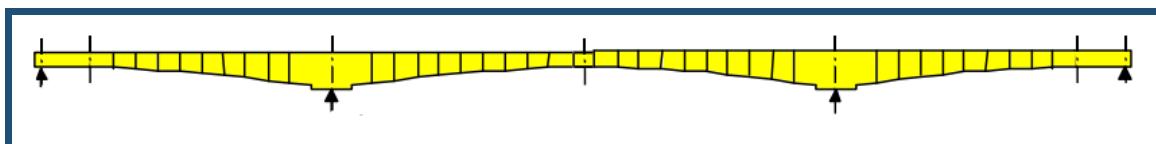


Figure 10.20: Ouvrage terminé [9]

Les figures 10.20, 10.21, 10.22, 10.23 et 10.24 présentent les étapes de construction de l'ouvrage étudié.

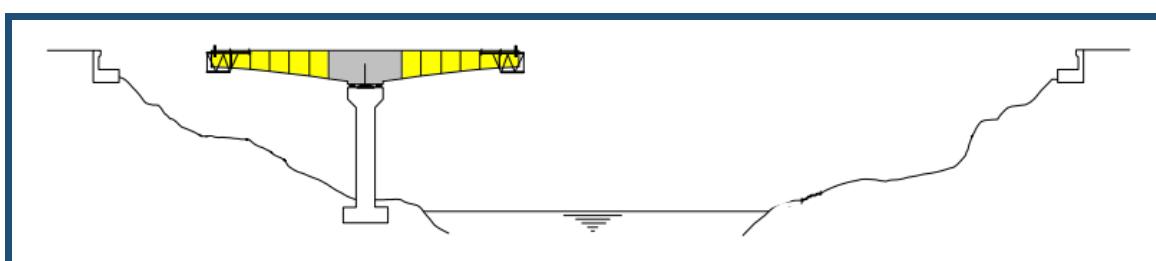


Figure 10.21: Construction du voussoir sur pile P1 et construction des fléaux V1-V7 avec leurs précontraintes

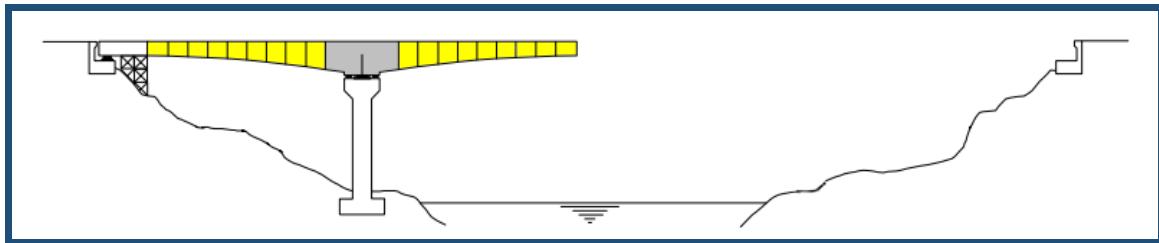


Figure 10.22: Construction de la partie coulée sur cintre C0 et clavage des fléaux C0-P1 avec précontrainte d'éclisses

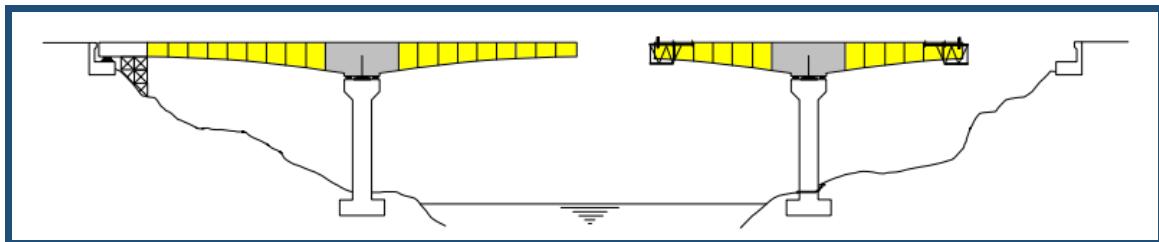


Figure 10.23: Construction du voussoir sur pile P2 et construction des fléaux V'1-V'7 avec leurs précontraintes

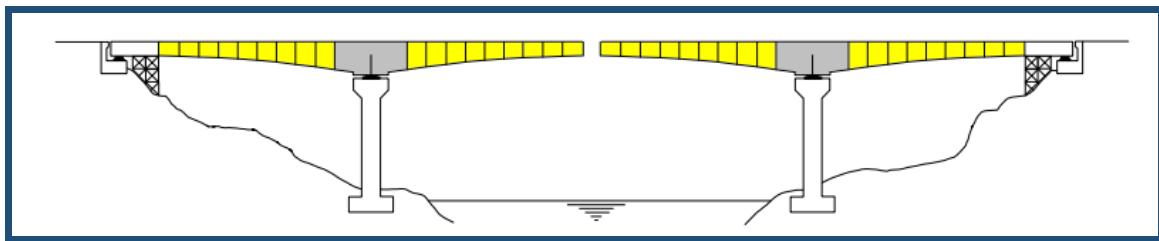


Figure 10.24: Construction de la partie coulée sur cintre C3 et clavage des fléaux P2-C3 avec précontrainte d'éclisses

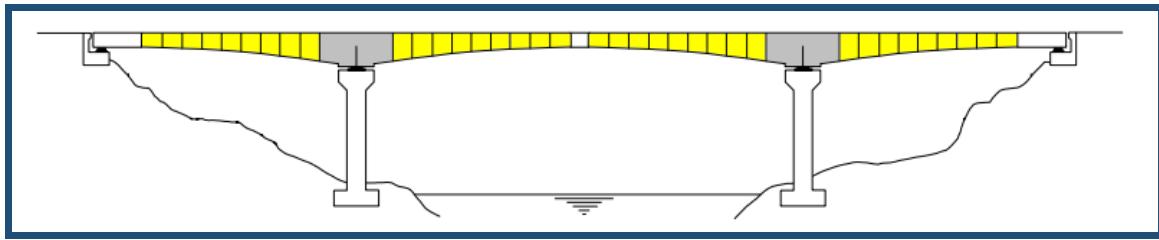


Figure 10.25: Clavage des fléaux P1- P2 avec précontrainte d'éclisses et application de la superstructure et de la précontrainte extérieure

