

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Conception et étude d'un pont sur la 4ème
rocade d'Alger du PK31+521.500 au
PK31+735.538 dans la wilaya de Ain Defla

Présenté par :

RAHALI Fatima Zohra
DELLAOUI Somia

Encadré par :

Mr LATRECHE Sofiane
Mr FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2022/2023

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous remercions ALLAH, le Clément, le Miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Une grande gratitude et nos sincères remerciements sont exprimés à nos chers parents, pour nous avoir encouragé et soutenu tout au long de notre cursus. Nous leur souhaitons une vie longue, sereine et heureuse.

Ensuite, nous tenons à exprimer nos reconnaissances à notre encadrant Monsieur **LATRECHE SOFIANE**.

Nous souhaitons adresser, nos profonds remerciements à notre co-encadrant Monsieur **Dr. FEDGHOUCHE FERHAT**, pour son soutien et sa disponibilité durant la rédaction de ce travail.

Nous désirons aussi remercier nos professeurs de l'**ENSTP**, qui nous ont fourni les outils nécessaires pour la réussite de nos études.

Nous exprimons nos vifs remerciements pour les membres de jury qui ont bien voulu évaluer nos efforts.

Enfin, nos remerciements les plus sincères vont à nos proches et amis, qui nous ont toujours encouragés au cours de la réalisation de ce mémoire.

MERCI A TOUTES ET A TOUS.

Dédicace

*Je remercie **DIEU** le Tout Puissant de m'avoir accordé la vie pour atteindre ce stade de savoir et de patience.*

*Au nom d'**ALLAH** et du profond de mon cœur, je dédie ce modeste travail à ceux qui me sont très chers...*

À ma chère maman

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon amour éternel, mon respect et ma considération pour les sacrifices qu'elle a consenti pour mon instruction et mon bien-être.

*Je suis reconnaissante pour tout le soutien et l'amour qu'elle me porte depuis ma naissance, et j'espère que sa bénédiction m'accompagne toujours. Puisse **ALLAH**, le Très Haut, s'accorder santé, bonheur et longue vie.*

À mon cher papa

Source de tendresse, de noblesse et d'affection. Puisse cette étape constituer pour lui un motif de satisfaction.

*A tous mes camarades, et à toute la famille de l'ENSTP, spécialement Mme **MAKOUDI Imene** et Mme **BOUREBIA Mahdia**.*

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

R. Fatma Zohra

Dédicace

Avant tous Je remercie **ALLAH** le tout Puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à Réaliser ce modeste travail et de m'avoir permis d'en arriver jusqu'au là.

Je dédie ce modeste travail

À la plus belle étoile qui puissent exister dans l'univers, Ma très chère mère **CHIKALIL HOURIA**, qui m'accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation.

À mon cher père **DELLAOUI RACHID** qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puis Franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que dieu me le garde en très bonne Santé.

À mes chère grand-mère **ZOHRA** et **AICHA** qui ne m'oublie pas dans ses prières

À mes chères sœurs **IMANE** et **RAHMA**, et à mon cher frère **MOHAMED NADHIR**

À tous la famille **DELLAOUI**

À la meilleure tante **FETOMA**

À tous me enseignants camarade et toute la famille de l'E.N.S.T. P

À mes meilleurs amies: **LINA** et **RYMA**

À « THE BEST ».

Dellaoui somia

ملخص

هذا العمل يندرج في إطار تصميم ودراسة الجسر رقم 31.6 الموجود بين النقطة الكيلومترية 31+521 والنقطة 31+577 ضمن مشروع الطريق الاجتيابي الرابع لمدينة الجزائر الرابط بين ولاية عين الدفلة والمدية. الهيكل عبارة عن جسر طوله 214 مترا مع 6 اجزاء مستقلة طولها 35.5 مترا، وعرضها 13.25 مترا. حيث يستقر الجزء العلوي على سبعة ركائز وسطية وطرفية. يشمل العمل المقدم جزأين رئيسيين، الاول يصف موقع المشروع، وبياناته المختلفة، وتصميم المتغيرات التي ستنتهي باختيار الحل الاكثر ملاءمة، وفي الجزء الثاني نبدأ البنية الفوقية، ودراسة السطح، التي يتم تنفيذها باستخدام برنامج حسابي، ثم تأتي البنية التحتية التي تتكون من حساب حجم الركائز (الوسطية والطرفية) والتحقق من ثباتها. مروراً بتقييم الحمولات والحمولات الزائدة، حساب الخرسانة سابقة الاجهاد، الدراسة الزلزالية، وضع قياس التجهيزات ومختلف العناصر المكونة للجسر، وهذا مع احترام القوانين المعمول بها في الجزائر، وبالاعتماد على برامج للحساب (الروبوت أوتوديسك 2019).

الكلمات المفتاحية: الجسر، بعد التوتر، الركائز الوسطية والطرفية، خرسانة سابقة الإجهاد، دراسة زلزالية، البنية التحتية.

Résumé

Ce travail consiste à faire la conception et l'étude du pont V31.6 qui se situe entre le PK 31+521 et PK31+577 à la 4e rocade d'Alger qui relié la wilaya d'Ain Defla et la wilaya de Médéa. L'ouvrage est un pont de 214m de longueur de 6 travées indépendantes en poutres précontraintes par post-tension de 35.5 m de longueur, et une largeur de 13.25 m, le tablier repose sur sept appuis (cinq piles et deux culées). Ce travail est partagé en deux parties principales, la première décrit le site du projet, ses différentes données et la conception des variantes ; la plus avantageuse sera donc choisit. La deuxième partie consiste à étudier les éléments constituant l'ouvrage. On commence d'abord par la superstructure et l'étude du tablier, qu'on effectue à l'aide des logiciels de calculs. Par la suite, on étudiera l'infrastructure qui consiste à dimensionner les appuis (culées, piles) et vérifier la stabilités de ces derniers, en passant par l'évaluation des charges et des surcharges, le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux, en se référant à des règlements utilisés en Algérie et à l'aide des logiciels de calcul (Robot Autodesk 2019).

Mots clés : Pont, poutre VIPP, pile, culée, béton précontraint, post-tension, étude sismique, infrastructure.

Abstract

This work consists of the design and study of the V31.6 Bridge. Located between PK 31+521 and PK31+577 on the 4th Algiers bypass, which links the wilaya of Ain Defla and the wilaya of Médéa. The structure is a 214 m long bridge with 6 independent post-tensioned girder spans, 35.5 m long and 13.25 m wide, the deck resting on seven supports (five piers and two abutments). This work is divided into two main parts, the first of which describes the project site, its various data and the design of the variants; the most advantageous will then be chosen. The second part consists of a study of the elements making up the structure. We start with the superstructure and the deck, which we study using calculation software. We then study the infrastructure, which involves sizing the supports (abutments, piers) and checking their stability, assessing loads and surcharges, calculating prestressing, carrying out a seismic study and sizing the various equipment and structural elements, with reference to the regulations used in Algeria and using calculation software (Robot Autodesk 2019).

Keywords : Bridge, pre-stressed beams, seismic design, piers, substructures.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	- 1 -
------------------------------------	-------

CHAPITRE I GENERALITES ET RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 INTRODUCTION	- 2 -
I.2 DEFINITION	- 2 -
I.2.1 PONTS COURANTS	- 2 -
I.2.2 CLASSIFICATIONS DES PONTS	- 2 -
I.2.2.1 Selon la fonction du pont	- 3 -
I.2.2.2 Selon les matériaux de construction	- 3 -
I.2.2.3 Selon la nature des éléments porteurs	- 5 -
I.2.2.4 Selon la position en plan	- 7 -
I.3 ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN PONT	- 7 -
I.3.1 Tablier	- 7 -
I.3.2 Fondations	- 7 -
I.3.3 Appuis	- 8 -
I.3.4 Appareils d'appui	- 8 -
I.3.4.1 Définition	- 8 -
I.3.4.2 Fonctions des appareils d'appui	- 8 -
I.3.4.3 Différents types d'appareils d'appui	- 9 -
I.3.4.4 Appareils d'appui métalliques	- 11 -
I.3.4.5 Appareils d'appui en béton	- 12 -
I.3.4.6 Appareils d'appui à pot	- 13 -
I.3.4.7 Appareils d'appui en Elastomère Fretté (caoutchouc fretté)	- 14 -
I.3.4.8 Causes et nature des désordres des appareils d'appui	- 16 -
I.4 CONCLUSION	- 17 -

CHAPITRE II PRESENTATION DU PROJET

II.1 INTRODUCTION	- 18 -
II.2 PRESENTATION ET DESCRIPTION DU PROJET	- 18 -
II.2.1 Situation du site	- 18 -
II.3 LES DONNEES DU PROJET	- 19 -
II.3.1 Les données fonctionnelles	- 19 -
II.3.1.1 Tracé en plan	- 19 -
II.3.1.2 Profil en long	- 19 -

II.3.1.3	Profil en travers	- 19 -
II.3.2	Les données naturelles	- 20 -
II.3.2.1	Les données topographiques	- 20 -
II.3.2.2	Géologie	- 20 -
II.3.2.3	Géotechnique.....	- 20 -
II.3.2.4	Caractéristiques du sol	- 20 -
II.3.2.5	Sismicité.....	- 21 -
II.3.2.6	Données climatiques	- 21 -
II.4	CONCLUSION.....	- 21 -

CHAPITRE III CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT

III.1	INTRODUCTION.....	- 22 -
III.2	LA PROPOSITION DES VARIANTES	- 22 -
III.3	PRESENTATION DES TROIS VARIANTES	- 22 -
III.3.1	Variante 1 : Pont voussoir construit par encorbellement successif.....	- 22 -
III.3.1.1	Conception longitudinale	- 22 -
III.3.1.2	Découpage des voussoirs	- 23 -
III.3.1.3	Conception transversale	- 23 -
III.3.1.4	Conception de l'infrastructure	- 24 -
III.3.2	Variante 2 : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post tension.....	- 27 -
III.3.2.1	Conception longitudinale	- 27 -
III.3.2.2	Conception transversale	- 27 -
III.3.2.3	Conception de l'infrastructure	- 28 -
III.3.3	Variante 3 : pont mixte bipoutre	- 31 -
III.3.3.1	Conception longitudinale	- 31 -
III.3.3.2	Conception transversale	- 31 -
III.3.3.3	Conception des poutres principales	- 32 -
III.3.3.4	Conception des entretoises.....	- 32 -
III.3.3.5	Choix de la nuance d'acier.....	- 32 -
III.3.3.6	Conception de l'infrastructure	- 32 -
III.4	DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF.....	- 35 -
III.5	ANALYSE MULTICRITERES DES VARIANTES	- 38 -
III.6	CONCLUSION	- 39 -

CHAPITRE IV EVALUATION DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1	INTRODUCTION.....	- 41 -
IV.2	NORMES ET REGLES DE CALCUL.....	- 41 -
IV.3	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	- 41 -
IV.3.1	Béton.....	- 41 -
IV.3.1.1	Caractéristiques mécaniques à la compression.....	- 41 -
IV.3.1.2	Caractéristiques mécaniques à la traction.....	- 42 -
IV.3.1.3	Contraintes admissibles à la compression.....	- 42 -
IV.3.1.4	Module de déformation longitudinale du béton E.....	- 43 -
IV.3.1.5	Module de déformation longitudinale du béton.....	- 43 -
IV.3.1.6	Coefficient de poisson.....	- 43 -
IV.3.2	Aciers.....	- 43 -
IV.3.2.1	Aciers passifs.....	- 44 -
IV.3.2.2	Aciers actifs.....	- 44 -
IV.4	EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....	- 45 -
IV.4.1	Les charges permanentes.....	- 45 -
IV.4.2	Les compléments de charges permanentes.....	- 46 -
IV.4.3	LES ACTIONS DUS AU TRAFIC.....	- 46 -
IV.4.3.1	Les caractéristiques du pont.....	- 46 -
IV.4.3.2	Les systèmes de charges à considérer.....	- 46 -
IV.4.4	Actions climatiques.....	- 50 -
IV.4.4.1	Actions thermiques.....	- 50 -
IV.4.4.2	Vent.....	- 51 -
IV.4.4.3	Actions accidentelles.....	- 51 -
IV.4.4.4	Actions sismiques.....	- 51 -
IV.4.4.5	Spectre de réponse.....	- 51 -
IV.4.5	Combinaison des actions.....	- 52 -
IV.4.5.1	Combinaison des composantes de l'action sismique.....	- 52 -
IV.4.5.2	Combinaison des actions.....	- 53 -
IV.5	CONCLUSION.....	- 53 -

CHAPITRE V REPARTITION LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE

V.1	INTRODUCTION.....	- 54 -
V.2	DETERMINATION DES CHARGES.....	- 54 -

V.3	CALCUL LONGITUDINAL DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORTS	
TRANCHANTS :	- 56 -
V.3.1	Poutre seule :	- 56 -
V.3.2	Poutre + Dalle :	- 56 -
V.3.3	Poids propre totale :	- 56 -
V.3.4	Surcharge A(l) :	- 57 -
V.3.5	Moment max du system de charge BC.....	- 57 -
V.3.6	Moment max du Système de charge Bt.....	- 58 -
V.3.7	Moment max du Convoie MC120.....	- 59 -
V.3.8	Convoie exceptionnelle D240.....	- 59 -
V.3.9	Effort tranchant max Bc.....	- 60 -
V.3.10	Effort tranchant max Bt.....	- 60 -
V.3.11	Effort tranchant max Mc120.....	- 61 -
V.3.12	Effort tranchant max D240.....	- 62 -
V.4	REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS.....	- 63 -
V.4.1	Principes fondamentaux de la méthode.....	- 63 -
V.4.2	Les étapes de calcul.....	- 63 -
V.4.2.1	Détermination des coefficients.....	- 63 -
V.4.2.2	Coefficients de répartition transversale $K\alpha$	- 65 -
V.4.2.3	Calcul du coefficient $K\alpha$ pour chaque poutre.....	- 66 -
V.4.2.4	Détermination de $K\alpha_{moy}$ pour chaque type de chargement.....	- 67 -
V.4.2.5	Conclusion :.....	- 68 -
V.4.3	Vérification Automatique :.....	- 69 -
V.5	CONCLUSION.....	- 71 -

CHAPITRE VI ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

VI.1	INTRODUCTION :.....	- 72 -
VI.2	DONNÉES DE CALCUL :.....	- 72 -
VI.3	PRÉCONTRAINTÉ PAR POST-TENSION :.....	- 73 -
VI.4	DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTÉ :.....	- 73 -
VI.4.1	Valeur minimale de la précontrainte en service :.....	- 73 -
VI.4.2	Détermination du nombre de câbles :.....	- 74 -
VI.5	PRE-VERIFICATION DES CONTRAINTES :.....	- 74 -
VI.6	TRACE DES CÂBLES DE PRÉCONTRAINTÉ :.....	- 75 -
VI.6.1	Principe.....	- 75 -

VI.6.2	Détermination du tracé :	- 76 -
VI.7	CALCUL DES PERTES	- 80 -
VI.7.1	Pertes de tension instantanées :	- 80 -
VI.7.2	Pertes différées	- 82 -
VI.7.3	Perte de tension différée totale :	- 83 -
VI.7.4	Pertes totales	- 83 -
VI.8	VERIFICATION DES CONTRAINTES :	- 83 -
VI.8.1	Caractéristiques nettes des sections :	- 83 -
VI.8.2	Limitation des contraintes :	- 84 -
VI.8.3	Justifications de la poutre a l'ELS	- 84 -
VI.8.4	Justification des contraintes normales	- 85 -
VI.8.5	Justification des contraintes tangentielles	- 86 -
VI.8.6	Armatures des zones tendues	- 87 -
VI.8.7	Justifications de la poutre a l'ELU	- 88 -
VI.8.8	Armatures passive transversale des poutres	- 89 -
VI.8.8.1	Armatures de peau	- 89 -
VI.8.8.2	Ferraillage de cadre	- 90 -
VI.9	CONCLUSION	- 90 -

CHAPITRE VII ÉTUDE DU TABLIER

VII.1	INTRODUCTION	- 91 -
VII.2	FLÈCHES ET CONTRE FLÈCHES	- 91 -
VII.3	ÉTUDE DE L'HOUDIS	- 92 -
VII.3.1	Géométrie de l'hourdis	- 93 -
VII.3.2	Evaluation des efforts	- 93 -
VII.3.3	Ferraillage	- 94 -
VII.4	ETUDE DE L'ENTRETOISE	- 95 -
VII.4.1	Principe de ferraillage	- 95 -
VII.4.2	Evaluation des efforts	- 95 -
VII.4.3	Ferraillage de l'entretoise	- 96 -
VII.5	CONCLUSION	- 97 -

CHAPITRE VIII ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DU PONT

VIII.1	INTRODUCTION	- 98 -
VIII.2	APPAREILS D'APPUI	- 98 -

VIII.2.1	Pré-dimensionnement des appareils d'appuis.....	- 98 -
VIII.3	ETUDE SISMIQUE	- 99 -
VIII.3.1	Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique.....	- 100 -
VIII.3.2	L'Analyse sismique	- 100 -
VIII.3.2.1	Analyse spectrale monomodale (mode fondamental).....	- 100 -
VIII.3.3	Domaine d'application.....	- 100 -
VIII.3.4	Méthodes d'analyse	- 101 -
VIII.4	VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS	- 107 -
VIII.5	DES D'APPUIS.....	- 109 -
VIII.5.1	Dimensionnement des dés d'appuis.....	- 109 -
VIII.5.1.1	Ferraillage des dés d'appuis.....	- 109 -
VIII.6	JOINT DE CHAUSSEE	- 110 -
VIII.7	PLOTS PARASISMIQUES	- 111 -
VIII.8	CORNICHES.....	- 112 -
VIII.9	GARDE-CORPS	- 112 -
VIII.10	GLISSIERES DE SECURITE.....	- 112 -
VIII.11	CONCLUSION :	- 112 -

CHAPITRE IX ETUDE D'INFRASTRUCTURE

IX.1	INTRODUCTION.....	- 113 -
IX.2	ETUDE DE LA PILE.....	- 113 -
IX.2.1	Conception de la pile	- 113 -
IX.2.2	Evaluation des efforts agissant sur la pile.....	- 114 -
IX.2.2.1	Les efforts verticaux	- 114 -
IX.2.2.2	Les efforts horizontaux	- 114 -
IX.2.2.3	Les moments sollicitant la pile	- 115 -
IX.2.3	Combinaison des charges :	- 115 -
IX.2.4	Evaluation des charges sismiques :	- 115 -
IX.2.4.1	Evaluation de la période transversale et longitudinale :	- 115 -
IX.2.4.2	Composante transversale et longitudinale :	- 116 -
IX.2.4.3	Composante verticale :	- 116 -
IX.2.4.4	Efforts provenant du Tablier :	- 116 -
IX.2.4.5	Efforts provenant de la pile :	- 117 -
IX.2.4.6	Efforts provenant de la semelle :	- 117 -
IX.2.4.7	Les efforts sismiques :	- 117 -

IX.2.4.8	Combinaisons des directions :	- 118 -
IX.2.4.9	Combinaisons d'action :	- 118 -
IX.2.5	Etude du chevêtre.....	- 119 -
IX.2.5.1	Charges appliquées sur le chevêtre.....	- 119 -
IX.2.5.2	Dimensionnement à la torsion (guide SETRA) :	- 123 -
IX.2.6	Etude des fûts :	- 124 -
IX.2.6.1	Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis au flambement	- 125 -
IX.2.6.2	Combinaison des charges :	- 125 -
IX.2.6.3	Ferraillage du fût :	- 125 -
IX.3	ETUDE DE LA CULEE	- 126 -
IX.3.1	Conception de la culée	- 126 -
IX.3.2	Evaluation des efforts agissant sur les culées	- 127 -
IX.3.2.1	Evaluation des charges statiques :	- 127 -
IX.3.2.2	Evaluation des charges sismiques :	- 128 -
IX.3.3	Ferraillage des éléments de la culée :	- 131 -
IX.3.3.1	Mur frontal.....	- 131 -
IX.3.3.2	Mur garde-grève	- 131 -
IX.3.3.3	Dalle de transition.....	- 133 -
IX.3.3.4	Corbeau.....	- 134 -
IX.3.3.5	Mur en retour	- 134 -
IX.3.4	Etude des fondation :	- 136 -
IX.3.4.1	Etude des pieux.....	- 136 -
IX.3.5	Etude de la semelle	- 139 -
IX.3.5.1	Ferraillage de la semelle sous pile :	- 139 -
IX.4	CONCLUSION	- 141 -

CONCLUSION GENERALE	- 142 -
----------------------------------	---------

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I . GENERALITES ET RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I.1 Pont canal.....	- 3 -
Figure I.2 Pont avion à l'aéroport de Roissy-Charles-de-Gaulle.....	- 3 -
Figure I.3 Pont en maçonnerie.....	- 4 -
Figure I.4 Pont a travées indépendantes en Béton Armé.....	- 4 -
Figure I.5 Pont en Béton Précontraint	- 4 -
Figure I.6 Pont mixte.....	- 5 -
Figure I.7 Pont métallique	- 5 -
Figure I.8 Pont a poutres	- 5 -
Figure I.9 Pont dalle	- 6 -
Figure I.10 Pont en arc (à tablier supérieur).....	- 6 -
Figure I.11 Pont caisson (voussoir).....	- 6 -
Figure I.12 Ponts a câbles.....	- 7 -
Figure I.13 fonctionnement d'un appareil d'appui.....	- 9 -
Figure I.14 Les différents types d'appareils d'appui considérés sous l'angle du déplacement.....	- 10 -
Figure I.15 Schéma statique d'un A-A à dents métalliques.....	- 11 -
Figure I.16 Schéma d'un A-A à rouleau	- 11 -
Figure I.17 A.A à grain permettant le libre mouvement.	- 12 -
Figure I.18 Principe d'une section rétrécie de béton.....	- 12 -
Figure I.19 A-A en BA à pendule simple.....	- 12 -
Figure I.20 Schéma d'un A-A à pot.....	- 13 -
Figure I.21 Schéma type d'un A-A en Elastomère fretté (coupe).....	- 14 -
Figure I.22 Les différents types d'appareils d'appui en élastomère fretté	- 14 -
Figure I.23 ApAp sous une poutre	- 15 -
Figure I.24 Bossage fretté sous un ApAp.....	- 15 -
Figure I.25 Schéma d'un A-A sous une dalle	- 16 -

CHAPITRE II PRESENTATION DU PROJET

Figure II.1 Situation du projet sur Google Earth.....	- 18 -
Figure II.2 Localisation du Pont 31.6.....	- 18 -
Figure II.3 Tracé en plan de la voix portée	- 19 -
Figure II.4 Profil en long de la voix portée	- 19 -

Figure II.5 Profil en travers de la voix portée	- 19 -
---	--------

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT

Figure III.1 Coupe longitudinale de la 1 ^{ère} variante	- 22 -
Figure III.2 La section transversale du voussoir	- 23 -
Figure III.3 Coupe longitudinale de la 2 ^{ème} variante.	- 27 -
Figure III.4 Pré-dimensionnement des poutres	- 28 -
Figure III.5 Coupe transversale d'un tablier bipoutres.....	- 31 -
Figure III.6 Pré-dimensionnement de la 3 ^{ème} variante.....	- 31 -

CHAPITRE IV EVALUATION DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure IV.1 Les contraintes admissibles de la classe II de la précontrainte.....	- 45 -
Figure IV.2 Système de charge Bc	- 48 -
Figure IV.3 Système de charge Bt.....	- 49 -
Figure IV.4 Convoi type MC 120.....	- 49 -
Figure IV.5 Convoi type D240	- 50 -
Figure IV.6 Spectre de réponse élastique : composante élastique.....	- 52 -

CHAPITRE V REPARTITION LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE

Figure V.1 Schéma statique d'une poutre	- 56 -
Figure V.2 Schéma statique d'une poutre+dalle	- 56 -
Figure V.3 Schéma statique de poids propre total.....	- 56 -
Figure V.4 Schéma statique sous charge A(L).....	- 57 -
Figure V.5 Schéma statique du système Bc	- 58 -
Figure V.6 Moment fléchissant sous charge Bt.....	- 58 -
Figure V.7 Moment fléchissant sous charge MC120	- 59 -
Figure V.8 Moment fléchissant sous charge D240	- 59 -
Figure V.9 Schéma statique du Bc	- 60 -
Figure V.10 Schéma statique du Bt.....	- 61 -
Figure V.11 Schéma statique du Mc120	- 61 -
Figure V.12 Schéma statique du système D240	- 62 -
Figure V.13 Répartition transversal des charges.....	- 63 -
Figure V.14 Maillage de la dalle	- 63 -
Figure V.16 Poutre réelle	- 65 -

Figure V.16 Poutre équivalente	- 65 -
Figure V.17 Disposition transversale des poutres	- 66 -
Figure V.18 Les lignes d'influence de chaque poutre	- 66 -
Figure V.19 calcul de K moy cas d'une charge concentrée	- 67 -
Figure V.20 calcul de K moy cas d'une charge répartie	- 67 -
Figure V.21 Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU	- 69 -
Figure V.22 Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS	- 69 -
Figure V.23 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS	- 70 -
Figure V.24 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU	- 70 -

CHAPITRE VI ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

Figure VI.1 Etapes générales de réalisation	- 73 -
Figure VI.2 Dispositions constructives des câbles de précontrainte.	- 76 -
Figure VI.3 Géométrie des câbles.	- 76 -
Figure VI.4 Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.	- 76 -
Figure VI.5 L'angle de déviation des câbles.	- 77 -
Figure VI.6 Frottements le long du câble lors de la mise en tension	- 80 -
Figure VI.7 Diagramme des contraintes à mi travée	- 88 -
Figure VI.9 Ferrailage de la poutre d'about.....	- 90 -
Figure VI.9 ferrailage de la poutre médiane.....	- 90 -

CHAPITRE VII ÉTUDE DU TABLIER

Figure VII.1 Flèche maximale de la poutre due au poids propre.	- 91 -
Figure VII.2 La flèche maximale de la précontrainte de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.	- 91 -
Figure VII.3 La flèche maximale de la poutre à ELS.....	- 92 -
Figure VII.4 Moment de la dalle à ELS	- 93 -
Figure VII.5 Moment de la dalle à ELU.....	- 93 -
Figure VII.6 Ferrailage de la dalle.	- 94 -
Figure VII.7 Schéma statique de l'entretoise	- 95 -
Figure VII.9 Diagramme de l'effort tranchant de l'entretoise.....	- 96 -
Figure VII.8 Diagramme du moment fléchissant de l'entretoise.	- 96 -
Figure VII.10 Ferrailage de l'entretoise.....	- 97 -

CHAPITRE VIII ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DU PONT

Figure VIII.1 Définition géométrique d'un appareil d'appui (SETRA).	- 98 -
Figure VIII.2 Modèle physique d'application de la force sismique s	- 100 -
Figure VIII.3 Séisme longitudinal.	- 101 -
Figure VIII.4 Spectre de réponse horizontale S_{ae}/g	- 103 -
Figure VIII.5 Modèle sismique	- 107 -
Figure VIII.6 Principe d'un dispositif anti-cheminement	- 109 -
Figure VIII.7 Ferrailage du dé d'appui.	- 110 -
Figure VIII.8 Souffle de joint de chaussée.	- 111 -
Figure VIII.9 Joint de chaussée, type JEP	- 111 -

CHAPITRE IX ETUDE D'INFRASTRUCTURE

Figure IX.1 Dimensions de la pile la plus haute.	- 113 -
Figure IX.2 Modèle de calcul	- 120 -
Figure IX.3 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	- 120 -
Figure IX.4 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU	- 121 -
Figure IX.5 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	- 121 -
Figure IX.6 Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.	- 122 -
Figure IX.7 torsion du chevêtre	- 123 -
Figure IX.8 Ferrailage du chevetre	- 124 -
Figure IX.9 Ferrailage des futs	- 126 -
Figure IX.10 Schéma représentatif de la culée	- 127 -
Figure IX.11 Le moment fléchissant selon XX.	- 135 -
Figure IX.12 Le moment fléchissant selon YY	- 135 -
Figure IX.13 Ferrailage des pieux sous piles et culées	- 138 -
Figure IX.14 Ferrailage de la semelle sous la pile (Coupe transversale)	- 140 -
Figure IX.15 Ferrailage de la semelle sous pile (Coupe longitudinale)	- 140 -
Figure IX.16 Ferrailage des éléments de la culée	- 141 -

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II PRESENTATION DU PROJET

Tableau II.1 Profondeurs et positions des forages effectués	- 20 -
---	--------

CHAPITRE III CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT

Tableau III.1 Pré-dimensionnement du voussoir.....	- 23 -
Tableau III.2 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 1	- 24 -
Tableau III.3 : Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 1.	- 25 -
Tableau III.4 Pré-dimensionnement de la 2ème variante.....	- 27 -
Tableau III.5 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 2.....	- 28 -
Tableau III.6 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 2.	- 29 -
Tableau III.7 Prédimensionnement de la poutre en charpente métallique.	- 32 -
Tableau III.8 Pré-dimensionnement des entretoises.....	- 32 -
Tableau III.9 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 3.....	- 33 -
Tableau III.10 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 3.	- 33 -
Tableau III.11 Devis quantitatif et estimatif de la 1 ^{ère} variante.....	- 35 -
Tableau III.12 Devis quantitatif et estimatif de la 2ème variante.	- 36 -
Tableau III.13 Devis quantitatif et estimatif de la 3ème variante.	- 37 -
Tableau III.14 Avantages et inconvénients des variantes.....	- 38 -
Tableau III.15 Comparaison des variantes selon les critères :	- 39 -

CHAPITRE IV EVALUATION DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau IV.1 Les contraintes admissibles du béton a l'ELU.....	- 42 -
Tableau IV.2 Les contraintes admissibles du béton a l'ELS	- 43 -
Tableau IV.3 Les caractéristiques mécaniques du béton.....	- 43 -
Tableau IV.4 Les contraintes admissibles des aciers passifs.....	- 44 -
Tableau IV.5 Les caractéristiques des armatures de précontrainte	- 45 -
Tableau IV.6 Tableau récapitulatif des calculs des compléments de charges permanentes. 46	
Tableau IV.7 Les caractéristiques du pont 31.6	- 46 -
Tableau IV.8 Coefficient a1	- 47 -
Tableau IV.9 Valeurs de V ₀	- 47 -
Tableau IV.10 Coefficient bc	- 48 -
Tableau IV.11 Coefficient bt.....	- 49 -

Tableau IV.12 Le gradient thermique selon le type du tablier	- 51 -
Tableau IV.13 Coefficients multiplicateurs des combinaisons de charges réglementaires	53

CHAPITRE V REPARTITION LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE

Tableau V.1 Calcul de la charge permanente CP et CCP	- 54 -
Tableau V.2 Calcul du système A(L)	- 55 -
Tableau V.3 Calcul Bc	- 55 -
Tableau V.4 Calcul Bt	- 55 -
Tableau V.5 Calcul de coefficient dynamique pour le système B et Mc120	- 55 -
Tableau V.6 les sollicitations sous poutre seul.....	- 56 -
Tableau V.7 Les sollicitations sous poutre+Dalle	- 56 -
Tableau V.8 Les sollicitations sous poids propre	- 57 -
Tableau V.9 Les sollicitations sous charge A(l).....	- 57 -
Tableau V.10 Moment fléchissant sous charge Bc	- 58 -
Tableau V.11 Moment fléchissant sous charge Bt	- 58 -
Tableau V.12 Moment fléchissant sous charge Mc120.....	- 59 -
Tableau V.13 Moment fléchissant sous charge D240	- 59 -
Tableau V.14 Moment fléchissant max dus aux charges et surcharges	- 59 -
Tableau V.15 Effort tranchant sous charge Bc.....	- 60 -
Tableau V.16 Effort tranchant sous charge Bt	- 61 -
Tableau V.17 Effort tranchant sous charge Mc120.....	- 61 -
Tableau V.18 Effort tranchant sous charge D240	- 62 -
Tableau V.19 Effort tranchant max dus aux charges et surcharge	- 62 -
Tableau V.20 Le calcul du paramètre d'entretoisement.....	- 64 -
Tableau V.21 Calcul Paramètre de torsion" α "	- 64 -
Tableau V.22 Tableau des valeurs de coefficient $K\alpha$	- 65 -
Tableau V.23 Tableau des valeurs de coefficient K_a pour chaque poutre	- 66 -
Tableau V.24 Valeurs de K_{amoy} pour les charges.	- 67 -
Tableau V.25 Tableau des moments réel max.....	- 68 -
Tableau V.26 Combinaison de charge pour moment max	- 68 -
Tableau V.27 Tableau récapitulatif et comparatif des moments maximaux	- 71 -

CHAPITRE VI ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTE

Tableau VI.1 Les données de l'ouvrage.....	- 72 -
--	--------

Tableau VI.2 Les caractéristiques du béton	- 72 -
Tableau VI.3 Les caractéristiques des sections	- 72 -
Tableau VI.4 Les caractéristiques des câbles 12T15.....	- 72 -
Tableau VI.5 Les sollicitations calculées par logiciel	- 73 -
Tableau VI.6 Calcul de P _{MIN}	- 73 -
Tableau VI.7 Détermination du nombre de câbles	- 74 -
Tableau VI.8 Caractéristiques et résultats de chaque vérification des contraintes.....	- 75 -
Tableau VI.9 Position des câbles.....	- 77 -
Tableau VI.10 Caractéristiques du tracé des câbles	- 78 -
Tableau VI.11 L'angle de déviation β	- 78 -
Tableau VI.12 Valeurs des pertes dues aux frottements	- 80 -
Tableau VI.14 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.....	- 81 -
Tableau VI.15 Valeurs des Pertes par retrait.....	- 82 -
Tableau VI.16 Valeur des Pertes par fluage.....	- 83 -
Tableau VI.17 Pertes par relaxation	- 83 -
Tableau VI.18 Pertes totales.....	- 83 -
Tableau VI.19 Caractéristiques nettes des sections.....	- 84 -
Tableau VI.20 Limitation des contraintes	- 84 -
Tableau VI.21 Caractéristiques de chaque phase de vérification.....	- 85 -
Tableau VI.22 Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2	- 85 -
Tableau VI.23 Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4	- 86 -
Tableau VI.24 Effort de précontrainte.....	- 87 -
Tableau VI.25 Contrainte tangentielle « τ ».....	- 87 -
Tableau VI.26 Détermination de l'angle β_u	- 88 -
Tableau VI.13 Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage.....	- 81 -

CHAPITRE VII ÉTUDE DU TABLIER

Tableau VII.1 Résultats de calcul du ferrailage de la dalle.....	- 94 -
--	--------

CHAPITRE VIII ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DU PONT

Tableau VIII.1 Dimensions de l'appareil d'appui.....	- 99 -
Tableau VIII.2 Caractéristiques de la zone	- 100 -
Tableau VIII.3 Vérification du critère de la masse modale.....	- 101 -
Tableau VIII.4 La rigidité longitudinale des fûts.	- 102 -

Tableau VIII.5 La rigidité longitudinale des appareils d'appuis des piles.....	- 102 -
Tableau VIII.6 La rigidité des appareils d'appuis des culées	- 103 -
Tableau VIII.7 La répartition des efforts.....	- 105 -
Tableau VIII.8 Evaluation de l'effort sismique transversal.	- 106 -
Tableau VIII.9 Les combinaisons des efforts sismiques	- 106 -
Tableau VIII.10 Résultat de Calcul des efforts dus à la variation linéaire.....	- 107 -

CHAPITRE IX ETUDE D'INFRASTRUCTURE

Tableau IX.1 Dimensions des piles	- 113 -
Tableau IX.2 Les hauteurs des piles.....	- 113 -
Tableau IX.3 Efforts verticaux sollicitant la pile	- 114 -
Tableau IX.4 Efforts horizontaux sollicitant la pile	- 115 -
Tableau IX.5 Les moments sollicitant la pile.....	- 115 -
Tableau IX.6 Les combinaisons les plus défavorables des actions sollicitant la pile. .	- 115 -
Tableau IX.7 Récapitulatif du calcul de I_{long} et I_{trans}	- 116 -
Tableau IX.8 Efforts provenant du tablier.....	- 117 -
Tableau IX.9 Efforts sismiques sollicitant la pile.	- 117 -
Tableau IX.10 Combinaisons des directions de la pile.	- 118 -
Tableau IX.11 Les combinaisons les plus défavorables des actions sismiques.	- 118 -
Tableau IX.12 Charges appliquées sur le chevêtre.....	- 119 -
Tableau IX.13 Armatures longitudinales du chevêtre sous la flexion.....	- 122 -
Tableau IX.14 Récapitulatif de calcul de A_s sous la torsion.....	- 124 -
Tableau IX.15 Armatures longitudinales du chevêtre sous la torsion.....	- 124 -
Tableau IX.16 Valeur des efforts par fût.....	- 125 -
Tableau IX.17 Les dimensions de la culée	- 126 -
Tableau IX.18 Détermination des sollicitations statique.....	- 127 -
Tableau IX.19 Les actions transmises par le tablier.....	- 128 -
Tableau IX.20 Les combinaisons d'actions appliquées sur la culée à l'ELU et à l'ELS. -	128
Tableau IX.21 Calcul des efforts dû à la culée dans le cas dynamique.....	- 129 -
Tableau IX.22 Coefficient de calcul de la poussée dynamique.....	- 130 -
Tableau IX.23 Calcul des poussées dynamiques.....	- 130 -
Tableau IX.24 Les efforts sismiques dus au tablier	- 130 -
Tableau IX.25 L'évaluation des actions sismiques de la culée.....	- 130 -
Tableau IX.26 La détermination de R_{max} et R_{min}	- 131 -

Tableau IX.27 Les combinaisons des actions sismiques totales de la culée	- 131 -
Tableau IX.28 Les sollicitations défavorables à l'ELU et à l'ELS du mur frontal	- 131 -
Tableau IX.29 Les sollicitations défavorables à l'ELU et à l'ELS du mur frontal	- 133 -
Tableau IX.30 Calcul du nombre de pieux.....	- 136 -
Tableau IX.31 R1 et de R2 pour les combinaisons les plus défavorables.....	- 137 -
Tableau IX.32 Vérification de la méthode des bielles	- 139 -
Tableau IX.33 Résultats et section d'acier de la semelle	- 139 -
Tableau IX.34 Ferrailage de fondation sous pile.....	- 139 -
Tableau IX.35 Ferrailage de fondation sous culée.....	- 140 -



INTRODUCTION
GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

De l'eau que nous buvons au moyen de transport qui nous emmène au travail ou à l'école, les infrastructures touchent chacun des aspects de la vie humaine. Elles ont le pouvoir de façonner notre environnement naturel, pour le meilleur ou pour le pire. Alors que la population mondiale croît, que l'urbanisation s'accélère et que les classes moyennes émergentes des pays en développement réclament davantage de services, le besoin en infrastructures augmente rapidement.

Investir dans les infrastructures jouera un rôle déterminant pour la réalisation des objectifs du développement durable. En générant des emplois et des activités économiques, les infrastructures contribuent au développement. Elles permettent également de fournir des services, notamment de transport, grâce auxquels les personnes sont économiquement productives. « Le secteur des transports joue un rôle majeur pour favoriser l'accès des communautés à l'emploi ».

Le transport et les infrastructures s'y rapportant sont de loin privilégiés. Le transport routier est le mode le plus utilisé aussi bien pour les voyageurs que des marchandises. Il assure en Algérie 90 % des mouvements des marchandises et plus de 80 % des déplacements des personnes. Ce mode a connu un réel essor depuis sa libéralisation en 1988, d'où la nécessité d'une adaptation des infrastructures routières. La partie nord du pays enregistre une croissance du trafic routier de l'ordre de 7 % par an depuis une dizaine d'années.

Malgré le retard dans le domaine, on considère que l'Algérie dispose d'un ensemble d'infrastructures routières assez important. À grands traits, ce tissu infrastructurel peut être décrit dans les différentes rocade qui ont été réalisées ces dernières années et plusieurs extensions de ces lignes autoroutières sont prévues ou sont en cours de réalisation comme par exemple la 4eme rocade d'Alger considéré comme un projet phare pour le développement économique des zones situées sur son tracé, comportant de divers ouvrages d'art dont l'un fera l'objet de notre projet de fin d'étude.

Notre projet consiste à faire « la conception et l'étude d'un pont au niveau de la 4^{ème} rocade d'Alger qui s'insère dans le PK31+521, où il permet de franchir un terrain accidenté d'environ 214 mètres ».

Le travail mené porte sur cinq parties principales :

- ✓ Généralités sur les ouvrages d'art avec une recherche bibliographique qui traite **les appareils d'appui**.
- ✓ Présentation générale de l'ouvrage accompagnée des différentes données essentielles pour la conception de ce dernier, l'évaluation des charges et surcharges et des hypothèses de calcul.
- ✓ Le dimensionnement de la variante retenue après avoir faire une analyse multicritères, suivi des différents calculs, vérifications et modélisation.
- ✓ L'étude de la superstructure avec le dimensionnement de l'ensemble des éléments du tablier.
- ✓ Une étude sismique et l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage.



CHAPITRE I
GENERALITES ET RECHERCHE
BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 INTRODUCTION

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique qui définit et donne une idée générale sur les différents types d'ouvrages de franchissement. Ensuite, l'élément sujet de notre recherche bibliographique est présenté.

I.2 DEFINITION

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance entraînée par l'établissement d'une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, tunnels) mais également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs de soutènement, digues) et enfin un dispositif de transition entre plusieurs modes de transport. (quais et autres ouvrages portuaires)

De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que dans leur conception, l'importance de l'aspect esthétique et architectural est majeure. En plus, leur réalisation fait intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

I.2.1 PONTS COURANTS

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

Cette définition est un peu imprécise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrauliques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. À l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre.

Les ponts courants désignent la majorité des ouvrages d'art ; ils sont définis généralement par complémentarité aux ponts non-courants caractérisés eux-mêmes par :

- Les ponts possédant au moins une travée de 40 m de portée,
- Les ponts de longueur totale supérieure à 100 m,
- Les ponts dont la surface totale du tablier dépasse 1 200 m²,
- Les ponts mobiles,
- Les ponts canaux,
- Les ouvrages se caractérisant par des difficultés particulières de dimensionnement, de conception ou de réalisation, relevant de techniques de construction innovantes, présentant des géométries complexes (biais ou courbure importants...), nécessitant des travaux de fondations spéciaux, des études particulières (effets dynamiques) ...

En Algérie, on peut considérer comme ponts courants les échangeurs au niveau des routes express et les différents ponts sur oueds ou sur voies ferrées dans les autoroutes et les routes nationales.

I.2.2 CLASSIFICATIONS DES PONTS

Il est extrêmement difficile de classer les ponts en différentes catégories, car il existe de très nombreux critères de classement. On aura ci-dessous une liste non-exhaustive de critères de classification avec quelques explications.

I.2.2.1 Selon la fonction du pont

La fonction d'un pont diffère d'un ouvrage à un autre. On peut trouver des :

- Ponts route : portant une route permettant la circulation des véhicules
- Ponts rail : supportant les chemins de fer
- Passerelles à piétons : réservées uniquement au passage des piétons
- Ponts aqueduc : permettent le passage des canalisations d'eau
- Ponts canaux : permettent à un cours d'eau navigable, généralement un canal, de franchir un obstacle en creux



Figure I.1 Pont canal

- Ponts pour avions : permettent aux avions de franchir un obstacle dans les aéroports



Figure I.2 Pont avion à l'aéroport de Roissy-Charles-de-Gaulle

I.2.2.2 Selon les matériaux de construction

Les ponts peuvent aussi se distinguer par leurs matériaux de construction.

- **Pont en maçonnerie** : construit en pierre, ce pont ne travaille qu'en compression.



Figure I.3 Pont en maçonnerie

- **Pont en béton armé** : ce type de ponts est couramment utilisé vu que le coût du béton armé est assez économique par rapport aux autres matériaux.



Figure I.4 Pont a travées indépendantes en Béton Armé

- **Pont en béton précontraint** : les éléments porteurs sont munis de câbles précontraints. Cette technique aide à diminuer le nombre d'appuis.



Figure I.5 Pont en Béton Précontraint

- **Pont métallique** : en Algérie, les ponts métalliques ne sont pas très utilisés à cause du coût élevé de l'acier et de son entretien.



Figure I.6 Pont métallique

- **Pont mixte** : ce type de pont présente en général des appuis en béton armé avec des éléments porteurs en charpente.



Figure I.7 Pont mixte

I.2.2.3 Selon la nature des éléments porteurs

Les éléments porteurs sont les responsables à réagir aux charges permanentes et d'exploitation du tablier en travaillant à la flexion. On peut trouver :

- **Pont à poutres** : les poutres peuvent être en béton armé et dans ce cas elles ont une section rectangulaire simple. Pour les poutres en béton précontraint la section est modifiée avec un talon pour bien loger les câbles de précontrainte. Les poutres peuvent être à travées continues coulées sur place ou bien préfabriquées à travées indépendantes.



Figure I.8 Pont à poutres

- **Pont dalle** : les dalles ont une section d'aspect général rectangulaire qui peut avoir un encorbellement latéral ou des nervures.



Figure I.9 Pont dalle

- **Pont en arc** : ce type est généralement parmi les anciens ponts en acier, en maçonnerie ou, en béton armé coulé sur place. Il nécessite un échafaudage et un cintre (étalement) important et souvent coûteux. En revanche, ces ponts sont très esthétiques.



Figure I.10 Pont en arc (à tablier supérieur)

- **Pont en poutre-caisson** : c'est un pont dont le tablier est constitué par un assemblage de caissons.



Figure I.11 Pont caisson (voussoir)

- **Pont à câbles** : ce type est employé dans le cas des portées importantes notamment en milieu marin. On distingue dans cette catégorie les ponts suspendus et les ponts à haubans. Les premiers ont leur tablier attaché par l'intermédiaire de tiges de suspension verticales à un certain nombre de câbles flexibles ou de chaînes dont les extrémités sont reliées aux culées, sur les berges. Quant aux ponts haubanés, ils tiennent grâce à de nombreux câbles obliques partant d'un pylône supportant le tablier qui supportera en fin de compte tout le poids du pont.

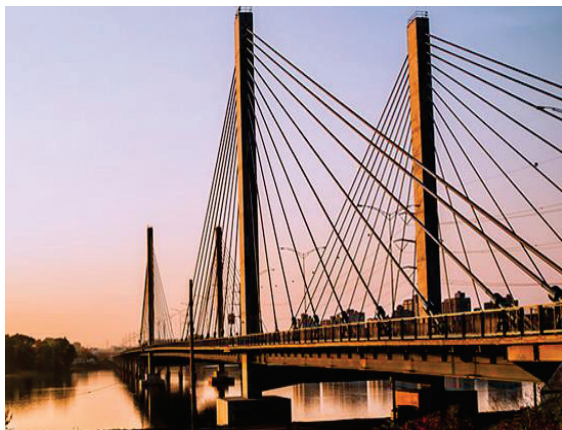


Figure I.12 Ponts à câbles

I.2.2.4 Selon la position en plan

La position en plan est la direction des appuis par rapport à celle du tablier. On distingue des:

- **Ponts droits** : Ce sont les ponts dont les lignes d'appuis font un angle droit avec l'axe du pont.
- **Ponts biais** : Ce sont les ponts dont les lignes d'appuis font un angle (différent de l'angle droit) avec l'axe du pont. Il faut limiter dans la mesure du possible l'angle de biais, il ne doit pas trop s'éloigner de l'angle droit.
- **Ponts courbes** : Ce sont les ponts dont l'axe présente une courbure. Il faut éviter ce genre de pont dans la mesure du possible. Si cela est inévitable, il faut alors adopter une courbure constante.

I.3 ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN PONT

I.3.1 Tablier

C'est la partie supportant la voie de circulation. Il comporte le revêtement, l'ossature et tous les autres équipements à savoir les dispositifs de retenue (garde-corps, glissière, séparateur), les joints de chaussée, les corniches, les trottoirs, les systèmes d'étanchéité et d'évacuation d'eau...

I.3.2 Fondations

La fondation d'un ouvrage permet la transmission des charges vers le sol. Le type d'une fondation varie selon la nature du sol, si le bon sol n'est pas très profond, on peut se contenter d'une fondation superficielle (semelles isolées ou filantes). Dans l'autre cas, il faut adopter une fondation profonde (pieux) qui serait surmontée d'une semelle de liaison.

I.3.3 Appuis

Les appuis ont pour rôle de supporter l'ouvrage à partir du niveau de la surface du sol. On distingue les culées qui sont les appuis de rive et les appuis intermédiaires qui peuvent se présenter soit sous les différentes formes de voiles ou bien de colonnes surmontées (futs) par un chevetre.

I.3.4 Appareils d'appui

Le tablier de pont repose sur ses appuis (piles et culées) par l'intermédiaire des appareils d'appui, qui sont des équipements de l'ouvrage placés entre les poutres et les dés d'appui, et conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux. (Plus de détails seront fournis dans la 2eme section du chapitre intitulée : **Recherche Bibliographique**)

I.3.4.1 Définition

L'appareil d'appui est un dispositif qui permet de lier le tablier du pont à ses appuis , piles ou culées.

Cette liaison doit assurer les 2 fonctions :

1. Transmettre les charges verticales et horizontales vers les piles ou les culées.
2. Permettre le libre mouvement du tablier dans les directions choisies que ce soient des translations ou des rotations.

I.3.4.2 Fonctions des appareils d'appui

Les appareils d'appui sont des éléments utilisés pour permettre la rotation entre deux parties d'une structure et transmettre les charges définies dans les spécifications appropriées ainsi que pour éviter les déplacements, permettre des déplacements dans une seule direction ou dans toutes les directions d'un plan.

Ainsi, principalement, il va :

- a) Transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation routière,
- b) Permettre les mouvements de rotation (effets des charges et des déformations différées du béton),
- c) Permettre les déplacements relatifs entre les deux parties suite aux effets de variations de longueurs de l'ouvrage (effet thermique, retrait, fluage, freinage, ...)

La structure n'est pas parfaitement rigide et elle est affectée par des facteurs externes tels que : vent, dilatation thermique, freinage, ..., les appareils d'appui doivent laisser la structure se déplacer tout en la dirigeant.

I.3.4.2.1 Les fonctions communes

- a) Transmission des forces verticales
- b) Rotation :
 - Dans une direction avec ou sans transmission de moments,
 - Dans toutes les directions avec ou sans transmission de moments

c) Déplacements

- Fixes avec transmission des forces horizontales (déplacement nul),
- Unidirectionnels avec transmission des efforts perpendiculaires au sens privilégié de déplacement, ainsi que des efforts dus à la distorsion ou au frottement induits par le déplacement et la variation d'excentrement sur l'appui ou/et le tablier,
- Multidirectionnels avec transmission des efforts dus à la distorsion ou au frottement et des variations d'excentrement.

I.3.4.2.2 Les fonctions optionnelles

a) Guidage

Lorsqu'il est souhaitable que l'ouvrage se translate sur ses appuis avec un jeu transversal minimale (quelques mm) on fait appel à un dispositif de guidage intégré à l'appareil ou indépendant. Les exemples les plus connus sont les dents ou les rainures de guidage des appareils d'appui métalliques, ainsi que les clavettes ou les plaques de glissement guidées des appareils d'appui à pot unidirectionnel. Les ouvrages courbes possèdent souvent des dispositifs de guidage intégrés à l'appareil ou constitués d'appareils spécifiques.

b) Anti-soulèvement

Cette fonction est recherchée dès qu'une réaction sur un appareil risque d'être négative et d'entraîner un déplacement de la structure. C'est le cas des travées de rive de faible portée d'ouvrages hyperstatiques, de nombreux ponts suspendus, etc.

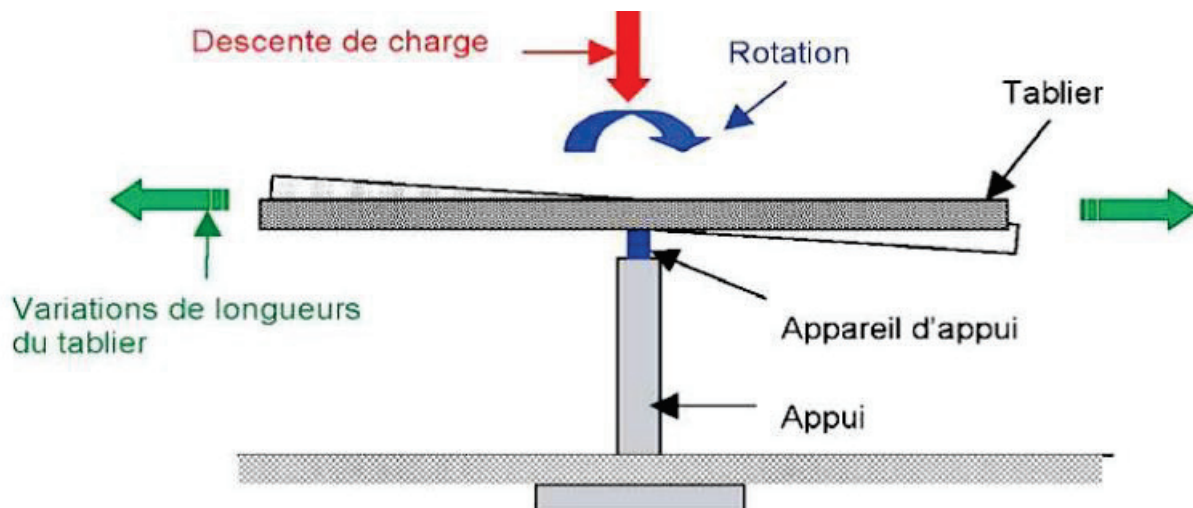


Figure I.13 fonctionnement d'un appareil d'appui

I.3.4.3 Différents types d'appareils d'appui

I.3.4.3.1 Classement selon le critère de déplacement

Si l'on considère le critère de déplacement comme fondamental, les types d'appareils d'appui peuvent être définis comme suit :

- #### a) Fixes, qui :
- Permettent les rotations sur appui,

- Mais ne permettent pas les déplacements
- b)** Mobiles unidirectionnels, qui :
 - Permettent les rotations sur appui,
 - Ainsi que les déplacements mais dans une seule direction.
- c)** Mobiles multidirectionnels
 - Qui permettent les rotations sur appui.
 - Ainsi que les déplacements dans toutes les directions.

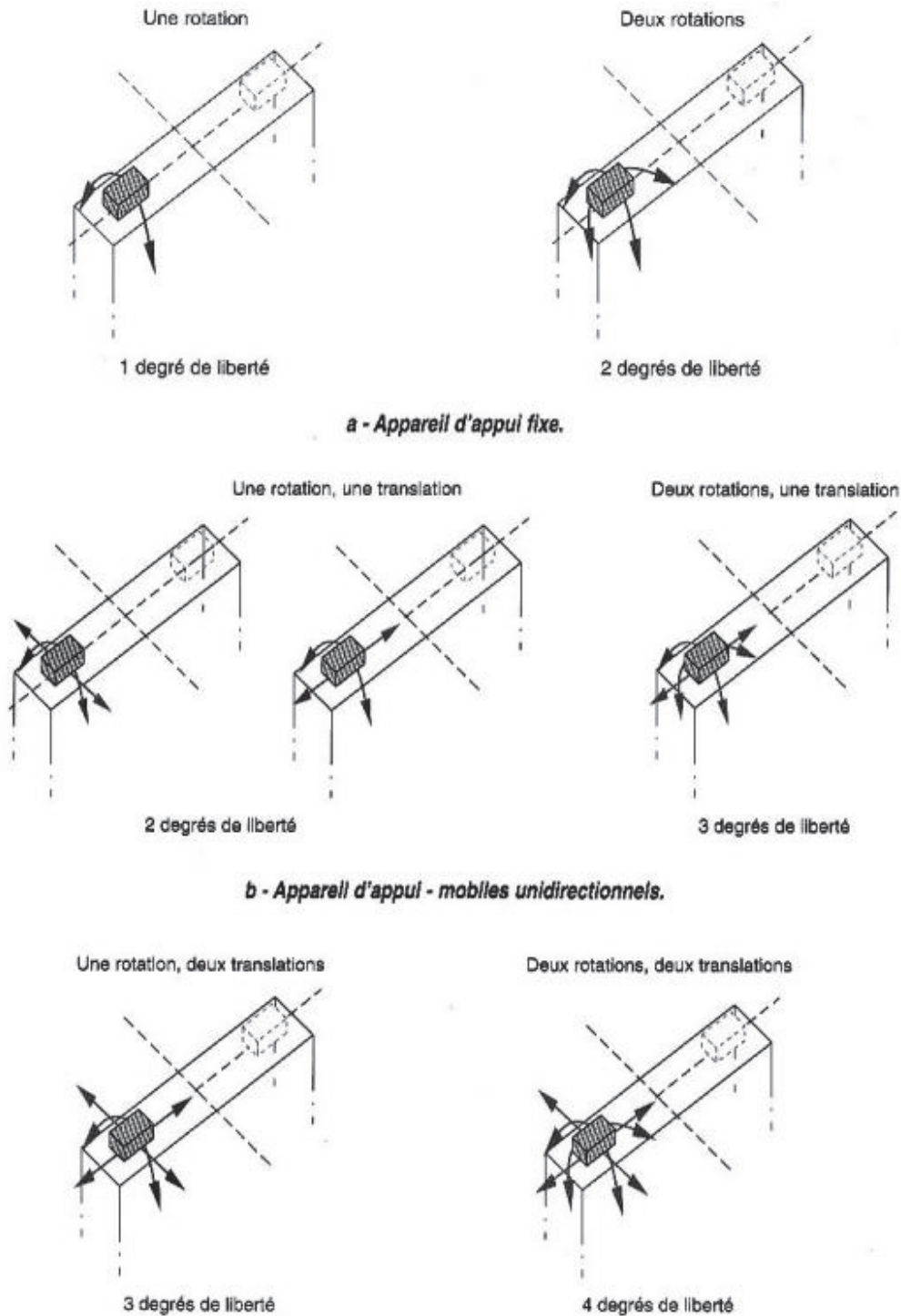


Figure I.14 Les différents types d'appareils d'appui considérés sous l'angle du déplacement

I.3.4.3.2 Classement sur la base du concept

Si on se base sur cet aspect, on va distinguer les différents types d'appareils d'appui dans ce qui suit :

I.3.4.4 Appareils d'appui métalliques

✓ **A dents métalliques**

Il est utilisé dans les appuis fixes où seule la rotation est permise, les efforts transversaux sont transmis par la dent métallique. Les balanciers supérieur et inférieur servent de liaison entre l'A.A et la structure de l'ouvrage

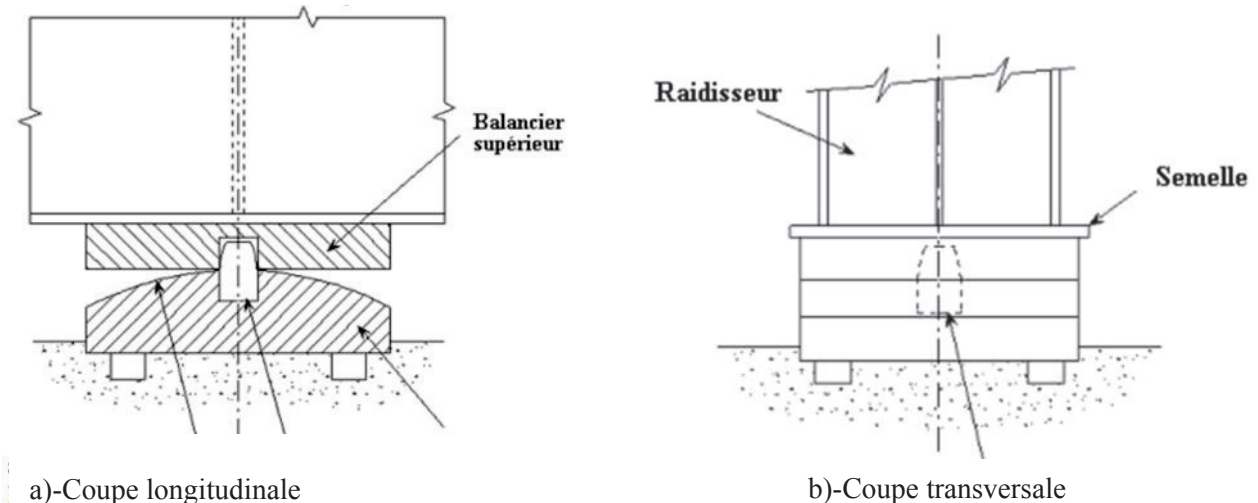


Figure I.15 Schéma statique d'un A-A à dents métalliques

✓ **A rouleaux**

Il est constitué d'un ou plusieurs cylindres métalliques qui peuvent rouler entre les balanciers selon l'axe longitudinal (ox) du pont, une calle métallique est fixée au balancier inférieur, elle sert à guider les rouleaux dans leurs mouvements et à les empêcher de se déplacer latéralement dans le sens des y, elle va donc transmettre les efforts transversaux H_y . Ce type d'appareils permet la rotation du tablier. Au lieu d'un seul rouleau, on peut rencontrer dans les ouvrages de grande portée des A.A à plusieurs rouleaux.

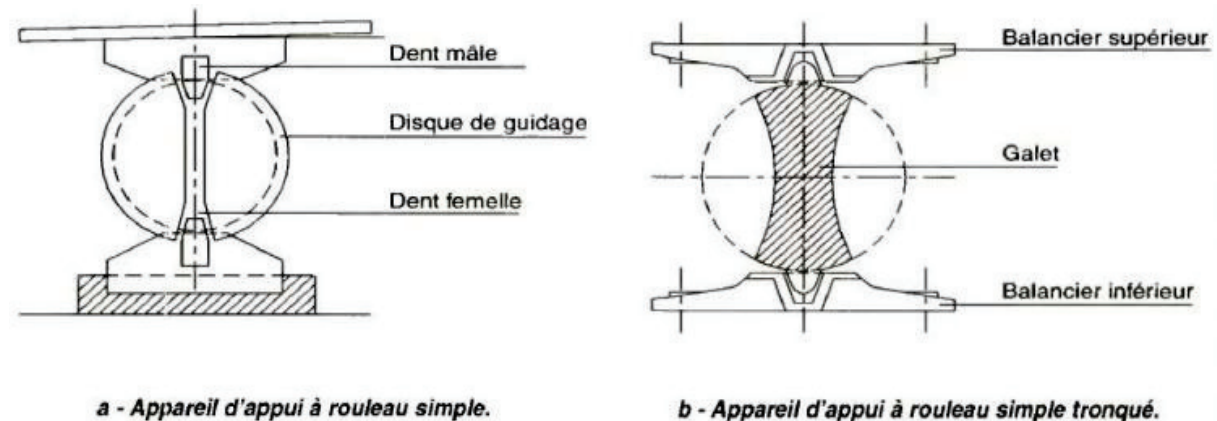


Figure I.16 Schéma d'un A-A à rouleau

✓ **A grain**

Dans certains cas tels que les ouvrages biais et courbes il faut que la rotation soit libre dans plusieurs directions, on a recours aux A.A à grains qui sont équipé d'un bloc en acier

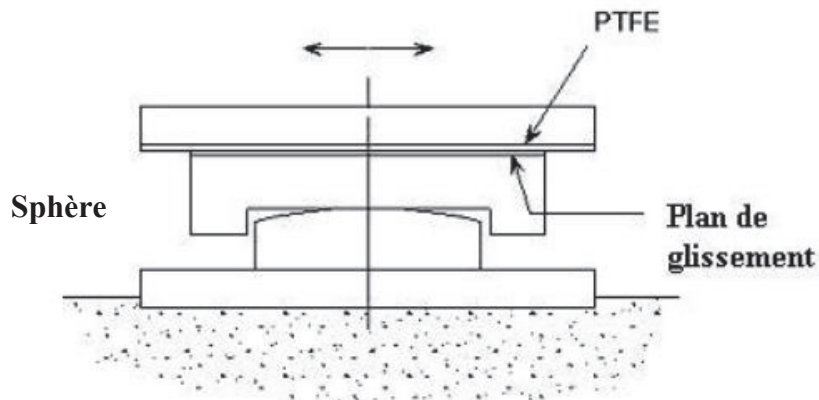


Figure I.17 A.A à grain permettant le libre mouvement.

d'extrémité sphérique. Pour permettre le libre mouvement dans toutes les directions on réalise au niveau du balancier supérieur un plan de glissement où les 2 faces de friction sont peintes à l'aide du PTFE (PolyTétraFluorEthylène ou Téflon).

I.3.4.5 Appareils d'appui en béton

On va rencontrer ce type d'appareil d'appui sur des ouvrages relativement anciens. En effet, les appareils d'appui «modernes» sont maintenant choisis du fait de leur industrialisation qui a contribué à une meilleure fiabilité de leurs caractéristiques et, aussi, de leur simplicité de mise en œuvre.

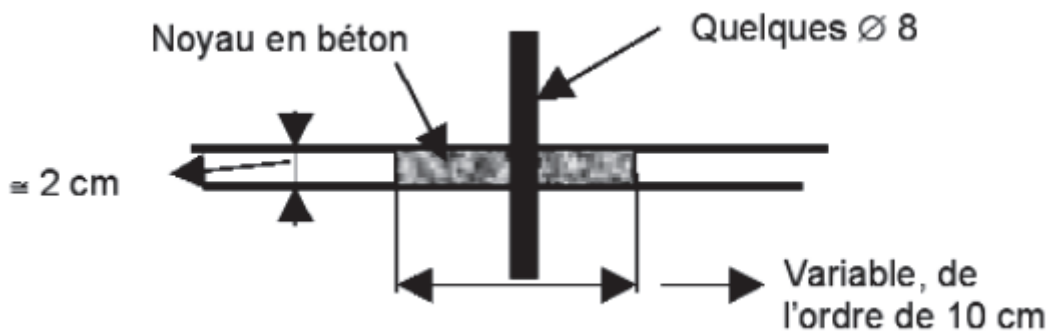


Figure I.18 Principe d'une section rétrécie de béton

Le système basique est l'appareil d'appui dit « par section rétrécie de béton» dont la conception d'origine est due à M. E. Freyssinet (d'où leur nom fréquent «d'articulation Freyssinet»). Les textes anciens comme le BAEL 91, article A8.4.3, en donnait le principe de fonctionnement.



Figure I.19 A-A en BA à pendule simple

I.3.4.6 Appareils d'appui à pot

Les premiers appareils d'appui à pot sont apparus au début des années 60. Chaque fabricant identifie ses appareils par divers codes qui indiquent la fonction et éventuellement le type fabrication et la charge de l'appareil.

✓ Principe de fonctionnement

Ce type d'appareil d'appui est constitué d'une embase métallique en forme de pot cylindrique de faible hauteur.

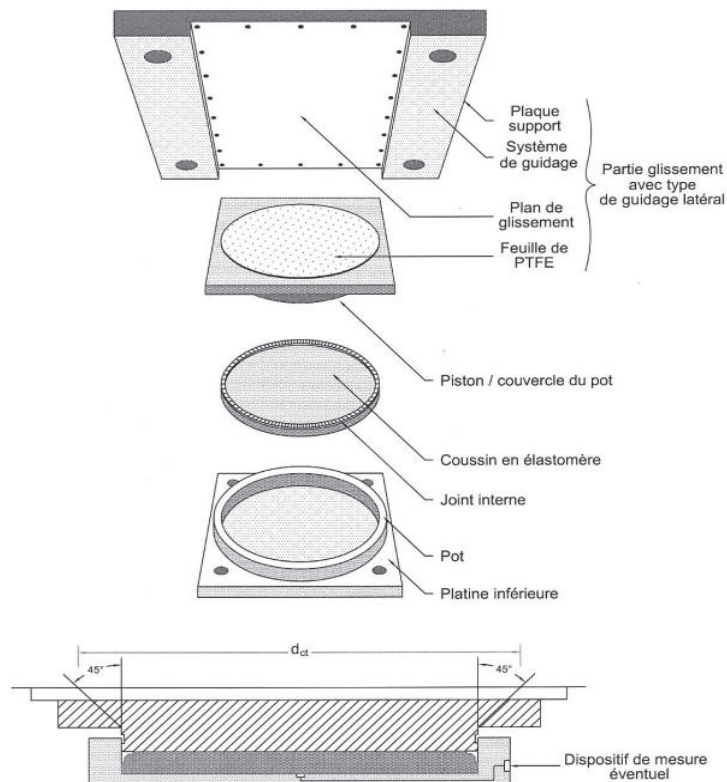


Figure I.20 Schéma d'un A-A à pot

Dans ce cylindre est enserré un coussin en caoutchouc avec un joint périphérique pour assurer l'étanchéité. Le piston (ou couvercle) emboîté avec un très faible jeu dans le pot s'appuie sur le coussin et va transmettre les charges avec possibilité de rotation.

Le coussin, emprisonné entre le piston et le pot, se comporte théoriquement comme un fluide.

La majorité de ces coussins sont en caoutchouc naturel, certains plus anciens sont en polychloroprène. Les joints périphériques sont le plus souvent en laiton ou en acier inoxydable.

Dans cette configuration, la fonction de l'appareil se limite à un rôle d'appui fixe. Pour permettre la fonction de déplacement, on grave dans la partie supérieure du piston un disque de PTFE sur lequel va glisser une plaque en acier dont la surface de contact avec le PTFE alvéolé ou non et graissé est en général en acier inoxydable (acier austénitique). Cette plaque d'acier est fixée sur son support par collage, vissage, soudage, etc.

I.3.4.7 Appareils d'appui en Elastomère Fretté (caoutchouc fretté)

Ce type d'appareils est le plus employés en Algérie. L'élastomère (ou encore néoprène) est une sorte de polymère de couleur noire. L'appareil est fretté par des tôles d'acier incorporés dans l'élastomère.



Figure I.21 Schéma type d'un A-A en Elastomère fretté (coupe)

L'appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère renforcé par des frettes métalliques en acier, adhésivées à l'élastomère au moment de la vulcanisation (modification chimique créant de longues chaînes de polymères sous l'effet conjugué de la température et de la pression). L'élastomère est soumis à des efforts et des déplacements (compression, rotation et cisaillement ou distorsion).

L'insertion des frettes dans le bloc d'élastomère contribue à diminuer le tassement sous charge normale et à augmenter la contrainte de compression admissible sans modifier sa raideur en cisaillement.

Les éventuels éléments de glissement les plus couramment utilisés comportent une plaque de PTFE fixée sur le dessus de l'appareil d'appui en élastomère. Une tôle en acier inoxydable poli liée à une platine supérieure en acier glisse sur la plaque de PTFE.

La principale utilisation des appareils d'appui en élastomère fretté avec plan de glissement est justifiée par la prise en compte des déplacements irréversibles (retrait, fluage).

La norme NF EN 1337-3 s'applique à six types d'appareils d'appui tels que définis dans la figure suivante :

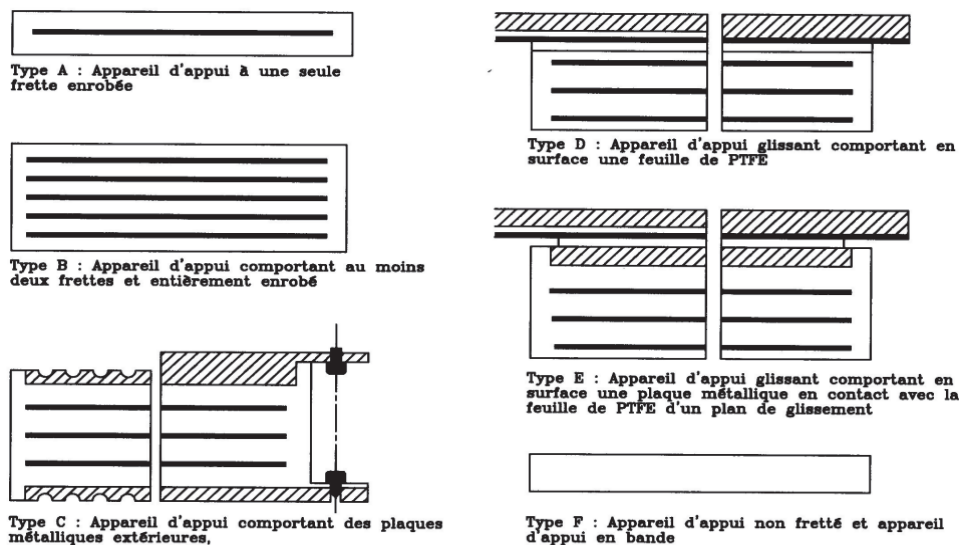


Figure I.22 Les différents types d'appareils d'appui en élastomère fretté

✓ Avantages :

- Coût modéré.
- Simplicité de mise en œuvre.
- Comportement élastique vis-à-vis les charges verticales et horizontales et les rotations.

✓ Inconvénients :

-La durée de vie de ce type d'appareils d'appui varie entre 5 et 15 ans, au-delà de cette période il y a risque d'apparition de fissures dans l'élastomère dues aux sollicitations, l'ozone (O₃) contenu dans l'air peut amorcer un processus de décomposition dans ces zones là.

Disposition des appareils d'appui pour les ouvrages courants :

✓ **Cas des ponts à poutres :** 1'Appareil d'Appui (ApAp) sous chaque poutre, posé directement sous la poutre sur un bossage en béton fretté.



Figure I.23 ApAp sous une poutre

Le Bossage sous l'appareil d'appui est nécessaire puisque des charges concentrées assez importantes agissent sur le point de contact entre la poutre et l'appui. Ce bossage est généralement en béton armé par des frettes. Un contre-bossage n'est pas nécessaire puisque la poutre est assez ferraillée pour reprendre les forces concentrées.

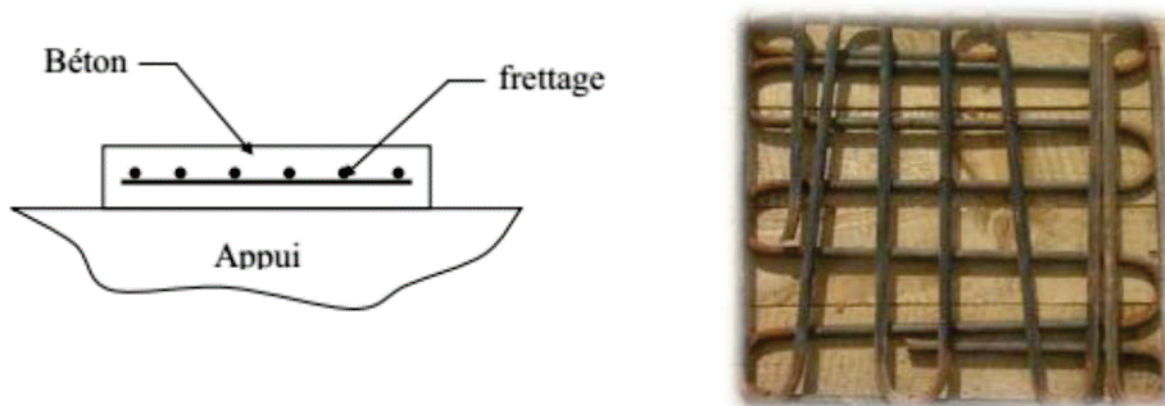


Figure I.24 Bossage fretté sous un ApAp

Les appareils d'appui en élastomère fretté sont assez sensibles à leur environnement et nécessitent un changement lorsqu'elles sont dégradées. Pour les changer, on pose des vérins

sous le tablier pour le soulever. Cette opération s'appelle le vérinage. Ces vérins sont posés sur un bossage (existant pour les nouveaux ouvrages).

Pour les ponts à poutres, les vérins seront posés sous l'entretoise d'appui qui est conçu pour cette opération. Ainsi, et notamment pour les nouveaux ouvrages, un bossage est prévu pour le vérinage pour indiquer la position des vérins et pour que ce bossage reprend les concentrations des charges apportés lors de vérinage.

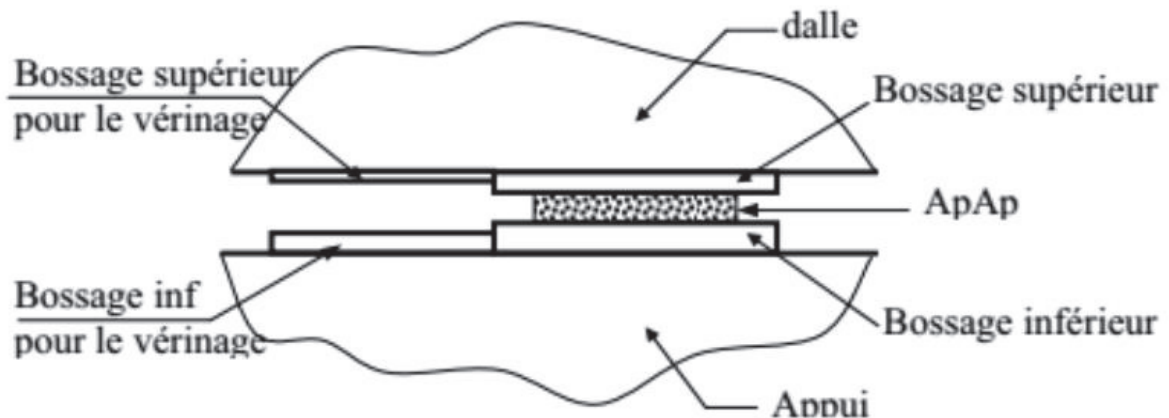


Figure I.25 Schéma d'un A-A sous une dalle

- ✓ **Cas des ponts dalles :** Le nombre d'appareils d'appui varie selon la largeur de la dalle. Dans ce cas, en plus d'un bossage sous l'appareil d'appui, un contre-bossage entre celle-ci et la dalle est nécessaire. De même, un bossage et un contre-bossage pour le vérinage est nécessaire.

I.3.4.8 Causes et nature des désordres des appareils d'appui

Un appareil d'appui est une partie de l'ouvrage qui joue un grand rôle dans le fonctionnement de la structure. Du coup, il doit permettre des mouvements dans différentes directions et ce, dans un environnement sévère et agressif. Pour répondre à cette exigence il existe plusieurs types de conceptions. Les causes et la nature des désordres vont être aussi variables en fonction de ces conceptions et des constitutions. Il est donc difficile de définir des causes et des natures de désordres pour les appareils d'appui d'une façon générale ; on ne peut le faire qu'au niveau des différents types d'appareils d'appui. Cependant, quel que soit l'appareil d'appui, les désordres ont pour origine l'une des causes suivantes

➤ Appareils d'appui

- défaut de conception et/ou de dimensionnement ;
- défaut de comportement et/ou durabilité insuffisante des matériaux constitutifs ;
- désordres consécutifs à des défauts de pose.

➤ Structure

Des anomalies de fonctionnement de la structure (mouvement de culée, dilatation anormale de l'ouvrage, choc accidentel sur une pile, etc.) peuvent entraîner des désordres sur les appareils d'appui. C'est par un examen attentif de l'état de l'appareil d'appui et de son fonctionnement que l'on peut souvent mettre en évidence ces désordres de fonctionnement, parfois importants, de la structure pouvant être à l'origine de graves problèmes.

I.4 CONCLUSION

Les appareils d'appui jouent un rôle structural assez important. De nos jours, certains ne les considèrent plus comme un équipement même un élément principal de la structure tel que les appuis ou les fondations. Le dimensionnement des appareils d'appui nécessite une étude assez complexe puisque les appareils d'appui sont souvent associés aux appuis et aux fondations (notamment en ce qui concerne la répartition des efforts horizontaux sur les appuis). On distingue quatre types d'appareils d'appui : les appareils d'appui en béton, les appareils d'appui en élastomère fretté, les appareils d'appui spéciaux, les appareils d'appui métalliques.



CHAPITRE II

PRESENTATION DU PROJET

II.1 INTRODUCTION

Les dommages dans les ponts sont généralement causés par une mauvaise conception à un mauvais comportement. À l'effet, des études basées sur des modèles physiques et mathématiques sont menées pour limiter et mettre en œuvre une réglementation fiable qui régit le domaine de la construction en exigeant des normes à suivre par le concepteur et pour lesquelles un minimum de sécurité est assuré. Par ailleurs, un ouvrage doit être conçu de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation une sécurité appropriée vis à vis de sa ruine ou de quelconque de ses éléments et garde un bon comportement en service vis à vis de sa durabilité, son aspect architectural ou encore le confort de ses usagers. Pour atteindre un tel objectif, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer simplement les règlements, mais l'acquisition d'un certain nombre d'informations et de données concernant l'ouvrage en question ainsi que sur son emplacement est fondamentale.

II.2 PRESENTATION ET DESCRIPTION DU PROJET

II.2.1 Situation du site

Le présent travail s'inscrit dans le cadre du projet de la réalisation de la 4e Rocade d'Alger. Ce dernier consiste à la conception et l'étude du pont 31.6 situé sur une ligne d'environ 214 mètres de longueur qui s'insère au **PK 31 + 521.500** à une altitude d'environ 581 mètres et se termine au **PK 31 + 755.538** en cote de ~589 mètres.



Figure II.1 Localisation du Pont 31.6



Figure II.2 Situation du projet sur Google Earth

II.3 LES DONNEES DU PROJET

II.3.1 Les données fonctionnelles

II.3.1.1 Tracé en plan

La structure géométrique de notre ouvrage est plus ou moins rectiligne avec une longueur de 214 m

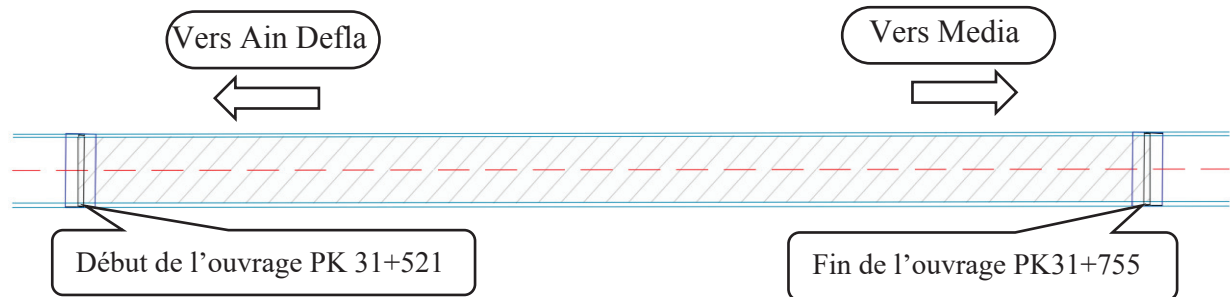


Figure II.3 Tracé en plan de la voie portée

II.3.1.2 Profil en long

Longitudinalement, la voie portée présente les caractéristiques suivantes :

- Début du projet au PK 31 + 521.500.
- Fin du projet aux PK 31 + 755.538.
- Une pente longitudinale de 3.00 %.

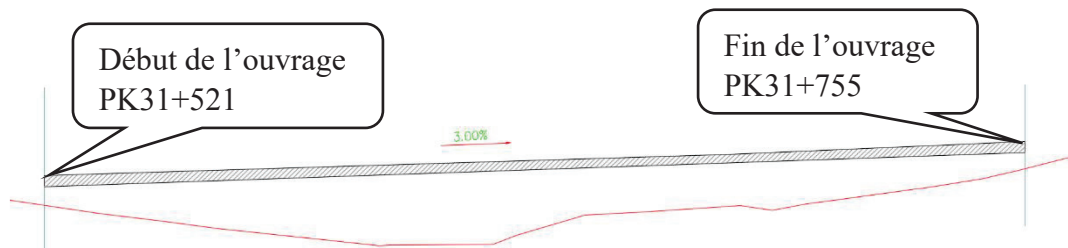


Figure II.4 Profil en long de la voie portée

II.3.1.3 Profil en travers

Transversalement, les caractéristiques de la voie portée sont les suivantes :

- La largeur totale : 13.25 m
- Largeur roulable 11.95 m
- Un divers de : 2.5 %
- Voies de circulation : 3 voies de 3.5 m

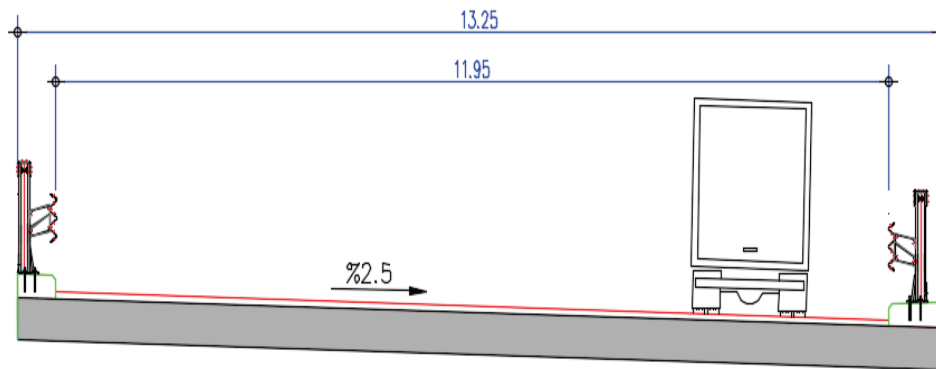


Figure II.5 Profil en travers de la voie portée

II.3.2 Les données naturelles

La disposition des données naturelles est une étape essentielle pour définir le type de l'ouvrage adéquat. Elles sont récoltées directement sur le site du projet, elles sont fixes et inchangées, et nécessaires pour l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage ainsi que la conception de l'ouvrage lui-même.

II.3.2.1 Les données topographiques

D'après les données topographiques et la visite du site, on estime que l'ouvrage est implanté dans une zone accidentée.

II.3.2.2 Géologie

Suite aux sondages de recherches du sol réalisés et d'après les travaux de cartographie géologique de la zone. On a conclu que notre site comporte une structure géologique, dont les unités de « Pélite » de couleur gris/gris foncé, d'âge du Crétacé, observées dans la zone d'examen avec leur structure peu métamorphosée et partiellement schistose.

II.3.2.3 Géotechnique

Les données géotechniques sont certainement indispensables pour l'étude d'un ouvrage d'art. Elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté, et elles sont primordiales dans la détermination du type de fondation des appuis, et dans le choix d'un bon emplacement de ces derniers dans le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage en question.

Elles sont obtenues à partir des sondages et d'essais qui donnent les informations nécessaires sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et l'implantation possibles des fondations.

Quatre (4) sondages d'examen de sol (BH-138, BH-139, BH-140 et BH-141) sont réalisés ayant des profondeurs variables de 20.00 à 25.00 m avec des essais de pressiomètre effectués dans des lieux appropriés et des échantillons de carotte sont prélevés des unités de rocher lors des sondages.

Les informations sur les forages sont indiquées ci-dessous :

Tableau II.1 Profondeurs et positions des forages effectués

Sondage N	Profondeur (m)	PK
BH-138	25.00	31 + 522
BH-139	20.00	31 + 592
BH-140	25.00	31 + 664
BH-141	25.00	31 + 735

II.3.2.4 Caractéristiques du sol

D'après les données des essais géotechniques, le rapport géotechnique et le règlement de classification des sites en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent (voire l'Annexe A), en déduire que la catégorie de notre sol est **S2**.

II.3.2.5 Sismicité

- Classification de la zone sismique : d'après l'article 3.1.1 du RPOA2008

Le site étudié se situe dans la zone **IIa** qui correspond à une zone de sismicité moyenne.

- Classification de l'ouvrage : d'après l'article 2.2 du RPOA2008

La section autoroutière **Khemis Miliana-Berrouaghia** est considérée comme un ouvrage de grande importance (groupe 2.)

- Coefficient d'accélération de la zone :

Le coefficient d'accélération de la zone « A » est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont. Ceci correspond à **A = 0.20**.

II.3.2.6 Données climatiques

✓ Les actions dues au vent

Selon le RCPR, les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité varie entre :

- 2.00 KN/m² pour les ouvrages en services.
- 1.25 KN/m² pour les ouvrages en cours de réalisation.

Et elles ne sont pas cumulables au niveau des justifications avec les charges d'exploitation.

✓ Les actions dues à la variation du Température

Lors des calculs, on prend en considération la variation de température uniforme, qui est donnée par le RCPR, en Algérie du Nord (climat tempéré) entre +35 °C et -15 °C.

✓ Les actions dues à la neige

Les effets de la neige ne sont pas pris en compte dans le calcul des ponts, mais ils peuvent intervenir dans quelques cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

II.4 CONCLUSION

On a mis en évidence dans ce chapitre les différentes données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage, ainsi que sa situation géographique, dans le but de pouvoir faire la conception de ce dernier qui répond aux paramètres mentionnés au-dessus.



CHAPITRE III

CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT

III.1 INTRODUCTION

Le but est de déterminer du point de vue technique et économique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

Il faut pour cela connaître à la fois la totalité des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

Les variantes sont présentées dans l'ordre des points de comparaison qui suivent :

- Présentation générale de la variante.
- L'esthète : intégration dans le paysage.
- Construction : mode de construction.
- L'économie : quantité des matériaux.

L'analyse des points de comparaison aboutit au choix de la solution structurale retenue.

III.2 LA PROPOSITION DES VARIANTES

Nous devons rechercher la solution la plus économique, en respectant les contraintes imposées aux lieux. Pour notre travail, nous devons éviter un terrain accidenté, les principaux matériaux disponibles sont le béton armé, le béton précontraint et l'acier (poutres passives, poutres actives et poutres métalliques). Parmi les solutions possibles, nous employons trois variantes.

1ère variante : Pont vousoir construit par encorbellement successif.

2ème variante : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension.

3ème variante : Pont mixte bipoutre.

III.3 PRESENTATION DES TROIS VARIANTES

III.3.1 Variante 1 : Pont vousoir construit par encorbellement successif

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés vousoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un vousoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les vousoirs précédents et de constituer ainsi une console auto porteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

III.3.1.1 Conception longitudinale

Pour cette variante, on propose une coupe longitudinale composée de 3 travées principales de 66.5 m et deux travées de rives de 40 m pour avoir une longueur totale de l'ouvrage de 215 m.

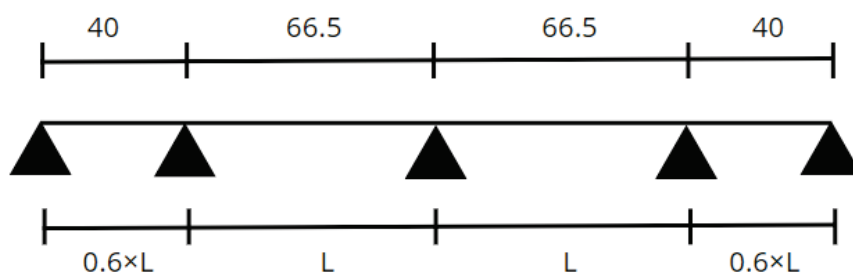


Figure III.1 Coupe longitudinale de la 1^{ère} variante

III.3.1.2 Découpage des voussoirs

Le découpage dépend du matériel de levage et manutention disponible, on peut atteindre généralement des longueurs de voussoirs courants entre 2 et 2.6 m.

Dans notre cas, on opte pour des voussoirs courants de 2.4 m de longueur, des voussoirs sur pile de 2 m et des voussoirs de clavage de 2.14 m, ce qui nous donne :

- 26 voussoirs courants.
- 3 voussoirs sur pile.
- 2 voussoirs sur culée.
- 4 voussoirs de clavage.

III.3.1.3 Conception transversale

Nous examinons dans ce paragraphe, en nous basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs en 2003), le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir.

La figure ci-dessous précise les notations utilisées :

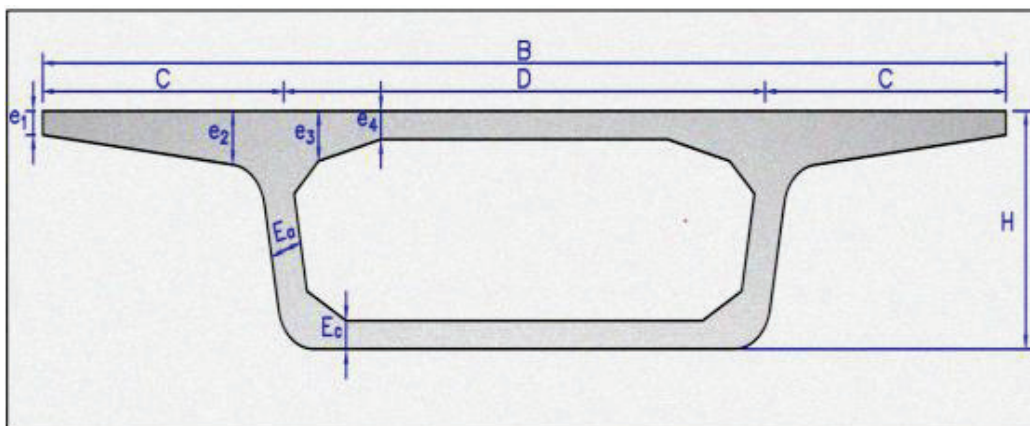


Figure III.2 La section transversale du voussoir

La figure précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées sont listées dans le tableau ci-après :

Tableau III.1 Pré-dimensionnement du voussoir

Elément	Formule	Valeur retenue
H	$L/16$ à $L/18$	3.00 m
B	Largeur du voussoir est égale à la largeur de la voie.	13.25 m
C	$C = B/4$	3.31 m
D	$D = B - 2 \times C$	6.62 m
e1	$e1 > 16$ cm	0.24 m
e2	$C/7 \leq e2 \leq C/8$	0.42 m
e3	$e3 > e2 - 10$ cm et $e3 > 1,5 e4$	0.45 m
e4	$D/30 \leq e4 \leq D/25$	0.27 m

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Elément	Formule	Valeur retenue
Inclinaison de l'âme	$10 \% \leq \beta \leq 30 \%$	25 %
Ea	$Ea > 0.26 + L/500$	0.40 m
Ec	$Ec > 18 \text{ cm}$	0.25 m
Gousset supérieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	42 °
Gousset inférieur	$40^\circ < \alpha < 45^\circ$	45 °

III.3.1.4 Conception de l'infrastructure

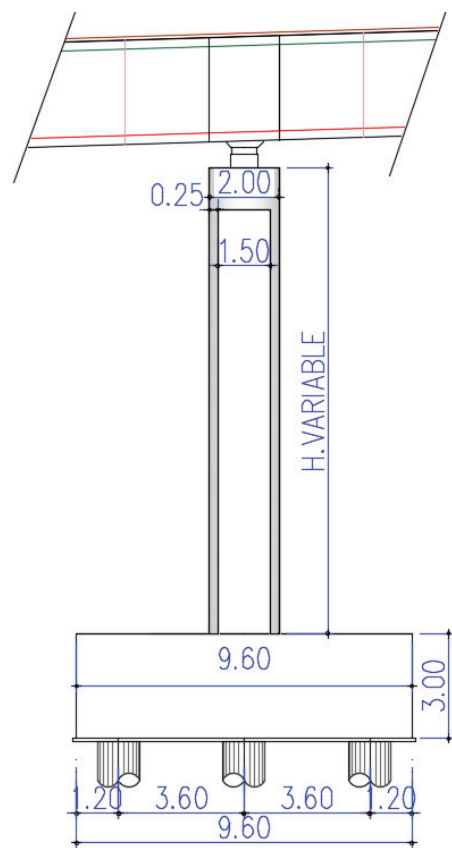
➤ Les piles

Les piles sont des appuis qui travaillent essentiellement à transmettre les charges de la structure aux fondations.

Pour cette variante, selon le document SETRA, on a choisi des piles en voile évidée dont la section répond aux exigences d'efficacité mécanique et d'esthétique.

Tableau III.2 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 1.

Elément		Valeur/Description
Hauteur	P1	11.25 m
	P2	14.25 m
	P3	8.85 m
Chevêtre	Dimensions	2.00 × 13.25 × 1.20 (m×m×m)
Section	Forme	Pile évidée
	Dimensions	Longueur totale : 2.00 m Longueur vide : 1,50 m Largeur totale : 6.40 m Largeur vide : 5.90 m Epaisseur : 0.25 m
Fondation	Type	Profonde sur 12 pieux $\Phi = 1.20 \text{ m}$
	Dimensions semelle	9.60 × 13.50 × 3.00 (m×m×m)



➤ Les culées

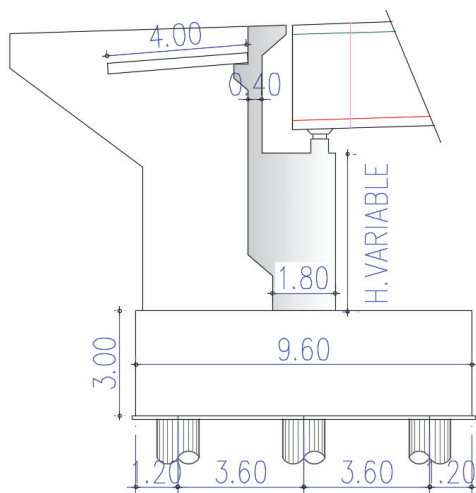
La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont, mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

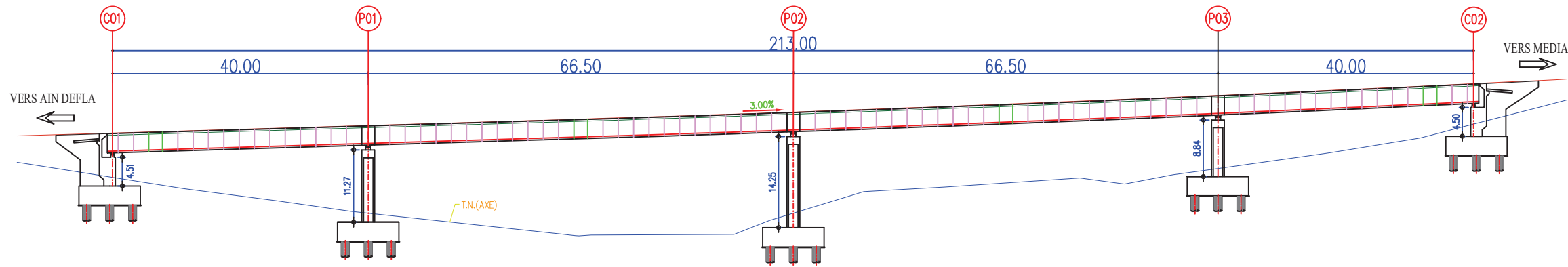
Les dimensions des éléments de la culée sont définies ci-dessous :

Tableau III.3 : Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 1.

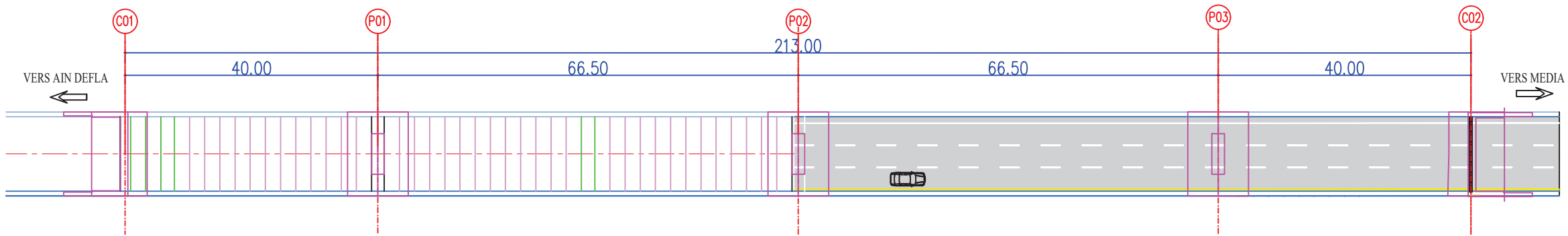
Elément		Valeur/Description
Mur frontal	Hauteur	4.50 m
	Epaisseur	1.80 m
	Longueur	13.25 m
Dalle de transition	Hauteur	0.30 m
	Largeur	4.00 m
Fondation	Type	Profonde sur : 12 pieux $\Phi = 1.20$ m
	Dimensions semelle	$9.60 \times 13.50 \times 3$ (m×m×m)



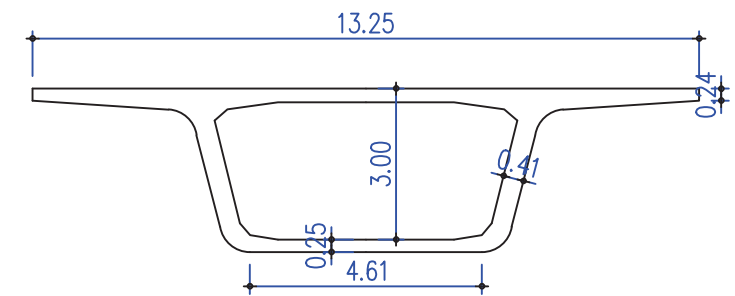
COUPE LONG ECH:1/800



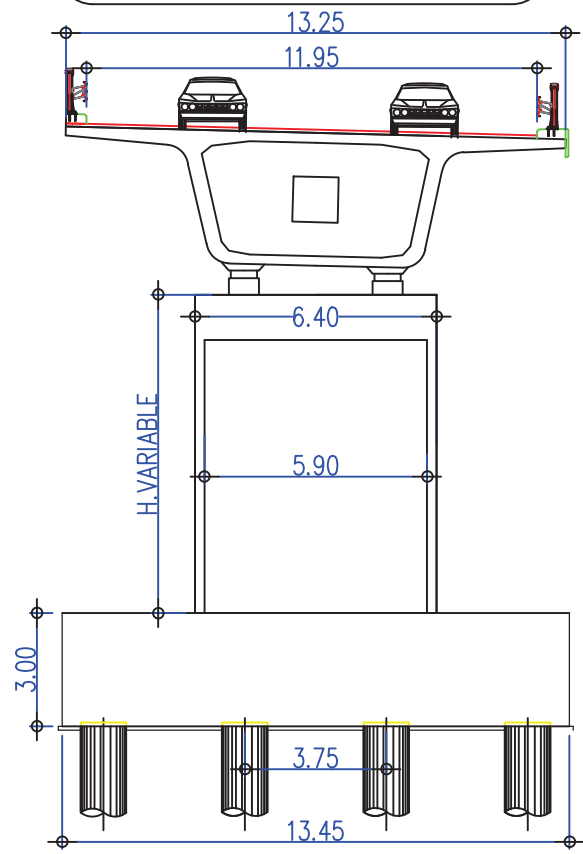
VUE EN PLAN ECH:1/800



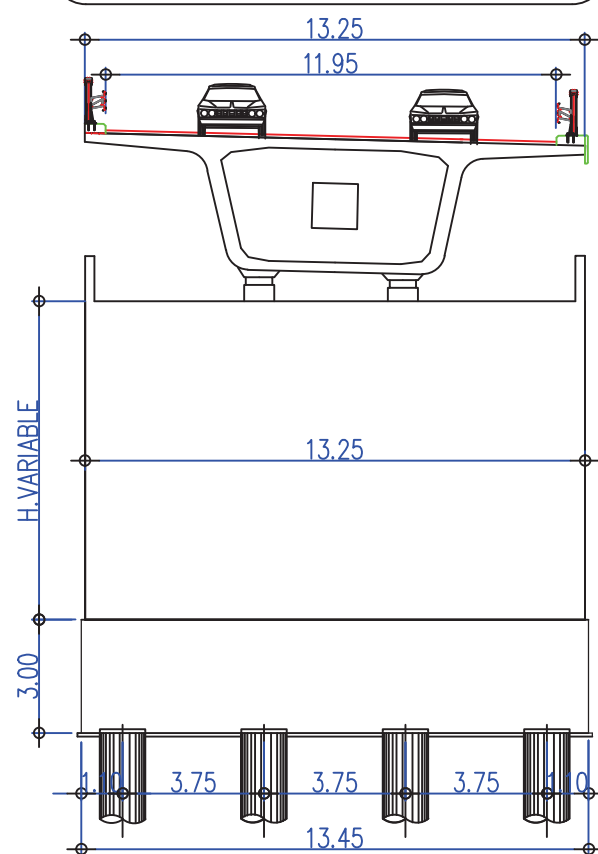
VOUSSOIRE COURANT ECH:1/150



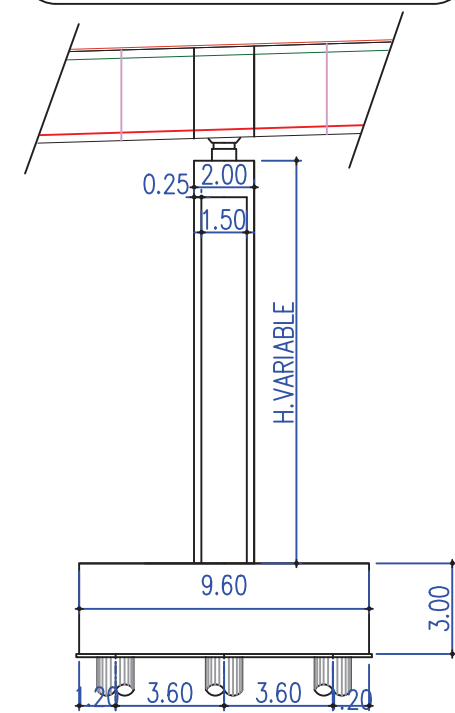
COUPE SUR PILE ECH : 1/200



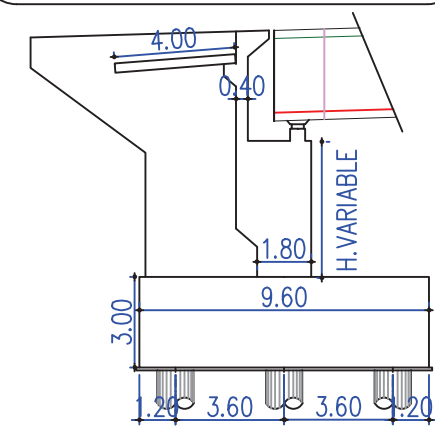
COUPE SUR CULEE ECH : 1/200



COUPE LONG PILE ECH:1/250



COUPE LONG CULEE ECH:1/250



III.3.2 Variante 2 : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post tension

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension, présentent une solution classique et très économique pour le franchissement de travées dont la longueur peut s'échelonner entre 30 et 50 mètres (SETRA, 1996).

III.3.2.1 Conception longitudinale

Pour cette variante, on propose une coupe longitudinale composée de 6 travées équidistantes avec des poutres de 35.5 m de longueur, pour avoir une longueur totale de l'ouvrage de 214 m.

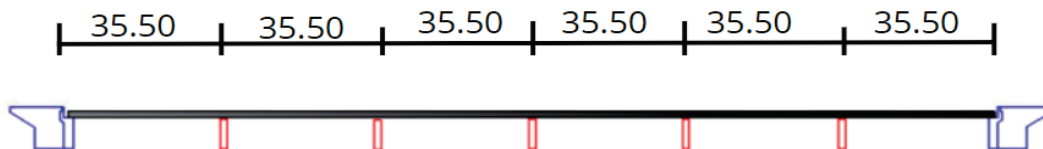


Figure III.3 Coupe longitudinale de la 2^{ème} variante.

III.3.2.2 Conception transversale

Le tablier est constitué de poutres longitudinales le plus souvent parallèles et équidistantes de hauteur constante, qui sont solidarisiées entre elles par des entretoises et un hourdis en béton coulé en place sur des coffrages perdus non-participants de faible épaisseur supportant la chaussée.

Les caractéristiques géométriques de la poutre principale sont déterminées suivant le guide « SETRA VIPP ».

Tableau III.4 Pré-dimensionnement de la 2^{ème} variante.

Élément	Formule	Valeur retenue
Épaisseur de la dalle	$0.16 \leq e \leq 0.25 \text{ m}$	$e = 0.25 \text{ m}$
Hauteur de la poutre	$L/20 \leq Ht \leq L/17 \text{ m}$	$h = 1.75 \text{ m}$
Entraxe entre les poutres	$1.3 \leq \lambda \leq 2 \text{ m}$	$\lambda = 1.70 \text{ m}$
Entraxe des poutres de rive	L_a : l'entraxe des poutres de rive	$L_a = 11.95 \text{ m}$
Nombre de poutres	$N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$	8 poutres
Largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 h$	$b = 1.20 \text{ m}$
Épaisseur de la table de compression	$E \geq 0.1 \text{ m}$	$E = 0.15 \text{ m}$
Largeur du talon	$40 \text{ cm} \leq L_t \leq 60 \text{ cm}$	$L_t = 0.55 \text{ m}$
L'épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$	$e_t = 0.20 \text{ m}$
Épaisseur d'âme	Section d'about	$b_0 = 0.55 \text{ m}$
	Section à mi-travée	$b_0 = 0.25 \text{ m}$
Pente de la face inférieure de la table de compression	$1/15 \leq \tan \alpha \leq 1/10$	$\alpha = 5^\circ$
Gousset de la table de compression	/	$\beta = 45$
Gousset du talon	$1 \leq \tan \theta \leq 1.5$	$\theta = 45^\circ$
Entretoise	/	$0.3 \times 1.35 \text{ m} \times \text{m}$

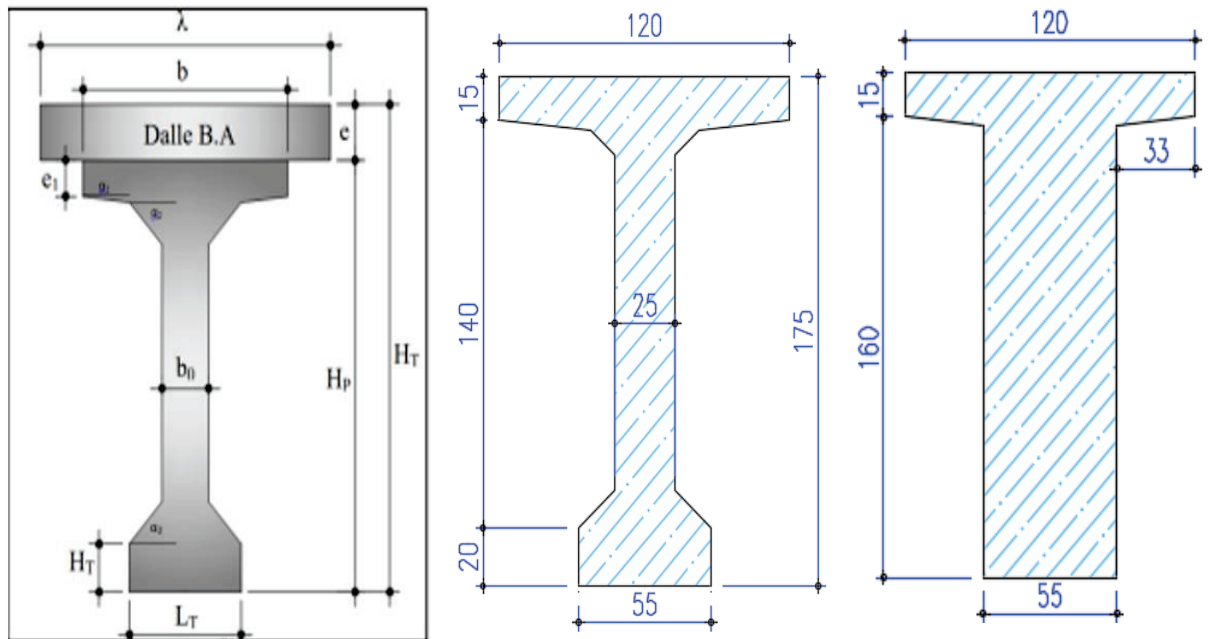


Figure III.4 Pré-dimensionnement des poutres .

III.3.2.3 Conception de l'infrastructure

➤ Les piles

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante.

Tableau III.5 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 2.

Élément		Valeur / Description
Hauteur	P1	10.41
	P2	15.42
	P3	14.17
	P4	9.87
	P5	8.61
Chevêtre	Dimensions	2.25 × 13.25 × 1.50 (m×m×m)
Section	Forme	Futs circulaires
	Dimensions	Diamètre : 1.50 m
Fondation	Type	Profonde sur 8 pieux $\Phi = 1.20$ m
	Dimensions semelle	6.0 × 13.25 × 2.0 (m×m×m)

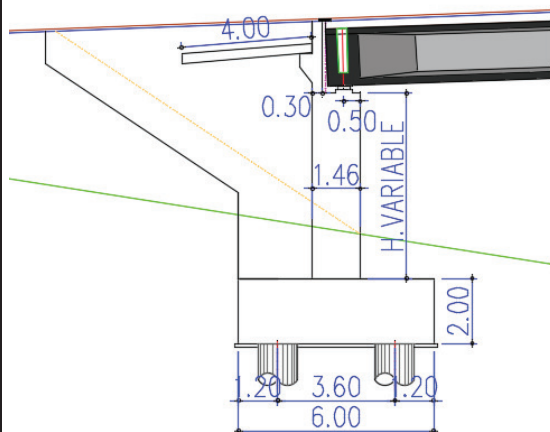
➤ Les culées

Les dimensions des éléments de la culée sont définies ci-dessous :

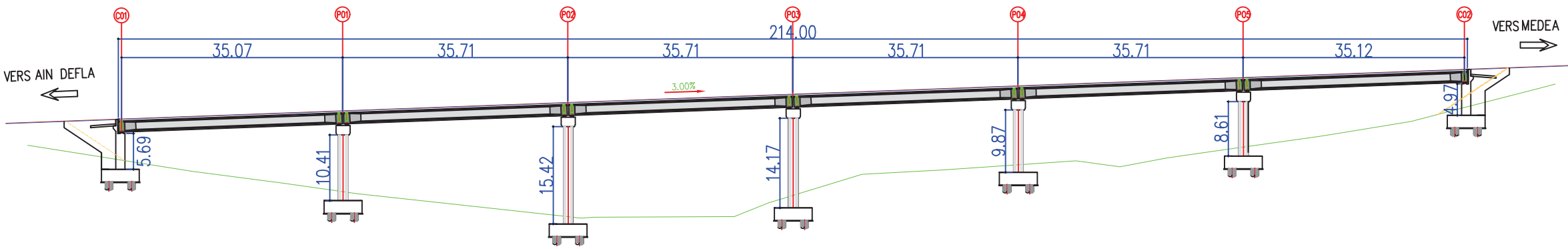
CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau III.6 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 2.

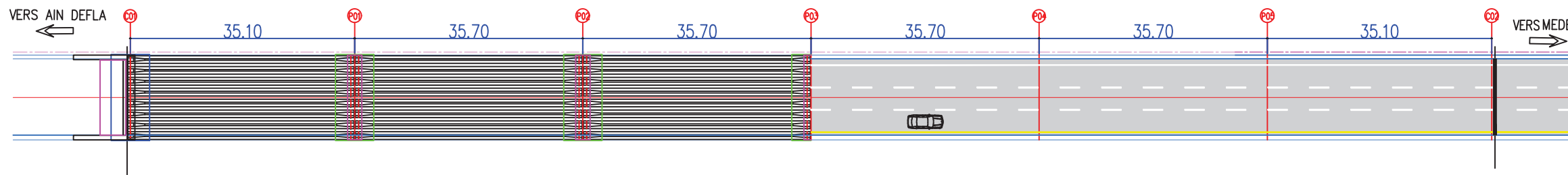
Élément		Valeur / Description
Mur frontal	Hauteur	C1 : 5.69 C2 : 4.96
	Épaisseur	1.45 m
	Longueur	13.25 m
Dalle de transition	Hauteur	0.30 m
	Largeur	4.00m
Fondation	Type	Profonde sur :8 pieux $\Phi = 1.20$ m
	Dimensions semelle	6.00×13.50×2.00 (m×m×m)



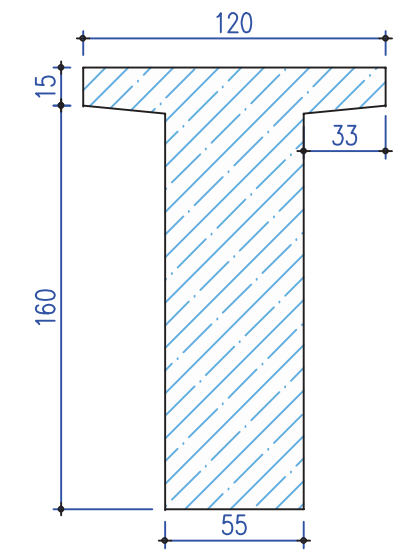
COUPE LONG ECH:1/800



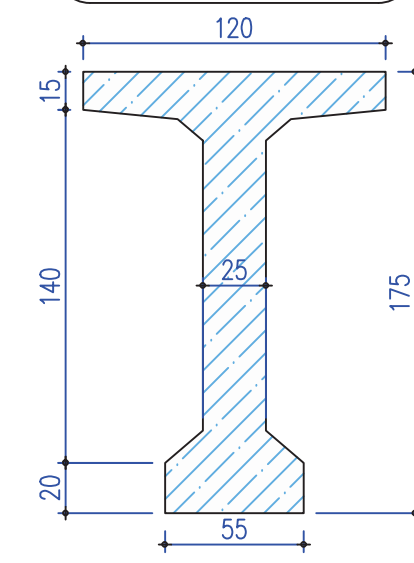
VUE EN PLAN ECH:1/800



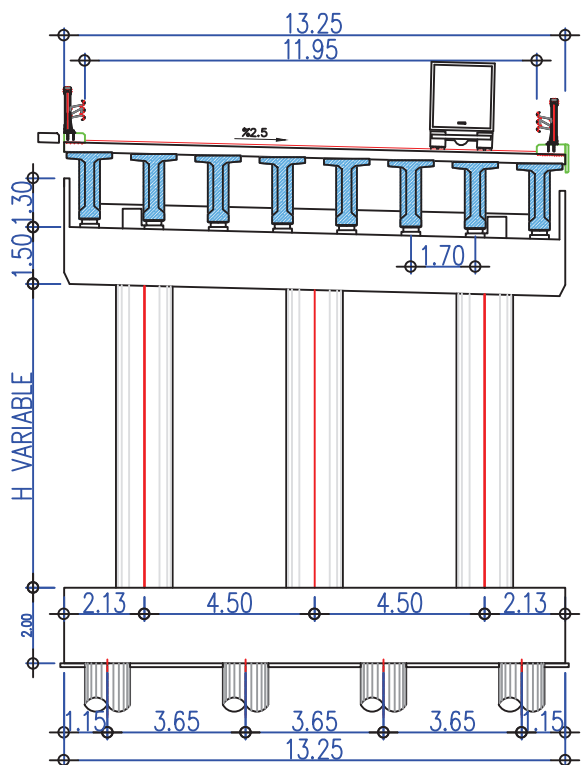
S-ABOUT ECH:1/30



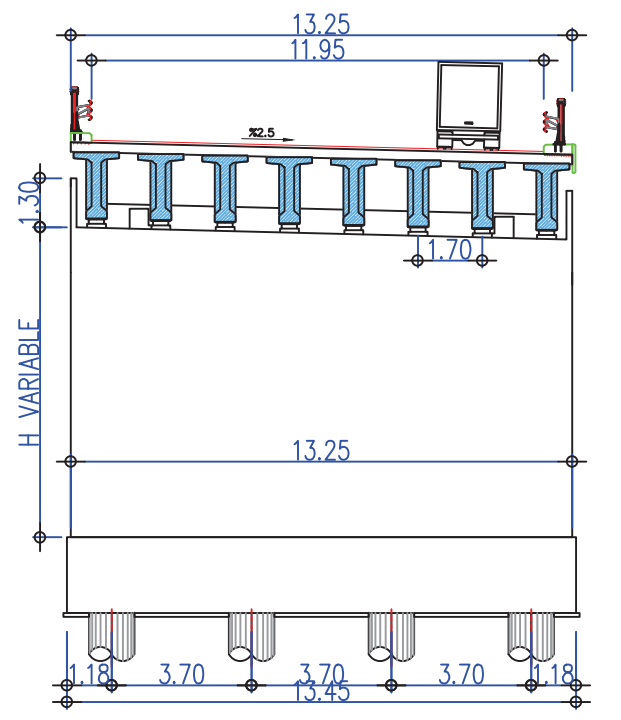
S-MEDIANE ECH:1/30



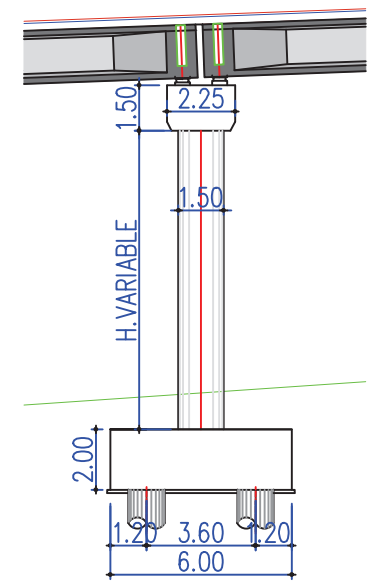
COUPE SUR PILE ECH : 1/200



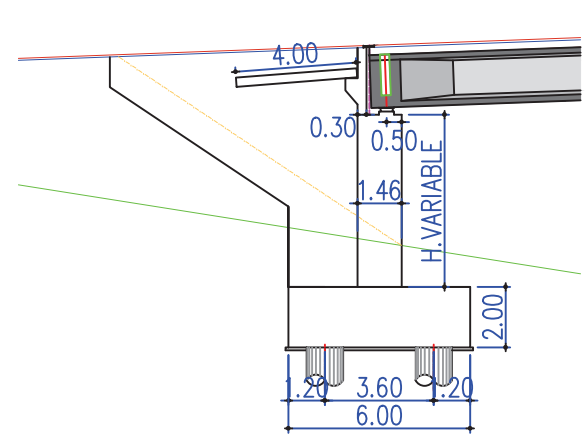
COUPE SUR CULEE ECH : 1/200



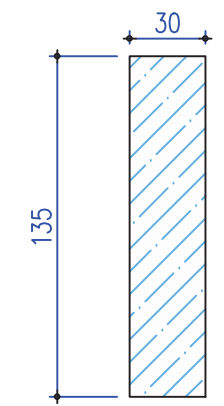
COUPE LONG PILE ECH:1/250



COUPE LONG CULEE ECH:1/250



ENTRETOISE ECH:1/30



III.3.3 Variante 3 : Pont mixte bipoutre

Un pont mixte comporte à la fois, des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, c'est-à-dire en compression pour le béton et en traction pour l'acier.

Les ponts mixtes bipoutres sont constitués :

- de deux poutres métalliques en I, généralement de hauteur constante.
- d'une dalle en béton armé connectée.

Le domaine d'emploi de ces ouvrages correspond aux portées de 25 à 110 mètres, pour les travées continues. Et pour les travées indépendantes, la portée maximale dépasse rarement 90 m (SETRA).

Le tablier mixte bipoutre est soumis transversalement et longitudinalement à des sollicitations diverses. En plus de soutenir la dalle en béton armé, les raidisseurs principaux ont pour rôle de transmettre aux appuis, tous les efforts ou toutes les charges appliquées au pont. Etant parfaitement liés à la dalle par le biais des connecteurs, ils forment ainsi une section mixte capable de reprendre les efforts de flexion longitudinale. (Etudes comparatives entre un tablier mixte « acier-béton » et un tablier à poutrelles enrobées)

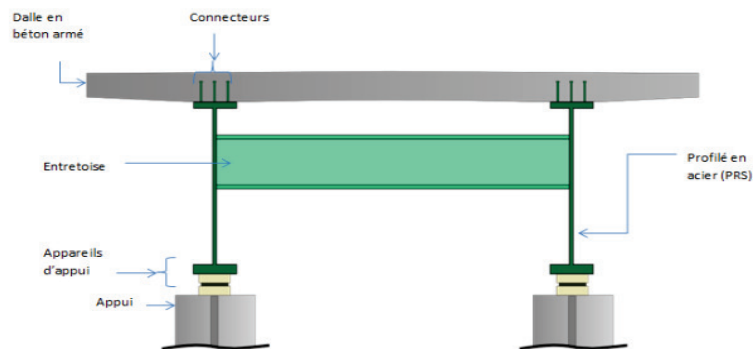


Figure III.5 Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

III.3.3.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur constante composé d'une travée principale de 88 m de longueur et deux travées de rives de 62.5 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 214.20 m.

III.3.3.2 Conception transversale

Le tablier est de largeur égale à 13.25 m, la conception correspondante à cette largeur consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres.

$0.5 L \leq a \leq 0.55 L \rightarrow$ On opte pour : $a = 7$ m, par conséquent $b = 3.125$ m.

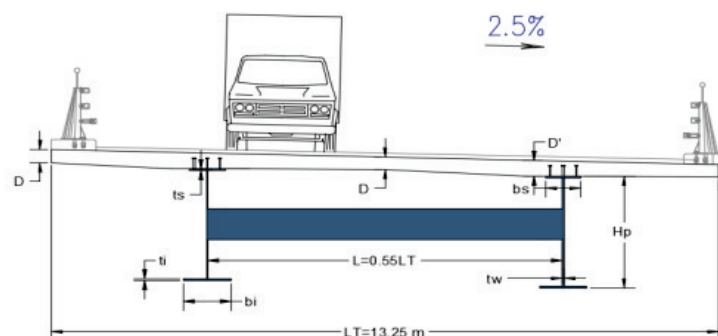


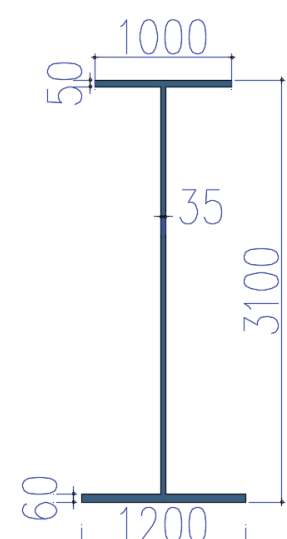
Figure III.6 Pré-dimensionnement de la 3^{ème} variante.

III.3.3.3 Conception des poutres principales

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine, les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau III.7 Prédimensionnement de la poutre en charpente métallique.

Elément	Formule	Valeur retenue
Epaisseur de la dalle	$e > 20 \text{ cm}$	36 cm
Hauteur de la poutre	$H = L/28$	3 100 mm
Entraxe entre les poutres	$0.5 L \leq a \leq 0.55 L$	7 m
Largeur de la semelle supérieure	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1\ 000 \text{ mm}$	1000 mm
Epaisseur la semelle supérieure	$20 \text{ mm} \leq t_s \leq 150 \text{ mm}$	50 mm
Largeur de la semelle inférieure	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1\ 200 \text{ mm}$	1200 mm
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \text{ mm} \leq t_i \leq 150 \text{ mm}$	60 mm
Epaisseur d'âme	$t_w \geq 0.005 \times d$	35 mm



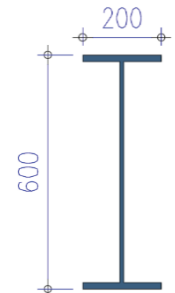
III.3.3.4 Conception des entretoises

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux.

Au stade du pré-dimensionnement, on pourra prévoir un IPE600 avec un espacement de $L = 0.55 \times LT = 7.29 \text{ m}$, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau-ci dessous :

Tableau III.8 Pré-dimensionnement des entretoises.

Eléments	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise	600 mm
Largeur de la semelle b	200 mm
Epaisseur de la semelle t_f	20 mm
Epaisseur de l'âme t_w	10 mm



III.3.3.5 Choix de la nuance d'acier

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

III.3.3.6 Conception de l'infrastructure

➤ Les piles

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante :

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau III.9 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 3.

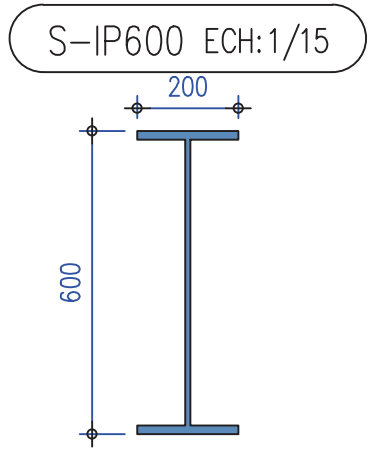
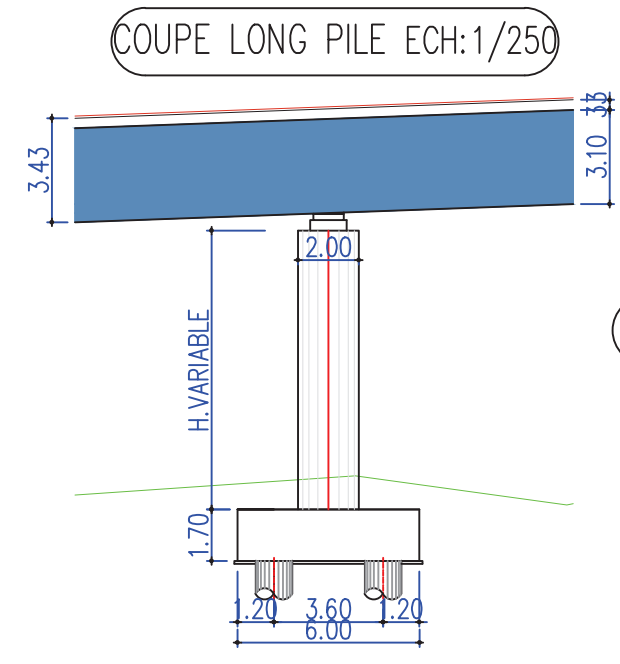
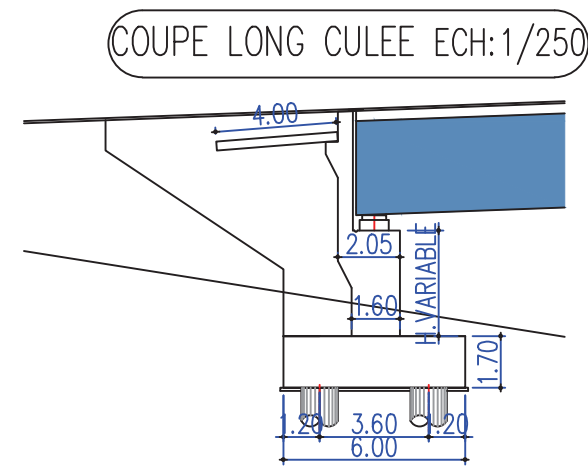
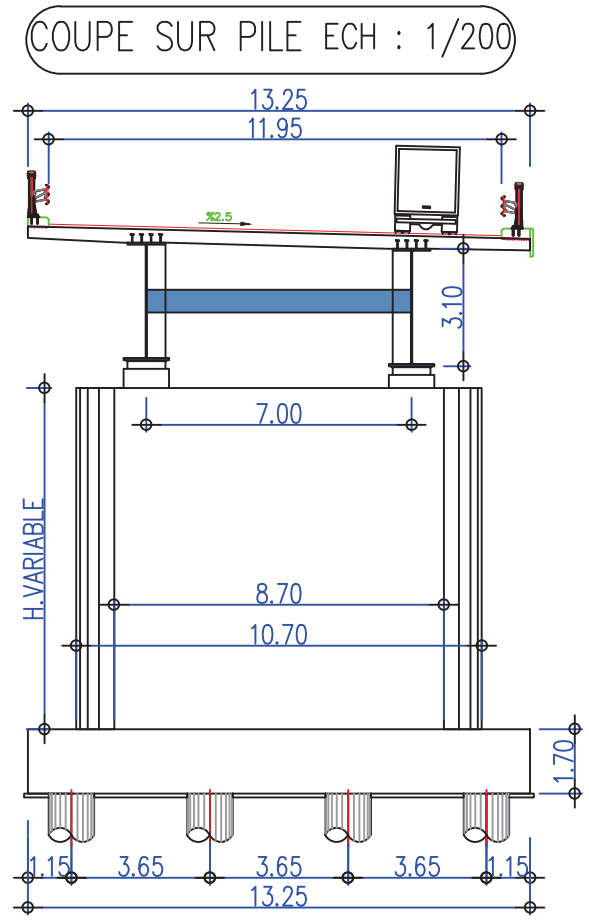
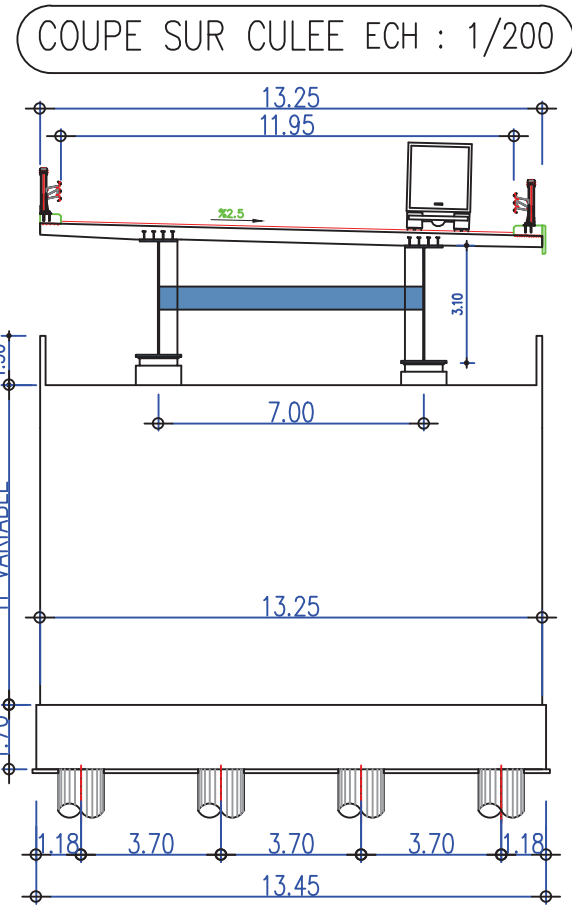
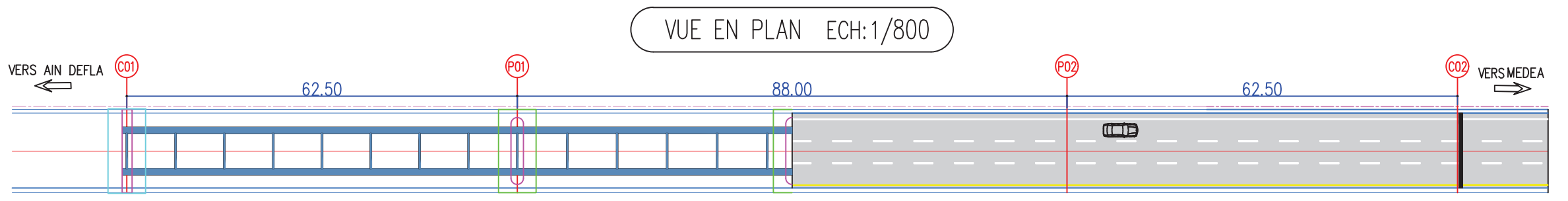
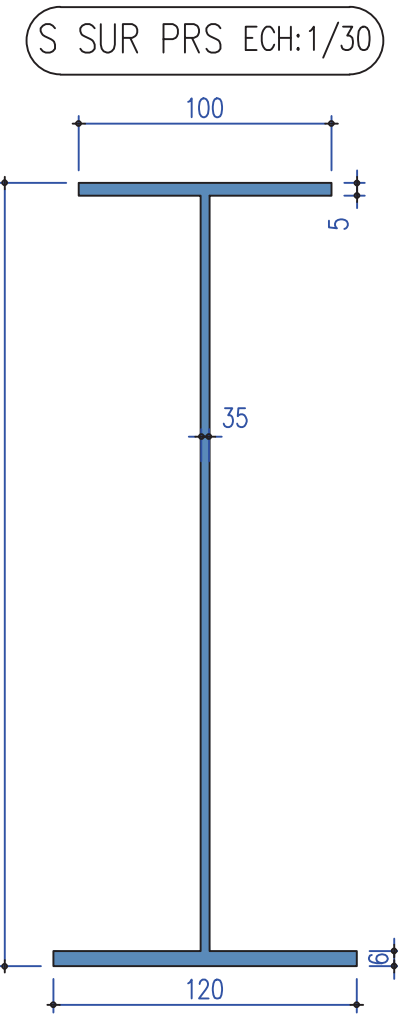
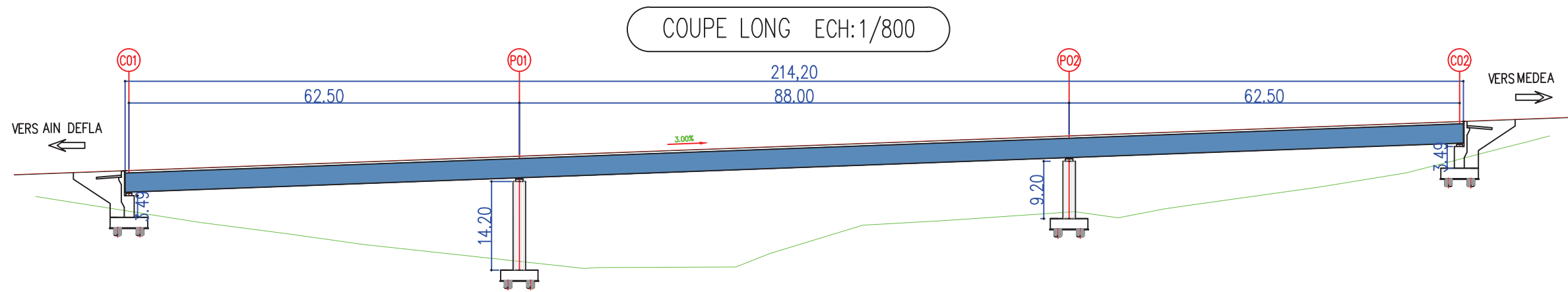
Elément		Valeur / Description
Hauteur	P1	14.20
	P2	9.20
Chevêtre	Dimensions	2.25 × 13.25 × 1.50 (m×m×m)
Section	Forme	Voiles
	Dimensions	Largeur : 2 m Longueur : 10.70 m
Fondation	Type	Profonde sur 8 pieux Φ = 1.20 m
	Dimensions semelle	6.0 × 13.25 × 1.70 (m×m×m)

➤ Les culées

Les dimensions des éléments de la culée sont définies ci-dessous :

Tableau III.10 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 3.

Elément		Valeur / Description
Mur frontal	Hauteur	3.50 m
	Epaisseur	1.60 m
	Longueur	13.25 m
Dalle de transition	Hauteur	0.30 m
	Largeur	4.00 m
Fondation	Type	Profonde sur :8 pieux Φ = 1.20 m
	Dimensions semelle	6.00 × 13.50 × 1.70 (m×m×m)



CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.4 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Les détails de calcul des devis pour les trois variantes sont donnés dans les tableaux III.11, III.12 et III.13 (on obtiendra le montant total avec toutes taxes comprises).

Tableau III.11 Devis quantitatif et estimatif de la 1^{ère} variante.

DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF VARIANTE N°01					
N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant

Poste 1 : Pieux					
N1	Forage des pieux 1 200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	540	60 000	32 400 000.00 DA
N2	Recépage de pieux	U	60	42 000	2 520 000.00 DA
N3	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	2	4 000 000	8 000 000.00 DA
N4	Essais d'auscultation sonique	U	60	40 000	2 400 000.00 DA
TOTAL (Poste 1)					45 320 000.00 DA

Poste 2 Béton					
N1	Béton de propreté de 10 cm pour Fonds de fouilles	M3	66.89	10 500	702 345.00 DA
N2	Béton RN 27 pour semelles	M3	1972.8	12 000	23 673 600.00 DA
N3	Béton RN 27 pour piles	M3	167.58	12 000	2 010 960.00 DA
N4	Béton RN 27 pour culées	M3	627.36	12 000	7 528 320.00 DA
N5	Béton RN 35 pour voussoir	M3	1 731.37	40 000	69 254 800.00 DA
TOTAL (Poste 2)					103 170 025.00 DA

Poste 3 : Acier					
N1	Acier Fe E50 pour Infrastructure	T	271	160 000	43 360 000.00 DA
N2	Acier Fe E50 pour superstructure	T	354	160 000	56 640 000.00 DA
N3	Acier de précontrainte	T	90	600 000	54 000 000.00 DA
TOTAL (Poste 3)					154 000 000.00 DA

TOTAL HORS TAXES	302 490 025.00 DA
T V A 19 %	57 473 104.00 DA
TOTAL EN TTC	359 963 129.00 DA
Trois cent cinquante-neuf millions neuf cent soixante-trois mille cent vingt-neuf Dinars Algérien	

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau III.12 Devis quantitatif et estimatif de la 2ème variante.

DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF VARIANTE N°02					
N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant

Poste 1 : Pieux					
N1	Forage des pieux 1 200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	504	60 000	30 240 000.00 DA
N2	Recépage de pieux	U	54	4 200	226 800.00 DA
N3	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	2	4 000 000	8 000 000.00 DA
N4	Essais d'auscultation sonique	U	54	40 000	2 160 000.00 DA
TOTAL (Poste 1)					40 626 800.00 DA

Poste 2 Béton					
N1	Béton de propreté de 10 cm pour Fonds de fouilles	M3	58.37	10 500	612 885.00 DA
N2	Béton RN 27 pour semelles	M3	1113	12 000	13 356 000.00 DA
N3	Béton RN 27 pour piles	M3	480	12 000	5 760 000.00 DA
N4	Béton RN 27 pour culées	M3	340	12 000	4 080 000.00 DA
N5	Béton RN 35 pour hourdis + poutre	M3	1900	16 000	30 400 000.00 DA
TOTAL (Poste 2)					54 208 885.00 DA

Poste 3 : Acier					
N1	Acier Fe E50 pour Infrastructure	T	289.8	160 000	46 368 000.00 DA
N2	Acier Fe E50 pour superstructure	T	380	160 000	60 800 000.00 DA
N3	Acier de précontrainte	T	80	550 000	44 000 000.00 DA
TOTAL (Poste 3)					151 168 000.00 DA

TOTAL HORS TAXES	246 003 685.00 DA
T V A 19 %	46 740 700.00 DA
TOTAL EN TTC	292 744 385.00 DA
Deux cent quatre-vingt-douze millions sept cent quarante-quatre mille trois cent quatre-vingt-cinq Dinars Algérien	

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau III.13 Devis quantitatif et estimatif de la 3ème variante.

DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF VARIANTE N°03					
N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
N1	Forage des pieux 1 200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	216	60 000	12 960 000.00 DA
N2	Recépage de pieux	U	24	42 000	1 008 000.00 DA
N3	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	2	4 000 000	8 000 000.00 DA
N4	Essais d'auscultation sonique	U	24	40 000	960 000.00 DA
TOTAL (Poste 1)					22 928 000.00 DA
Poste 2 Béton					
N1	Béton de propreté de 10 cm pour Fonds de fouilles	M3	33.36	10 500	350 280.00 DA
N2	Béton RN 27 pour semelles	M3	540	12 000	6 480 000.00 DA
N3	Béton RN 27 pour piles	M3	480.67	12 000	5 768 040.00 DA
N4	Béton RN 27 pour culées	M3	341.5	12 000	4 098 000.00 DA
N5	Béton RN 35 pour hourdis	M3	948	16 000	15 168 000.00 DA
TOTAL (Poste 2)					31 864 320.00 DA
Poste 3 : Acier					
N1	Acier Fe E50 pour Infrastructure	T	215	160 000	34 400 000.00 DA
N2	Acier Fe E50 pour superstructure	T	168	160 000	26 880 000.00 DA
N3	Charpente métallique	T	349	600 000	209 400 000.00 DA
TOTAL (Poste 3)					270 680 000.00 DA
TOTAL HORS TAXES					325 472 320.00 DA
T V A 19 %					61 839 740.00 DA
TOTAL EN TTC					387 312 060.00 DA
Trois cent quatre-vingt-sept millions trois cent douze mille soixante Dinars Algérien					

III.5 ANALYSE MULTICRITERES DES VARIANTES

L'analyse multicritères est une méthode de comparaison quantitative et qualitative de solutions pour un projet ouvrage d'art qui constitue une aide à la décision pour le choix d'une ou plusieurs solutions.

Dans cette analyse, on tiendra compte des trois critères principaux, qui sont :

- L'économie.
- L'entretien.
- L'exécution.

Et on pourra aussi prendre en considération le délai de réalisation de chaque variante.

Tableau III.14 Avantages et inconvénients des variantes

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante 1 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs	<ul style="list-style-type: none"> - Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués. - Souplesse d'exécution. - Rapport coût-esthétique assez bien. 	<ul style="list-style-type: none"> - La mise en tension des câbles de précontraintes nécessite une main d'œuvre qualifiée. - Entretien difficile en cas de grands dégâts (séisme). - Changement des appareils d'appuis difficile.
Variante 2 : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension	<ul style="list-style-type: none"> - La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage. - Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien (béton toujours comprimé qui limite la fissuration). - Maîtrise de la méthode d'exécution. - Possibilité de franchir des grandes portées. - Bonne protection des armatures d'acier. - La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage. - Les coffrages peuvent être utilisés plusieurs fois. 	<ul style="list-style-type: none"> - Poids propre assez grand. - Nombre important de piles (5). - Aspect esthétique ordinaire.
Variante 3 : Pont mixte bipoutres	<ul style="list-style-type: none"> - Utiles pour les tabliers à grands élancements. - Tablier de pont mince (structure légère). - Ouvrage exceptionnel représentant un aspect esthétique et architectural très élevé. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessite une main d'œuvre qualifiée. - Difficulté d'exécution. - Coût relativement élevé par rapport aux autres variantes. - Entretien périodique.

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Les résultats de cette comparaison sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.15 Comparaison des variantes selon les critères :

	1ère variante	2ème variante	3ème variante
Economie (/40)	25	35	20
Exécution (/30)	15	25	15
Entretien (/20)	10	15	5
Esthétique (/10)	10	5	10
TOTAL (100/100)	60	80	50

✓ Analyse des résultats

Après analyse des points de comparaison selon les critères cités ci-dessus et les devis quantitatifs, nous avons constaté que quant à l'esthétique la 1^{ère} variante répond le mieux à ce critère, sauf qu'il n'est pas primordial dans notre cas tel qu'il s'agit d'un site non urbain

Cependant, la 3ème variante est la plus rapide à réaliser. Mais elle est très coûteuse (prix de l'acier très cher) et nécessite un entretien périodique.

Finalement, nous nous sommes évidemment tournés vers la 2ème variante qui est la plus avantageuse en termes d'économie, d'entretien et d'exécution.

III.6 CONCLUSION

Le pré dimensionnement des trois variantes et l'analyse multicritères de celles-ci nous orientent vers la solution la plus avantageuse qu'offre le pont à poutre préfabriquée précontrainte en post-tension qui fera, désormais, l'objet de notre étude définitive. Hors, le choix de la variante que nous avons fait reste toujours théorique en considération des conditions non prises en compte (conditions d'accès au chantier, moyens de l'entreprise de réalisation,...etc.)



CHAPITRE IV

**EVALUATION DES CHARGES ET
HYPOTHESES DE CALCUL**

IV.1 INTRODUCTION

La conception et le calcul des éléments d'un pont sont, en grande partie, conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction ainsi que par les charges appliquées sur la structure et les différentes hypothèses de calcul qui doivent être prédéfinies suivant les normes et les exigences du maître de l'ouvrage. Ces facteurs seront exposés dans le chapitre ci-dessous.

IV.2 NORMES, GUIDES ET REGLES DE CALCUL

- **Règles BAEL 91 révisées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.
- **Règles de BPEL 91** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint.
- **RPOA 2008** : pour déterminer les actions sismiques.
- **RCPR** : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routiers), pour le calcul des actions dues à l'intervention d'un convoi routier et les actions thermiques.
- **D.T.R. C 2-4.7 RNV (version 2013)** : Document Technique Réglementaire C 2-4.7 Règlement Neige et Vent version 2013, pour le calcul des actions dues au vent et neige.
- **Document SETRA** : Service d'étude technique des routes et autoroutes.

IV.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.3.1 Béton

Le béton s'obtient par un mélange de ciment, de granulats et d'eau, éventuellement complété par des adjuvants et des additifs, offrant les particularités suivantes :

- Il est facile à mettre en œuvre.
- Il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.
- Il est compatible avec d'autres matériaux, spécialement l'acier.
- Il a une bonne durabilité.

IV.3.1.1 Caractéristiques mécaniques à la compression

Le béton est défini généralement par sa résistance caractéristique à la compression qui varie avec l'âge j du béton. Dans les calculs, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours d'âge qui est obtenue par l'essai de rupture sous charge instantanée.

Pour notre projet, les résistances caractéristiques à la compression à 28 jours f_{c28} sont :

- 35 MPa pour les poutres préfabriquées, prédalles et dalle du tablier.
- 27 MPa pour les appuis (piles et culées), pieux et semelles.

Selon le BAEL 91 mod, pour un béton âgé de moins de 28 jours, on peut utiliser les formules suivantes :

- Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa : $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83 j} f_{c28}$ Si $j < 60$ jours.
- Pour $f_{c28} > 40$ MPa : $f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95 j} f_{c28}$ Si $j < 28$ jours.

CHAPITRE IV. EVALUATION DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on admet une résistance au plus égale à $1,10f_{c28}$. Au-delà de $j=28$ jours, on admet pour les calculs que $f_{cj} = f_{c28}$.

- Pour l'infrastructure : **$f_{c28}=27$ MPa**
- Pour la superstructure : **$f_{c28}=35$ MPa**
- Pour le béton de propreté : **$f_{c28}=10$ MPa**

IV.3.1.2 Caractéristiques mécaniques à la traction

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de « j » jours, notés f_{tj} , est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

- Pour l'infrastructure : **$f_{t28}=2,22$ MPa**
- Pour la superstructure : **$f_{t28}=2,7$ MPa**
- Pour le béton de propreté : **$f_{t28}=1,2$ MPa**

IV.3.1.3 Contraintes admissibles à la compression

✓ ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ (MPa)}$$

Il est à noter que le coefficient θ dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée, tel que :

- $\theta = 1$ si $t > 24h$
- $\theta = 0.9$ si $1h \leq t \leq 24h$
- $\theta = 0.85$ si $t < 1h$

Aussi, le coefficient γ_b étant un coefficient réducteur de résistance, prend les valeurs suivantes :

- $\gamma_b = 1.5$ Dans le cas d'une situation durable ou transitoire **SDT**
- $\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle **SA**

Tableau IV.1 Les contraintes admissibles du béton a l'ELU

ETAT	Contrainte limites		f_{bu}
ELU	$f_{c28}(35\text{Mpa})$	$\gamma_b = 1.50$	19.83
		$\gamma_b = 1.15$	30.43
	$f_{c28}(27\text{Mpa})$	$\gamma_b = 1.50$	15.30
		$\gamma_b = 1.15$	23.47
	$f_{c28}(10\text{Mpa})$	$\gamma_b = 1.50$	5.66
		$\gamma_b = 1.15$	8.69

✓ ELS

$$fbc = 0.6 \times fc28 \text{ (MPa)}$$

Tableau IV.2 Les contraintes admissibles du béton a l'ELS

ETAT	Contrainte limites	f _{bc}
ELS	f _{c28} =35Mpa	21.00
	f _{c28} =27Mpa	16.20
	f _{c28} =10Mpa	6.00

IV.3.1.4 Module de déformation longitudinale du béton E

On distingue deux modules longitudinaux :

- Module de déformation instantanée (courte durée <24h) : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ (MPa)
- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$ (MPa)

IV.3.1.5 Module de déformation longitudinale du béton

Il est donné par la formule suivante : $G = E / 2(1 + \nu)$

Avec :

E : module de déformation longitudinal (module de YOUNG)

ν : coefficient de poisson

IV.3.1.6 Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson est le rapport de déformation transversale à la déformation longitudinale. Le coefficient de poisson du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2 quant au cas d'un béton fissuré ν devient nul. On retiendra pour les calculs du béton les valeurs suivantes de ν :

- ν = 0.2 à l'état limite de service (ELS).
- ν = 0.3 à l'état limite ultime (ELU).

Tableau IV.3 Les caractéristiques mécaniques du béton

	f _{c28} (MPa)	f _{t28}	E _{ij} (MPa)	E _{vj} (MPa)
Superstructure	35	2.7	35981.7	5 152.16
Infrastructure	27	2.22	33 000	11 100

IV.3.2 Aciers

On distingue deux natures différentes des aciers utilisés en précontrainte :

- Les aciers passifs : reprennent les efforts tranchants pour limiter la fissuration.
- Les aciers actifs : la maintenance de la précontrainte.

IV.3.2.1 Aciers passifs

Ce sont les armatures du béton armé. Les aciers généralement utilisés sont classés en plusieurs catégories :

- Barres rondes lisses.
- Barres à haute adhérence de
- Fils (Fils à Haute adhérence et fils lisses).

Le type d’armatures choisies est un acier à haute adhérence de nuance Fe E500 qui présente les caractéristiques suivantes :

- Limite d’élasticité : $f_e = 500$ MPa.
- Module de déformation plastique : $E_s = 200\ 000$ MPa.

Les diamètres commerciaux des barres HA indépendants sont (en mm) : 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32 et 40

Les longueurs de livraison sont de 12 ml pour les barres droites.

- Contraintes admissibles de traction des aciers

Tableau IV.4 Les contraintes admissibles des aciers passifs

Fissuration	Formule de la contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \{0.5 \times f_e ; 110 \sqrt{n} \times f_{tj} \}$, n = 1.6 pour HA		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \{0.4 \times f_e ; 88 \sqrt{n} \times f_{tj} \}$, n = 1.6 pour HA		200	200

IV.3.2.2 Aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu’on utilise pour les constructions en béton précontraint.

Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Elles sont classées par catégories : fils, barres, torons.

Les câbles Freyssinet sont définis comme suit :

- Un chiffre indiquant le nombre de torons constituant le câble.
- La lettre T signifiant qu’il s’agit d’un câble à torons.
- Un second chiffre définissant le type de torons.

La précontrainte est réalisée par post-tension ; Les câbles utilisés dans notre cas sont des 12T15 de classe 1770 TBR (très basse relaxation). Les caractéristiques des armatures de

CHAPITRE IV. EVALUATION DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

précontrainte en post-tension à prendre en compte dans les calculs sont représentées dans le tableau au-dessous :

Tableau IV.5 Les caractéristiques des armatures de précontrainte

	Notion	Valeur
Diamètre du gain (mm)	Ø	80/100
Section nominale d'un toron (mm ²)	Ap 1toron	140
Résistance ultime (MPa)	f _{prg}	1770
Limite élastique (MPa)	f _{peg}	1593
Module d'élasticité (MPa)	E _p	190 000
Coefficient de recul d'ancrage	g	6
Coefficient de relaxation des câbles à 1000 heures (%)	ρ ₁₀₀₀	2.5

✓ Classe de justification de la précontrainte

Classe II : Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.


Classe	Exécution	Service		
		Rares	Fréquente	Q-Perm
Classe II	 $-1.5 f_{tj}$ $0.6 f_{cj}$ $-0.7 f_{tj}$	$-1.5 f_{tj}$ $0.6 f_{cj}$ $-f_{tj}$	$-1.5 f_{tj}$ $0.6 f_{cj}$ 0	$-1.5 f_{tj}$ $0.5 f_{cj}$ 0

Figure IV.1 Les contraintes admissibles de la classe II de la précontrainte.

IV.4 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.4.1 Les charges permanentes

Ce sont les charges appliquées par les éléments porteurs de la structure, elles se définissent par leur poids propre. Le calcul de ces charges se fait automatiquement avec un logiciel de calcul. Sachant que les poids volumiques des matériaux donnés par les normes sont :

$$\rho_{\text{béton}} : 25 \text{ KN/m}^3$$

$$\rho_{\text{Acier}} : 78.5 \text{ KN/m}^3$$

$$\rho_{\text{Remblai}} : 18 \text{ KN/m}^3$$

IV.4.2 Les compléments de charges permanentes

Les compléments de charges permanentes représentent le poids propre des installations fixes et équipements de toute nature tel que les corniches et les garde-corps.

Les actions dues aux charges complémentaires permanentes sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.6 Tableau récapitulatif des calculs des compléments de charges permanentes

L'élément	La densité γ (kN/m ³)	La charge répartie (kN/ml)	Nombre d'éléments	La charge linéaire (kN/ml)	La charge surfacique (kN/m ²)
Béton de revêtement	24.00	20.08	1	20.08	1.68
Trottoirs	25.00	5	2	10	6.5
Glissières	/	1	2	2	/
Corniche	25.00	1.39	1	1.39	/

IV.4.3 LES ACTIONS DUES AU TRAFIC

IV.4.3.1 Les caractéristiques du pont

L'ensemble des données qu'on va utiliser dans le calcul des surcharges sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 Les caractéristiques du pont 31.6

Données du pont	Formule ou norme utilisée	Valeur retenue
Largeur roulable	Largeur comprise entre bordures	L _r =11.95 m
Largeur chargeable	L _c =L _r -2× 0.5	L _c =10.95 m
Nombre de voies	N = [L _c /3] (RCPR)	N= 3 voies
Largeur d'une voie	L _v = L _c /N (RCPR)	L _v = 3.65 m
Classe du pont	D'après RCPR L _r ≥ 7	Première classe

IV.4.3.2 Les systèmes de charges à considérer

D'après le R.C.P.R les surcharges considérées sont :

- Système de charge routière type A(l)
- Système de charge routière type B (B_c, B_t, B_r)
- Système de charge militaire Mc 120
- Convoi exceptionnel D 240

IV.4.3.2.1 Système de charge A(l)

La charge A(l), exprimée en (KN/m²) est donnée en fonction de la longueur chargée l, et exprimée en mètres par la formule :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12}$$

l : la longueur chargée du tablier en (m).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies, la valeur de la charge A(l) est multipliée par les coefficients a₁ du tableau 4.1-RCPR, et a₂.

Tableau IV.8 Coefficient a1

Nombre de voies		1	2	3	4	>5
Classe du pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

a₁ : Coefficient de pondération qui dépend de la classe du pont.

a₂ = $\frac{V_0}{V}$ Avec V : étant la largeur d'une voie

V₀ : ayant les valeurs données par le tableau 4.2-RCPR :

Tableau IV.9 Valeurs de V₀

Classe du pont	V ₀
Première classe	3.5 m
Deuxième classe	3.0 m
Troisième classe	2.75 m

IV.4.3.2.2 Système de charge B

Le système de charges B comprend trois cas distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système Bc se compose de camions types (300KN).
- Le système Br se compose d'une roue isolée (100KN).
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems (160KN).

Les deux premiers systèmes Bc, Br s'appliquent aux ponts de quelle que soit leur classe : le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1ère et 2ème classe.

- **Système Bc**

Un camion type de système Bc se compose de trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

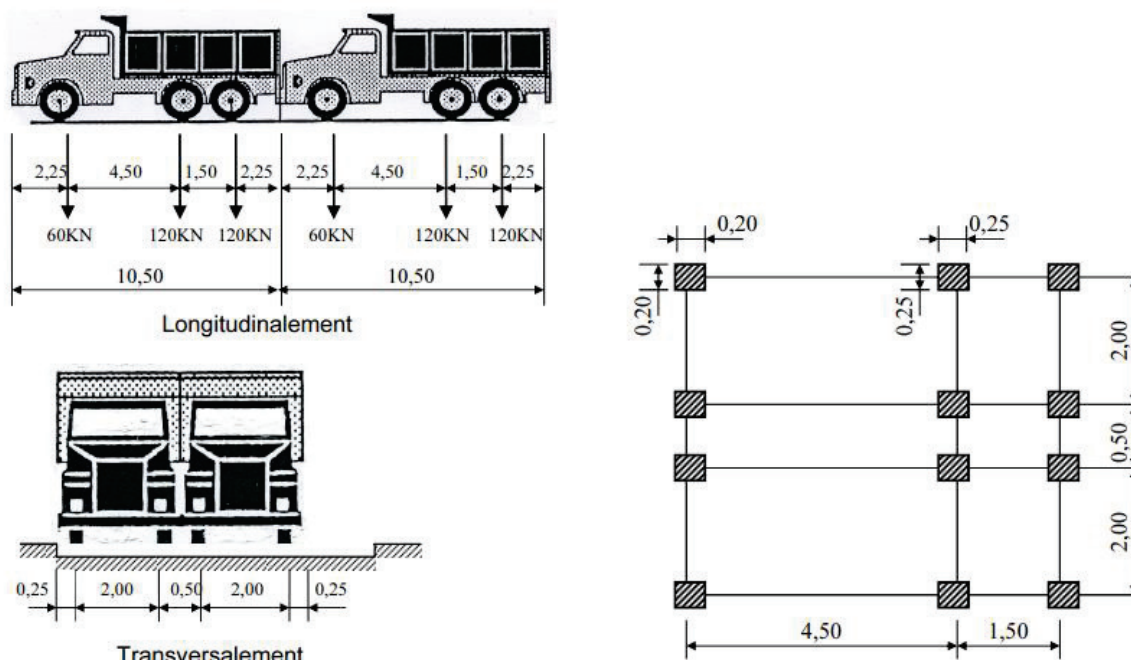


Figure IV.2 Système de charge Bc

- Les coefficients de majoration dynamique et coefficients bc

Les calculs des réactions se fait en considérant les charges comme étant statiques, mais en effet l'effet d'une charge statique est inférieur à celle qui est dynamique, donc les surcharges du système B et MC sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L}$$

Tel que :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.

G : sa charge permanente.

S : sa charge maximale de Bc.

Tableau IV.10 Coefficient bc

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥5
Première	1.2	1.10	0.95	0.80	0.70
Deuxième	1.00	1.00	-	-	-
Troisième	1.00	0.80	-	-	-

• **Système Bt**

Un tandem type de système Bt comporte deux essieux, et répond aux caractéristiques suivantes.

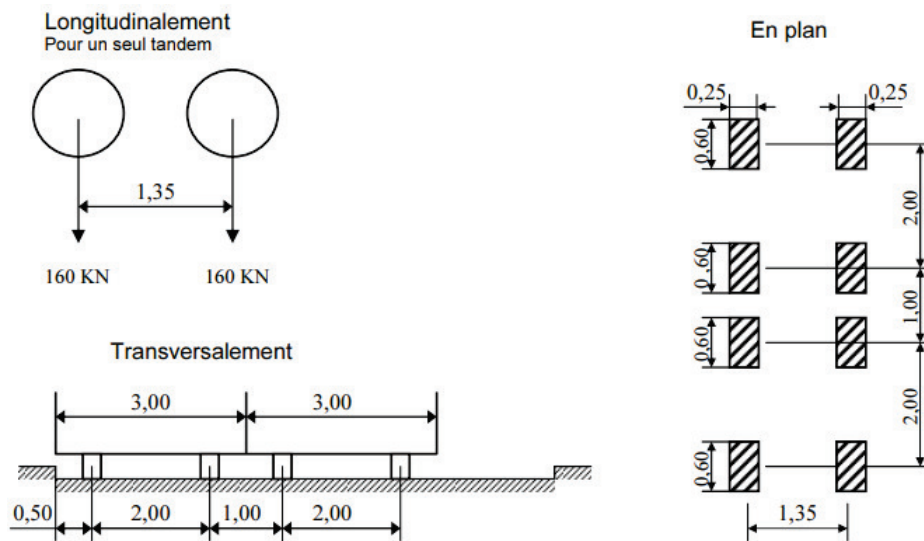


Figure IV.3 Système de charge Bt

Tableau IV.11 Coefficient bt

Classe de pont	bt
Première classe	1.20
Deuxième classe	1.00

Le coefficient de majoration dynamique (δ) est calculé à partir de la formule citée précédemment.

IV.4.3.2.3 Système de charge MC120

Le convoi militaire de type Mc120 se compose de deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

- ✓ Masse totale : 110t.
- ✓ Longueur d'une chenille : 6.10m.
- ✓ Largeur d'une chenille : 1.00m.
- ✓ Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3.30m.

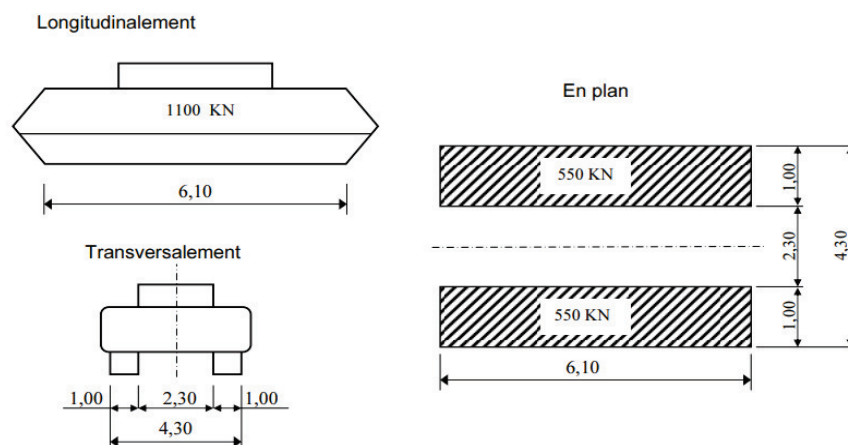


Figure IV.4 Convoi type MC 120

Le coefficient de majoration dynamique (δ) est déterminé par la formule citée précédemment.

IV.4.3.2.4 Système de charge D240

C'est un convoi exceptionnel comportant une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de large et 18,60 m de longueur et répond aux caractéristiques indiquées sur la figure suivante :

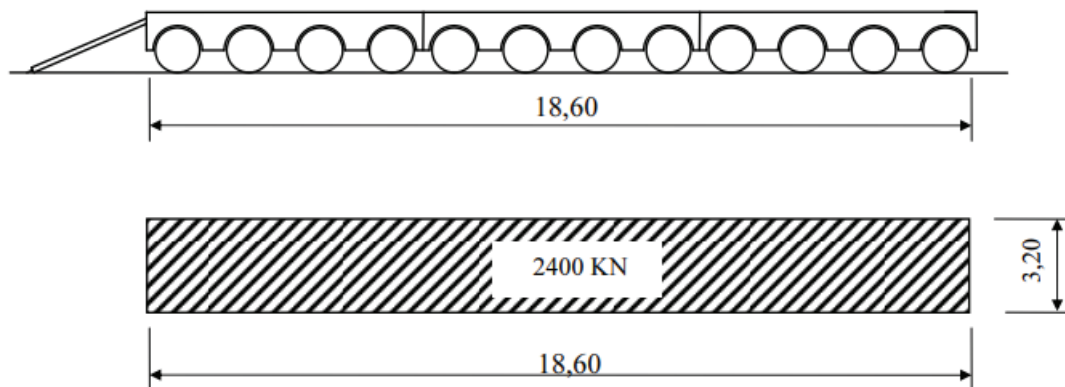


Figure IV.5 Convoi type D240

Le convoi D240 n'est pas majoré par le coefficient de majoration dynamique, il est supposé de ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

Ce convoi est supposé rouler sur les ponts à une vitesse au plus égale à 10 km/h, ce qui justifie l'absence des effets dynamique.

✓ Efforts de freinage

IV.4.3.2.5 Système de charge A(l)

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S} \text{ (KN)}$$

Avec S : La surface chargée en (m²).

IV.4.3.2.6 Système de charge Bc

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système BC se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 KN.

IV.4.4 Actions climatiques

IV.4.4.1 Actions thermiques

IV.4.4.1.1 Variation uniforme de la température

Selon le RCPR, pour une zone du nord de l'Algérie (climat tempéré), la variation uniforme des températures est entre + 35 °C et - 15 °C.

La loi fixant la variation linéaire de la température est :

$$\Delta l = \alpha \times \Delta T \times L$$

Avec :

α : le coefficient de dilatation thermique

$\alpha = 9.9 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ pour le béton arme et $11.6 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ pour l'acier.

ΔT : la variation de température, tel que $T_0 = 25 \text{ } ^\circ\text{C}$ (Température de référence).

L : longueur de l'ouvrage en mètre.

IV.4.4.1 Gradient thermique

Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure. Les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique vertical sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.12 Le gradient thermique selon le type du tablier

	En construction	En service
Tablier mixte	± 15	± 8
Tablier en béton	± 12	± 7

IV.4.4.2 Vent

L'action du vent agit horizontalement sur les surfaces du tablier et des sous-structures exposées au vent, elle est considérée égale à une pression constante de **2.00 KN/m²**.

IV.4.4.3 Actions accidentelles

Les forces agissant sur l'ouvrage en cas d'un déraillement du matériel roulant sont considérées excentrées de $\pm 1.5 \text{ m}$ de l'axe de la voie.

IV.4.4.4 Actions sismiques

Les actions sismiques prises en compte seront conformes au RPOA. La classification de la zone sismique de l'ouvrage est traitée dans le chapitre précédant (Zone IIa : sismicité moyenne)

IV.4.4.4.1 Coefficient d'accélération de la zone

Le coefficient d'accélération du site est défini en fonction de la zone sismique IIa et de l'importance du pont (Groupe de pont 2), d'où : $A = 0.20$.

IV.4.4.4.2 Classification du site

Notre site est de classe S2, d'après l'étude géotechnique.

IV.4.4.5 Spectre de réponse

IV.4.4.5.1 Composante horizontale

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage, par la formule :

$$S_{ae}^H(T, \xi) (\text{m/s}^2) = \begin{cases} A \cdot g \cdot S \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \cdot A \cdot g \cdot S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération.

g : accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$).

S : coefficient de site ($S = 1.2$).

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées au site ($T_1 = 0.20 \text{ s}$, $T_2 = 0.50 \text{ s}$).

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$).

ξ : taux d'amortissement ($\xi = 5 \%$).

T : période fondamentale de l'ouvrage ($T = \sqrt{M/K}$).

M : masse totale du système.

K : rigidité totale du système

D'où on obtient la courbe ci-dessous :

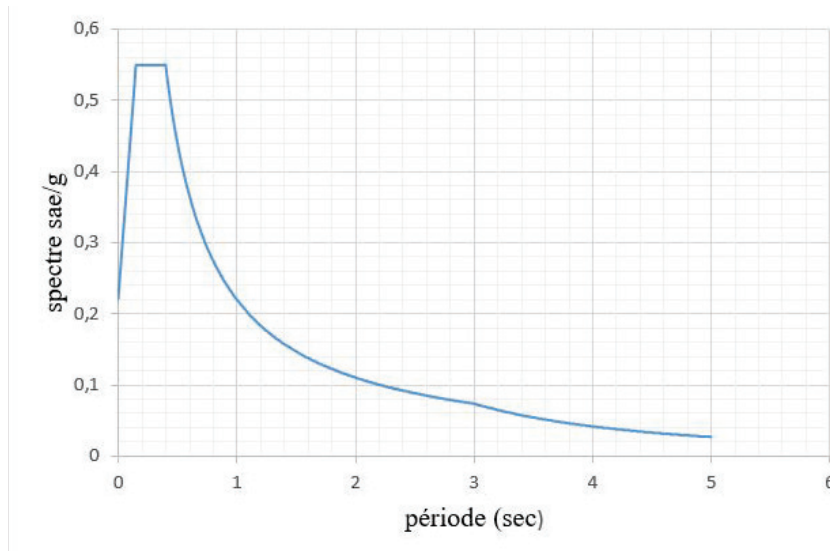


Figure IV.6 Spectre de réponse élastique : composante élastique

IV.4.5 Combinaison des actions

IV.4.5.1 Combinaison des composantes de l'action sismique

Selon RPOA, les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E1 = Ex \pm 0.3 Ey \pm 0.3 Ez$$

$$E2 = Ey \pm 0.3 Ex \pm 0.3 Ez$$

$$E3 = Ez \pm 0.3 Ex \pm 0.3 Ey$$

E_x , E_y et E_z : Sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

IV.4.5.2 Combinaison des actions

Pour déterminer les efforts maximaux dans les cas les plus défavorables, on combine les actions calculées précédemment selon le RPOA et RCPR, et on aura les combinaisons aux états limites suivantes :

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.45 Q + 0.9 T + 1.5 W.$$

$$\text{ELS} : G + Q + 0.6 T + W.$$

$$\text{ELA} : G+E+0.4T+D+\psi Q.$$

Tableau IV.13 Coefficients multiplicateurs des combinaisons de charges réglementaires

Type de charge	ELU	ELS
Charges permanentes	1.35	1
Charges à caractère civil(A(I), B)	1.6	1.2
Mc 120 et D240	1.35	1
Température	0.9	0.6
Gradient thermique	0.75	0.5
Charges sur trottoirs	1.6	1
Vent	1.5	1

IV.5 CONCLUSION

A travers ce chapitre, on a pu évaluer les différentes charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage en consultant le R.C.P.R et le R.P.O.A. Ceci va nous servir à déterminer les sollicitations les plus réalistes possibles appliquées sur notre ouvrage pour le développement des calculs.



CHAPITRE V

REPARTITION LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE

V.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous allons procéder à l'évaluation des moments fléchissant et des efforts tranchants pour chaque cas des charges, ceci en utilisant les lignes d'influences pour les différentes sections des poutres.

Notons que ces charges et surcharges agissant sur le pont pouvant être classées comme suit :

- Les actions permanentes
- Les actions variables

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, on doit déterminer les sections les plus sollicitées transversalement et longitudinalement.

- Longitudinalement, le calcul du moment en utilisant les lois de la statique (RDM), on appliquera aussi le théorème de BARRE pour calculer le moment sous chargement B_c .
- Transversalement, l'évaluation du moment transversal à partir du moment longitudinal précédemment calculé en utilisant la méthode de GUYON – MASSONNET.

V.2 DETERMINATION DES CHARGES

D'après le RCPR (Règles Définissant les Charges à Appliquer pour le Calcul et les Epreuves des Ponts Routes), il y a des charges agissant sur l'ouvrage en phase de service quant à déjà définir dans le **CHAPITRE IV EVALUATION DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL** qui donne les résultats dans les tableaux suivant :

Tableau V.1 Calcul de la charge permanente CP et CCP

Eléments	Formule	Résultats (KN)
Poutre	$V_p \times \rho_{\text{béton}}$	646,74
Dalle	$V_{\text{dalle}} \times \rho_{\text{béton}}$	2939,84
Entretoise	$V_{\text{entretoise}} \times \rho_{\text{béton}}$	152,187
Trottoirs +corniche	$(V_{\text{Trottoirs}} + V_{\text{corniches}}) \times \rho_{\text{béton}}$	349,32
Revêtement	$V_{\text{Revêtement}} \times \rho_{\text{Revêtement}}$	712,698
Glissières	D'après le RCPR	71
CCP		1133,0 KN
G		9399,0 KN
G		264,8 KN/ml
G_{Total}		56658,8 KN

- V : volume de l'élément
- ρ : poids volumique

Tableau V.2 Calcul du système A(L)

Nombre de voies	L (m)	A(L) (kN/m ²)	α_1	A1(L) (Kn/m ²)	α_2	A2(L) (Kn/m ²)	L _v	A2(L) (Kn/ml)
01	34,5	9,88	1	9,88	0,96	9,47	3,65	34,58
02	34,5	9,88	1	9,88	0,96	9,47	7,30	69,15
03	34,5	9,88	0,9	8,89	0,96	8,53	10,95	93,36

- L Longueur de la travée chargée
- $A(L) = 2,3 + 360/(12 + L)$
- α_1 et α_2 Coefficients de correction
- $A1(L) = \max \left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 \times A(L) \\ 4 - 0.002L \end{array} \right.$
- $A2(L) = A1(L) \times \alpha_2$
- $\alpha_2 = \frac{V_0}{V}$ ou $\left\{ \begin{array}{l} V \\ V_0 \end{array} \right.$ *largeur d'une voie*
Coefficient en fonction de la classe du pont
- $V_0 = 3.5$

Tableau V.3 Calcul Bc

Nombre de voies	B _c (kN)	b _c	B _c x b _c (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710

- b_c : Coefficients de correction

Tableau V.4 Calcul Bt

Nombre de voies	B _t (kN)	b _t	B _t x b _t (kN)
1	320	1,2	384
2	640	1,2	768

- b_t : Coefficients de correction

Tableau V.5 Calcul de coefficient dynamique pour le système B et Mc120

Système de chargement	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B _{c1}	35,5	9399,0	720	1,061
B _{c2}			1320	1,070
B _{c3}			1710	1,075
B _{t1}			384	1,055
B _{t2}			768	1,061
Mc120			1100	1,066

V.3 CALCUL LONGITUDINAL DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORTS TRANCHANTS :

Le calcul des éléments de réduction consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

V.3.1 Poutre seule :

$P_{poutre}=18.22 \text{ KN/ml}$

$R_A=R_B = \frac{1 \times P_{poutre}}{2}$

$M(x)=R_A \times x - p_{poutre} \times \frac{x^2}{2}$

$T(x) = R_A - P_{poutre} \times X$

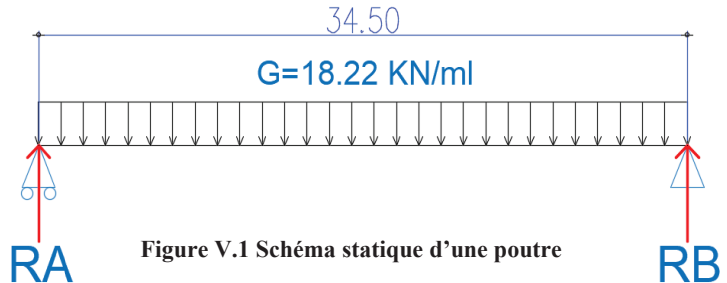


Figure V.1 Schéma statique d'une poutre

Tableau V.6 les sollicitations sous poutre seul

Section	R(x) (KN)	T(x) (KN)	M(x) (KN.m)
0,00L	315.63	315.63	0.00
0,25L	/	157.82	2041.76
0,50L	/	0.00	2722.27

V.3.2 Poutre + Dalle :

$P_{poutre+dalle}= 28.57 \text{ KN/ml}$

$R_A=R_B = \frac{1 \times P_{p+d}}{2}$

$M(x)=R_A \times x - p_{p+d} \times \frac{x^2}{2}$

$T(x) = R_A - P_{p+d} \times X$

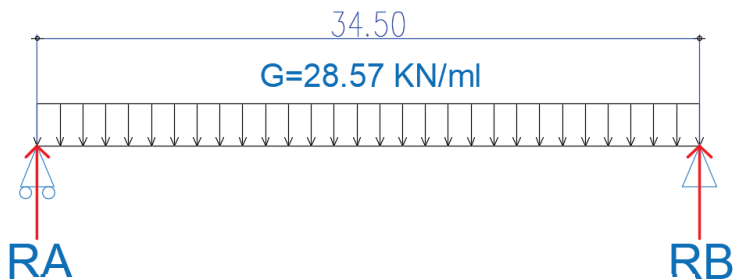


Figure V.2 Schéma statique d'une poutre+dalle

Tableau V.7 Les sollicitations sous poutre+Dalle

Section	R(x) (KN)	T(x) (KN)	M(x) (KN.m)
0,00L	494.20	492.20	0.00
0,25L	/	247.10	3196.88
0,50L	/	0.00	4262.40

V.3.3 Poids propre totale :

Poids propre $G = 264,8 \text{ KN/ml}$.

Réaction $R_A = R_B$

$M(x) = R_A \times x - \frac{G \cdot x^2}{2}$

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

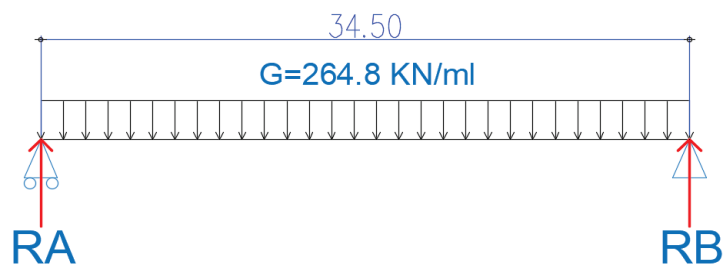


Figure V.3 Schéma statique de poids propre total

Tableau V.8 Les sollicitations sous poids propre

Section	R(x)(KN)	T(x) (KN)	T0 (KN)	M(x) (KN.m)	M0 (KN.m)
0.00L	4569.17	4569.17	571.15	0.00	0.00
0.25L	/	2284.59	285.57	29556.82	3694.60
0.50L	/	0.00	0.00	39408.11	4926.01

V.3.4 Surcharge A(l) :

- 1 voie :

Charge Q = 34.58 KN/ml.

- 2 voies :

Charge Q = 69.15 KN/ml

- 3 voies :

Charge Q = 93.36 KN/ml

Réaction RA =RB(KN)

$$M(x) = RA \times x - \frac{Q \cdot x^2}{2}$$

$$T(x) = RA - Q \times x$$

$$RA_1 = \frac{1 \times Q}{2} = \frac{34.5 \times 34.58}{2} = 596.51 ; RA_2 = \frac{1 \times Q}{2} = \frac{34.5 \times 69.15}{2} = 1192.84 ; RA_3 = \frac{1 \times Q}{2} = \frac{34.5 \times 93.36}{2} = 1610.46$$

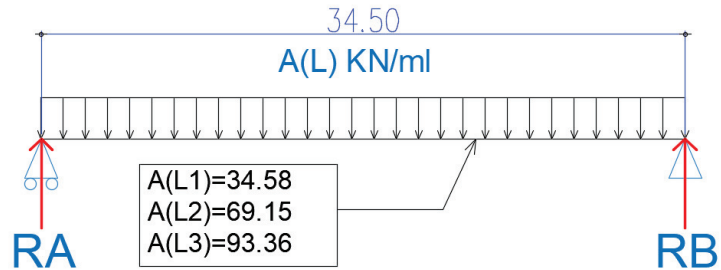


Figure V.4 Schéma statique sous charge A(L)

Tableau V.9 Les sollicitations sous charge A(l)

	A(L) (KN/ml)	T(KN)	T0=T/8(KN)	M (KN.m)	M0=M /8 (KN.m)
1voie	34.58	596.51	74.56	5144.58	643.07
2 voies	69.15	1192.84	149.11	10287.64	1285.955
3 voies	93.36	1610.46	201.31	13889.47	1736.18

V.3.5 Moment max du system de charge BC

Théorème de barrée :

Cette méthode est utilisée dans le cas où il y a des charges mobiles pour déterminer la section la plus critique de la poutre. Le moment fléchissant est maximum ou droit d'un essieu de telle façon que cet essieu est la résultante du convoi de trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

La position de la résultante R du convoi :

$$\Sigma (Pi \times di) = Xr \times \Sigma Pi = Xr \times R$$

$$120 \times 4.5 + 120 \times 6 + 60 \times 10, 5 + 120 \times 15 + 120 \times 16.5 = Xr \times R$$

$$R. x = 5670 \text{ kN.m}$$

$$R = \sum P_i = 600 \text{ kN} \Rightarrow x = 9,45 \text{ m}$$

$$2a = x - 6 = 3,45 \text{ m} \Rightarrow a = 1,725 \text{ m}$$

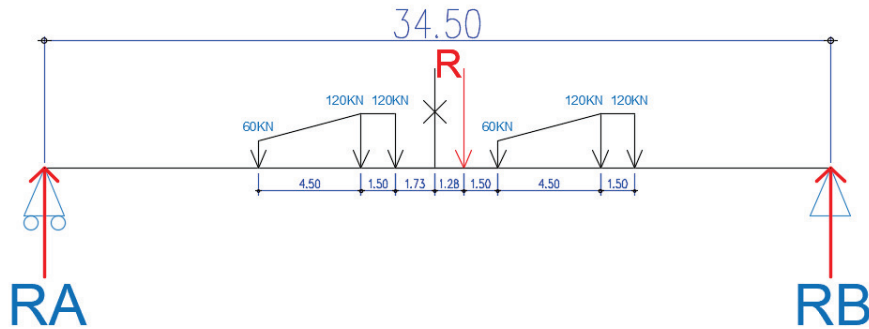


Figure V.5 Schéma statique du système Bc

$$\sum M/B=0 \Rightarrow R_A \times 34.5 = 600 \times 16.05 \Rightarrow R_A = 279.09 \text{ KN}$$

$$\sum M/o=0 \Rightarrow M = R_A \times 16.05 - 60 \times 6 - 120 \times 1.5$$

$$M = 3650.14 \text{ KN}$$

$$M_{bc1v} = M \times bc \times \delta_{bc} \times 1 = 3650.14 \times 1.20 \times 1,061 \times 1 = 4647.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{bc2v} = M \times bc \times \delta_{bc} \times 2 = 3650.14 \times 1.10 \times 1,070 \times 2 = 8592.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{bc3v} = M \times bc \times \delta_{bc} \times 3 = 3650.14 \times 0.95 \times 1,075 \times 3 = 11183.11 \text{ KN.m}$$

Tableau V.10 Moment fléchissant sous charge Bc

	M (KN.m)	M0=M/8(KN.m)
1 voie	4647.36	580.92
2 voies	8592.43	1074.05
3 voies	11183.11	1397.89

V.3.6 Moment max du Système de charge Bt

- Un seul tandem :

$$M(L/2) = 160 \times 17.25 - 160 \times (1.35/2)$$

$$M = 2652.00 \text{ KN.m}$$

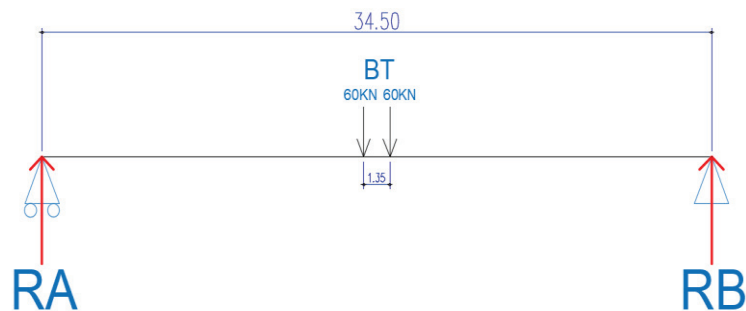


Figure V.6 Moment fléchissant sous charge Bt

Deux tandems :

$$M = 5304.00 \text{ KN.m}$$

Tableau V.11 Moment fléchissant sous charge Bt

	M(KN.m)	b _t	δ	M(KN.m)	M ₀ =M/8 (KN.m)
Un seul tandem	2652.00	1.2	1,055	3357.43	419.68
Deux tandems	5304.00	1.2	1,061	6753.05	844.13

V.3.7 Moment max du Convoie

MC120

A cause de la symétrie

$R_B = R_A = 550 \text{ kN}$

$\Sigma M/o=0 \Rightarrow M=R_A \times 17.25 - 180.3 \times \frac{3.05^2}{2}$

$\Rightarrow M=8648.80 \text{ KN.m}$

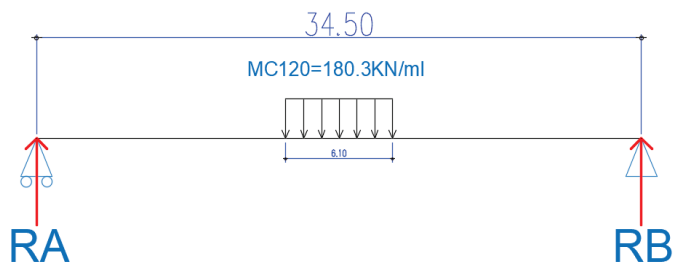


Figure V.7 Moment fléchissant sous charge MC120

Tableau V.12 Moment fléchissant sous charge Mc120

La charge (KN/ml)	M (KN.m)	δ	M (KN.m)	$M_o=M/8$ (KN.m)
180.3	8648.88	1,066	9219.71	1152.46

V.3.8 Convoie exceptionnelle D240

$R_B = R_A = 1201.35 \text{ kN}$

$\Sigma M/o=0 \Rightarrow M=R_B \times 17.25 - 129.03 \times \frac{9.3^2}{2}$

$\Rightarrow M=15131.56 \text{ KN.m}$

Moment revenant à chaque poutre :

$M_o = M / 8 = 15131.56/8 = 1891.445 \text{ KN.m}$

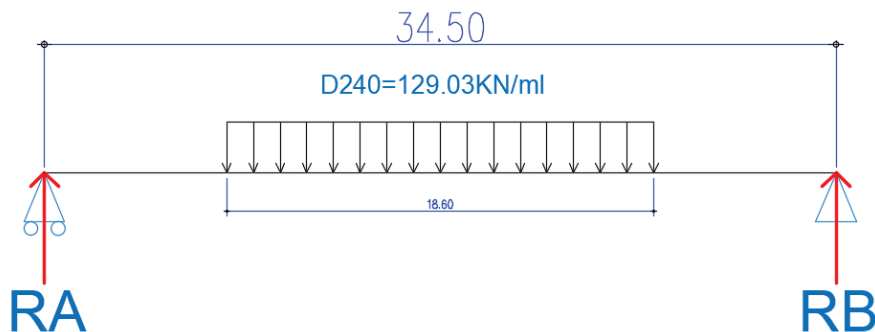


Figure V.8 Moment fléchissant sous charge D240

Tableau V.13 Moment fléchissant sous charge D240

La charge (KN/ml)	M (KN.m)	δ	M (KN.m)	$M_o=M/8$ (KN.m)
129.03	15131.56	1	15131.56	1891.445

Tableau V.14 Moment fléchissant max dus aux charges et surcharges

		Mmax (KN.m)	M0 (KN.m)
Poids propre	G	39408.11	4926.01
A(L)	1 voies	5144.58	643.07
	2 voies	10287.64	1285.955
	3 voies	13889.47	1736.18

		Mmax (KN.m)	M0 (KN.m)
Bc	1 voie	4647.36	580.92
	2 voies	8592.43	1074.05
	3 voies	11183.11	1397.89
Bt	1 tandem	3357.43	419.68
	2 tandems	6753.05	844.13
Mc120		9219.71	1152.46
D240		15131.56	1891.445

V.3.9 Effort tranchant max Bc

$$\Sigma M/A=0 \Rightarrow RB \times 34.5 - 120 \times 34.5 - 120 \times 33 - 60 \times 28.5 - 120 \times 24 - 120 \times 22.5 - 60 \times 18 = 0$$

$$\Rightarrow RB = 477.39 \text{ kN} \Rightarrow T(x=0) = 477.39 \text{ kN}$$

Une voie de Bc: $T_{max} = 477.39 \times 1,20 \times 1,061 \times 1 = 607.81 \text{ KN}$. D'où :
 $T_0 = T_{max}/8 = 607.81 / 8 = 75.98 \text{ KN}$.

Deux voies de Bc: $T_{max} = 477.39 \times 1,10 \times 1,070 \times 2 = 1123.776 \text{ KN}$. D'où :
 $T_0 = T_{max}/8 = 140.47 \text{ KN}$.

Trois voies de Bc: $T_{max} = 477.39 \times 0,95 \times 1,075 \times 3 = 1462.60 \text{ KN}$. D'où :
 $T_0 = T_{max}/8 = 182.825 \text{ KN}$.

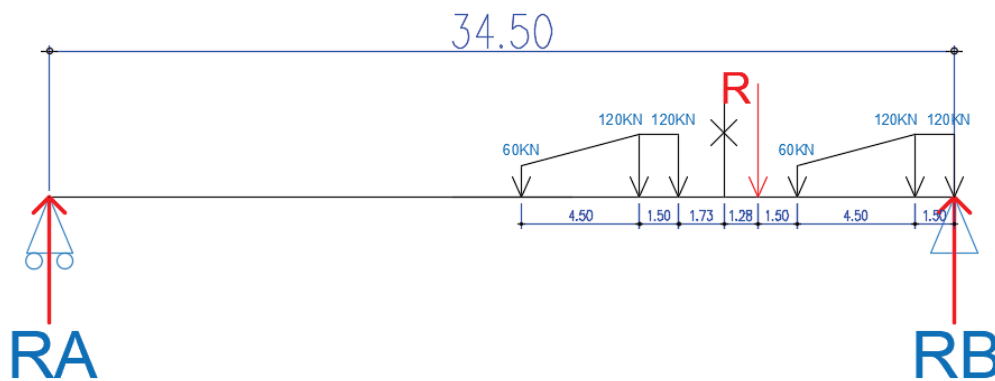


Figure V.9 Schéma statique du Bc

Tableau V.15 Effort tranchant sous charge Bc

	T (KN)	T0=T/8(KN)
1 voie	607.81	75.98
2 voies	1123.776	140.47
3 voies	1462.60	182.825

V.3.10 Effort tranchant max Bt

$$\Sigma M/A=0 \Rightarrow RB \times 34.5 - 160 \times 33.15 - 160 \times 34.5 = 0 \Rightarrow RB = 313.74 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow T(x=0) = 313.74 \text{ kN}$$

Un tandem : $T_{max} = 313.74 \times 1.2 \times 1.055 = 397.19 \text{ KN}$

D'où $T_{max} / n \text{ poutre} = 49.65 \text{ KN}$

Deux tandems : $T_{max} = 313.74 \times 1.2 \times 2 \times 1.061 = 798.91 \text{ KN}$

$T_0 = T_{max} / 8 = 99.86 \text{ KN}$

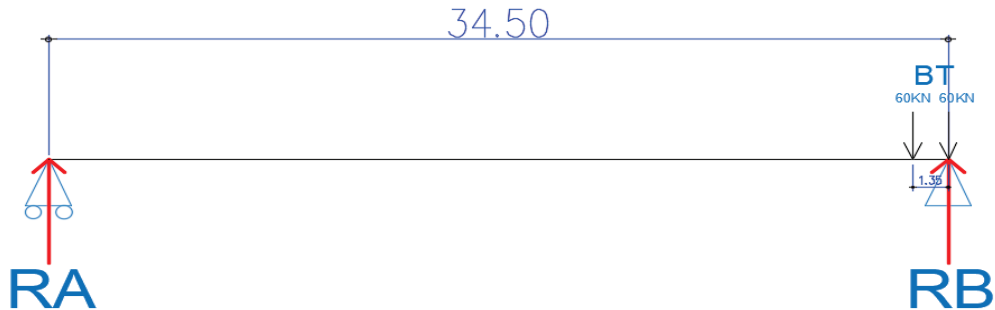


Figure V.10 Schéma statique du Bt

Tableau V.16 Effort tranchant sous charge Bt

	T(KN)	$T_0 = T/8$ (KN)
Un seul tandem	397.19	49.65
Deux tandems	798.91	99.86

V.3.11 Effort tranchant max Mc120

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 34.5 - 1100 \times (34.5 - 3.05) = 0$$

$$\Rightarrow T(x=0) = 1002.75 \text{ kN}$$

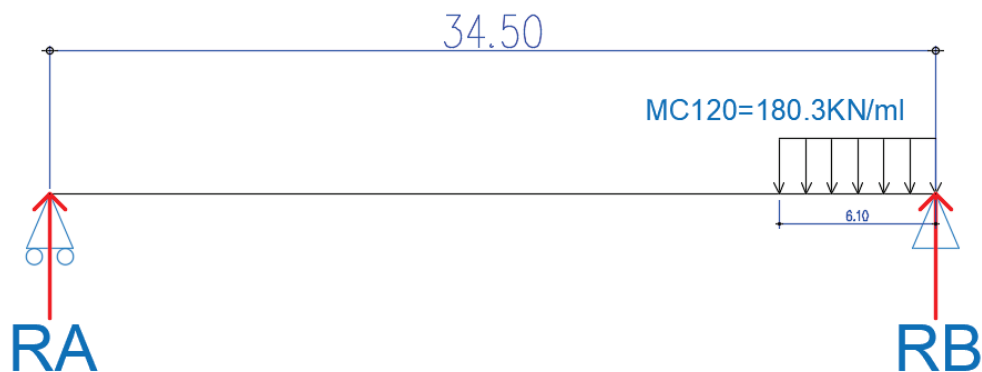


Figure V.11 Schéma statique du Mc120

Tableau V.17 Effort tranchant sous charge Mc120

La charge (KN/ml)	T (KN)	δ	T (KN)	$T_0 = T/8$ (KN)
180.3	1002.75	1,066	1068.93	133.617

V.3.12 Effort tranchant max D240

$$\Sigma M/A=0 \Rightarrow RB \times 34.5 - 2400 \times (34.5 - 9.3) = 0 \Rightarrow RB = 1753.04 \text{ KN}$$

$$T(x=0) = 1753.04 \text{ kN}$$

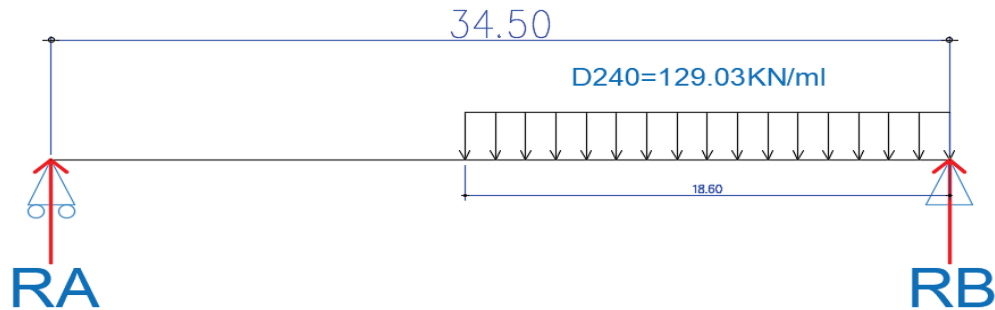


Figure V.12 Schéma statique du système D240

Tableau V.18 Effort tranchant sous charge D240

La charge (KN/ml)	T (KN)	δ	T (KN)	T0=T/8 (KN)
129.03	1753.04	1	1753.04	219.13

Tableau V.19 Effort tranchant max dus aux charges et surcharge

		Tmax (KN)	T0 (t)
Poids propre	G	4569.17	571.15
A(L)	1 voie	596.51	74.56
	2 voies	1192.84	149.11
	3 voies	1610.46	201.31
Bc	1 voie	607.81	75.98
	2 voies	1123.776	140.47
	3 voies	1462.60	182.825
Bt	1 tandem	397.19	49.65
	2 tandems	798.91	99.86
Mc120		1068.93	133.617
D240		1753.04	219.13

Remarque

Après avoir déterminé les efforts longitudinaux les plus défavorables en différentes sections, nous effectuons la répartition transversale de ces efforts sur les différentes poutres, afin de préciser la poutre la plus sollicitée, pour cela, nous utiliserons l'une des méthodes disponibles selon la rigidité de l'entretoise. Le choix de la méthode consiste à déterminer le paramètre d'entretoisement θ et qui vérifie la condition suivante :

- Si $\theta < 0,3$ La méthode de J.Courbon.
- Si $\theta > 0,3$ La méthode de Guyon-Massonnet.

V.4 REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Lorsque la rigidité torsionnelle des éléments d'un pont ne peut être négligée, la section transversale du pont est considérée comme étant déformable. C'est alors qu'on utilise la méthode de Guyon-Massonnet, Cette méthode est une méthode de calcul des dalles ou de réseaux de poutres.

Le calcul des sollicitations longitudinales se fait en considérant la structure comme un élément barre, mais en effet pour un calcul exact des sollicitations de notre tablier il faut savoir comment ces efforts se répartissent transversalement pour avoir bien armé notre construction, et ses éléments.

La méthode préconisée a donc uniquement pour but la détermination du facteur de répartition transversale.

Cette détermination se fait à l'aide de tables détaillées présentées par M. MASSONNET.

V.4.1 Principes fondamentaux de la méthode

La méthode est basée sur deux hypothèses

- Le grillage de poutre réelle est assimilé à une dalle orthotrope présentant les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion dont l'équation aux dérivées partielles est :

$$\rho p \frac{d^4 w}{dx^4} + (\gamma p + \gamma E) \frac{d^4 w}{dx^2 dy^2} + \rho E \frac{d^4 w}{dy^4} = p(x, y)$$

- La répartition transversale des charges sur les différentes poutres est la même que si le tablier est sollicité par des forces qui varient suivant une fonction sinusoïdale.

V.4.2 Les étapes de calcul

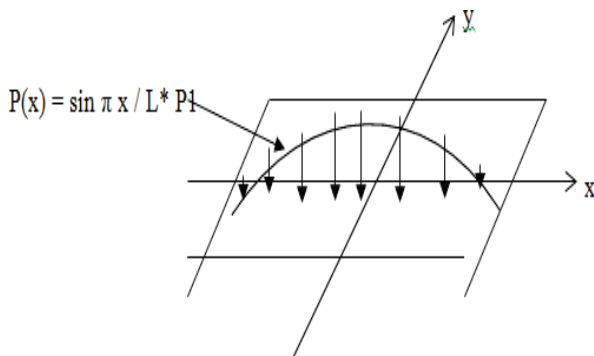


Figure V.13 Répartition transversal des charges

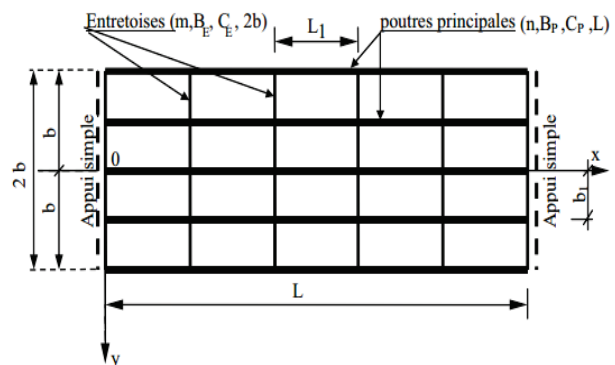


Figure V.14 Maillage de la dalle

V.4.2.1 Détermination des coefficients

V.4.2.1.1 Paramètre d'entretoisement

$$\theta = \frac{b}{l} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \begin{cases} p : & \text{poutre} \\ e : & \text{entretoise} \end{cases}$$

La dalle fictive qui modélisera le pont et fera l'objet de notre étude, aura une largeur de 2b, Comptant un nombre entier de distances entre axes des poutres. Elle est alors supérieure à la Largeur réelle du pont.

CHAPITRE V. REPARTITION LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE

$$2b=nb_0 \quad \left\{ \begin{array}{l} b : \text{demi largeur de l'ouvrage} = 6.80\text{m} \\ b_0 : \text{entraxe des poutres } 1.70\text{m} \\ n : \text{nombre de poutre (8poutres)} \end{array} \right.$$

Tableau V.20 Le calcul du paramètre d'entretoisement

Indice	Nom	Formule	Valeur
B₁	Entraxe des poutres	/	1.7m
I₀	Inertie de la section sur appuis avec hourdis	D'après AUTOCAD	0.5665 m ⁴
I_M	Inertie de la section à mi- travée avec hourdis.	D'après AUTOCAD	0.4634 m ⁴
I_p	Inertie équivalente	$I_p = I_0 + (I_M - I_0) \frac{8}{3\pi}$	0.2972 m ⁴
ρ_p	Rigidité flexionnelle unitaire des poutres	$\rho_p = \frac{B_p}{b_1} = \frac{E I_p}{b_1}$	0.1748 E
L₁	Entraxe des entretoises	/	34.5
I_D=I_E	Inertie de la dalle	$I_D = (L_1 \times hD^3)/12$	1.30208 x 10 ⁻³ m ⁴
E	Rigidité flexionnelle unitaire des entretoises.	$\rho_E = \rho_D = \frac{E I_D}{L_1}$	1.30208 x 10 ⁻³ E
			θ=0.671

V.4.2.1.2 Paramètre de torsion α

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}}$$

Tableau V.21 Calcul Paramètre de torsion " α "

Indice	Nom	Formule	Valeur
G	Module de déformation transversale du béton	$G=E / 2 (1 +\nu)$	0,41666667 E
C_p	Rigidité torsionnelle de la poutre	$\frac{G}{3} \left[\left(\sum h_i \cdot b_i^3 \right) + \frac{b'}{2} \cdot d^3 \right]$	7.93163 x 10 ⁻³ E
γ_p	Rigidité torsionnelle unitaire de la poutre	C _p /b ₁	4.6657 x 10 ⁻³ E
C_d	Rigidité torsionnelle de la dalle	2*G*I _d	1.08508 x 10 ⁻³ E
γ_E	Rigidité torsionnelle unitaire des entretoises	C _d /L ₁	1.08508 x 10 ⁻³ E
			α=0,19

E : module de déformation longitudinal du béton (module de Young).

ν: coefficient de poisson égal à 0.2

b': entraxe des poutres , **d**: épaisseur de la dalle

I_d : inertie de la dalle = $1 \cdot 0.25^3 / 12 = 1.30208 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

Calcul de la section simplifiée :

- Section de la table de compression S_1 à mi-travée :

$S_1 = 2250 \text{ cm}^2$

Largeur de la table : 120 cm $h_1 = S_1 / 120 = 18.75 \text{ cm}$

- Section du Talon S_2 :

$S_2 = 1685 \text{ cm}^2$

2 Largeur du talon $h_2 = S_2 / 55 = 31 \text{ cm}$

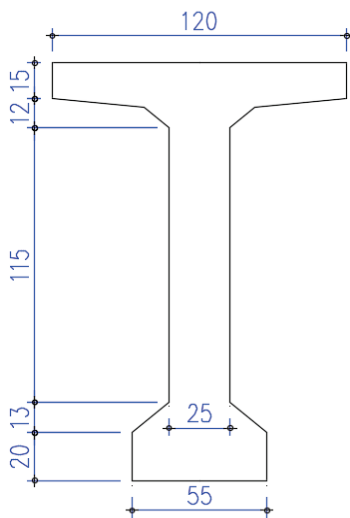


Figure V.16 Poutre réelle

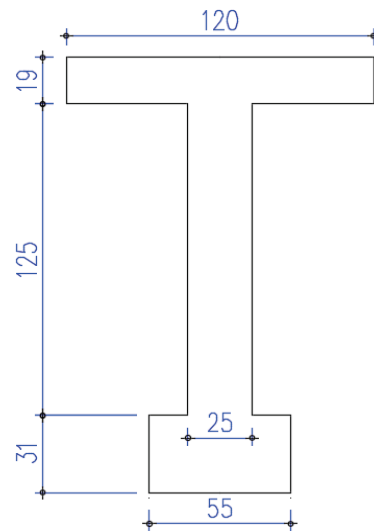


Figure V.16 Poutre équivalente

V.4.2.2 Coefficients de répartition transversale K_α

$\alpha = f(y, e, \alpha, \theta)$

Les formules d'interpolation suivantes

- $0 < \theta \leq 0.1$ $k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0)\alpha^{0.05}$
- $0.1 < \theta \leq 1$ $k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0)\alpha^{(1 - \frac{\exp(0.065 - \theta)}{0.665})}$
- $\theta > 1$ $k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0)\sqrt{\alpha}$

Puisque $0.1 < \theta = 0.67 < 1,00$ \longrightarrow notre cas est le 2eme.

Tableau V.22 Tableau des valeurs de coefficient K_α

$\theta = 0.67$		K alpha								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,3440	0,6869	1,0325	1,3383	1,4849	1,3383	1,0325	0,6869	0,3440	
b/4	-0,0044	0,3173	0,6558	1,0103	1,3383	1,5228	1,4330	1,0555	0,9480	
b/2	-0,1907	0,0604	0,3346	0,6558	1,0325	1,4330	1,7517	1,8633	1,8926	
3b/4	-0,2934	-0,1297	0,0604	0,3173	0,6869	1,2038	1,8633	2,5776	3,2121	
b	-0,3672	-0,2934	-0,1907	-0,0044	0,3440	0,9480	1,8926	3,2121	4,8188	

V.4.2.3 Calcul du coefficient $K\alpha$ pour chaque poutre

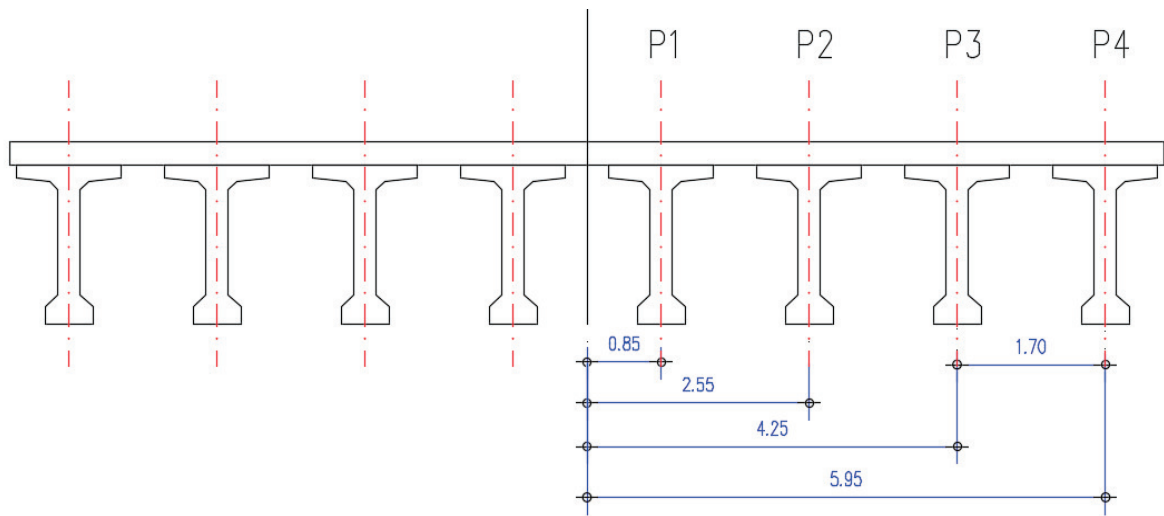


Figure V.17 Disposition transversale des poutres

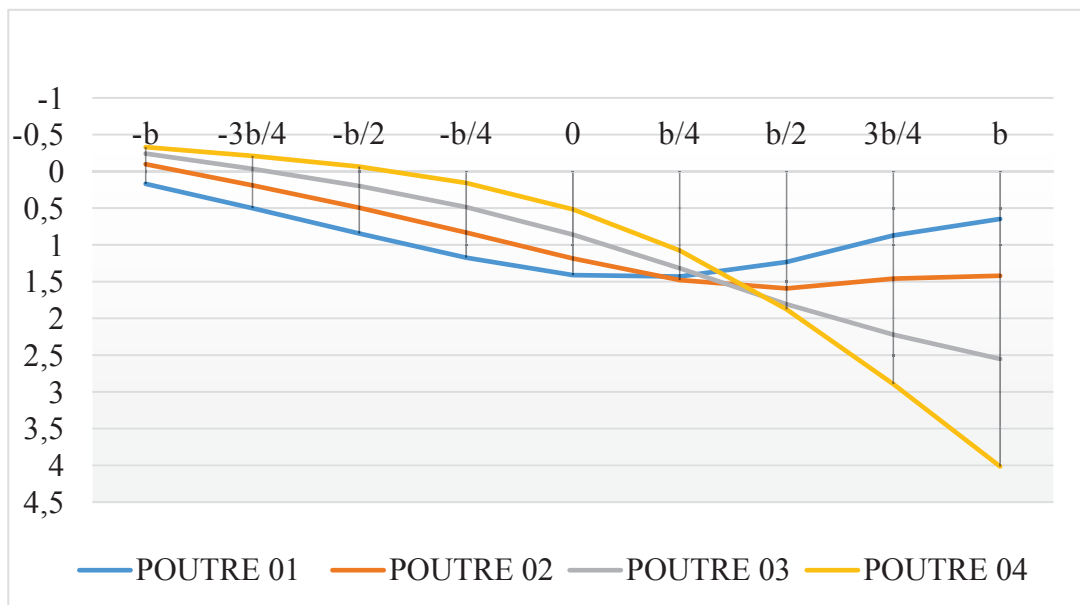


Figure V.18 Les lignes d'influence de chaque poutre

Tableau V.23 Tableau des valeurs de coefficient $K\alpha$ pour chaque poutre

$\theta = 0.67$		K alpha								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
P1	0,1698	0,5021	0,8441	1,1743	1,4116	1,4305	1,2328	0,8712	0,6460	
P2	-0,0976	0,1888	0,4952	0,8331	1,1854	1,4779	1,5924	1,4594	1,4203	
P3	-0,2420	-0,0347	0,1975	0,4865	0,8597	1,3184	1,8075	2,2204	2,5523	
P4	-0,3303	-0,2116	-0,0651	0,1564	0,5155	1,0759	1,8779	2,8948	4,0154	

V.4.2.4 Détermination de K_{moy} pour chaque type de chargement

Après avoir déterminé les lignes d'influences, on dispose convenablement nos surcharges suivant le règlement « fascicule 61 »

Dans le cas des charges concentrées ; la valeur sera directement lue sur le graphe, pour le système Bc par exemple ; on prendra la moyenne des valeurs trouvées pour chaque charge.

$$K_{moy} = \sum_{i=1}^n \frac{K_i}{n}$$

- **K** : ordonnée K au droit de la surcharge
- **N** : nombre d'axe de la surcharge

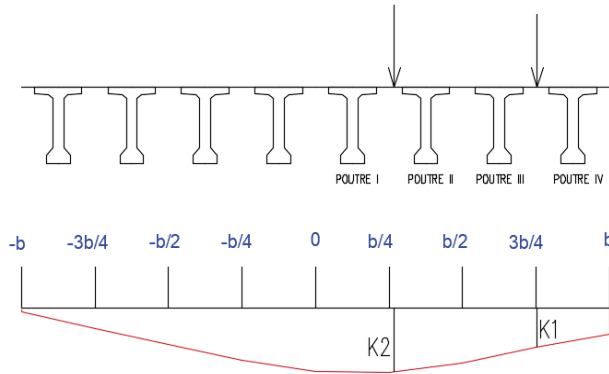


Figure V.19 calcul de K moy cas d'une charge concentrée

- Pour une charge uniformément répartie
AL, Mc120, D240.

$$K_{moy} = \frac{\text{surface de la ligne d'influence surchargée}}{\text{largeur surchargée}}$$

NB : les surfaces et les distance sont calculé en utilisant le logiciel AUTOCAD

Les résultats relatifs aux différentes poutres sont détaillés dans les tableaux qui suivent :

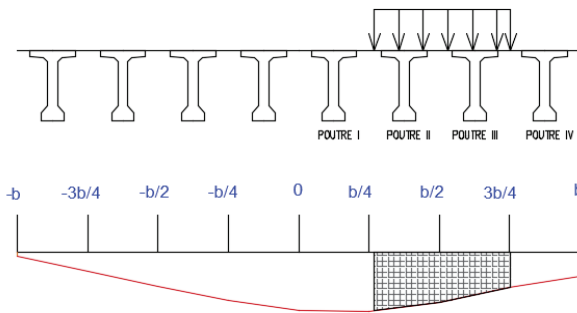


Figure V.20 calcul de K moy cas d'une charge répartie

Tableau V.24 Valeurs de K_{moy} pour les charges.

Convois		Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04
A(L)	1voie	1,165	1,525	1,826	2,017
	2 voies	1,255	1,338	1,342	1,280
	3 voies	1,094	1,038	0,961	0,892
Bc	1voie	0,993	1,511	2,093	2,627
	2 voies	1,169	1,494	1,769	1,972
	3 voies	1,219	1,361	1,444	1,472
Bt	1voie	1,035	1,522	2,037	2,471
	2 voies	1,210	1,454	1,640	1,744
Mc120		1,171	1,464	1,725	1,904
D240		1,370	1,456	1,374	1,204

CHAPITRE V. REPARTITION LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE

Tableau V.25 Tableau des moments réel max

		M ₀	Poutre 01		Poutre 02		Poutre 03		Poutre 04	
			K _{amoy}	M réel	K _{amoy}	M réel	K _{amoy}	M réel	K _{amoy}	M réel
Poids propre G		4926,01	1	4926,01	1	4926,01	1	4926,01	1	4926,01
A(L)	1 voie	643,07	1,165	748,96	1,525	980,87	1,826	1174,39	2,017	1296,98
	2 voies	1285,95	1,255	1613,59	1,338	1720,39	1,342	1726,26	1,280	1646,05
	3 voies	1736,18	1,094	1899,00	1,038	1801,96	0,961	1668,76	0,892	1548,45
Bc	1 voie	580,92	0,993	577,03	1,511	877,80	2,093	1215,58	2,627	1525,90
	2 voies	1074,05	1,169	1255,25	1,494	1604,37	1,769	1900,19	1,972	2118,03
	3 voies	1397,89	1,219	1703,79	1,361	1903,09	1,444	2018,27	1,472	2058,30
Bt	1 voie	419,68	1,035	434,47	1,522	638,71	2,037	854,97	2,471	1037,07
	2 voies	844,13	1,210	1021,04	1,454	1227,60	1,640	1384,10	1,744	1472,08
Mc120		1152,46	1,171	1349,70	1,464	1687,26	1,725	1987,88	1,904	2193,82
D240		1891,445	1,370	2590,57	1,456	2754,59	1,374	2599,55	1,204	2276,65

Combinaisons des charges : les combinaisons des charges sont retirées du Règlement des Charge pour le calcul des Pont Routier (RCPR2008) (art 6.2.2).

Tableau V.26 Combinaison de charge pour moment max

		COMBINAISON	Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04
ELS	G+1,2 Bc		6970,56	7209,71	7347,94	7395,97
	G+1,2A(l)		7204,81	7088,37	6928,52	6784,15
	G+1,2 Bt		6151,26	6399,13	6586,93	6692,50
	G+Mc120		6275,71	6613,27	6913,89	7119,83
	G+D240		7516,58	7680,60	7525,56	7202,66
ELU	1.35 G+1,6 A(l)		9688,51	9533,26	9320,13	9127,63
	1.35 G+1,6 Bc		9376,18	9695,05	9879,35	9943,39
	1.35 G+1,6 Bt		8283,78	8614,27	8864,67	9005,44
	1.35 G+1.35 Mc120		8472,21	8927,91	9333,75	9611,77
	1.35 G+1.35 D240		10147,38	10368,82	10159,51	9723,59

V.4.2.5 Conclusion :

La poutre la plus sollicitée c'est la poutre **02** sous la combinaison :

À ELS G+D240=7680.60 KN.m

À ELU 1.35 (G+D240) = 10368.82 KN.m

V.4.3 Vérification Automatique :

Après le calcul manuel des sollicitations et la répartition transversale sur toute la largeur de tablier avec la méthode de GUYON MASSONNET, on va vérifier les valeurs à l'aide d'un logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020, Le calcul des sollicitations avec ROBOT est basé sur une méthode purement numérique (la méthode des éléments finis) sur laquelle on discrétise le corps a des petits éléments qui ont des dimensions bien définies.

Les résultats obtenus sont les suivants :

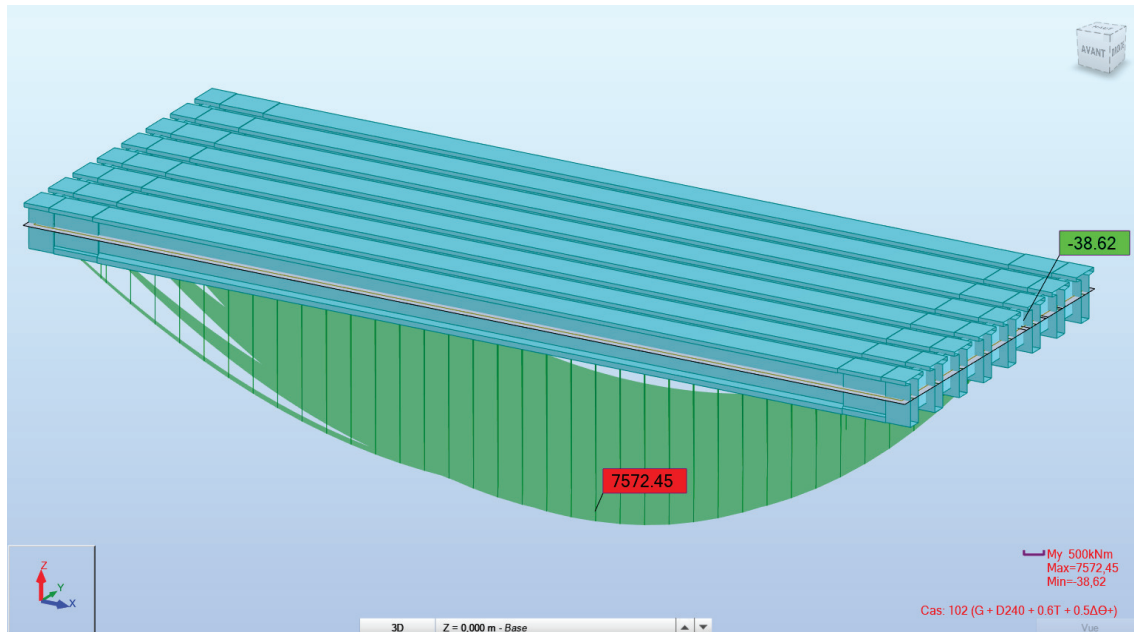


Figure V.22 Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

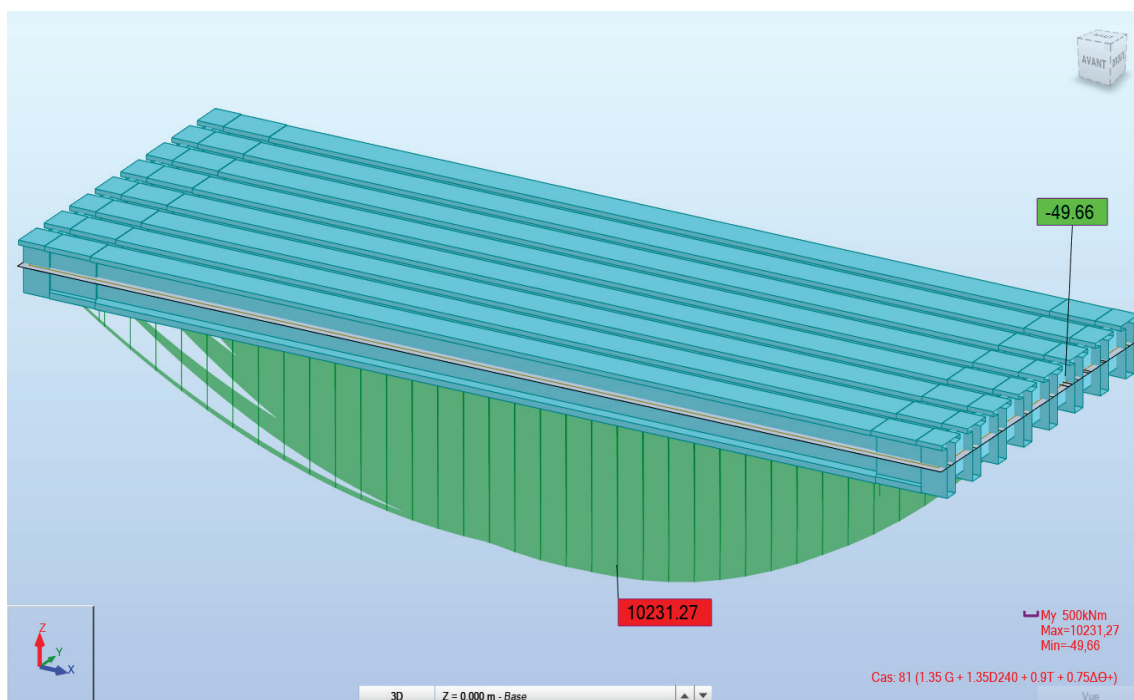


Figure V.21 Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

La poutre la plus sollicitée c'est la poutre **03** sous la combinaison :

- À ELS $G+D240=7572.45 \text{ KN.m}$
- À ELU $1,35(G+D240) = 10231.27 \text{ KN.m}$

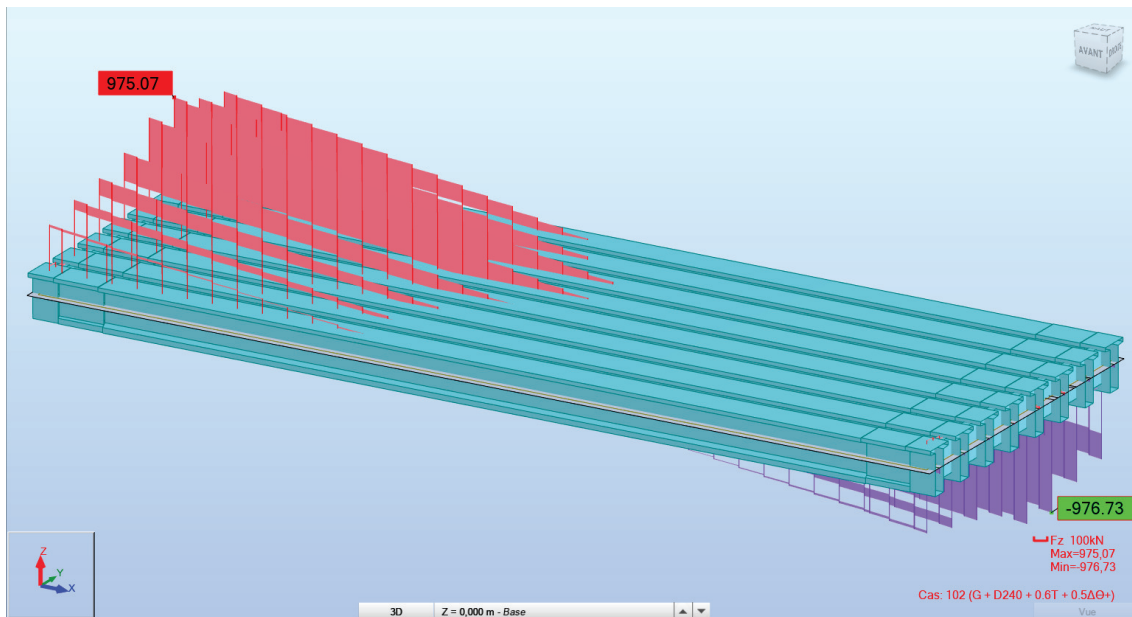


Figure V.23 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

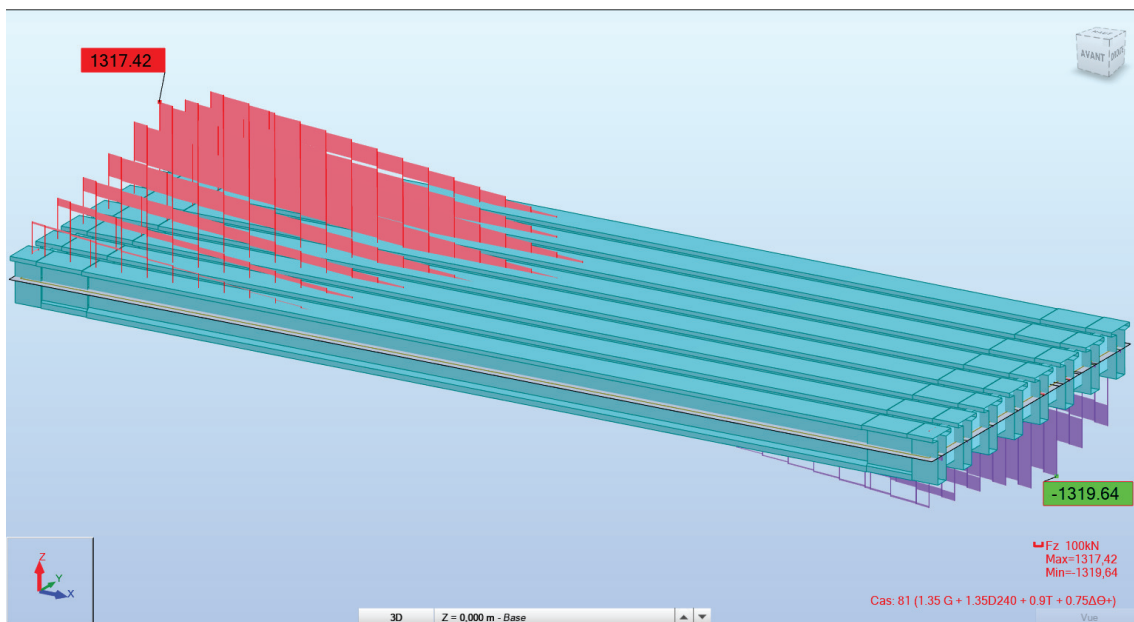


Figure V.24 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

La poutre la plus sollicitée c'est la poutre **03** sous la combinaison :

- À ELS $G+D240=975.07 \text{ KN}$
- À ELU $1.35(G+D240) = 1317.42 \text{ KN}$

Les résultats des diagrammes des sollicitations pour les autres combinaisons sont mentionnés dans l'**annexe**

Tableau V.27 Tableau récapitulatif et comparatif des moments maximaux

		Calcul manuel		Vérification automatique	
		Valeur	Sous la combinaison	Valeur	Sous la combinaison
ELS 1.41%	Moment fléchissant max (KN.m)	7680,604	G+D240	7572.45	G+D240
ELU 1.32%	Moment fléchissant max (KN.m)	10368,815	1.35 G+1.35 D240	10231.27	1.35G+1.35D240

Remarque :

L'erreur trouvée étant dans la marge admise à savoir <10% .

Les prochains calculs seront faits par les résultats obtenus numériquement.

V.5CONCLUSION

On a bien constaté, après avoir déterminé les moments fléchissant, que les résultats des deux méthodes de calcul sont proches avec un léger écart, et cela est dû principalement aux différences dans les hypothèses de calcul.



CHAPITRE VI

ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAİNTE

CHAPITRE VI. ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

VI.1 INTRODUCTION :

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton. Cette technique permet ainsi de réaliser des ouvrages soumis à des contraintes importantes (ponts) ou des éléments structuraux de faible épaisseur mais de portée importante (poutres, dalles). Nous abordons dans ce chapitre les étapes de l'étude de la précontrainte pour un pont à poutres en post-tension.

VI.2 DONNÉES DE CALCUL :

Tableau VI.1 Les données de l'ouvrage

H_{Poutre}	$H_{\text{Poutre+dalle}}$	L_{Poutre}	$L_{\text{porté}}$	N_{Poutre}	E_{dalle}	E_C	λ	LT_{cm}	B_{about}
1.75 m	2.0 m	35.5 m	34.5 m	8	0.25 m	0.03 m	1.7 m	1.2 m	0.55 m

Tableau VI.2 Les caractéristiques du béton

	F_{csup}	F_{cinf}	F_{t28}	σ_{bc}	σ_{bt}
La résistance (MPa)	35	27	2.7	21	-4.05

Tableau VI.3 Les caractéristiques des sections

	About		Médiane	
	Poutre seule	Poutre + dalle	Poutre seule	Poutre + dalle
B (m ²)	1,071	1.50	0.69	1.11
v' (m)	0,955	1.22	0.99	1.33
v (m)	0,795	0.78	0.76	0.68
I_G (m ⁴)	0,307	0.57	0.25	0.46
i^2 (m ²)	0.29	0.38	0.37	0.42
P	0.38	0.40	0.49	0.46

Tableau VI.4 Les caractéristiques des câbles 12T15

Câble	T15	D gaine	0,08 m
Nbr Toron	12	f	0,18 rd-1
A_p 1 Toron	140 mm ²	ϕ	0,002 m-1
A_{p1} Toron (m ²)	0,00014 m	g	6 mm
A_C (m ²)	0,00168 m	μ_0	0,43
f_{prg}	1770 Mpa	ρ_{1000h}	2,5%
F_{p0}	196,2 KN	E_p	190000 Mpa
f_{peg}	1593 Mpa	f_e	500 Mpa

Tableau VI.5 Les sollicitations calculées par logiciel

	M_{gp}	M_{max}	M_{min}	V_M	V_m
Résultats logiciel	2,57 MN .m	7.68 MN .m	4.95 MN .m	0.975 MN	0.604 MN

VI.3 PRÉCONTRAINTÉ PAR POST-TENSION :

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer. (Figure VI.1). Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est généralement mise en œuvre sur chantier.

➤ **Étapes générales de réalisation :**

- Placement des gaines dans le coffrage.
- Coulage du béton.
- Après le durcissement du béton, la mise en tension des câbles.
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
- L'injection d'un coulis de ciment.

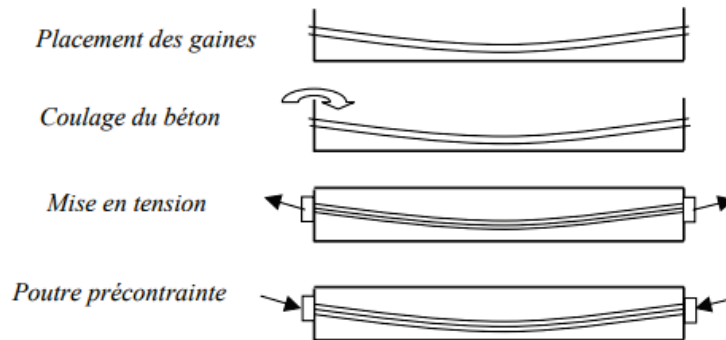


Figure VI.1 Etapes générales de réalisation

VI.4 DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTÉ :

VI.4.1 Valeur minimale de la précontrainte en service :

On détermine la valeur de la précontrainte minimale P_{min} tel que :

$$P_{min} = \max (P_I ; P_{II})$$

Avec :

$$P \geq P_I = \frac{\Delta M + \frac{l}{V'} \overline{\sigma_{bt1}} + \frac{l}{V} \overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h}$$

$$P \geq P_{II} = \frac{M_{max} + \frac{l}{V'} \overline{\sigma_{bt2}}}{V' + \rho \times V - d'}$$

Tableau VI.6 Calcul de P_{MIN}.

Détermination de P _{Min}			
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2,70 Mpa	P_I	2,938 MN
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4,05 Mpa	P_{II}	4,683 MN
d'	0,200 m	P_{min}	4,683 MN

VI.4.2 Détermination du nombre de câbles :

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{min}}{0,75 \times P_0}$$

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15 peut créer.

ΔP est estimé à 25 % de pertes.

$$P_0 = \min \{ (0,8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0,9 \times f_{peg} \times A_p) \}.$$

Tableau VI.7 Détermination du nombre de câbles

$\Delta P_0 =$	25 %
$T_0 =$	1416 MPa
$P_0 =$	2,35 MN
$n \geq$	2,65 câbles
Donc on opte pour 3 câbles de 12T15	

VI.5 PRE-VERIFICATION DES CONTRAİNTES :

Cette vérification se fait à mi-travée ($x = L/2$) selon les quatre phases suivantes :

- **Phase 1** : après 7 jours de coulage de béton de la poutre. La mise en tension est faite à 50%. Les pertes sont estimées à 5 %.

$$\sigma_{bcj} = 0,6 \times f_{cj}, \text{ en construction}$$

- **Phase 2** : après 28 jours, la mise en tension à 100 %. Les pertes sont estimées à 10 %.

$$\sigma_{bt1} = 1,5 \times f_{tj}, \text{ Hors section d'enrobage - en construction}$$

- **Phase 3** : après coulage de la dalle, cella ajout du poids propre de cette dernière . Les pertes sont estimées à 15%.

$$\sigma_{bt2} = 0,7 \times f_{tj}, \text{ Section d'enrobage - en construction}$$

- **Phase 4** : en service, le moment se maximise et les pertes sont estimées à 25 %.

$$f_{cj} = j \times 4,76 + 0,83 f_{c28}, \text{ Si } j < 28j. \text{ Selon BAEL 91 mod 99.}$$

Les vérifications à faire sont : $\begin{cases} \sigma_{bt2} < \sigma_{inf} < \sigma_{bc} & \text{Au niveau de la fibre inférieure} \\ \sigma_{bt1} < \sigma_{inf} < \sigma_{bc} & \text{Au niveau de la fibre supérieure} \end{cases}$

Tel que :

$$\sigma_{inf} = \frac{p}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I}$$

Et

$$\sigma_{sup} = \frac{p}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{V}{I}$$

Avec :

$$e_0 = v' - d$$

CHAPITRE VI. ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

Tableau VI.8 Caractéristiques et résultats de chaque vérification des contraintes.

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
La mise en tension	50%	100%	100%	100%
Les pertes considérées	5%	10%	15%	25%
f_{cj} (MPa)	23,18	35,00	35,00	35,00
f_{tj} (MPa)	1,99	2,70	2,70	2,70
σ_{bc} (MPa)	13,91	21,00	21,00	21,00
$\overline{\sigma}_{bt1}$ (MPa)	-2,99	-4,05	-4,05	-4,05
$\overline{\sigma}_{bt2}$ (MPa)	-1,39	-1,89	-1,89	-2,70
N° câbles	3	3	3	3
e_0 (m)	0,79	0,79	1,13	1,13
M (MN. m)	2,57	2,57	4,097	7,68
P (MN)	3,35	6,36	6,00	5,297
σ_{sup} (MPa)	4,67	4,67	1,51	7,26
σ_{inf} (MPa)	5,12	5,12	12,99	-0,17
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Les hypothèses considérées (tension de câble, pertes) vérifient les contraintes normales en chaque phase donc on peut les adopter.

VI.6 TRACE DES CÂBLES DE PRÉCONTRAINTÉ :

VI.6.1 Principe

Après avoir défini les sollicitations, les caractéristiques des sections et la précontrainte (P et e_0), il faut déterminer le tracé à donner aux câbles dans les sections tout au long de la poutre.

La poutre est isostatique, la précontrainte P et l'excentricité e_0 s'appliquent dans la section centrale la plus sollicitée. Les câbles sont relevés près des appuis pour reprendre les efforts tranchants (car il n'y a plus d'efforts de flexion au droit des appuis). Il est à noter l'exception : les câbles sont droits lorsqu'on utilise des fils adhérents.

En section médiane, la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort

CHAPITRE VI. ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAİNTE

tranchant. Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à un espacement constant, de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

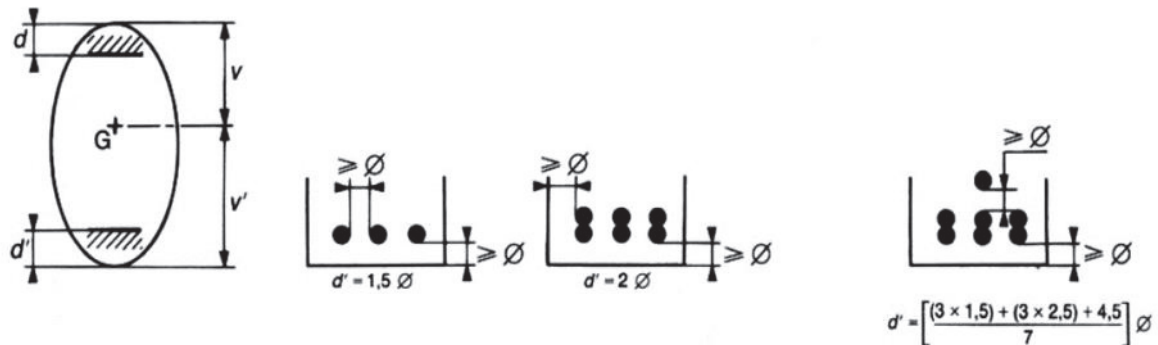


Figure VI.2 Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

VI.6.2 Détermination du tracé :

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2^{ème} degré :

$$\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$$

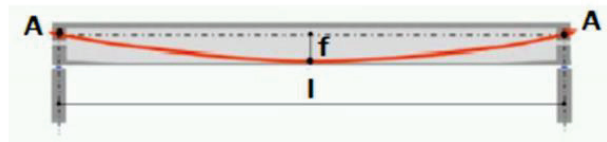


Figure VI.3 Géométrie des câbles.

ℓ : est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole .

f : est la flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole.

- Pour la suite de calcul, on doit fixer la position des câbles a $x = l/2$, toute en suivant la 3^{ème} disposition des câbles.
- Pour $x=0$, on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage. On opte pour des plaques d'ancrages $A \times B = 240 \times 200 \text{mm}^2$

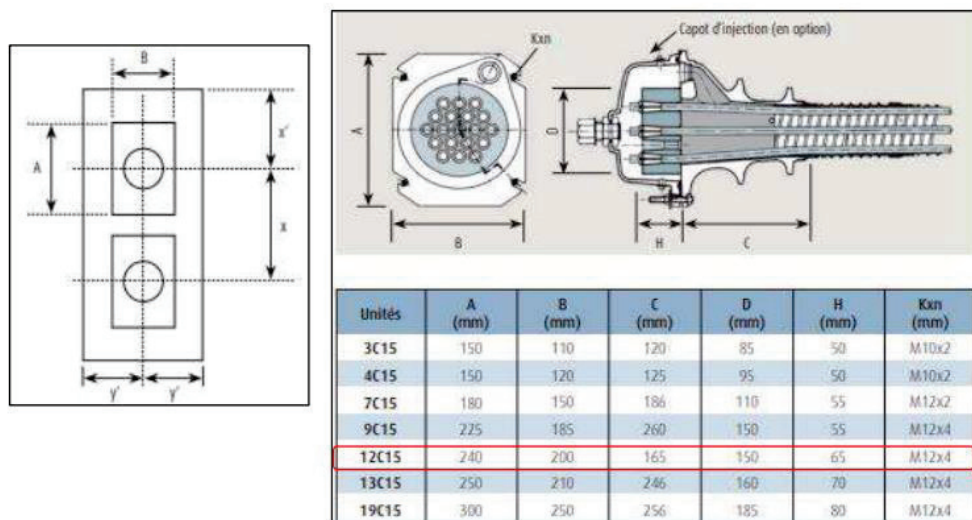


Figure VI.4 Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.

Tableau VI.9 Position des câbles.

		X = 0.15	X = L/2
	Yi (m)		Yi (m)
C1	0,77		0,12
C2	1,09		0,2
C3	1,41		0,36

- Les câbles présentent un alignement droit sur une distance de 1 m à partir d'ancrage.
- L'angle de déviation β sur une longueur peut être calculé par l'équation :

$$B(l) = 4 \times \frac{f}{l}$$

- L'angle de relevage α à $x = 0$ est donné par la formule suivante :

$$\text{Arcsin}\left(\frac{VM - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{VM + \bar{V}}{P}\right)$$

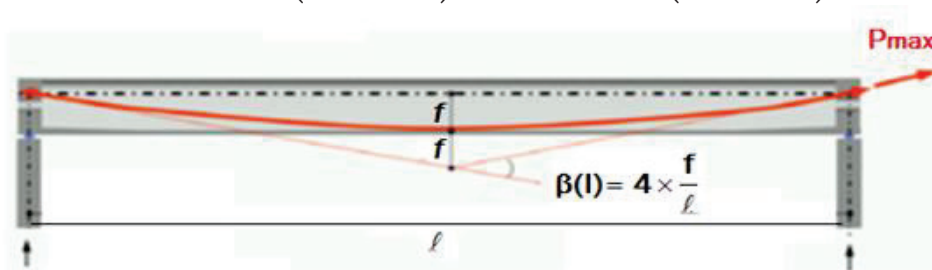


Figure VI.5 L'angle de déviation des câbles.

L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\alpha_{OP} = \text{Arcsin}\left(\frac{VM + Vm}{2P}\right)$$

Avec :

- \bar{V} : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about : $\bar{V} = \bar{T} \times b_n \times 0.8h$;
- $\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limitée en état limite de service : $\bar{\tau} = \frac{[0,4 \times ftj \times (ftj + \sigma_x)]}{2}$;
- σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre : $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$;
- B_n : Surface nette de la section d'about + hourdis : $B_n = B_{brute} - n \cdot B_{gaine}$;

CHAPITRE VI. ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAÎNTE

- b_n : Largeur nette de la section d'about + hourdis : $b_n = b_o - n \times \varphi$;
- n : Nombre de gaines par lit ;
- b_0 : Largeur brute ;
- B_{gaine} : Surface de la gaine ;
- $\varphi = 8$ cm : Diamètre de la gaine.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.10 Caractéristiques du tracé des câbles

b_n	0,47 m
B_n	1,48 m ²
P	5,30 MN
σ_x	3,58 MPa
$\bar{\tau}$	2,60 MPa
\bar{V}	1,96 MPa

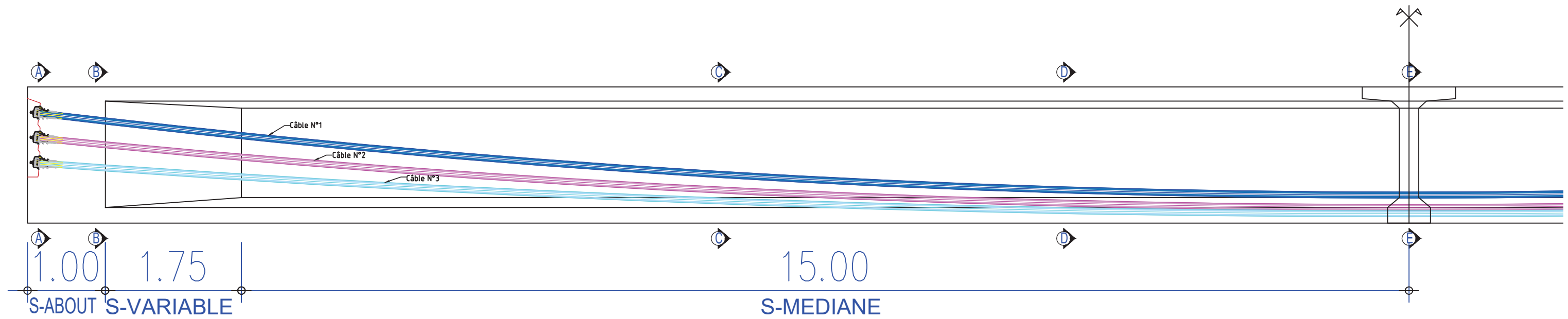
L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance de 1m à partir de son ancrage :

$$-10,69 \leq \alpha \text{ (}^\circ\text{)} \leq 28,92$$

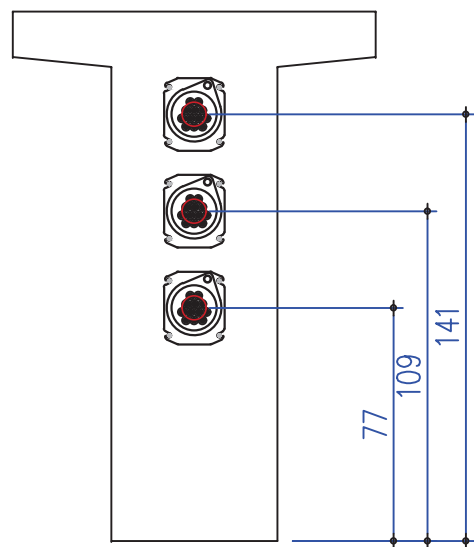
$$\alpha_{C1} = 4,13 \quad \alpha_{C2} = 5,65 \quad \alpha_{C3} = 6,66$$

Tableau VI.11 L'angle de déviation β

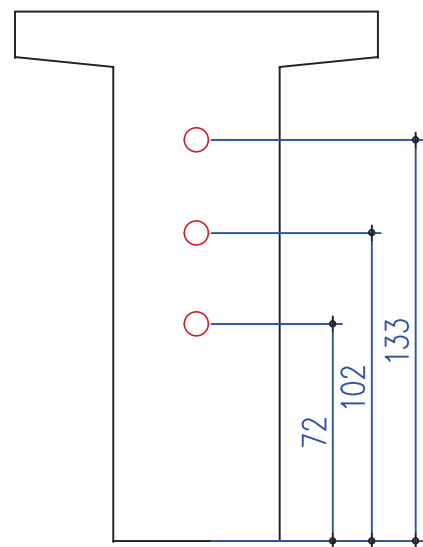
N° câble	l (m)	α_{rel}	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0,15	x=1	x=17,75			
C1	33,5	4,13	0,77	0,578	0,12	0,578	242,79	0,069
C2	33,5	5,65	1,09	0,79	0,2	0,79	177,33	0,094
C3	33,5	6,66	1,41	0,93	0,36	0,93	150,32	0,111



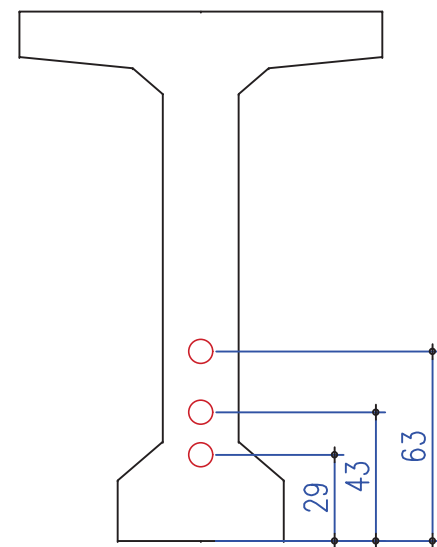
S-ABOUT A-A ECH:1/15



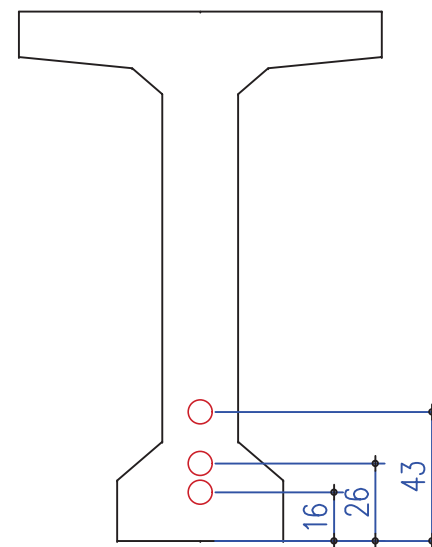
S-ABOUT B-B ECH:1/15



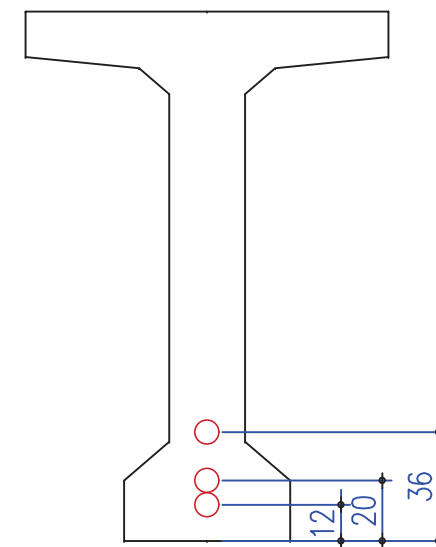
S-MEDIANE C-C ECH:1/15



S-MEDIANE D-D ECH:1/15



S-MEDIANE E-E ECH:1/15



CARACTERISTIQUE DE CABLE

Type de câble : 12T15
 Section $A_p = 1680 \text{ mm}^2$
 Classe : 1 770
 Module d'élasticité :
 190 000 MPa
 Nombre de câbles : 3

VI.7 CALCUL DES PERTES

VI.7.1 Pertes de tension instantanées :

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage.
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton. La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée : $\Delta\sigma_p(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension Initiale, est notée $\sigma_p(x) = \sigma_{p0}(x) - \Delta\sigma_{pi}(x)$.

➤ Pertes par frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x », sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\sigma_\varphi(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e [-(f \times \beta + \varphi \times x)])$$

- σ_{p0} : La tension à l'origine ;
- e : La base des logarithmes népériens ;
- f : Coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}) ;
- β : Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd) ;
- φ : Coefficient de frottement en ligne (m^{-1}) ;
- x : La distance de la section considérée (m) ;

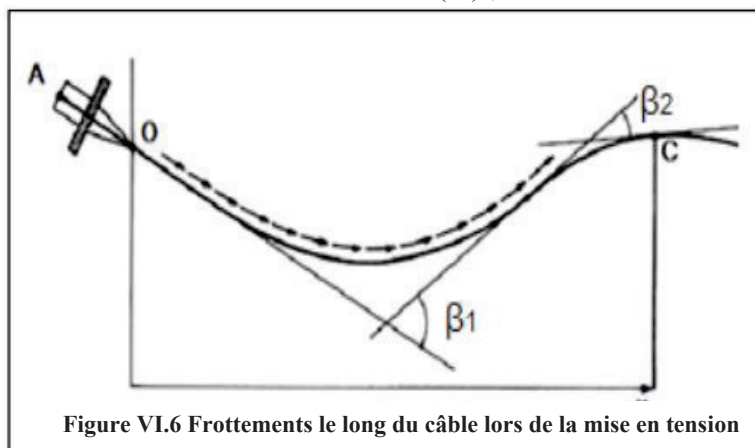


Figure VI.6 Frottements le long du câble lors de la mise en tension

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 Valeurs des pertes dues aux frottements

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	$\Delta\sigma_\varphi(\text{MPa})$	$\Delta\sigma_{\varphi Moy}(\text{MPa})$	$\Delta\sigma_{\varphi Moy}(\%)$
C1	17,75	0,069	0,048	66,25	71,73	5,07%
C2	17,75	0,094	0,053	72,43		
C3	17,75	0,111	0,056	76,52		

➤ Pertes dues au recul d'ancrage

Après mise en tension, on relâche le vérin pour laisser les mors (clavettes) se bloquer, ceux-ci reculent de quelques millimètres. Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble, notée perte par recul d'ancrage. Cette perte est inévitable, mais selon la technologie des vérins de mise en tension elle peut prendre des valeurs de 2 à 10mm.

Le paramètre connu est la valeur g du recul, que l'on trouve dans la notice technique du système de précontrainte. Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse $x < d$ est :

$$\Delta\sigma_g = 2 \times \sigma_{P0} \times k (d - x)$$

Avec :

- $\mathbf{K(x)}$: En fonction de l'abscisse x : $k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi$;
- $\mathbf{\ell}$: Longueur de la moitié de la poutre ;
- \mathbf{d} : Longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage : $d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{P0} \times K}}$

Tableau VI.13 Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_P$ (l/2)	$\Delta\sigma_P$ (0)
C1	17,75	0,0027	17,27	0	132,03
C2	17,75	0,0030	16,50	0	138,20
C3	17,75	0,0031	16,04	0	142,16

➤ Pertes par déformation instantanée du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures, et égale dans une section donnée :

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_{bi}$$

Avec :

- σ_{bi} : contrainte parabole du béton : $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{p \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$
- P : Effort de précontrainte : $P = n \times A_p (\sigma_{P0} - \Delta\sigma_{\varphi Moy})$;
- A_p : Section du câble de précontrainte ;
- E_p : Module d'élasticité de l'acier ;
- E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton ;
- e : Excentricité moyenne des câbles ;
- M_p : Moment dû au poids propre de la poutre ;
- I_G : Moment d'inertie de section médiane seule.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton

M_g	E_{ij}	e	B	I_G	N°câble	σ_{bi}	σ_e	σ_e
2.57MN	35981.73MPa	0.76	0.69	0.25	3	17.28MPa	45.63MPa	3.22%

VI.7.2 Pertes différées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- Perte de tension due au retrait du béton.
- Perte de tension due au fluage du béton.
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier

La valeur totale de ces pertes de tension, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée $\Delta\sigma_{pd}(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension finale, est notée :

$$\sigma_{pf}(x) = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pd}(x) .$$

➤ Pertes par retrait

Les câbles liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\xi r [1 - r(t_0)]$, avec :

- ξr : Retrait final, $\xi r = 2 \times 10^{-4}$;
- $r(t)$: Loi d'évolution du retrait en fonction du temps ;
- La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré : $\Delta\sigma_r \approx E_p \times \xi r$

✓ Application Numérique :

Tableau VI.15 Valeurs des Pertes par retrait

E_p	190 000 MPa
$\Delta\sigma_r$	38,00 MPa
$\Delta\sigma_r$	2,68 %

➤ Perte par fluage

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

σ_b : Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application.

j : L'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{p \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

CHAPITRE VI. ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAİNTE

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16 Valeur des Pertes par fluage

M_p (MN .m)	I_{nette} (m ⁴)	B (m ⁴)	V' (m)	e_0 (m)	P (MN)	σ_b (MN)	σ_{fl} (MN)	σ_{fl} (%)
4.95	0.4630	1.1143	1.325	1.10	6.48	10.94	144.48	10.20

➤ Perte par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et de son traitement. La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} + \left(\frac{\sigma_{ij}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$$

- ρ_{1000} (%) : coefficient relaxation à 1 000 heures ;
- μ_0 : Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.17 Pertes par relaxation

$\Delta\sigma_p$	59,16 MPa
$\Delta\sigma_p$	4,18 %

VI.7.3 Perte de tension différée totale :

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{reel} = 16.37 \%$$

VI.7.4 Pertes totales

On observe que le pourcentage des pertes a long termes ne dépasse pas celui des pertes estimées a (25%)

Tableau VI.18 Pertes totales

	MPa	%
$\Delta\sigma_{inst}$	117,36	8,29
$\Delta\sigma_{diff}$	231,78	16,37
$\Delta\sigma_{Total}$	349,15	24,66

VI.8 VERIFICATION DES CONTRAİNTES :

Dans ce paragraphe, on va vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires dictées par les règles en vigueur.

VI.8.1 Caractéristiques nettes des sections :

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits ou les gaines. Elle est utilisée pour le calcul des contraintes à l'ELS en classe I et II. Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel AutoCad 2018.

CHAPITRE VI. ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAİNTE

Tableau VI.19 Caractéristiques nettes des sections.

	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,75	2,00	1,75	2,00	1,75	2,00	1,75	2,00
B_{nette}(m²)	1,0555	1,4960	0,6742	1,0992	0,6742	1,0992	0,6742	1,0992
v_n (m)	0,7950	0,7840	0,7522	0,6631	0,7486	0,6608	0,7473	0,6601
v'_n (m)	0,9550	1,2160	0,9978	1,3369	1,0014	1,3392	1,0027	1,3399
I_{nG} (m⁴)	0,3056	0,5670	0,2484	0,4512	0,2454	0,4465	0,2442	0,4448
ρ (%)	38,1351	39,7559	49,0892	46,3036	48,5544	45,9018	48,3382	45,7516

VI.8.2 Limitation des contraintes :

Les contraintes limites de calcul sont regroupées dans le tableau au-dessous :

Tableau VI.20 Limitation des contraintes

j ≥ 28 jours	$\overline{\sigma}_{bcj}$	21 MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Féquente
	$\overline{\sigma}_{bt1}$	-4,05 MPa	
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1,89 MPa	Exécution
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-2,7 MPa	Q.Rares
j ≥ 7 jours	$\overline{\sigma}_{bcj}$	13,91 MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Féquente
	$\overline{\sigma}_{bt1}$	-2,99 MPa	
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1,39 MPa	Exécution
	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1,99 MPa	Q.Rares

VI.8.3 Justifications de la poutre à l'ELS

La précontrainte est représentée pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P₁ et P₂ avec :

$$P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P$$

$$P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P ;$$

$$P_0 = 2,35 MN$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

CHAPITRE VI. ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

Tableau VI.21 Caractéristiques de chaque phase de vérification

	Ncables	%Mt	ΔP	P1	P2	dx=0.5	dx=L/4	dx=3L/8	dx=L/2
Phase1	3	50	4,14	3,48	3,28	1,06	0,45	0,28	0,23
Phase2	3	100	8,29	6,73	6,22	1,06	0,45	0,28	0,23
Phase3	3	100	12,38	6,50	5,87	1,06	0,45	0,28	0,23
Phase4	3	100	24,66	5,81	4,83	1,06	0,45	0,28	0,23

VI.8.4 Justification des contraintes normales

On va vérifier la condition suivante :

$$\overline{\sigma_{bt1}} < \sigma_{inf} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma_{bt2}} < \sigma_{sup} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{p}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{sup} = \frac{p}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{V}{I}$$

Avec :

- P : Effort de précontrainte.
- B_n : Surface nette de la section considérée.
- I_n : Inertie nette de la section considérée.
- e₀ : Excentricité du câble de précontraint moyen.
- M : Moment extérieur.
- V : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.22 Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2

	Phase 1				Phase 2				
	x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	
e (m)	-0,10	0,55	0,72	0,78	-0,10	0,55	0,72	0,78	
M_{Els}	0,00	1,89	2,40	2,57	0,00	1,89	2,40	2,57	
P₁ (MN)	3,48	3,48	3,48	3,48	6,73	6,73	6,73	6,73	
P₂ (MN)	3,28	3,28	3,28	3,28	6,22	6,22	6,22	6,22	
σ_p(MPa)	σ_{sup}	0,00	5,74	7,33	7,87	0,00	5,74	7,33	7,87
	σ_{inf}	0,00	-7,61	-7,12	-10,56	0,00	-7,61	-9,81	-10,56
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	4,22	-0,61	-2,45	-3,11	8,16	-1,18	-4,74	-6,00
	σ_{inf}	2,19	12,84	15,36	16,27	4,24	24,81	29,70	31,45
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	3,98	-0,58	-2,31	-2,93	7,54	-1,09	-4,38	-5,54
	σ_{inf}	2,07	12,10	14,48	15,34	3,92	22,91	27,42	29,04
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	4,22	5,12	4,88	4,76	8,16	4,55	2,59	1,87
	σ_{inf}	2,19	5,23	8,24	5,71	4,24	17,20	19,89	20,89
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	3,98	5,16	5,02	4,94	7,54	4,64	2,95	2,33
	σ_{inf}	2,07	4,49	7,36	4,78	3,92	15,30	17,61	18,48

Tableau VI.23 Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4

		Phase 3				Phase 4			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,16	0,89	1,05	1,11	0,16	0,89	1,05	1,11
M_{EIs}		0,00	3,00	3,80	4,066	0	5,724	7,118	7,57
P₁ (MN)		6,50	6,50	6,50	6,50	5,81	5,81	5,81	5,81
P₂ (MN)		5,87	5,87	5,87	5,87	4,83	4,83	4,83	4,83
σ_p(MPa)	σ_{sup}	0,00	4,40	5,62	6,03	0,00	8,41	10,53	11,24
	σ_{inf}	0,00	-8,87	-11,39	-12,25	0,00	-16,96	-21,35	-22,81
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2,91	-2,56	-4,24	-4,83	2,60	-2,29	-3,78	-4,31
	σ_{inf}	6,57	23,01	26,49	27,73	5,87	20,55	23,67	24,77
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2,63	0,34	-0,50	-4,36	5,03	0,65	-0,94	-3,59
	σ_{inf}	5,93	20,77	23,92	25,03	4,88	17,09	19,68	20,60
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2,91	1,84	1,38	1,21	2,60	6,12	6,75	6,92
	σ_{inf}	6,57	14,13	15,10	15,48	5,87	3,59	2,32	1,96
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2,63	4,75	5,12	1,68	5,03	9,06	9,59	7,65
	σ_{inf}	5,93	11,90	12,53	12,78	4,88	0,13	-1,67	-2,21

VI.8.5 Justification des contraintes tangentielles

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage, la vérification des contraintes tangentielle sera calculée pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0.4 \times f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 \times f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_2^2$$

Si $\sigma_x < 0.4 f_{cj}$ on a $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$; donc on vérifié juste que $\tau < \bar{\tau}_1$

- τ : Contrainte tangentielle ;
- σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

Détermination de la contrainte normale «σ_x»

$$\sigma_x = \frac{P}{Bn} \text{ , avec : } P = \sum_{i=1}^4 P_i \cos \alpha_i$$

- **P** : Effort de précontrainte.
- **Bn** : Surface nette de la section considérée.

CHAPITRE VI. ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAİNTE

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.24 Effort de précontrainte

		Pcos α	Psin α
P1	1,77	1,77	0,13
P2	1,77	1,76	0,17
P3	1,77	1,76	0,21
Somme		5,30	0,51

➤ Détermination de la contrainte tangentielle « τ »

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{v_{red} - S_n(y)}{I_n \times b_n}$$

Avec : $v_{red} = v_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$

- v_{red} : Effort tranchant réduit ;

- S_n : Moment statique net par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique celui de la poutre + hourdis).

- b_n : Largeur nette de la section.

- I_n : Moment d'inertie net de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.25 Contrainte tangentielle « τ »

B_n	1,50	v_{Ser} (MN)	0,98	I_n (m⁴)	0,57
σ_x (MPa)	3,54	v_{red} (MN)	0,47	b_n (m)	0,47
τ_1 (MPa)	2,34	S_n (MN)	0,46	τ (MPa)	0,81

On constate que $\tau = 0.81 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 2.34 \text{ MPa}$. Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

VI.8.6 Armatures des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale A_s (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL)

$$A_s = \frac{B_t}{1000} \times \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} + \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right)$$

Avec :

- B_t : Aire de la section du béton en traction. $B_t = 0,2064 \text{ m}^2$

- σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction. $\sigma_{Bt} = 2,21 \text{ MPa}$

- N_{Bt} : La résultante des contraintes de traction correspondantes. $N_{Bt} = 0,262MN$

D'où : $A_s = 2,52 \text{ cm}^2$

On prend $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA10$

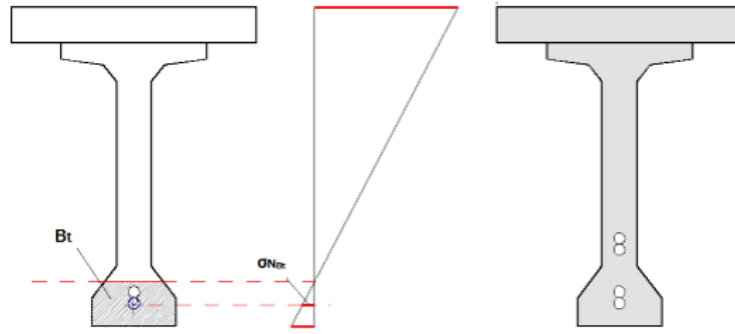


Figure VI.7 Diagramme des contraintes à mi travée

VI.8.7 Justifications de la poutre a l'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et d'autre part, celle des bielles comprimées. La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \quad ; \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ$$

D'où :

- σ_x, σ_y : Représentent les contraintes normales au niveau de G.

$$- \sigma_x = \frac{P}{Bn} ;$$

- τ_u : Contrainte tangentielle ultime.

$$\text{Avec } \tau_u = \frac{V_{u,red} - S_n(y)}{l_n \times b_n}$$

Tableau VI.26 Détermination de l'angle β_u .

$V_{ult}(\text{MPa})$	1,32	$\sigma_x (\text{MN})$	3,54	$I_n (\text{m}^4)$	0,57
$V_{red}(\text{MPa})$	0,81	$\tau_u(\text{MPa})$	1,41	$b_n (\text{m})$	0,47
$S_n (\text{m}^3)$	0,46	β_u	19,27°	$Bn (\text{m}^2)$	1,50
On prend : $\beta_u = 30^\circ$					

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t , donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left[\tau_u - \frac{f_t}{3} \right] \times \tan \beta_u$$

Avec :

- A_t : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.
- S_t : Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.

- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- $\gamma_s = 1,15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.
- b_n : Largeur nette de la section d'appui

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 3,17 \text{ cm}$$

Le pourcentage minimum a disposer :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 6,486 \text{ cm/m}$$

On pose: $A_t = 1,57 \text{ cm}^2 = 2\text{HA}10$

$$b_n = 0,55 - 0,08 = 47 \text{ c.}$$

$$\frac{1,57}{47 \times S_t} \times \frac{500}{1,15} \geq 0,6 \rightarrow S_t = 24,20 \text{ cm.}$$

Ces armatures sont caractérisées par leurs sections A_t incluant les armatures de peau et leur espacement S_t qui est tel que :

$$S_t = 0,24 \text{ m} < \min(0,8h, 0,3b \text{ âme}, 1\text{m}) = \min(1,6 ; 7,5 ; 1) = 1 \text{ m}$$

$$S_t = 12,5 \text{ cm pour la section d'about, et } S_t = 20 \text{ cm pour la section médiane.}$$

Nous retiendrons donc un cadre **HA 12** avec un espacement 20cm . La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

$$1,41 < 5,83 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VI.8.8 Armatures passive transversale des poutres

VI.8.8.1 Armatures de peau

Des armatures passives dénommées armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie des pièces prismatiques.

$$A_{\min} \geq \text{Max} \begin{cases} 3 \text{ cm}^2/\text{m de longueur mesuré sur la section droite de l'ouvrage} \\ 0,1\% \text{ de la section de la poutre} \end{cases}$$

- **Pour la section médiane :**

$$0,1\%B = 0,001 * 6893 = 6,893 \text{ cm}^2.$$

On choisit une armature de **5HA14** avec un espacement de 25 cm.

- **Pour la section d'about :**

$$0,1\%B = 0,001 * 10706 = 10,706 \text{ cm}^2$$

On choisit une armature de **7HA14** avec un espacement de 25 cm.

VI.8.8.2 Ferrailage de cadre

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficace donc ancrées au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenue en croisant les aciers dans l'âme, on choisit un cadre **HA10**

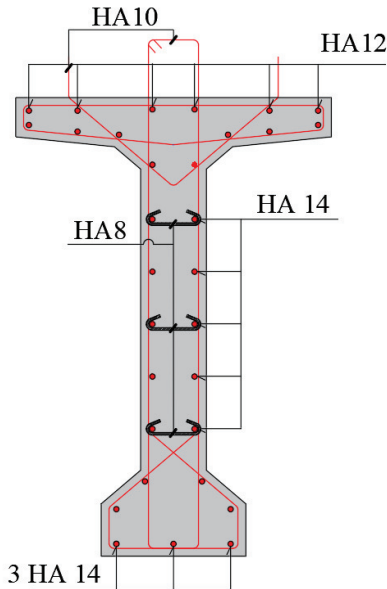


Figure VI.9 ferrailage de la poutre médiane

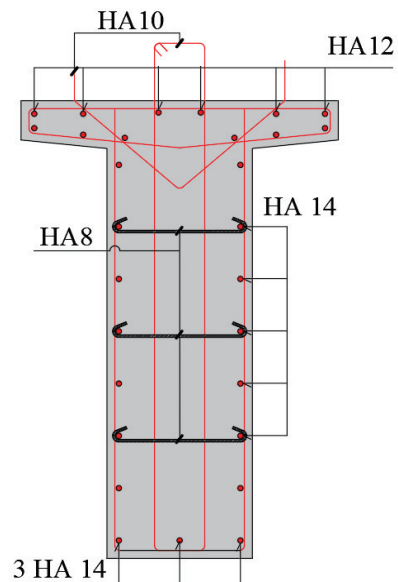


Figure VI.9 Ferrailage de la poutre d'about

VI.9 CONCLUSION

L'étude de la précontrainte, nous a permis de vérifier que le câblage choisit satisfait les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en zone courante. Les poutres sont ensuite surmontées par un hourdis qui permet l'emplacement des équipements sur le tablier. Ces derniers seront traités dans le chapitre suivant.



CHAPITRE VII

ÉTUDE DU TABLIER

VII.1 INTRODUCTION

La dalle d'un pont à poutres est un élément de structure plane, dont la fonction principale est de transmettre les charges qui s'appliquent sur le pont vers les poutres, en créant des sollicitations de flexion et de cisaillement à son niveau. Ainsi, les équipements dans les ouvrages d'art jouent un rôle important dans l'exploitation, la sécurité, la durabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers. Pour cela, nous allons traiter dans ce chapitre l'étude du tablier et les dispositifs nécessaires dans l'ouvrage, leurs modèles, dimensions et vérifications.

VII.2 FLÈCHES ET CONTRE FLÈCHES

La flèche due au poids propre est déterminée à partir du modèle de calcul. Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (flèche de la précontrainte).

➤ Flèche due au poids propre

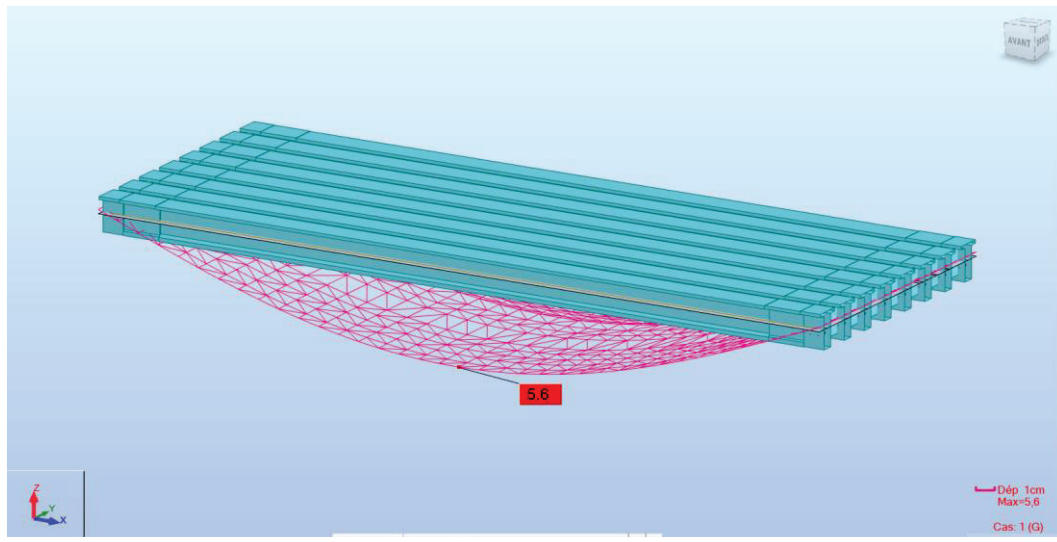


Figure VII.1 Flèche maximale de la poutre due au poids propre.

D'après ce diagramme, on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre (poutres, entretoises, dalle, équipements) est égale à :

$$f_G = 5.6 \text{ cm}$$

➤ Flèche de la précontrainte

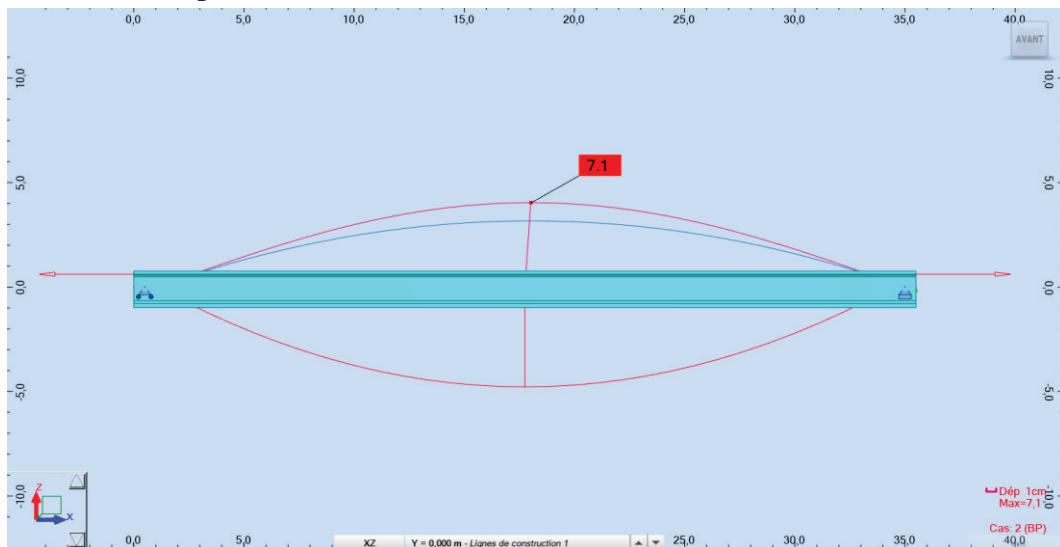


Figure VII.2 La flèche maximale de la précontrainte de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

CHAPITRE VII. ÉTUDE DU TABLIER

D'après ce diagramme, on constate que la contre flèche maximale de la poutre due à la mise en tension à 100% des câbles de précontrainte est égale à :

$$f_p = -7.1 \text{ cm}$$

➤ **Flèche de construction**

$$f_c = 3/4(f_p - f_G) = 3/4 (7.1 - 5.6) = 1.125 \text{ cm} \rightarrow f_c = 1.125 \text{ cm}$$

➤ **Flèche maximale à ELS**

La flèche maximale à l'ELS est donnée par le diagramme suivant :

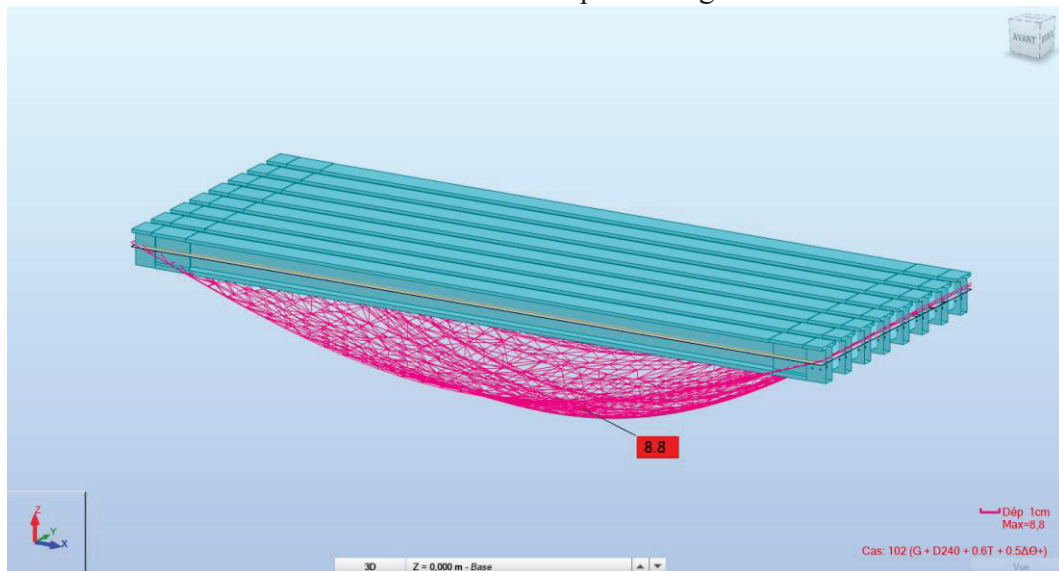


Figure VII.3 La flèche maximale de la poutre à ELS.

D'après le diagramme ci-dessus, on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est égale à :

$$f_{ELS} = 8.8 \text{ cm}$$

➤ **Flèche totale**

La flèche totale maximale est donnée par la somme des différentes flèches déjà calculées.

$$f = f_{ELS} + f_p + f_c \rightarrow f = 2.825 \text{ cm}$$

La flèche admissible f_{ELS} : $L/500 = 7.1 \text{ cm}$

La flèche calculée : $f = 2.825 \text{ cm}$, On a : $f_{ELS} > f$ (vérifiée)

VII.3 ÉTUDE DE L'HOURLDIS

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ces entretoises, dont il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier. Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- **Une flexion longitudinale** : la précontrainte au niveau des poutres reprend ces efforts.
- **Une flexion transversale** : le ferrailage passif de la dalle reprend ces efforts.

Donc, on va traiter que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

VII.3.1 Géométrie de l'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- Epaisseur : 25 cm
- Largeur : 13.25 m
- Longueur : la longueur de l'ouvrage.

VII.3.2 Evaluation des efforts

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égales aux dimensions réelles. Les charges appliquées sur la dalle sont le poids propre, le poids des équipements, ainsi que leurs combinaisons correspondantes. Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous représentant les moments de la flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS) sont :

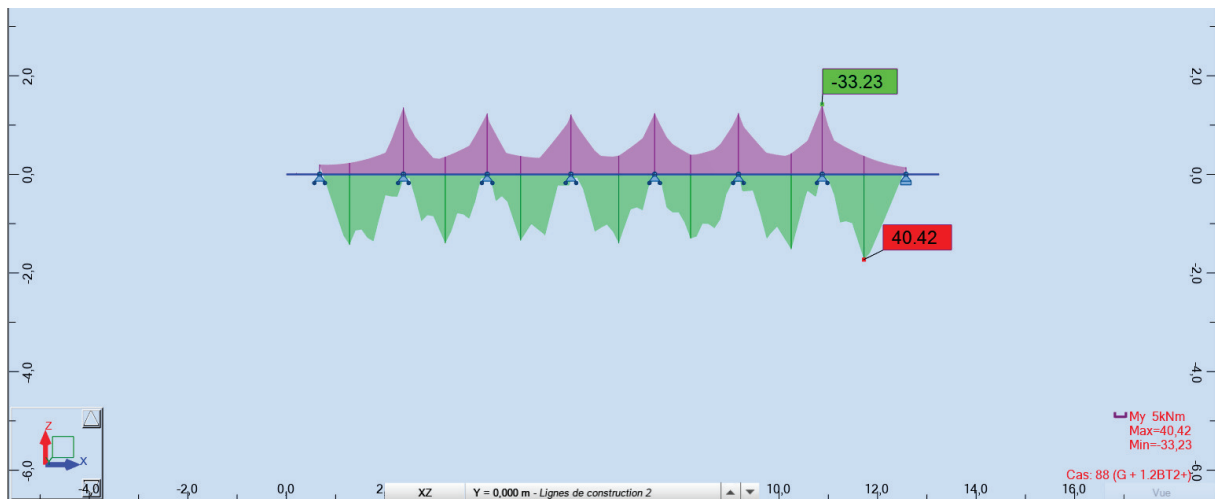


Figure VII.4 Moment de la dalle à ELS

Donc les moments max à l'ELS sont :

- Fibre supérieure : $M_{ELS} = -33.23$ KN.m.
- Fibre inférieure : $M_{ELS} = 40.42$ KN.m.

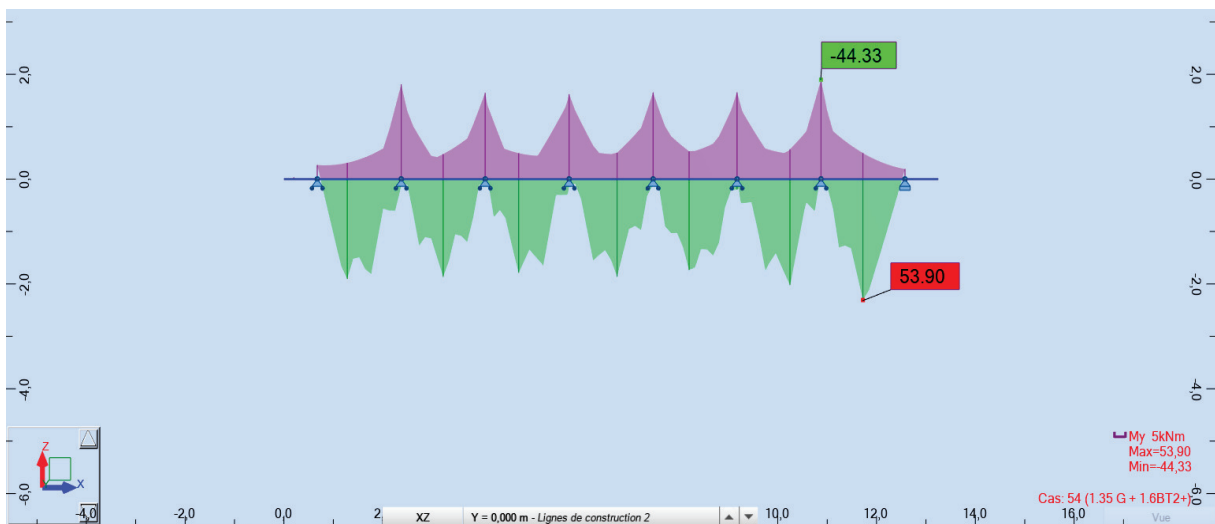


Figure VII.5 Moment de la dalle à ELU.

CHAPITRE VII. ÉTUDE DU TABLIER

Les moments max à l'ELU sont :

- Fibre supérieure : $M_{ELU} = -44.33$ KN.m.
- Fibre inférieure : $M_{ELU} = 53.90$ KN.m.

VII.3.3 Ferrailage

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

➤ **Ferrailage de la nappe supérieure (sur appui)**

- Armatures transversales : $A_s = 4.7$ cm² ;

On opte pour **5HA12**, avec un espacement 'e' de 25 cm.

- Armatures longitudinales de construction : $A_s' = 1/3 A_s$

On opte pour **5HA8**, avec un espacement de 20 cm.

➤ **Ferrailage de la nappe inférieure (mi-travée)**

- Armatures transversales : $A_s = 5.7$ cm² ;

On opte pour **5HA12**, avec un espacement 'e' de 25 cm.

- Armatures longitudinales de construction : $A_s' = 1/3 A_s$

On opte pour **5HA8**, avec un espacement de 20 cm.

Tableau VII.1 Résultats de calcul du ferrailage de la dalle

Nappe	Armatures transversales			Armatures longitudinales		
	A_s (cm ²)	Ø (mm)	e(cm)	A_s (cm ²)	Ø (mm)	e(cm)
Supérieure	4.7	5HA12	20	2.53	5HA8	25
Inférieure	5.7	5HA12	20	2.51	5HA8	25

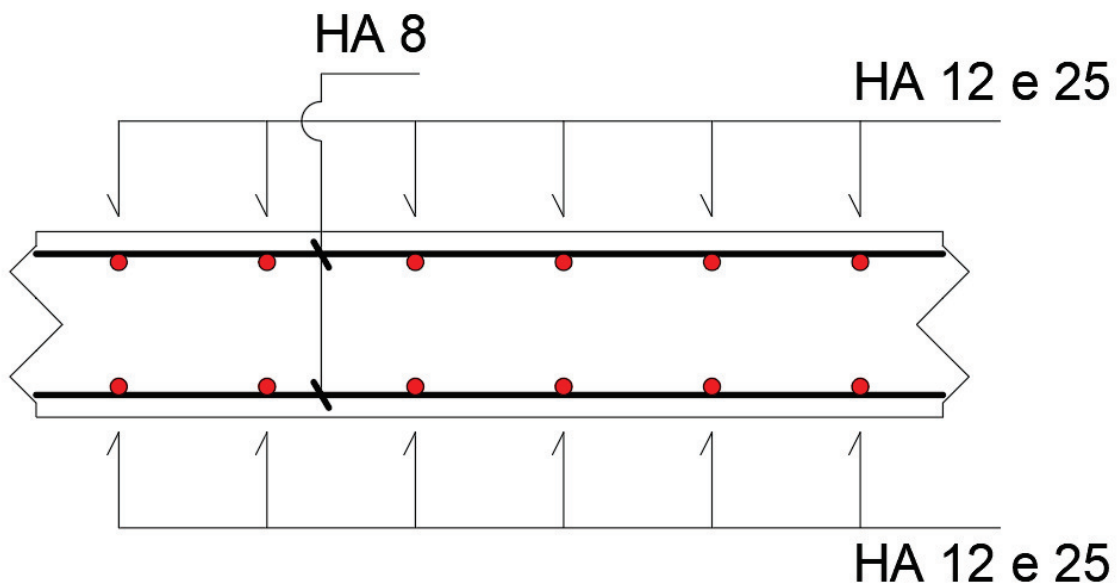


Figure VII.6 Ferrailage de la dalle.

VII.4 ETUDE DE L'ENTRETOISE

VII.4.1 Principe de ferrailage

Les entretoises ont pour but d'encastrer les poutres à la torsion et de raidir transversalement le tablier. Leur ferrailage doit être capable de reprendre les efforts qui s'y développent sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un vérinage du tablier comme lors d'un changement des appareils d'appuis.

➤ **Ferrailage sous l'action des charges d'exploitation :**

Dans ce cas, les efforts du tablier sont directement transmis aux appuis, ce qui n'engendre pas des efforts majeurs dans les entretoises. Le ferrailage nécessaire est donc peu important. A ce propos, ce cas généralement n'est pas pris en considération dans le dimensionnement des entretoises.

➤ **Ferrailage sous l'effet d'un vérinage du tablier**

Ici, les efforts sont transmis aux appuis par l'intermédiaire des entretoises et développent par conséquent des efforts importants. Les efforts sollicitant les entretoises dépendent de la position et le nombre des vérins. Il apparaît nettement la nécessité de prévoir un positionnement étudié pour éviter le développement des efforts imprévus au moment du vérinage du tablier. Pour notre cas, et pour des raisons de symétrie on va prévoir 5 points de vérinage par entretoise.

VII.4.2 Evaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre continue reposant sur cinq appuis, qui supporte une charge uniformément répartie. Notons que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises.

Donc le poids de la superstructure revient à l'entretoise :

$$G_{\text{Tablier}} = 264.80 \text{ KN/ml}$$

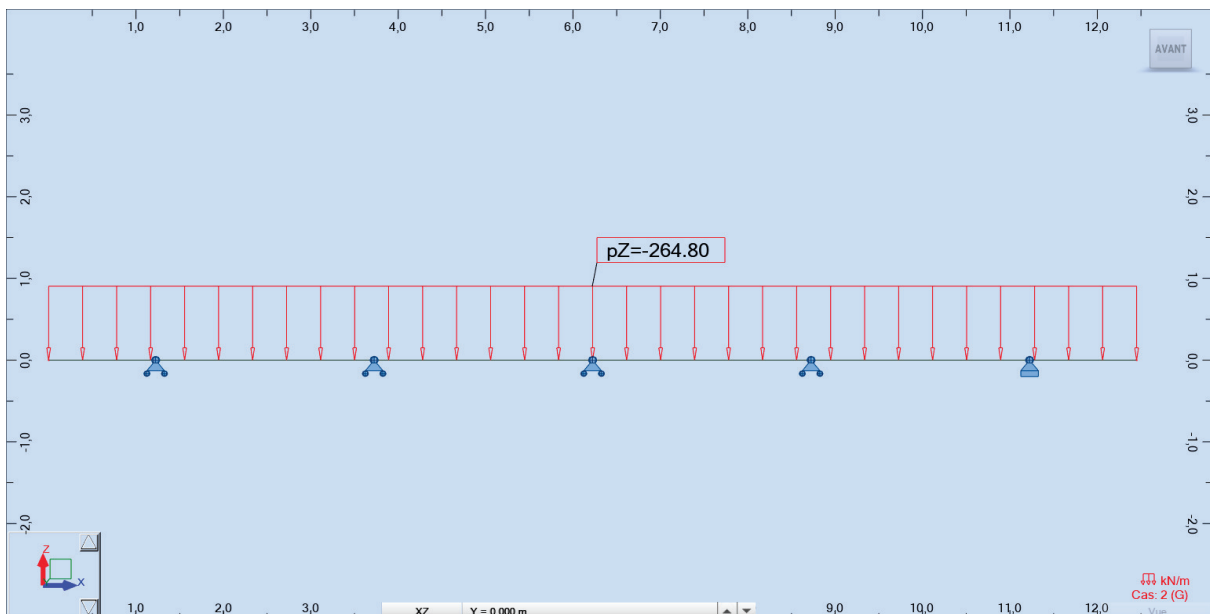


Figure VII.7 Schéma statique de l'entretoise

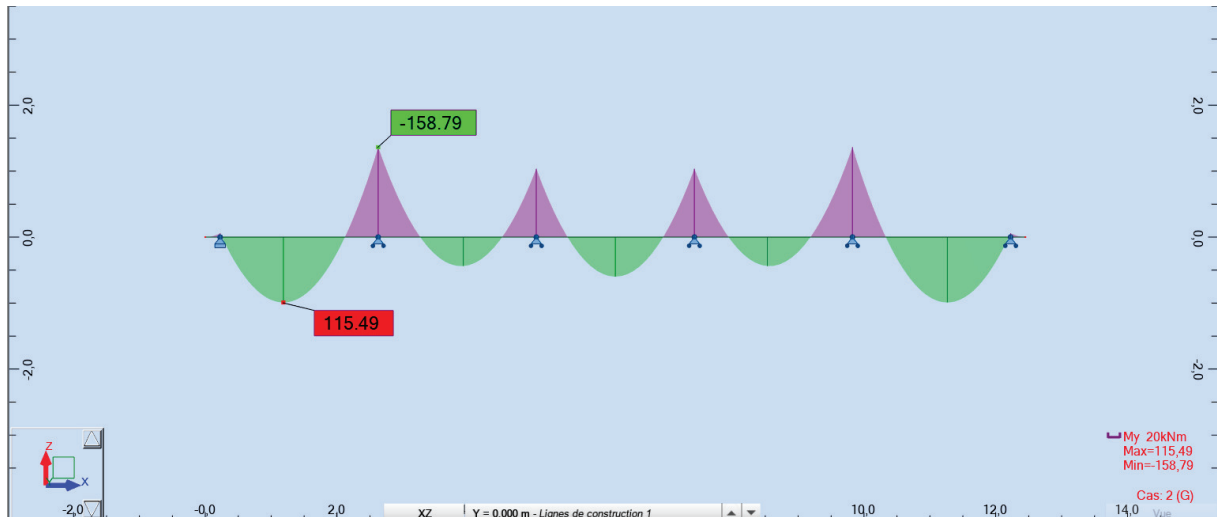


Figure VII.9 Diagramme du moment fléchissant de l'entretoise.

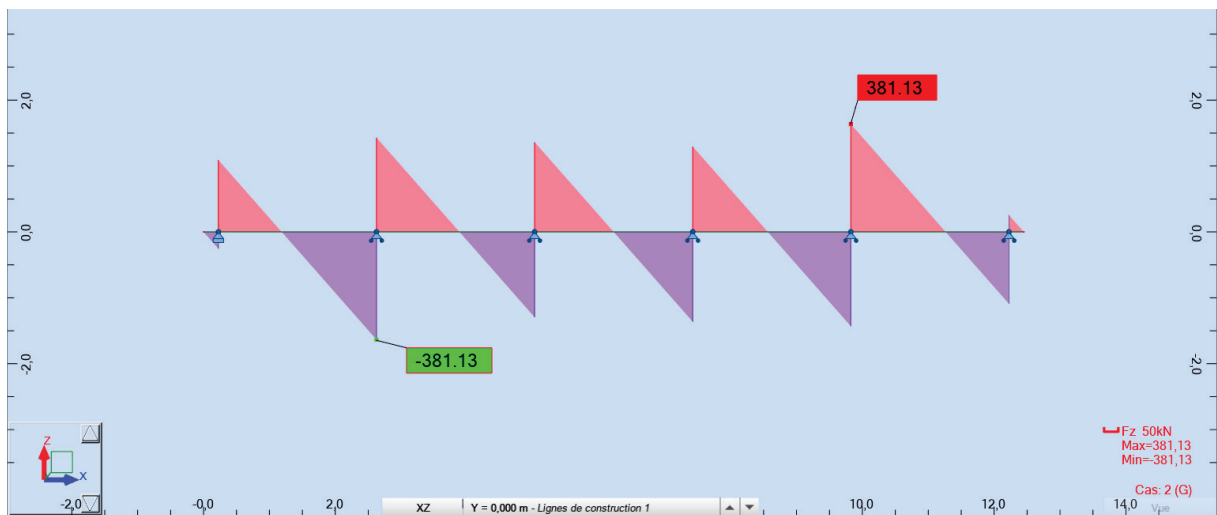


Figure VII.8 Diagramme de l'effort tranchant de l'entretoise.

VII.4.3 Ferrailage de l'entretoise

La section de ferrailage de l'hourdis est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

➤ **Ferrailage nappe supérieure (sur appui)**

- Armatures principales $A_s = 6.7 \text{ cm}^2$

On opte pour **6HA12** ($A_s = 6.79 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 15 cm

- Armatures de peau (sens des poutres) Les armatures de construction $A_s' = 1/3 A_s$

On opte pour **HA12** ; avec un espacement de 15 cm

➤ **Ferrailage nappe inférieure.**

- Armatures principales $A_s = 5.2 \text{ cm}^2$

On opte pour **3 HA16** ($A_s = 6.03 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 15 cm.

- Cadres transversaux (Effort tranchant)

On opte pour des cadres de **HA10** ; avec un espacement de 15 cm. (voir Annexe)

3HA 16

Figure VII.10 Ferrailage de l'entretoise

VII.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a constaté la simplicité de dimensionnement, et de la réalisation d'un tablier à poutres. D'autre part, le coffrage et le ferrailage dans ce type d'ouvrages sont plus compliqués, mais le mode de réalisation basé sur la préfabrication et la standardisation des poutres, nous permet de les bien maîtriser.



CHAPITRE VIII

ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DU PONT

VIII.1 INTRODUCTION

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement divers. Ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage. Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Au présent, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée, à l'état limite ultime et accidentel (séisme). Ainsi, une analyse sismique pour déterminer les efforts agissant sur notre ouvrage.

VIII.2 APPAREILS D'APPUIS

VIII.2.1 Pré-dimensionnement des appareils d'appuis

En s'appuyant sur les données fournies dans le chapitre I, on utilise des appareils d'appuis en élastomère fretté de type B, ils comportent $n+1$ frettes métalliques et n feuillet d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet $e = t_i / 2$.

- a (a') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.
- b (b') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ($a \leq b$).
- t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.
- T_b : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; $T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2e$.
- T_e : épaisseur nominale totale d'élastomère ; $T_e = n t_i + 2e$
- n : nombre de feuillet élémentaires d'élastomère.
- e : enrobage.

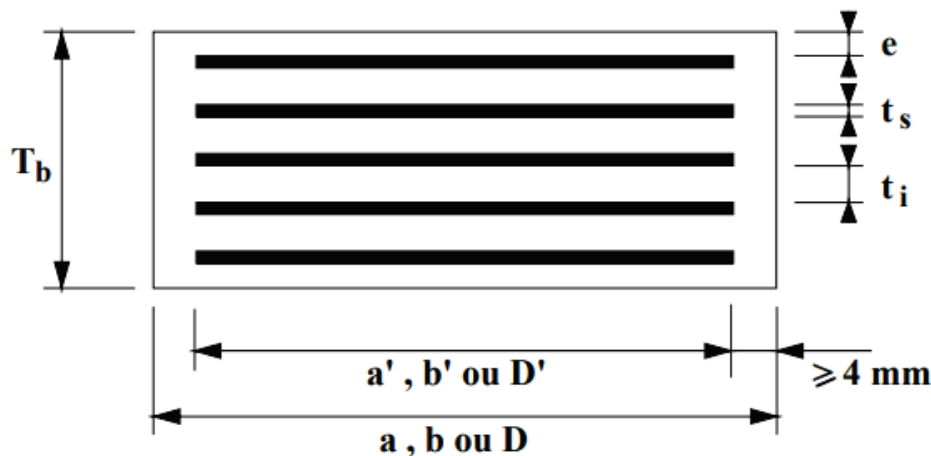


Figure VIII.1 Définition géométrique d'un appareil d'appui (SETRA).

➤ Aire de l'appareil d'appui :

$$a \times b \geq \frac{R_{max}}{\sigma_{adm}} = \frac{1,32}{20}$$

$$a \times b \geq 658,5 \text{ cm}^2$$

On prend :

$a=350 \text{ mm}$	$b=350 \text{ mm}$
--------------------	--------------------

Avec :

- R_{max} : Réaction maximale à ELU, $R_{max} = 1.32 \text{ MN}$;
- σ_{adm} : contrainte de compression admissible de l'appareil d'appuis, $\sigma_{adm} = 20 \text{ MPa}$.

➤ **Épaisseur de l'appareil d'appui**

Il faut respecter la condition de non-flambement suivante : $a / 10 \leq T \leq a / 5$ tel que « a » le grand côté de l'élastomère et « T » l'épaisseur de l'appareil d'appui.

Ce qui donne :

$$35 \text{ mm} \leq T(\text{mm}) \leq 70 \text{ mm}$$

➤ **Dimensionnement des frettes**

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} ; \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 10,75 \text{ MPa}$$

$$\beta \geq \frac{a \times b}{2 \times G(a+b)} = 9,72$$

$$\rightarrow t_s > 1,65 \text{ mm}$$

Donc on prend : $t_i = 10 \text{ mm}$, $t_s = 3 \text{ mm}$, $e_{ext} = 5 \text{ mm}$

$$T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2e = 52 \text{ mm}$$

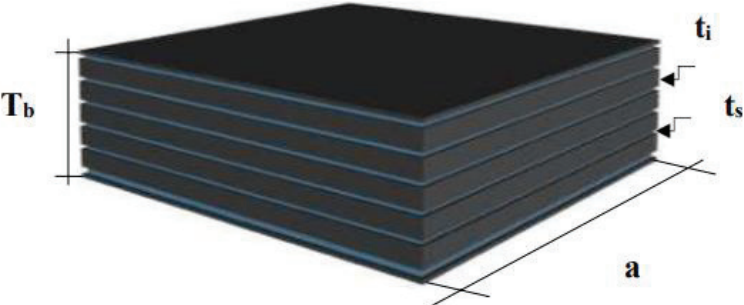
$$T_q = n t_i + 2e = 40 \text{ mm} \quad (e > 2.5 \text{ mm, Setra}).$$

- σ_e : Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes : $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$
- G : module de cisaillement d'élastomère ; $G = 0.9 \text{ MPa}$

Les dimensions de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-après.

Tableau VIII.1 Dimensions de l'appareil d'appui

Dimensions	Valeurs (mm)
a	350
b	350
t _i	10
t _s	3
n	4
e	5
T _b	52
T _q	40



VIII.3 ETUDE SISMIQUE

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage. Ce calcul, qui relève du domaine de la dynamique des structures, se révèle délicat du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation.

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent et atteignent la surface du sol.

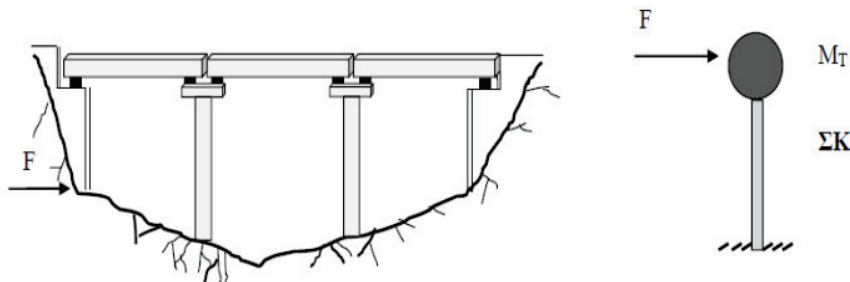


Figure VIII.2 Modèle physique d'application de la force sismique s

VIII.3.1 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

D'après le RPOA 2008, les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

Tableau VIII.2 Caractéristiques de la zone

Classification de pont	2 ^{ème} (pont important)
Classification de zone sismique	Zone IIa
Coefficient d'accélération de zone	A = 0.20 g
Classification de site	S2

VIII.3.2 L'Analyse sismique

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible. De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale ou par la méthode du spectre de réponse. On a fait les calculs par la méthode spectrale monomodale après on a vérifié les résultats avec la méthode du spectre de réponse.

VIII.3.2.1 Analyse spectrale monomodale (mode fondamental)

Dans cette méthode simplifiée, on fait l'hypothèse que la charge sismique peut être considérée comme une force statique équivalente horizontale ou verticale appliquée au tablier dans une des trois directions (longitudinale, transversale ou verticale).

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer.

VIII.3.3 Domaine d'application

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

1. Masse modale : la masse modale doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fut et chevêtre). On doit vérifier la condition suivante : $M_{\text{pile}} \leq 0.43 M_{\text{tablier}}$

Application numérique :

Tableau VIII.3 Vérification du critère de la masse modale

Piles	Masse des piles (KN)	Masse des chevêtres (KN)
P1	1378,99	1117,96
P2	2042,66	1117,96
P3	1877,08	1117,96
P4	1307,46	1117,96
P5	1140,55	1117,96
$M_{pile}=13336,61$ KN		
$M_{pile}=13\ 336,61$ KN	$M_{tablier}= 56\ 658,75$ KN	$0.43M_{tablier}=24\ 363,26$ KN
$13\ 336,61 < 24\ 363,26$ (Condition Vérifiée)		

2. Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis) ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais. \longrightarrow l'ouvrage étudié ne présente aucun angle biais, le tablier de notre ouvrage est bien droit. **(Condition vérifiée)**

3. La courbure (angle balayé en plan par la tangente a l'axe) est inferieure a 30 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure. \longrightarrow l'ouvrage étudié ne présente aucune courbure. **(Condition vérifiée)**

4. La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_0) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal. \longrightarrow Dans notre cas l'ouvrage est symétrique. **(condition vérifiée)**

On constate que les quatres conditions sont vérifiées, Alors la suite de cette analyse va dépendre des résultats de ce mode.

VIII.3.4 Méthodes d'analyse

✓ Séisme longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectiligne à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

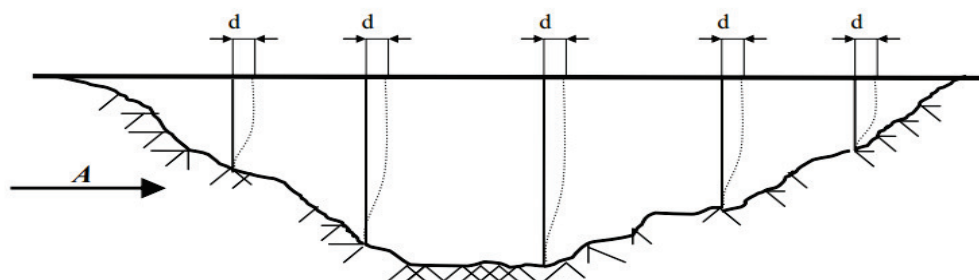


Figure VIII.3 Séisme longitudinal.

CHAPITRE VIII. ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DU PONT

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F = M \cdot Sa(T)$$

Le calcul est monomodal dans chaque direction et s'exécute selon les trois directions.

- Détermination de la masse de la structure :

La masse du système égale à G

$$M = 56\,658,75 \text{ KN}$$

- Détermination de la raideur longitudinale du système :

- La rigidité de la pile :

$$K_{pile} = n \frac{3EI}{h^3} ; \text{ Avec } E = 33\,000 \text{ MPa}$$

- La rigidité de l'appareil d'appui :

$$K_{A-APP} = G \frac{a \times b}{T} ,$$

Avec :

$G = 1.2 \text{ GPa}$: le module d'élasticité dynamique

Tableau VIII.4 La rigidité longitudinale des fûts.

Piles	H_{moy} (m)	D(m)	I(m ⁴)	n Fût	$k_{Fût}$ (MN/m)
P1	10,41	1,5	0,25	3	65,39
P2	15,42	1,5	0,25	3	20,12
P3	14,17	1,5	0,25	3	25,93
P4	9,87	1,5	0,25	3	76,72
P5	8,61	1,5	0,25	3	115,57

- La rigidité d'appui :

$$K_{APP} = \frac{1}{\frac{1}{K_{A-APP}} + \frac{1}{K_{pile}}}$$

Tableau VIII.5 La rigidité longitudinale des appareils d'appuis des piles

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	k_{A-app} (MN/m)	n_{A-Apps} (MN/m)	K_{app} (MN/m)
P1	65,39	3,68	16	30,96
P2	20,12	3,68	16	14,99
P3	25,93	3,68	16	17,99
P4	76,72	3,68	16	33,29
P5	115,57	3,68	16	38,97

CHAPITRE VIII. ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DU PONT

Tableau VIII.6 La rigidité des appareils d'appuis des culées

Culées	k_{A-app} (MN/m)	n_{A-Apps}	K_p (MN/m)
C1	3,68	8	29,40
C2	3,68	8	29,40

La rigidité longitudinale est la somme de toutes les rigidités des piles et des culées.

On trouve :

$$K_{lon} = 195 \text{ MN/m}$$

- Détermination des actions longitudinales :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$Sae^H(T, \xi)(m/s^2) = \begin{cases} A \cdot g \cdot S \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \cdot A \cdot g \cdot S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ \left(2.5\eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) \right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone soit : **A = 0,20**

S : Coefficient de site : **S = 1,10**

T₁ et **T₂** : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Soit : **T₁ = 0,15 s** et **T₂ = 0,40 s** pour un site **S2**

η : Facteur de correction d'amortissement soit : **η = 1** ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$) avec $\xi = 5\%$ (béton armé)

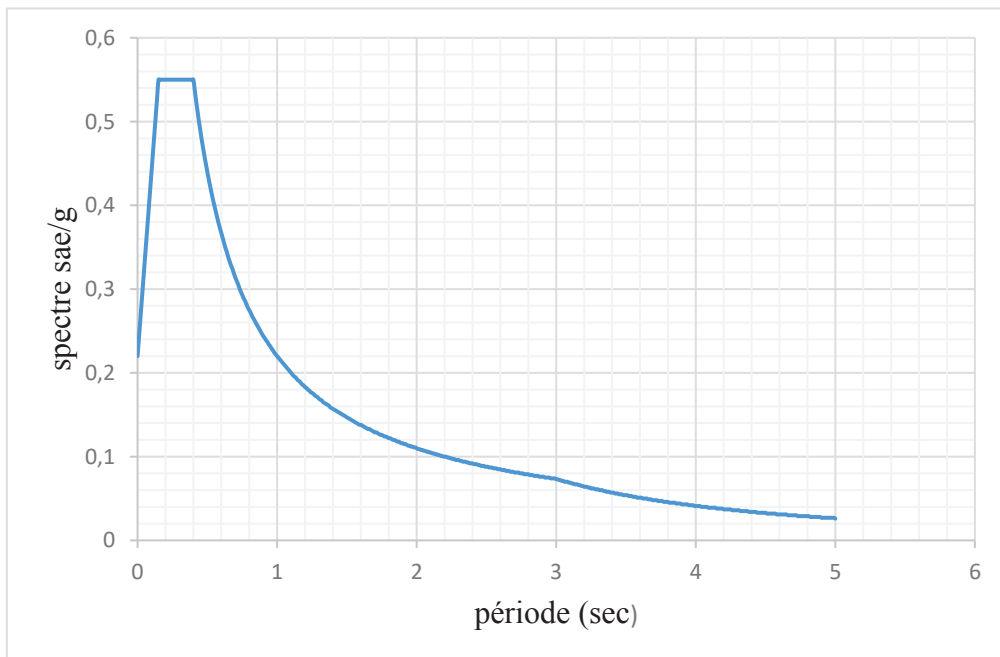


Figure VIII.4 Spectre de réponse horizontale Sae/g.

➤ **Evaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée :**

On détermine la période propre de l'ouvrage par la formule suivante :

$$T = 2. \pi. \sqrt{\frac{M}{K}}$$

On trouve : $T = 1.07$ s

➤ **Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier :**

Réponse sismique :

On a : $T_2 = 0,4 < T = 1,07 < 3,00$ s

Donc S_a est donnée par la formule :

$$S_a = 2.5.A.\eta.S.g. \left(\frac{T^2}{T}\right)$$

La réponse sismique est égale à : $S_a = 2,02 \text{m/s}^2$

L'Effort total est déterminé avec la formule suivante :

$$F_{Long} = M. Sa$$

On trouve : $F_{Long} = 11417,41 \text{KN}$

➤ **Déplacement du tablier par rapport au sol :**

On détermine le déplacement longitudinal du tablier par la formule suivante :

$$d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4 \times \pi} \times Sa$$

On trouve le déplacement longitudinal égale à : $d_{longitudinal}^{tablier} = 0,059 \text{m}$

➤ **Répartition des efforts :**

On détermine les efforts pour chaque appui par la formule suivante :

$$F_i = \frac{K_i}{K} \times F$$

Ensuite, on va calculer le déplacement de chaque pile et culée par cette formule :

$$d_{Long} = \frac{F_{Long}}{K_{appui}}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.7 La répartition des efforts.

Piles	$K_{appui}(MN/m)$	$k_T(MN/m)$	F(KN)	$F_{appui}(KN)$
C1	29,40	195,00	11417,4	1721,4
P1	30,96	195,00	11417,4	1812,7
P2	14,99	195,00	11417,4	877,7
P3	17,99	195,00	11417,4	1053,5
P4	33,29	195,00	11417,4	1949,0
P5	38,97	195,00	11417,4	2281,8
C2	29,40	195,00	11417,4	1721,4

➤ **Evaluation de l'effort sismique transversal**

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{B} > 5 \rightarrow \text{Tablier flexible} \\ \frac{L}{B} \leq 5 \rightarrow \text{Tablier rigide} \end{array} \right.$$

Avec :

L : longueur totale de l'ouvrage

B : largeur de l'ouvrage

$$\frac{L}{B} = \frac{214}{13.25} = 16.15 > 5 \rightarrow \text{Le modèle à tablier flexible est applicable}$$

Pour l'évaluation de l'effort sismique transversal, on utilise le modèle de la pile indépendante. Dans cette méthode, les effets des séismes agissant sur la $i^{ème}$ pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i \times S_a(T_i)$$

Alors :

M_i : La masse effective attribuée à la pile (masse du tablier).

T_i : La période fondamentale de la pile. $T_i = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M_i}{K_{Ti}}}$

La condition suivante doit être satisfaite pour toutes les piles :

$$0.95 < \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1.05$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

CHAPITRE VIII. ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DU PONT

Tableau VIII.8 Evaluation de l'effort sismique transversal.

Appui	K_{Ti} (MN/m)	M(Kg)	T_i (s)	S_a (m/s ²)	F_i (KN)	$\frac{T_i}{T_{i+1}}$ (Vérification)
P1	58,26	1 189 597	0,90	2,40	2 859,55	0,96
P2	57,08	1 255 964	0,93	2,32	2 908,35	1,01
P3	57,46	1 239 405	0,92	2,34	2 898,62	1,03
P4	58,34	1 182 443	0,89	2,41	2 852,87	1,01
P5	58,49	1 165 752	0,89	2,43	2 836,41	1,11
C1/C2	29,40	469 949,94	0,79	2,72	1 276,77	/

➤ Les combinaisons des efforts

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Donc, on a les combinaisons suivantes :

$$E_1 = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E_2 = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E_3 = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

Tableau VIII.9 Les combinaisons des efforts sismiques

Appui	E_x (KN) (longitudinal)	E_y (KN) (Transversal)	E_1 (KN)	E_2 (KN)	E_3 (KN)
C1	1721,36	1 276,77	2 459,7	2 148,45	2 083,71
P1	1812,71	2 859,55	3 618,0	4 350,78	4 559,74
P2	877,68	2 908,35	3 082,5	4 503,96	5 576,83
P3	1053,51	2 898,62	3 255,4	4 546,98	5 626,66
P4	1948,99	2 852,87	4 137,2	4 769,88	5 881,59
P5	2281,81	2 836,41	4 080,2	4 468,37	4 693,53
C2	1721,36	1 276,77	2 459,7	2 148,45	2 083,71

➤ Calcul des efforts dus à la variation linéaire

La déformation due au fluage : $\epsilon_f = 3.5 \times 10^{-4}$

La déformation due au gradient thermique : $\Delta l = \alpha \cdot l_0 \cdot \Delta T$

CHAPITRE VIII. ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DU PONT

La déformation due au retrait du béton : $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

L'effort de retrait + fluage : $F_{r+f} = \frac{nG.a.b.\Delta_{r+f}}{T}$

Avec : le nombre d'appuis $n = 8$ et L'épaisseur du caoutchouc $T_q = 40 \text{ mm}$.

Tableau VIII.10 Résultat de Calcul des efforts dus à la variation linéaire

F_{bc}	F_{AL}	ΔL_T	ΔL_{r+f}	ΔL_{Fbc}	ΔL_{Fal}	F_{r+f}	F_T
360 KN	155,15KN	0,0060 m	0,0095 m	0,0106 m	0,0046 m	209,199KN	131,80KN

➤ Le modèle sismique

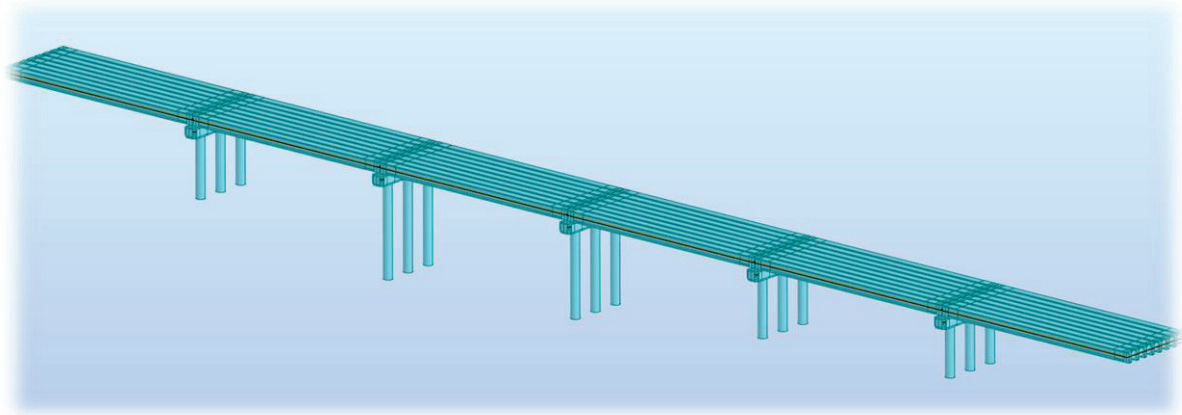


Figure VIII.5 Modèle sismique

VIII.4 VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS

Ci-après un tableau des vérifications à aboutir concernant l'appareil d'appuis :

Tableau VIII.15 Tableau des vérifications à aboutir concernant l'appareil d'appuis

Vérification	La formule
Résistance à la compression	$\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$
Stabilité au flambement	$\gamma_s \times P_u < P_c$
Limitation de la distorsion	$\delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P)$ OU $\delta \leq \delta_c = 1.4(1 - 2P)$
Non glissement	$H \leq f \times N$

➤ Résistance à la compression :

$$\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b}$$

$N = 1,317 \text{ MN}$: réaction d'appui a ELU

- Pour la culée :

$$N = \frac{R_G}{N_{poutre}} = 0,89 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} = 7,27 \text{ MPa} \rightarrow f = 0,18$$

$H = 0.33 \text{ MN} > f \cdot N = 0.16 \text{ MN} \rightarrow$ **condition non vérifiée.**

Le néoprène doit être équipé d'un système **anti-cheminement** car la condition du non-glissement n'est pas vérifiée.

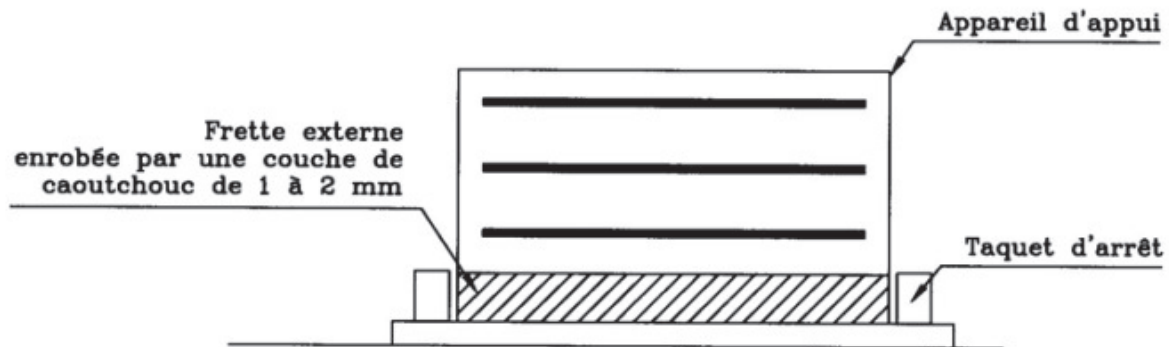


Figure VIII.6 Principe d'un dispositif anti-cheminement

VIII.5 DES D'APPUIS

Le dé d'appui est un élément en béton armé posé sur le sommier d'appui où se posent les appareils d'appuis, il permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VIII.5.1 Dimensionnement des dés d'appuis

➤ Dimensions en plan

D'après le document SETRA, les dimensions en plan du dé d'appuis présentent un débordement minimum de 5 cm par rapport aux appareils d'appuis. Pour un déplacement pour les deux cotés on prend :

$$A = a + 100 + 50 = 350 + 100 + 50 = \mathbf{500 \text{ mm.}}$$

$$B = b + 100 + 50 = 350 + 100 + 50 = \mathbf{500 \text{ mm.}}$$

➤ Hauteur du dé d'appuis

La hauteur du dé d'appuis présente une hauteur minimum de :

$$H = \frac{2 \times a \times b}{2 \times (a + b)}$$

Avec :

a, b : dimensions en plan de l'appareil d'appui.

$$\rightarrow H \geq 175 \text{ mm}$$

VIII.5.1.1 Ferrailage des dés d'appuis

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73)

➤ Armatures de chaînage

CHAPITRE VIII. ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DU PONT

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

La section calculée doit reprendre un effort $N = 25\% N_{\max}$:

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1,32}{434.78} = 7.59 \text{ cm}^2$$

→ soit **7HA12** ($A_s=7.96 \text{ cm}^2$)

➤ Armatures horizontales

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage, devra reprendre un effort égal à 12.5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1,32}{434.78} = 3.79 \text{ cm}^2$$

→ soit **5HA10** ($A_s=3.92 \text{ cm}^2$)

➤ Frette supérieure

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1,32}{434.78} = 1.21 \text{ cm}^2$$

→ soit **2HA10** ($A_s=1.57 \text{ cm}^2$)

➤ Frette inférieure

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre $h/3$ et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.1 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.1 \times 1,32}{434.78} = 3.04 \text{ cm}^2$$

→ soit **4HA10** ($A_s=3.14 \text{ cm}^2$)

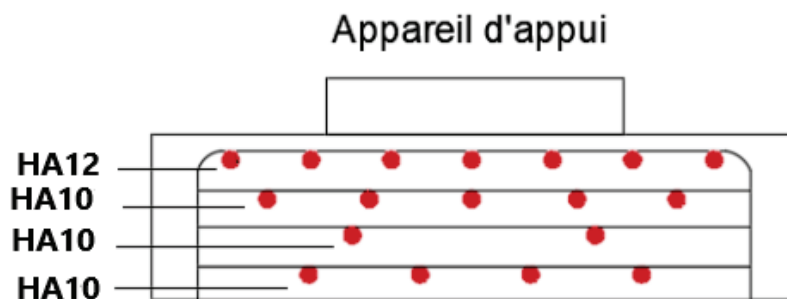


Figure VIII.7 Ferrailage du dé d'appui.

VIII.6 JOINT DE CHAUSSEE

Un joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. Afin de rendre ce dernier librement dilatable, en évitant la variation dimensionnelle longitudinale subit, qui sont dus à la variation de température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau. Il doit avoir certaines propriétés comme assurer la liberté de mouvement du pont, ne pas être une source de bruit et de vibration.

➤ Détermination du souffle

Certains paramètres sont nécessaires pour déterminer le souffle du joint, ces éléments sont la température, le retrait, le fluage, le coefficient de dilatation thermique, les actions. La gamme des joints CIPEC se compose :

- Des joints de faibles souffles (JEP, WR et W0Sd).
- Des joints de souffles moyens (Wd).
- Des joints de grands souffles (WP) Le souffle se calcule par la formule ci-après :

$$W = WD + 0.4W_T + \frac{W_s}{3}$$

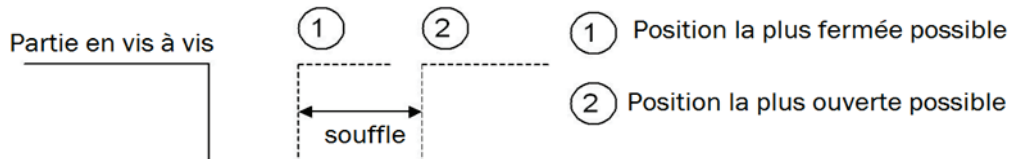


Figure VIII.8 Souffle de joint de chaussée.

W : souffle total du joint.

WD : souffle des déformations différées [retrait + fluage = 9.5 mm].

WT : souffle thermique = 6 mm.

WS : souffle sismique = 59 mm.

→ **W= 31 mm**

➤ Choix du type du joint

Le critère adopté pour le choix du type de joint de chaussée est évidemment le souffle total calculé de ce dernier. En s'appuyant sur les informations trouvées dans le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on opte pour la famille de joints appelée JEP (joints de faibles souffles).

Pour un souffle de $W=3.1$ cm, on retient le joint **JEP3**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de 30 à 60 mm.

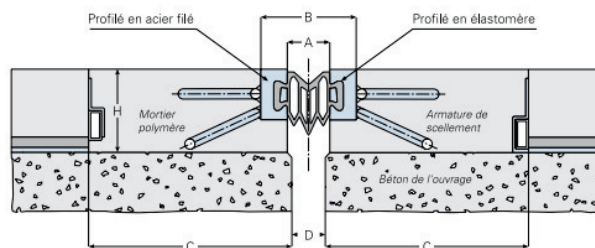


Figure VIII.9 Joint de chaussée, type JEP

VIII.7 PLOTS PARASISMIQUES

Ce sont des dispositions en béton armé utilisés pour empêcher le déplacement du tablier sous l'effet du séisme transversal. Pour notre ouvrage on choisit deux plots parasismiques avec les dimensions suivantes :

- Hauteur de 60 cm.
- Section en plan : (60×60) cm².

VIII.8 CORNICHES

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage.

VIII.9 GARDE-CORPS

Ils sont retenus pour protéger les piétons circulant sur le trottoir d'un pont, et aussi en point de vue esthétique.

VIII.10 GLISSIÈRES DE SECURITE

Le rôle de ces glissières est de diminuer les conséquences des accidents de la route, elles agissent essentiellement au niveau des roues des véhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes.

VIII.11 CONCLUSION :

A travers ce chapitre, on a pu évaluer la sismicité de notre ouvrage, ainsi, on a effectué le dimensionnement et les vérifications des équipements nécessaires qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers, notamment après un séisme



CHAPITRE IX

ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE

IX.1 INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des étapes fondamentales du projet, cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble, la détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Cela, nous amènent à étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

IX.2 ETUDE DE LA PILE

La pile est l'appui intermédiaire supportant le tablier. Elle est constituée d'un chevêtre de trois fûts et d'une semelle. Elle a pour rôle de transmettre les charges et surcharges du tablier.

IX.2.1 Conception de la pile

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type de mode d'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site. Pour notre ouvrage, on choisit des piles à 3 fûts circulaires d'un diamètre de 1.5 m surmontés par un chevêtre.

Tableau IX.1 Dimensions des piles

	H(m)	B(m)	L(m)
Semelle	2,00	6,00	13,25
Chevêtre	1,50	2,25	13,25
	H(m)	N°	D(m)
Fûts	15,42	3	1,50

Tableau IX.2 Les hauteurs des piles.

Piles	P1	P2	P3	P4	P5
H _{moy} (m)	10,41	15,42	14,17	9,87	8,61

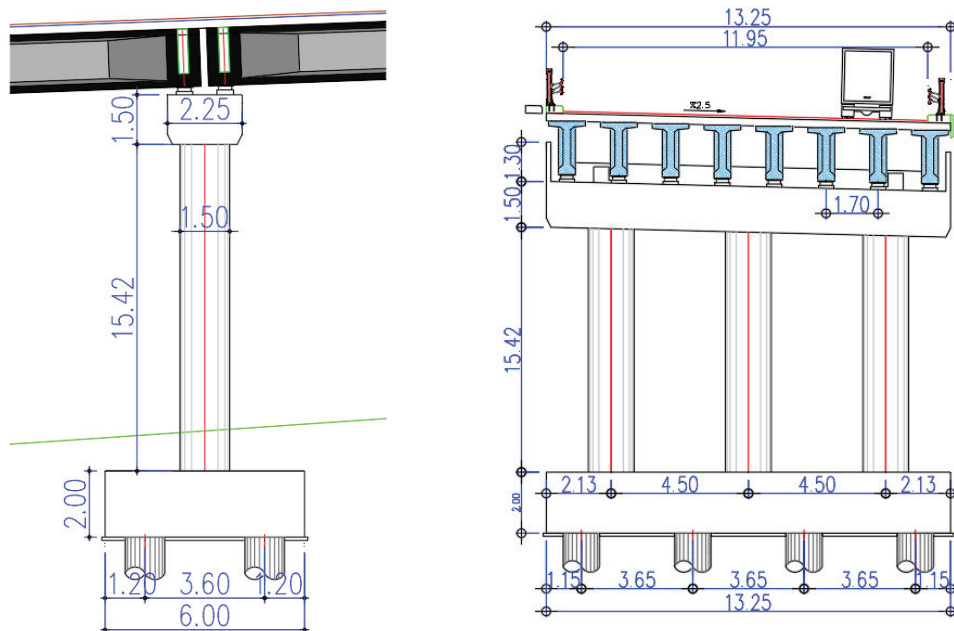


Figure IX.1 Dimensions de la pile la plus haute.

IX.2.2 Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitation génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encadrée dans sa base.

IX.2.2.1 Les efforts verticaux

Tableau IX.3 Efforts verticaux sollicitant la pile

Charge/Surcharge	Valeur (KN)
G Semelle	3 975,00
G Fûts	2 043,70
G Chevêtre	1 117,97
G Tablier	9 399,00
A(l)	2 226,66
Bc	1 592,00
Mc ₁₂₀	1 142,14
D ₂₄₀	2 076,52
ST	69,23

IX.2.2.2 Les efforts horizontaux

- Les efforts horizontaux dus à variation linéaire :

- Fluage + Retrait (H_{f+R}):

$$H_{f+R} = \frac{n \times G \times a \times b \times \Delta f + R}{T_e} \quad ; \quad \Delta_{f+R} = (\epsilon_f + \epsilon_r) \times \frac{L}{2}$$

- ϵ_f : coefficient du fluage, de $\epsilon_f = 3.5 \times 10^{-4}$
- ϵ_r : coefficient de retrait, $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$
- T_e : épaisseur nominale totale d'élastomère, $T_e = 50$ mm.
- G : module de cisaillement d'élastomère, $G = 0.9$ MPa.
- a, b : dimensions de l'élastomère ($a = b = 35$ cm).
- L : la portée de travée, $L = 34.5$ m.

→ $\Delta_{f+R} = 0.0094$ m

→ $H_{f+R} = 209,20$ KN

- Température H_T:

$$H_T = \frac{n \times G \times a \times b \times \Delta f + R}{T_e}$$

Δl : L'allongement du tablier est donné par la relation : $\Delta l = \frac{\alpha \times \Delta T \times L}{2}$

- α : est le coefficient de dilatation thermique, $\alpha = 9.9 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (pour Béton armé)
- ΔT : La variation de température selon RCPR ΔT est prise : $+35^\circ\text{C}$ et -15°C (Pour le calcul on prend $\Delta T = +25^\circ\text{C}$).

→ $\Delta l = 0.0042$ m

→ $H_T = 131,80$ KN

Tableau IX.4 Efforts horizontaux sollicitant la pile

L'effort horizontal	Valeur (KN)
Freinage (Al)	77,58
Freinage (Bc)	180,00
Fluage + Retrait (H _{f+r})	209,20
Température (HT°)	131,80

IX.2.2.3 Les moments sollicitant la pile

Tableau IX.5 Les moments sollicitant la pile

La charge	Valeur (KN .m)
Freinage (Al)	1 467,74
Freinage (Bc)	3 405,60
Fluage + Retrait (H _{f+r})	3 958,05
Température (HT°)	2 493,57

IX.2.3 Combinaison des charges :

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le **chapitre IV**, les tableaux ci-dessous résumant les sollicitations maximales à l'E.L.S et à l'E.L.U sous les combinassions les plus défavorables.

Tableau IX.6 Les combinaisons les plus défavorables des actions sollicitant la pile.

Etat	Combinaison	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELU	1.35G+1.6Bc+1.6ST	24 981,12	689,04	13 036,55
ELS	G+1.2Bc+ST+0.6T	18 515,30	504,28	11 302,21

IX.2.4 Evaluation des charges sismiques :

IX.2.4.1 Evaluation de la période transversale et longitudinale :

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{\rho AL^4}{EI}}$$

- ρ : masse volumique du matériau de l'appui en (kg/m³).
- E : Module d'Young du matériau de l'appui en (Pa).
- A : section équivalente (en m²) de l'appui pour retrouver La masse totale de l'appui

$$A = \frac{M_{fûts+chêvtre}}{L\rho}$$

- I : inertie (en m⁴) à ajuster pour retrouver la même flèche " d " en tête sous l'action d'une charge " F " : $I = \frac{FL^3}{3Ed}$.
- L : hauteur de la pile.
 - Application numérique :

Tableau IX.7 Récapitulatif du calcul de I_{long} et I_{trans}

P (kg/m ³)	A(m ²)	E(MPa)	I_{long} (m ⁴)	H (m)	M (KN)	I_{tran} (m ⁴)
2500	8.20	33 000	0.75	15.42	3121.67	72.32

Donc :

$$T_{Trans} = 0,039 \text{ s} ; T_{Long} = 0,387 \text{ s}$$

IX.2.4.2 Composante transversale et longitudinale :

$$Sa(T) = \begin{cases} ASg \left(1 + \left(\frac{T}{T_1} \right) (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5A\eta Sg & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5A\eta Sg \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5A\eta Sg \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

- g : Accélération de la pesanteur = 9,81 m/s² ;
- ξ : Taux d'amortissement 5 % ;
- η : Facteur de correction de l'amortissement : η=1 ;
- A : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique IIa et de l'importance du pont (Groupe de pont 2) → A = 0,20.
- S : Coefficient du site S=1.1 ; T1= 0,15 s, T2 = 0,40 s.
 - Application numérique :

$$Sa_{Tran} = 3,01 \text{ s} ; Sa_{long} = 5,40 \text{ s}$$

IX.2.4.3 Composante verticale :

$$Sa(T) = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \left(\frac{T}{T_1} \right) (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5A\eta \alpha g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha A\eta g \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\alpha A\eta Sg \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

α = 0,7 pour les zones sismiques I, IIa, IIb.

- Application numérique :

$$Sa_{Ver} = 0,00 \text{ s}$$

Justification : Comme indiqué dans le **R.P.O.A** « spectre de réponse élastique_ composante verticale » : le coefficient α utilisé dans la formule ci-dessus tient compte de l'importance de la composante verticale en **zone de forte sismicité**, ce qui n'est pas le cas pour notre ouvrage

IX.2.4.4 Efforts provenant du Tablier :

Pour la détermination des efforts provenant du tablier, la combinaison suivante est à considérer :

$$G + P + E + 0.4\Delta T + D + \psi Q.$$

Les efforts provenant du tablier sont présentés dans le tableau suivant

Tableau IX.8 Efforts provenant du tablier

	Rmax	Rmin
N (MN)	9,40	9,40
V(MN)	0,26	0,26
ML(MN)	4,04	4,04

IX.2.4.5 Efforts provenant de la pile :

L'effort provenant de la pile est l'effort normal vertical N provoqué par le poids propre de la pile :

$$PP_{pile} = P_{Chevêtre} + P_{Futs}$$

- Application numérique :

$P_{Chevêtre} = 1,12 \text{ MN}$
$P_{Futs} = 2,04 \text{ MN}$
$PP_{pile} = 3,16 \text{ MN}$

IX.2.4.6 Efforts provenant de la semelle :

L'effort dû au poids de la semelle est l'effort normal verticale N provoqué par le poids propre de la semelle : $N_{semelle} = V_{semelle} \times \rho_{béton}$

- Application numérique :

H= 2 m	B = 6 m	L= 13.25 m	N=3.98 MN
--------	---------	------------	-----------

IX.2.4.7 Les efforts sismiques :

Tableau IX.9 Efforts sismiques sollicitant la pile.

	Semelle	Tablier		Pile	
		Base de la pile	Base de fondation	Base de la pile	Base de fondation
VL (MN)	0,80	3.26	3.26	1.71	1.71
VT(MN)	0,80	4.55	4.55	0.95	0.95
ML	0,80	50.20	56.71	13.22	16.6
MT	0,80	70.11	79.21	7.33	9.32
N (MN)	0,24	5.58	5.58	00	00

Avec :

$$V_{semelle} = N_{semelle} \times K_h ;$$

$$M_{semelle} = \frac{V \times 2,5}{2} ;$$

$$N_{Sis,semelle} = N_{semelle} \times K_v ;$$

$$K_h : \text{Coefficient sismique horizontal, } K_h = A = 0,20.$$

K_v : Coefficient sismique vertical, $K_v = 0,3.K_h = 0,06$.

$$N_{pile} = M_{futs+chevetre}(t) \times S_{a,ver}$$

$$V_{L,pile} = M_{futs+chevetre}(t) \times S_{a,long}$$

$$V_{T,pile} = M_{futs+chevetre}(t) \times S_{a,tran}$$

IX.2.4.8 Combinaisons des directions :

Les effets des différentes directions du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E_1 = E_{long} + 0,3 \times (E_{trans} + E_{vert})$$

$$E_2 = E_{trans} + 0,3 \times (E_{long} + E_{vert})$$

$$E_3 = E_{vert} + 0,3 \times (E_{trans} + E_{long})$$

Avec :

$$E_{long} = \sqrt{V_{L,Pile}^2 + V_{L,Tablier}^2} ; E_{trans} = \sqrt{V_{T,Pile}^2 + V_{T,Tablier}^2}$$

$$E_{vert} = \sqrt{N_{Pile}^2 + N_{Tablier}^2}$$

Tableau IX.10 Combinaisons des directions de la pile.

	Base de la pile			Base de fondation		
	E ₁	E ₂	E ₃	E ₁	E ₂	E ₃
VL (MN)	3,68	1,10	1,10	3,76	1,13	1,13
VT(MN)	1,39	4,65	1,39	1,41	4,71	1,41
ML	51,89	15,57	15,57	59,08	17,73	17,73
MT	21,15	70,50	21,15	23,92	79,75	23,92
N (MN)	1,67	1,67	5,58	1,67	1,67	5,58

IX.2.4.9 Combinaisons d'action :

Les combinaisons à prendre en compte et les coefficients partiels de sécurité sont les suivants :

$$\text{Comb}_1 = E_1 + R_{max} + PP_p$$

$$\text{Comb}_2 = E_2 + R_{max} + PP_p$$

$$\text{Comb}_3 = E_3 + R_{max} + PP_p$$

$$\text{Comb}_4 = R_{min} - E_1 + PP_p$$

$$\text{Comb}_5 = R_{min} - E_2 + PP_p$$

$$\text{Comb}_6 = R_{min} - E_3 + PP_p$$

Tableau IX.11 Les combinaisons les plus défavorables des actions sismiques.

	Base de la pile	Base de fondation
V_{max} (MN)	4.65	4.71
M_{max}(MN.m)	74.54	84.31
N_{max} (MN)	14.23	14.47

IX.2.5 Etude du chevêtre

IX.2.5.1 Charges appliquées sur le chevêtre

Tableau IX.12 Charges appliquées sur le chevêtre

Charges	Efforts normaux (KN)	Efforts horizontaux (KN)
Poids propre du tablier	9399,00	/
Poids propre du chevêtre	1117,97	/
Système A(L)	2226,66	/
Système Bc	1592,00	/
Convoi Mc120	1142,14	/
Convoi D240	2076,52	/
Force de freinage due à A(L)	/	77,58
Force de freinage due à Bc	/	180,00
Hf+r	/	209,20
HT°	/	131,80

a) Combinaison des charges

- Etat limite ultime :

La combinaison la plus défavorable à l'ELU est donnée par :

$$P_{ELU} = P1 + P2$$

Avec :

$$P1 = \frac{1,35 P_{Tablier} + 1,6 A(L)}{13,25} = 1226,51 \text{ kN/ml (tablier + surcharge A(L))}.$$

$$P2 = \frac{1,35 P_{ch}}{13,25} = 113,906 \text{ kN/ml (chevêtre)}.$$

D'où :

$$P_{ELU} = 1340,42 \text{ kN/ml}$$

- Etat limite service :

La combinaison la plus défavorable à l'ELS est donnée par :

$$P_{ELS} = P1 + P2$$

Avec :

$$P1 = \frac{P_{Tablier} + 1,2 A(L)}{13,25} = 911,01 \text{ kN/ml (tablier + surcharge A(L))}.$$

$$P2 = \frac{P_{ch}}{13,25} = 84,37 \text{ kN/ml (chevêtre)}.$$

D'où :

$$P_{ELS} = 995,39 \text{ kN/ml}$$

b) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est illustré dans la figure suivante :

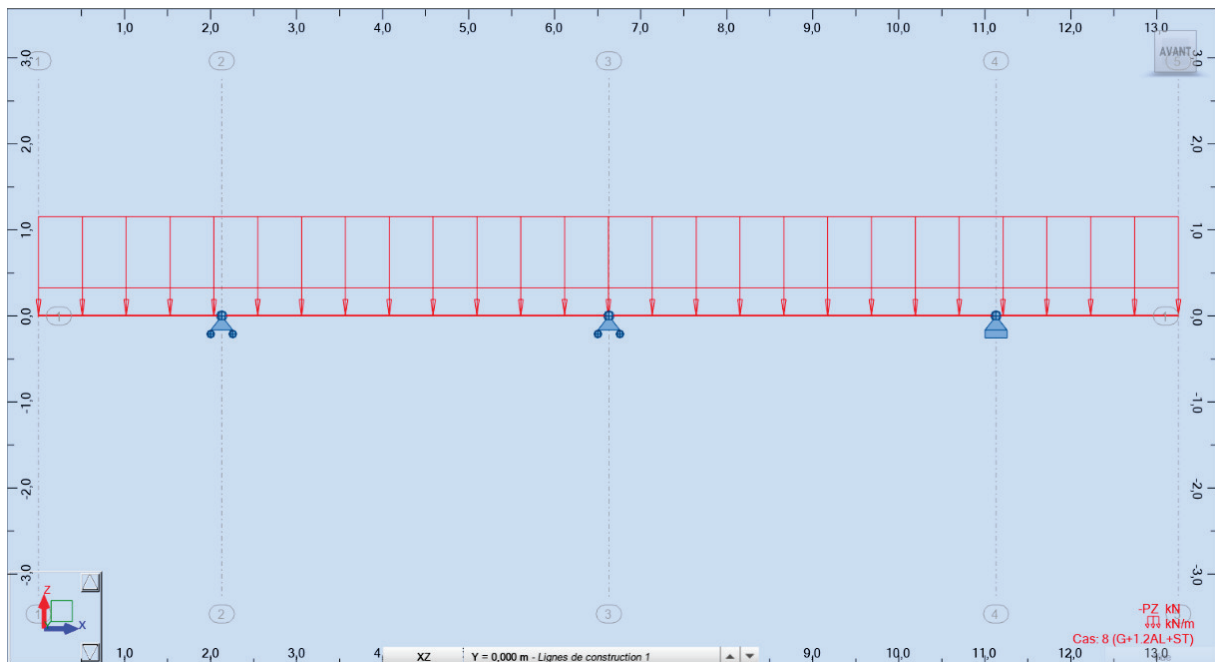


Figure IX.2 Modèle de calcul

- **Etat limite ultime :**

La figure suivante illustre le diagramme des moments fléchissant :

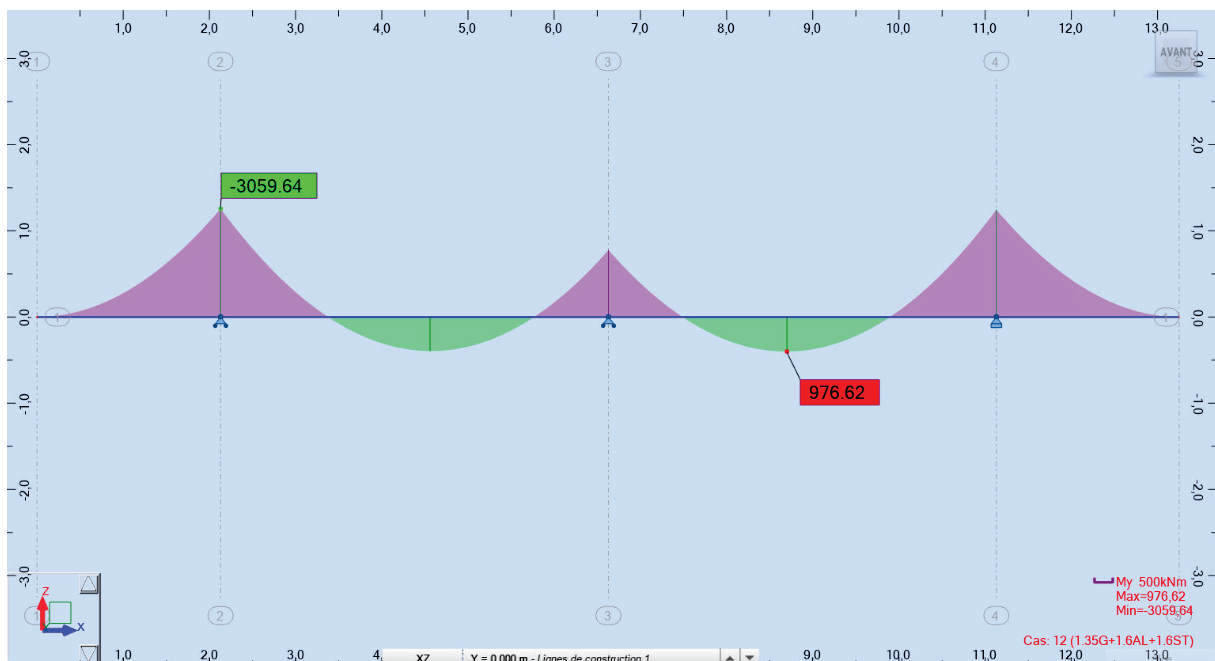


Figure IX.3 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

$$M_{ELU,Sup} = - 3059.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{ELU,Inf} = 976.62 \text{ KN.m}$$

La figure suivante présente le diagramme des efforts tranchants :

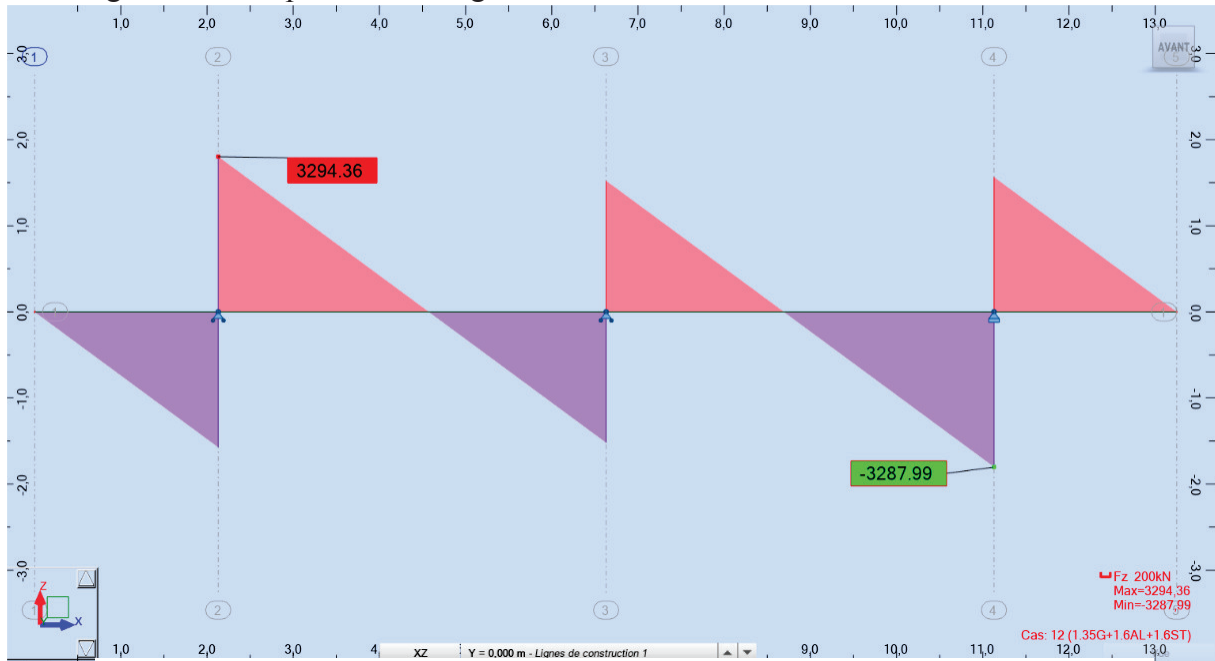


Figure IX.4 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

$$T_{ELU} = 3294.36 \text{ KN}$$

- **Etat limite de service :**

La figure suivante présente le diagramme des moments fléchissant :

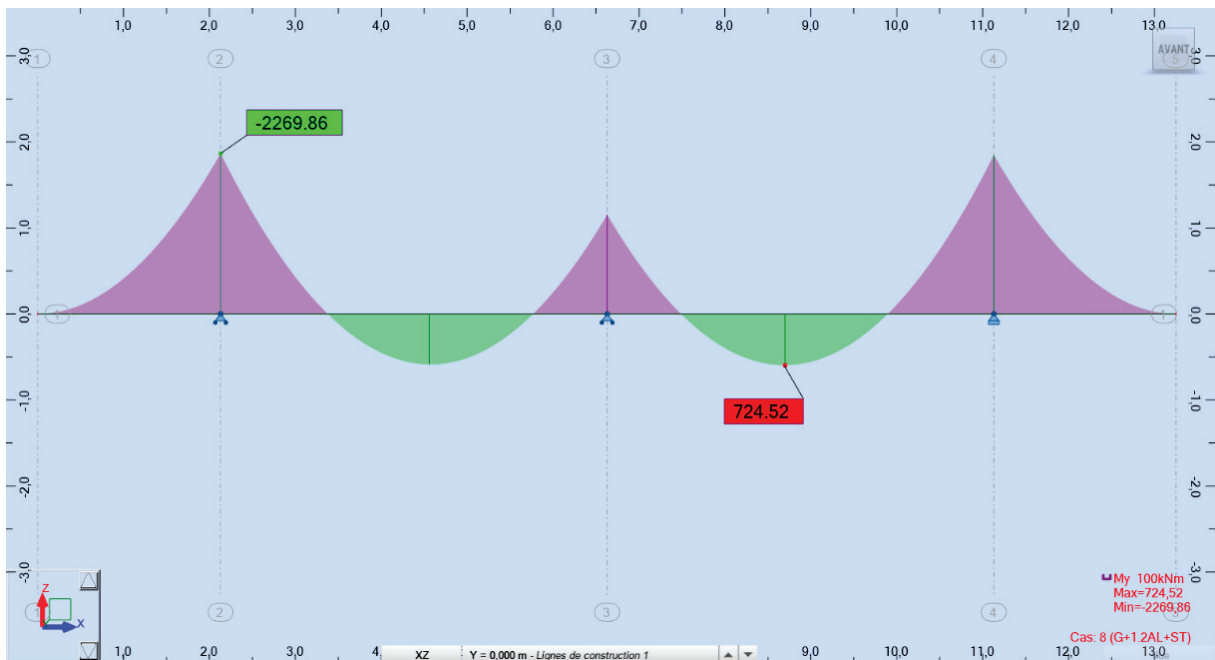


Figure IX.5 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

$$M_{ELS,Sup} = -2269.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{ELS,Inf} = 724,52 \text{ KN.m}$$

La figure suivante présente le diagramme des efforts tranchants :

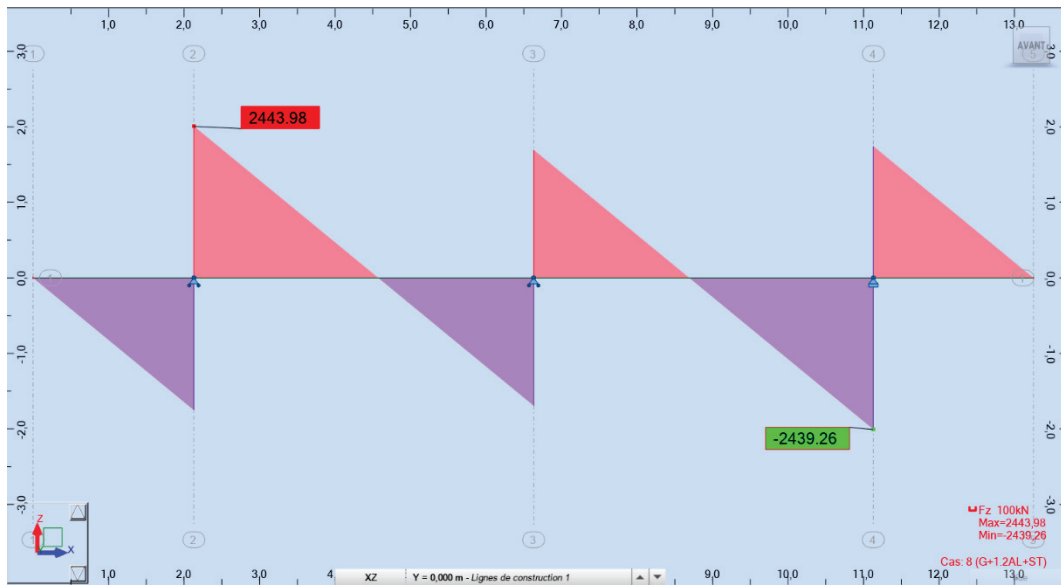


Figure IX.6 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

$$T_{ELS} = 2443.98 \text{ KN}$$

c) Ferrailage

Le calcul du ferrailage est effectué au moyen du logiciel ROBOT EXPERT (Annexe C). Les résultats obtenus sont :

- **Armatures longitudinales :**

Tableau IX.13 Armatures longitudinales du chevêtre sous la flexion

	Sur appui	A mi- travée
As (cm ²)	67,0	32,6
Armatures	14HA25	17HA16

- **Armatures transversales :**

Pour éviter l'écrasement des bielles de béton, il faut vérifier :

$$\frac{At \times fe}{b \times St} \geq \max\left(\frac{\tau u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,54 \text{ MPa}$$

Avec :

τu : contrainte limite à la traction donnée par : $\tau u = \frac{Vu}{b \times d} = 1,08 \text{ MPa}$

At : armatures transversales.

fe : limite élastique d'acier, $fe = 500 \text{ MPa}$

b : largeur du chevêtre (2,25 m).

d : hauteur utile ($0,9h = 1,35 \text{ m}$).

Vu : effort tranchant maximal à l'ELU (3294.36 KN).

St : espacement donné par : $St \leq \min (0,9d ; 20 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

D'où :

$At1 \geq 3.65 \text{ cm}^2$ (On opte pour **5HA10** avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$)

IX.2.5.2 Dimensionnement à la torsion (guide SETRA) :

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e = 0,60 \text{ m}$. Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevetre, et dont la largeur Lt est limitée par :

$Lt = Lc$,si $Lc \leq \Phi + Hc$

$Lt = Lc + \Phi$,si $Lc > \Phi + Hc$

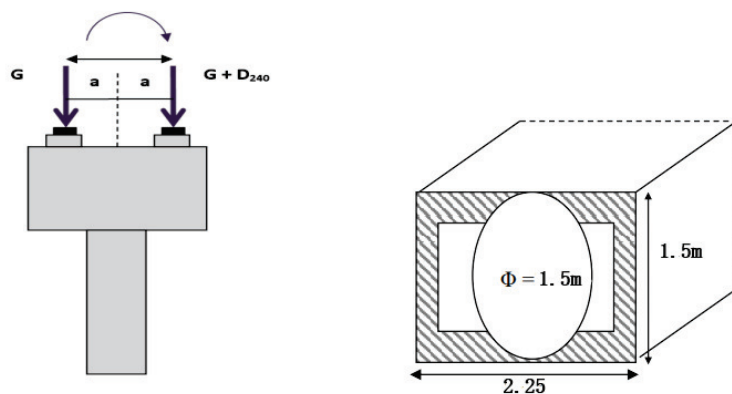


Figure IX.7 torsion du chevetre

- Application Numérique :

$Hc=1,50 \text{ m}$
$\Phi=1,50 \text{ m}$
$Lc=2,25 \text{ m}$
$Lt=2,25 \text{ m}$

- ✓ La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau = \frac{C}{2\Omega bn}$$

Avec :

bn : L'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente : $bn = \frac{Hc}{6}$;

C : Moment de torsion maximal par (ml) : $C = R \times e$;

Ω : L'aire de la torsion : $\Omega = (Hc - bn) (Lt - bn)$.

La section de ferrailage donnée par la relation suivante :

$$As = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega} ; \quad C = \text{Max} (C1 ; C2)$$

$R1$: Réaction due à la pose des poutres (phase construction) ; $R1 = \frac{\text{poids des poutres}}{2}$;

$R2$: Réaction phase service à la surcharge d'exploitation D240 cas d'une seule travée chargée ;

$C1$: Moment de torsion construction ; $C1 = R1 \times e$;

C_2 : moment de torsion service ; $C_2=R_2 \times e$;

P : Périmètre du chevêtre ;

$\bar{\sigma}_a$: Contrainte admissible de l'acier = $\frac{2}{3} f_e$.

- Application Numérique :

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité transversale dans le cas où une seule travée est chargée.

Tableau IX.14 Récapitulatif de calcul de A_s sous la torsion

R_1 (KN/ml)	R_2 (KN/ml)	e(m)	C_1 (KN.m/ml)	C_2 (KN.m/ml)	Ω (m ²)	P (m)	σ_a (MPa)
195,24	150,07	0,61 m	119,10	91,55	2,50	7,00	333,33

→ $A_s = 5.17 \text{ cm}^2$, On opte pour **5HA12**, avec un espacement de 25 cm.

Tableau IX.15 Armatures longitudinales du chevêtre sous la torsion

A_s (cm ²)	5.17
Armatures	5HA12

Figure IX.8 Ferrailage du chevêtre

IX.2.6 Etude des fûts :

Les fûts sont des éléments encastrés à la base de la semelle. Ils ont pour rôle de transmettre aux fondations les efforts dus aux charges, aux surcharges et aux efforts sismiques. Ils sont sollicités en flexion déviée composée (N, M_{xx} , M_{yy}), ou bien (N, MFH/o, MFV/o).

IX.2.6.1 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis au flambement

On étudie la stabilité pour 5 piles, L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$$

✓ l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 0.7 \times l_0$ (l_0 est la hauteur de la pile la plus longue).

✓ $i = \frac{D}{4}$

$$l_f = 0.7 \times 15.42 = 10.80$$

$i = \frac{D}{4} = \frac{1.5}{4} = 0.375$; Donc : $\lambda = \frac{l_f}{i} = 28.8 < 70 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**, Il n'y a pas un risque de flambement.

IX.2.6.2 Combinaison des charges :

Le résultat des combinaisons les plus défavorables cas d'un seul fût est montré dans le tableau : (détail de calcul voir Annexe D).

Tableau IX.16 Valeur des efforts par fût

Etat	Combinaison	N (KN/ml)	H (KN /ml)	M (KN.m/ml)
ELS	G+1.2Bc+ST	4846,77	168,09	3666,49
ELU	1.35G+1.26Bc+1.6ST	6538,29	229,68	2627,81

IX.2.6.3 Ferrailage du fût :

- **Ferrailage longitudinal**

Le ferrailage se fait par le logiciel AUTODESK ROBOT EXPERT 2010.

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée déviée.

$$A_s = 176,7 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **36HA25** avec un espacement de **e= 12.5cm**.

- **Ferrailage transversales**

Avec Robot expert : Cerces **HA14** en **zone courante** avec **St = 20 cm** et des cerces de **HA14** en **zones critiques**, **St= 12.5cm**.

Figure IX.9 Ferrailage des futs

IX.3 ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant. A deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

IX.3.1 Conception de la culée

Les dimensions sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau IX.17 Les dimensions de la culée

	H(m)	Long(m)	E _p (m)/L
Semelle	2,00	13,25	6,00
Mur frontal	5,69	13,25	1,46
Dalle de transition	0,30	11,85	4,00
Mur en retour	/	/	0,60
Corbeau	/	11,85	/
Mur garde-grève	2,27	13,25	0,30

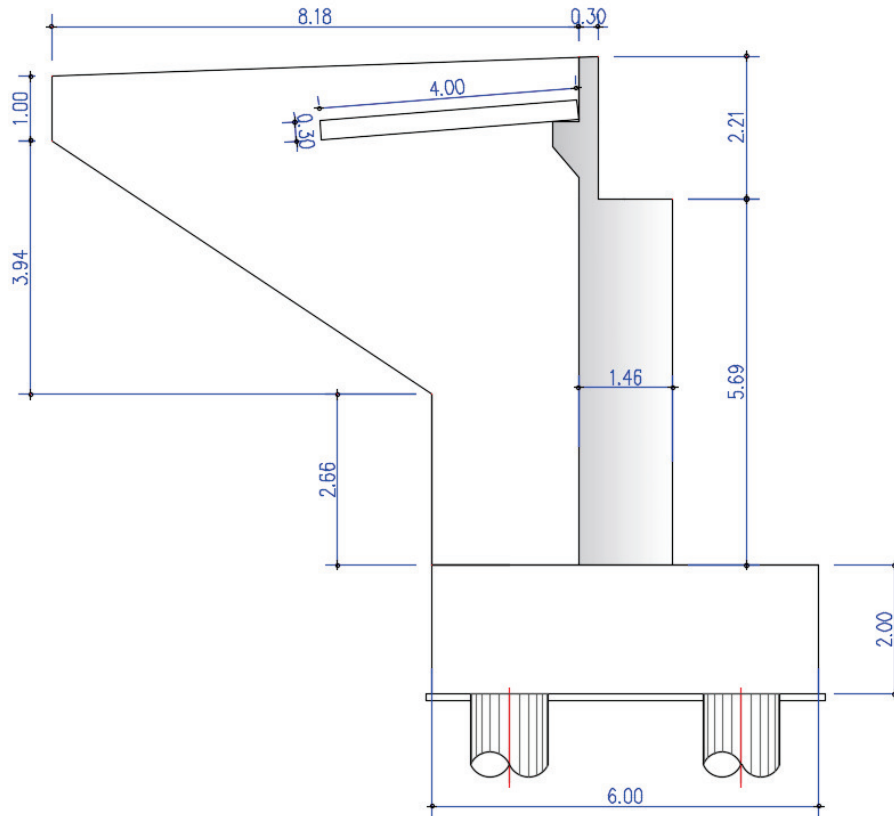


Figure IX.10 Schéma représentatif de la culée

IX.3.2 Evaluation des efforts agissant sur les culées

Les efforts agissants sur la culée sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids et poussée des terres, effet du séisme, du freinage et des déformations différées, qu'on va les traiter en détail.

IX.3.2.1 Evaluation des charges statiques :

Le calcul de la poussée statique et les charges d'inertie, effectué avec les hypothèses classiques, conduit à :

$$K_a = 0.33; \gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3; \gamma_{\text{sol}} = 18 \text{ kN/m}^3.$$

Tableau IX.18 Détermination des sollicitations statique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV} /o	M _{FH} /o
Semelle	3975,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Mur frontal	2751,83	/	0,00	4,84	0,00	/
Dalle de transition	177,75	/	-2,73	8,92	-485,26	/
Mur en retour	1081,20	/	-3,61	6,94	-3903,13	/
Corbeau	75,16	/	-2,81	9,44	-211,20	/
Mur garde-grève	219,75	/	0,50	6,85	109,88	/
Poids des terres amont	3261,14	/	-2,30	4,63	-7505,85	/
Poussée des terres	/	3386,98	/	-3,27	/	-11075,43
Poids sur 10kN/m ²	581,24	/	1,86	/	1081,11	/
Poussée sur 10kN/m ²	/	383,62	/	-4,91	/	-1881,66

CHAPITRE IX ETUDE D'INFRASTRUCTURE

La réaction d'appui du tablier conduit à :

Tableau IX.19 Les actions transmises par le tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
R_g	4699,50	/	0,24	/	1127,88	/
R_{A(l)}	1657,07	/	0,24	/	397,70	/
R_{Bc}	1463,27	/	0,24	/	351,18	/
R_{Mc120}	1086,38	/	0,24	/	260,73	/
R_{D240}	1787,83	/	0,24	/	429,08	/
R_{ST}	34,61	/	0,24	/	8,31	/
H_{f+r}	/	104,60	/	7,69	/	804,37
H_{T°}	/	65,90	/	5,99	/	394,73
Freinage A(l)	/	77,58	/	5,99	/	464,70
Freinage Bc	/	180,00	/	5,99	/	1078,20

Le tableau ci-après résume les combinaisons d'actions précédentes à l'ELS et à l'ELU :

Tableau IX.20 Les combinaisons d'actions appliquées sur la culée à l'ELU et à l'ELS.

		N (KN)	H (KN)	MH (KN .m)	MV (KN .m)	ΔM (KN .m)
ELS	G+0.6T	16241,33	3531,12	-10034,22	-10867,68	-20901,90
	G+0.6T+1.2Q	16938,82	3991,46	-12292,21	-9570,34	-21862,55
	G+0.6T+1.2A(l)+ST	18264,43	3624,22	-9476,58	-10382,13	-19858,71
	G+0.6T+1.2Bc+ST	18031,86	3747,120	-8740,38	-10437,95	-19178,33
	G+0.6T+Mc₁₂₀	17327,71	3531,12	-10034,22	-10606,95	-20641,17
	G+0.6T+D₂₄₀	18029,16	3531,12	-10034,22	-10438,60	-20472,82
ELU	1.35G+0.9T	21925,79	4772,94	-13510,67	-14671,37	-28182,04
	1.35G+0.9T+1.6Q	22855,78	7057,26	-21250,06	-18076,57	-39326,62
	1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	24632,49	4897,07	-12767,15	-14021,76	-26788,91
	1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	24322,40	5060,94	-11785,55	-14096,18	-25881,73
	1.35G+0.9T+1.35Mc₁₂₀	23392,40	4772,94	-13510,67	-14319,38	-27830,05
	1.35G+0.9T+1.35D₂₄₀	24339,36	4772,94	-13510,67	-14092,11	-27602,78

IX.3.2.2 Evaluation des charges sismiques :

Le calcul dynamique de la culée prend en considération : les charges d'inertie, les poussées dynamiques et les charges dues au tablier.

• **Calcul des efforts sismiques d'inertie sur la culée**

D'après le RPOA, pour ce calcul on décompose la culée en volumes élémentaires sur lesquels on applique l'accélération horizontale.

On détermine les sollicitations au pied du mur frontal et au niveau inférieur de la semelle. Les forces sismiques horizontales et verticales sont calculées avec :

$$N_{sismique} = N_{statique} \times kh$$

$$H_{sismique} = H_{statique} \times kv$$

Tel que :

$kh = A$, où A est le coefficient d'accélération dynamique égale à 0.2 dans notre cas.

$kv = 0.3 kh = 0.06$.

Et donc les charges statiques calculées précédemment deviennent dans le cas dynamique :

Tableau IX.21 Calcul des efforts dû à la culée dans le cas dynamique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	238,50	795,00	0,00	1,00	0,00	795,00
Mur frontal	165,11	550,37	0,00	4,84	0,00	2663,77
Dalle de transition	10,67	35,55	-2,73	8,92	-29,12	317,11
Mur en retour	64,87	216,24	-3,61	6,94	-234,19	1500,71
Corbeau	4,51	15,03	-2,81	9,44	-12,67	141,90
Mur garde-grève	13,19	43,95	0,50	6,85	6,59	301,06
Poids des terres amont	195,67	652,23	-2,30	4,63	-450,35	3020,41
Somme	692,51	2308,37	/	/	-719,73	8739,94

• **Les charges sismiques dues à la poussée dynamique :**

Selon le RPOA, sous un séisme, la poussée dynamique globale comporte à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres et elle a pour valeur :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma \cdot (1 \pm KV) H^2 \cdot Kad$$

$$Kad = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \times \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\beta \times \cos\theta}} \right]^2}$$

Avec :

$$\theta = \arctan \left(\frac{kh}{1 \pm kv} \right).$$

H = hauteur totale de la culée ;

φ : l'angle de frottement interne du remblai ;

γ : poids volumique des terres ;

β : l'angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale, $\beta = 0$.

CHAPITRE IX ETUDE D'INFRASTRUCTURE

Tableau IX.22 Coefficient de calcul de la poussée dynamique

γ (kN/m ³)	φ°	K_h	K_v	θ_1° (1+Kv)	θ_2° (1-Kv)	K_{ad} (1+kv)	K_{ad} (1-kv)
18	30	0.2	0.06	10,68	12,01	0,46	0,48

Les poussées dynamiques agissant sur la culée, pour les deux cas, sont égales à :

Tableau IX.23 Calcul des poussées dynamiques

Désignation	N (KN)	H (KN)	$M_{FV/o}$ (KN.m)	$M_{FH/o}$ (KN.m)
P_{ad} (1+kv)	/	5309,02	/	17696,73
P_{ad} (1-kv)	/	4916,46	/	16388,19

- **Calcul des charges sismiques dues au tablier**

Les efforts dus au tablier dans le cas d'un séisme sont déterminés par la méthode monomodale spectrale (méthode définie dans le chapitre précédent).

Les résultats de calcul, pour un séisme horizontal (on néglige le cas d'un séisme vertical voir chapitre précédent), sont définis dans le tableau suivant :

Tableau IX.24 Les efforts sismiques dus au tablier

Désignation	N (KN)	H (KN)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Séisme Tablier	5576,83	3255,40	1394,21	25034,03

- **Les charges sismiques totales (culée + tablier) :**

L'évaluation de l'action sismique totale se fait pour trois cas :

- 1^{er} cas : cas de séisme horizontal (1+kv).
- 2^{ème} cas : cas de séisme horizontal (1-kv).
- 3^{ème} cas : cas de séisme vertical.

Les actions inertielles étant toutes dans la même direction, il est intéressant de les considérer en même temps, ces actions sont celles de la masse de la culée, du sol sur la semelle (efforts sismiques d'inertie et les poussées dynamiques). La combinaison des actions se fait comme suit:

- Les actions inertielles se cumulent directement : $F_{inertielles} = \Sigma F$,

F étant les forces d'inertie de la culée, du sol, de la semelle et les poussées dynamiques.

- Les actions par direction se cumulent quadratiquement :

$$F = \sqrt{F_{tablier}^2 + F_{inertielles}^2}$$

Tableau IX.25 L'évaluation des actions sismiques de la culée.

	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
CAS 1	0,00	8283,85	36408,80
CAS 2	0,00	7924,37	35470,07
CAS 3	5619,67	0,00	1569,02

• **Combinaison d'action :**

Selon le RPOA 2008, la combinaison d'actions à l'ELA est définie comme suit :

$$G + 0.4 T + E + R_{retrait} + R_{fluage}$$

On pose : $R = G + 0.4 T + R_{retrait} + R_{fluage}$, et on aura les résultats suivants :

Tableau IX.26 La détermination de Rmax et Rmin.

	N (kN)	V (kN)	M (KN.m)
R max	11899,40	166,96	13173,46
R min	11759,11	146,47	13050,76

Il est important d'identifier les combinaisons critiques afin de limiter les calculs. On s'intéresse aux combinaisons suivantes :

Tableau IX.27 Les combinaisons des actions sismiques totales de la culée

	N (kN)	V (kN)	M (KN.m)
R max - H + 0,3V	13585,29	8450,81	48013,23
R min - H - 0,3V	10073,21	8070,85	50089,85
R max + V - 0,3H	17519,06	2652,11	22527,08
R min - V - 0,3H	6139,44	2523,79	25260,81

IX.3.3 Ferrailage des éléments de la culée :

IX.3.3.1 Mur frontal

Le mur frontal, considéré encastré dans la semelle, travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges d'inertie, poussées des terres et les réactions dues au tablier. Les efforts défavorables de calcul sont définis dans le tableau suivant :

Tableau IX.28 Les sollicitations défavorables à l'ELU et à l'ELS du mur frontal

	N (Kn/ml)	T (kN /ml)	M (KN.m/ml)
ELU	1339,72	275,62	-951,68
ELS	844,16	227,46	-796,33

Le ferrailage vertical du mur est calculé avec le logiciel ROBOT-Expert en flexion composée.

- Résultats :
- Ferrailage vertical : $A_s = 14,1\text{cm}^2$; Soit : **5HA20/ml**, avec $St = 20\text{cm}$.
- Ferrailage horizontal : $A_{st} = \frac{As}{4} = 3.53\text{ cm}^2$; Soit : **5HA12/ml**, avec $St = 20\text{cm}$.
- Armatures de construction : $A's = \frac{As}{3} = 4.7\text{ cm}^2$; Soit : **5HA14/ml**, avec $St = 20\text{cm}$.

IX.3.3.2 Mur garde-grève

Le mur garde grève, supposé encastré à la base, est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales (Poussée des terres, poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève, force de freinage).

• **Moment dû à la poussée des terres**

Le moment à l'encastrement, dû à la poussée des terres, a pour expression :

$$M_p = \frac{P \cdot H}{3}$$

Avec : $P = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot L$.

Tel que :

- P : la poussée des terres.
- K_a : coefficient de poussée des terres,
- γ_r : poids volumique du remblai,
- H : hauteur du mur garde grève,
- L : longueur du remblai,

$\gamma(\text{kN/m}^3)$	K_{ah}	H (m)	L (m)
18	0.33	2.21	1

On aura donc : $M_P = 10,69 \text{ kN.m/ml}$

$M_{P-ELU} = 1,35 \cdot M_p = 14,43 \text{ KN.m/ml}$

$M_{P-ELS} = M_p = 10,69 \text{ KN.m/ml}$

• **Moment dû à une charge locale située en arrière du mur**

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à une charge locale a pour expression :

$$M_p = \frac{12k}{0.75 + 2h} \times \int_0^h \frac{h - x}{(0.25 + x)} dx$$

Avec : $K = K_a \times \delta \times \gamma$

Tel que :

- γ : coefficient de pondération, $\gamma = 1.6$ à l'ELU et $\gamma = 1.2$ à l'ELS.
- δ : coefficient de majoration dynamique, $\delta = 1.07$.
- h : hauteur du mur garde- grève.

Les valeurs de K aux états limites sont : $K_s = 0.51$ à l'ELS , $K_u = 0.68$ à l'ELU.

La valeur de M_{Pc} / K est explicitée dans le tableau ci-dessous pour différentes valeurs de h :

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
$M_p/k \text{ (t.m/ml)}$	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

En faisant une interpolation linéaire pour $h = 2.21 \text{ m}$, on trouve :

$M_{Pc}/K = 7,92 \text{ t.m/ml}$.

Ainsi on aura :

$M_{Pc-ELU} = 53,67 \text{ kN.m/ml}$.

$M_{Pc-ELS} = 40,25 \text{ kN.m/ml}$.

• **Moment dû à la force de freinage**

On considère l'effet de freinage d'une seule roue d'une charge exceptionnelle du convoi, dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

Avec :

- μ : coefficient de pondération, $\mu = 1.2$ à l'ELS et $\mu = 1.6$ à l'ELU.
- P : charge d'une roue du convoi roulant, P = 60 KN.
- h : Hauteur du mur, h = 2.21 m.

on aura :

$$M_{f-ELU} = 90,86 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{f-ELS} = 68,15 \text{ kN.m/ml}$$

• **Combinaison d'actions :**

Le moment total de l'encastrement à l'ELS et l'ELU est la somme des moments calculés précédemment.

$$M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 119,08 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 158,95 \text{ KN.m/ml}$$

Le ferrailage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT-Expert en flexion simple.

- Résultats :
- Section d'acier : $A_s = 22 \text{ cm}^2$, On prend **5HA25/ml** avec **St=20cm**.
- Armature de construction : $A_{s1} = A_{s3} = 7,33 \text{ cm}^2$, On prend **5HA14/ml** avec **St= 20cm**.
- Ferrailage transversal : $A_{st} = A_{s4} = 5,50 \text{ cm}^2$, On prend **12HA12/ml** avec **St= 20cm**.

IX.3.3.3 Dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle se calcule comme une dalle rectangulaire appuyée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contact direct avec le sol). Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et au poids du remblai au-dessus de la dalle

Tableau IX.29 Les sollicitations défavorables à l'ELU et à l'ELS du mur frontal

Type de charge	Q (KN/ml)	M(KN.m/ml)	V (KN)
Poids propre	7,5	15	15
Revêtement	1,75	3,5	3,5
Remblai	13,5	27	27
Surcharges	10	20	20

• **Combinaison d'actions :**

$$M_{ELS} = M_G + 1.2 M_Q = 69.5 \text{ kN.m/ml}$$

$$V_{ELS} = V_G + 1.2 V_Q = 69.5 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 93.43 \text{ kN.m/ml.}$$

$$V_{ELU} = 1.35 V_G + 1.6 V_Q = 93.43 \text{ kN/ml.}$$

Le ferrailage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT-Expert en flexion simple.

- Résultats :
 - Ferrailage principal : $A_s = 12,4 \text{ cm}^2$; Soit : **5HA20/ml**, avec $St = 20\text{cm}$.
 - Armatures de construction : $A's = A_s/3 = 4,13$; Soit : **5HA14/ml**, avec $St = 20\text{cm}$.
 - Ferrailage transversal : $A_{st} = A_s/4 = 3,1$; Soit : **5HA12/ml**, avec $St = 20\text{cm}$.

IX.3.3.4 Corbeau

Le corbeau est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction due aux poids des charges permanentes et la réaction des surcharges sur remblai. La formule de la réaction aux appuis d'une poutre simplement appuyée est écrite sous la forme :

$$R = q.L/2$$

Tel que :

- L : la longueur de la dalle de transition, $L = 4 \text{ m}$.
- q : la charge appliquée sur la dalle, $q = 22.75 \text{ KN/ml}$ le cas des charges permanentes et $q = 10 \text{ KN/ml}$ pour la surcharge sur remblai

On aura :

- Réaction due au poids des charges permanentes $R = 45,50 \text{ kN/ml}$.
- Réaction des surcharges sur remblais $R = 20,00 \text{ kN/ml}$.
 - Combinaison d'action :

$$M_{ELS} = R_G + 1.2 R_Q = 65,50 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ELU} = 1.35R_G + 1.6R_Q = 91,43 \text{ KN.m/ml.}$$

Le ferrailage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT-Expert on suppose que le corbeau travaille en flexion simple.

- Résultats :
 - Ferrailage principal : $A_s = 8.2 \text{ cm}^2$; Soit : **6HA14/ml**, avec $St = 20 \text{ cm}$.
 - Armatures de construction : $A's = A_s/3$; Soit : **6HA12/ml**, avec $St = 20 \text{ cm}$.
 - Ferrailage horizontal : $A_{st} = A_s/4$; Soit : **6HA10/ml**, avec $St = 20 \text{ cm}$.

IX.3.3.5 Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Le calcul des efforts du mur, se fait avec un logiciel de calcul (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 - Version Etudiant). Le mur en retour est supposé encasturer sur ses deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Les poussées des terres.
- Les poussées des surcharges de remblais, $P_{sr} = 3.33 \text{ kN/m}^2$.
- Les compléments de charge CCP.

- **Poids propre du mur.**

Les sollicitations appliquées sur le mur en retour selon la combinaison : $G + 1.2 Q$ sont **illustrés dans les figures suivantes**

Figure IX.11 Le moment fléchissant selon XX.

Figure IX.12 Le moment fléchissant selon YY.

Combinaison d'action :

- Efforts verticaux :

à l'ELS : $M = MG_V + 1,2 MQ_V = 98,44 \text{ KN.m}$

- Efforts horizontaux :

à l'ELS : $M = MG_V + 1,2 MQ_V = 219,11 \text{ KN.m}$

Le calcul du ferrailage se fait avec le logiciel ROBOT-Expert, les résultats sont les suivants

-Section d'acier principal (sens vertical) : $A_s = 7.6 \text{ cm}^2$; Soit : **3HA20/ml** / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

- Section d'acier principal (sens horizontal) : $A_s = 17.5 \text{ cm}^2$; Soit : **(3HA20+2HA25)/ml** / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

- Armature de constructions (sens vertical) : $A_s' = A_s/3 = 2.53 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour **8HA12** / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

- Armature de constructions (sens horizontal) : $A_s' = A_s/3 = 5.83 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour **8HA14** / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

IX.3.4 Etude des fondation :

IX.3.4.1 Etude des pieux

Un pieu est un élément de construction en béton, en acier, en bois ou mixte permettant de fonder un bâtiment ou un ouvrage. Ils sont utilisés lorsque le terrain ne peut pas supporter superficiellement les contraintes dues à la masse de l'ouvrage. Il est également possible d'utiliser des pieux pour renforcer des fondations existantes.

• **Nombre de pieux**

Le nombre de pieux dans la culée est donné par la relation suivante :

$$n = \frac{N_{max}}{Q_p}$$

Avec :

N_{max} : effort max à l'E.L.S

Q_p : capacité portante d'un pieu à E.L.S (Rapport géotechnique)

Tableau IX.30 Calcul du nombre de pieux

		Pile	Culée
N_{max} (KN)		24981.12	18031.86
Q (KN)		3900	3900
Nombre de pieux		8 pieux	8 pieux
Nombre de pieux	Sens longitudinal	4	4
	Sens transversal	2	2

Le nombre total des pieux est donc égal à 8 (2× 4) avec une profondeur de 10 m.

• **Effort revenant à chaque pieu :**

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY). L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{N}{n_{pieux}} \pm \frac{M \times y_i}{\sum n_{pieux/file} \times y_i^2}$$

Avec :

CHAPITRE IX ETUDE D'INFRASTRUCTURE

N : Effort normal vertical correspondant ;

n_{pieux} : nombre totale des pieux ($n = 8$) ;

M : Moment correspondant ;

y_i : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau IX.31 R1 et de R2 pour les combinaisons les plus défavorables.

Etat	Pile		Culée	
	R1 (KN)	R2 (KN)	R1 (KN)	R2 (KN)
ELS	1529,54	3099,29	903,98	3662,13
ELU	2217,32	4027,96	1218,72	4939,40
ELA	7664.15	4045,71	5032.41	-1636.09

- **Ferraillage des pieux :**

Calcul des pieux par la formule de WARNER :

Le moment en fonction de la profondeur est calculé par la formule :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{H_{max}}{\lambda}$$

Avec :

\bar{M} : Moment en tête du pieu.

H_{max} : Effort tranchant maximal en tête de pieu.

$\chi_{\theta p}$, $\chi_{\theta M}$: Données par les abaques de WARNER en fonction de $\lambda.L$.

L : la profondeur du pieu

λ : Coefficient d'amortissement.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u \times b}{4EI}}$$

C_u : module de réaction du sol,

b : diamètre des pieux.

E : module d'élasticité du béton,

I : moment d'inertie du pieu,

L	E	C_u	b	I	λ
10m	33 000MPa	30MN/m ³	1,2m	0,101m ⁴	0,228

On a :

$$\lambda \times L = 2,280$$

A partir de l'abaque de WARNER :

Pour $\lambda \times L = 2,280$	$\chi_{\theta p} = 1,30$	$\chi_{\theta M} = 1,58$
---------------------------------	--------------------------	--------------------------

	Pile	Culée
H max ELU (KN)	86,13	882.16
H max ELS (KN)	63,03	498.93

- Application numérique :

$$pile : \begin{cases} MELS = 226,8KN.m \\ MELU = 309,96KN.m \end{cases}; culée : \begin{cases} MELS = 1795.55 KN.m \\ MELU = 3174.69 KN.m \end{cases}$$

- **Ferraillage des pieux sous piles :**

Armatures longitudinales :

- Sections d'Acier : $A_s = 113,1cm^2$
- Ferraillage : **24 HA25.**
- Espacement : $e = 15cm.$

Armatures transversales :

- Sections d'Acier : $A_t = 4,12 cm^2$
- Ferraillage : **2 HA14.**
- Espacement (zone courante) : $e = 30cm$
- Espacement (zone critique) : $e = 15 cm$

- **Ferraillage des pieux sous culées :**

Armatures longitudinales :

- Sections d'Acier : $A_s = 113,1cm^2$
- Ferraillage : 24 HA25.
- Espacement : $e = 14 cm.$

Armatures transversales :

- Sections d'Acier : $A_t = 4,12 cm^2$
- Ferraillage : 2 HA14.
- Espacement (zone courante) : $e = 30cm$
- Espacement (zone critique) : $e = 15 cm$

Figure IX.13 Ferraillage des pieux sous piles et culées

IX.3.5 Etude de la semelle

IX.3.5.1 Ferrailage de la semelle sous pile :

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Tableau IX.32 Vérification de la méthode des bielles

	Pile	Culée
L (m)	3.6	3.6
b (m)	1.5	1.46
H (m)	2	2
d'(m)	0.1	0.1
h (m)	1.90	1.90
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	1.425	1.435
$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$ (°)	53.16	52.69
Condition	Vérifiée	Vérifiée

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{max}}{\sigma_\alpha} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Tableau IX.33 Résultats et section d'acier de la semelle

Etat	Pile			Culée		
	N_{max} (MN)	σ_α (MPa)	A_s (cm ²)	N_{max} (MN)	σ_α (MPa)	A_s (cm ²)
ELS	3,10	333,33	69,73	3,66	333.33	82.35
ELU	4.03	500,00	60.42	5.58	500	83.7

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi_{pieu} = 3,10m.$$

Tableau IX.34 Ferrailage de fondation sous pile.

Armatures		A_s (cm ²)	Ø (mm /ml)	e (cm)
Longitudinale	Nappe sup	17,43	8 HA 20	15
	Nappe inf	34,87	8 HA 25	15
Transversale	Nappe sup	23,24	8 HA 20	15
	Nappe inf	30	8 HA25	15
Latérales		6,97	5 HA 14	25

Figure IX.14 Ferrailage de la semelle sous la pile (Coupe transversale)

Figure IX.15 Ferrailage de la semelle sous pile (Coupe longitudinale)

Tableau IX.35 Ferrailage de fondation sous culée.

Armatures		As (cm ²)	Ø (mm /ml)	e (cm)
Longitudinale	Nappe sup	20.67	8 HA 20	15
	Nappe inf	41.34	8 HA 32	15
Transversale	Nappe sup	27.57	7HA25	17.5
	Nappe inf	30	7HA25	17.5
Latérales		8.23	5HA16	25

Figure IX.16 Ferrailage des éléments de la culée

IX.4 CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, et la détermination du ferrailage de la pile et la culée, cela permet d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut être exploité en toute sécurité.



**CONCLUSION
GENERALE**

CONCLUSION GENERALE

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception à moindre coût, et cela, par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, toute en consultant des guides, normes et documents techniques réglementaires algériens, ainsi qu'en utilisant plusieurs logiciels de calcul et de dessin principalement : AUTOCAD, ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, ROBOT EXPERT ...

Au terme de ce projet de fin d'études intitulé : conception et étude d'un pont à la 4ème rocade d'Alger au PK31+500. On estime avoir touché à travers les différents chapitres du présent travail, la quasi-totalité des aspects concernant la conception et le dimensionnement d'un pont.

Dans un premier temps, on a étudié et analysé les données relatives à notre ouvrage. Cette opération a constitué la base du reste de l'étude.

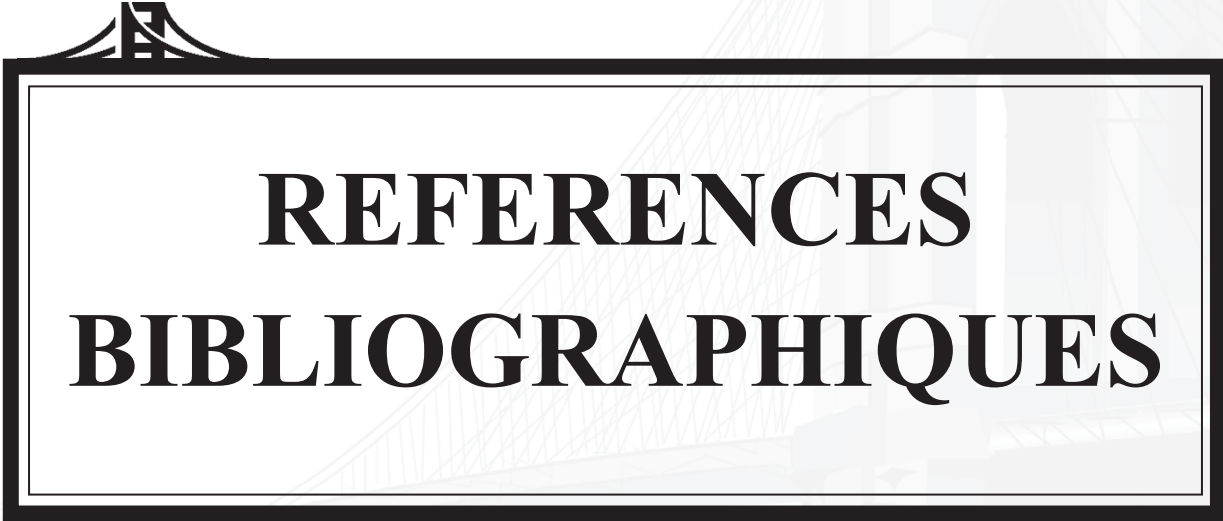
Ensuite, on a procédé à la conception et le pré dimensionnement du pont objet de ce travail, en proposant trois variantes différentes : pont caisson en encorbellement successif, pont à poutres préfabriquées en béton précontraint, et pont mixte bipoutre. La comparaison de ces solutions sur la base des critères d'économie, d'entretien, d'esthétique et d'exécution a permis de dégager la variante la plus avantageuse.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

D'autre part, on a réalisé la modélisation du pont par éléments finis afin de déterminer les efforts internes nécessaires au dimensionnement final.

En somme, ce mémoire de fin d'études a contribué à l'avancement de nos connaissances dans le domaine des travaux publics, en fournissant une analyse approfondie, des résultats significatifs et des recommandations pratiques. Il est espéré que ce travail servira de base solide pour nos carrières professionnelles, et de futures recherches.



REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ✓ **BAEL 91.** (1991) : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ✓ **BPEL 91.** (Révisé 99) : Règles techniques de conception de calcul des ouvrages de construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites Fascicule n°62 titres
- ✓ **RCPR** : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- ✓ **Document SETRA,** (Juin 2003) "ponts en béton précontraint construits par Encorbellements successifs". Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France)
- ✓ **Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP,** Guide De Conception, Service D'Etude Des Routes Et Des Autoroutes, SETRA, France, 1996.
- ✓ **Document SETRA,** (Juin 2003) "ponts en béton précontraint construits par Encorbellements successifs". Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France).
- ✓ **Document SETRA,** (Septembre 2009) "ponts mixtes acier-béton ". Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France).
- ✓ **Document SETRA,** (Octobre 1977) " Appuis des tabliers PP73 Calculs complémentaires ferrailages types.
- ✓ **Guide technique SETRA :** Appareils d'appui en élastomère fretté et appareils d'appui a pot. Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaire.
- ✓ **Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA** (2008). Ministère des travaux publics.
- ✓ **Règlement Neige et Vent RNV,** Document Technique Réglementaire DTR C 2-4.7, Ministère de l'habitat de l'urbanisme et de la ville, Algérie, 2013.
- ✓ **Règles définissant les charges à appliquer pour les calculs et les épreuves des ponts routes RCPR,** Document Technique Réglementaire DTR, Ministère Des Travaux Publics, Algérie, 2009.
- ✓ **CIPEC,** catalogues des joints de chaussée (juin2010), Freyssinet
- ✓ **La précontrainte** Freyssinet, Soletanche Freyssinet, 2014.
- ✓ **AMIEUR.M,** Cours de Pont, Ecole nationale supérieure des travaux publics ENSTP, Alger.



ANNEXES



Figure A.1 Photo du sondage carotté BH-138



Figure A.2 Photo du sondage carotté BH-139



Figure A.3 Photo du sondage carotté BH-140



Figure A.4 Figure 4 Photo du sondage carotté BH-141

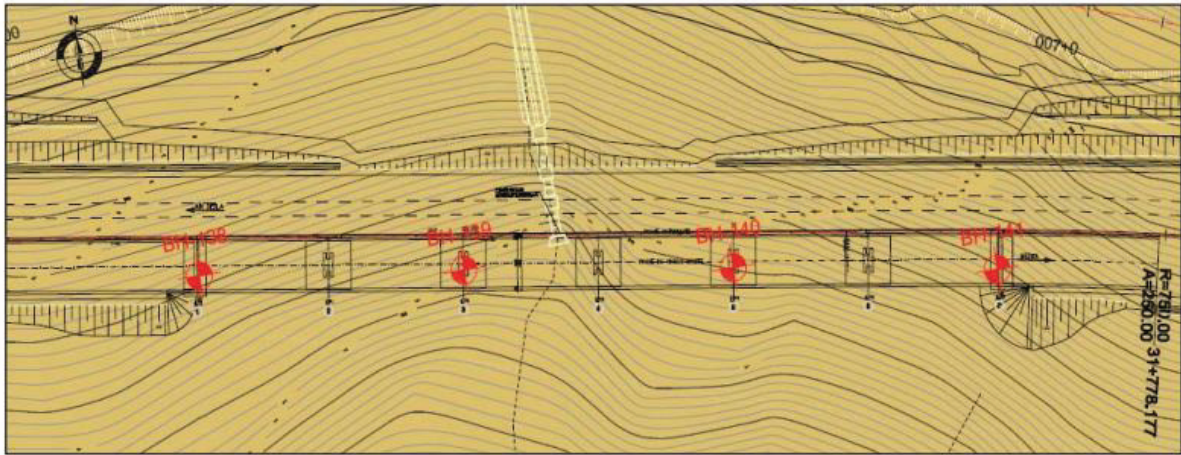


Figure A.5 Location d'exploration

ANNEXE B MODELISATION ET TABLEAUX DE CALCUL

AL ₃			
POUTRES	S Surface(m ²)	L (Largeur chargée)	K _a moy
P1	11.9769	10.95	1.0938
P2	12.15	10.95	1.1096
P3	11.62	10.95	1.0612
P4	10.7281	10.95	0.9797

BC ₁			
POUTRES	K1	K2	K _a moy
P1	0.8017	1.1849	0.9933
P2	1.26	1.63	1.445
P3	2.38	1.86	2.12
P4	3.27	1.95	2.61

BC ₂					
POUTRES	K1	K2	K3	K4	K _a moy
P1	0.8017	1.1849	1.2641	1.4241	1.1687
P2	1.26	1.63	1.6	1.4	1.4725
P3	2.38	1.86	1.7	1.09	1.7575
P4	3.27	1.95	1.68	0.86	1.94

BC ₃							
POUTRES	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K _a moy
P1	0.8017	1.1849	1.2641	1.4241	1.4185	1.2197	1.21883
P2	1.26	1.63	1.6	1.4	1.27	0.85	1.33500
P3	2.38	1.86	1.7	1.09	0.96	0.47	1.41000
P4	3.27	1.95	1.68	0.86	0.6	0.1	1.41000

MC120			
POUTRES	S Surface(m ²)	L (Largeur chargée)	K _a moy
P1	2.4	2	1.2000
P2	3.03	2	1.5150
P3	2.56	2	1.2800
P4	3.9623	2	1.9812

D240			
POUTRES	S Surface(m ²)	L (Largeur chargée)	K _a moy
P1	5.09	3.30	1.5424
P2	5.1544	3.30	1.5619
P3	4.6147	3.30	1.3984
P4	3.7672	3.30	1.1416

Bt ₁			
POUTRES	K1	K2	K _a moy
P1	0.8348	1.2357	1.03525
P2	1.26	1.63	1.445
P3	2.38	1.86	2.12
P4	3.27	1.95	2.61

Bt ₂					
POUTRES	K1	K2	K3	K4	K _a moy
P1	0.8348	1.2357	1.352	1.4158	1.2096
P2	1.26	1.63	1.56	1.27	1.4300
P3	2.38	1.86	1.55	0.96	1.6875
P4	3.27	1.95	0.6	1.42	1.8100

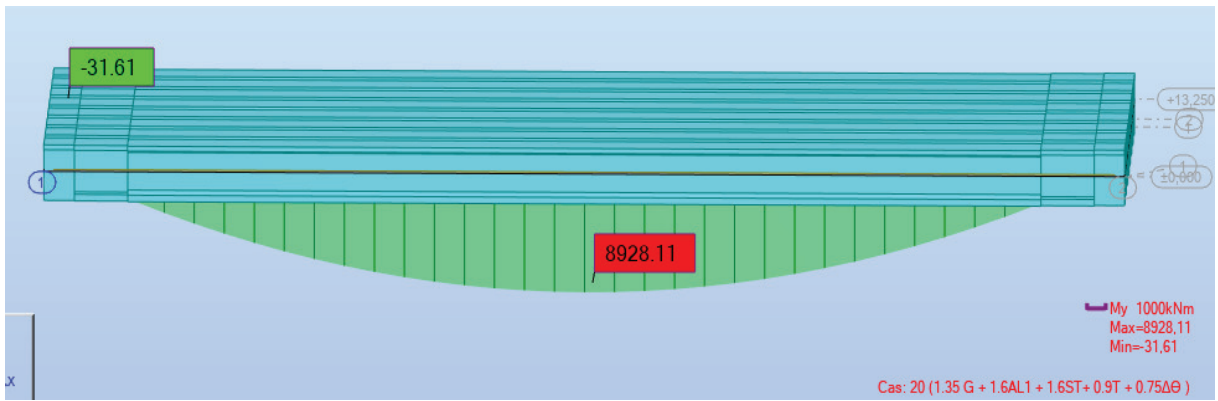


Figure B.1 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6AL1 + 1.6ST + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

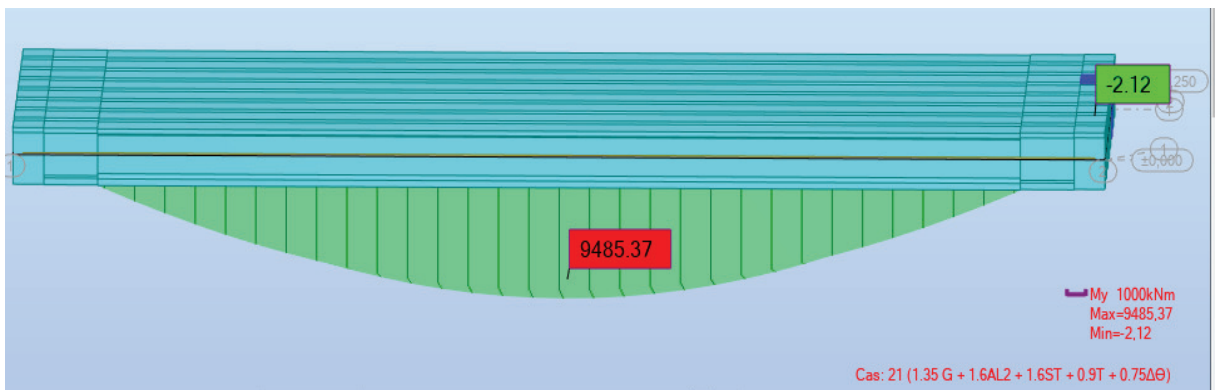


Figure B.2 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6AL2 + 1.6ST + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

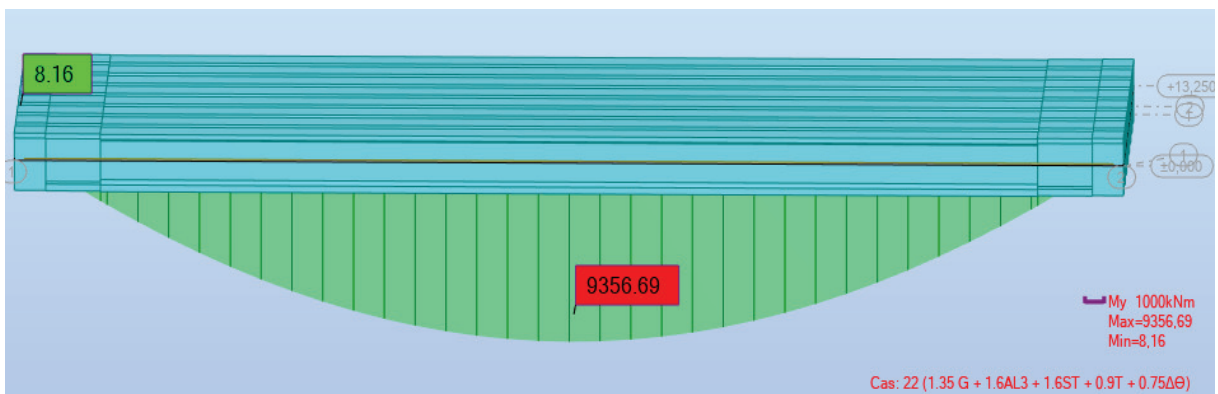


Figure B.3 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6AL3 + 1.6ST + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

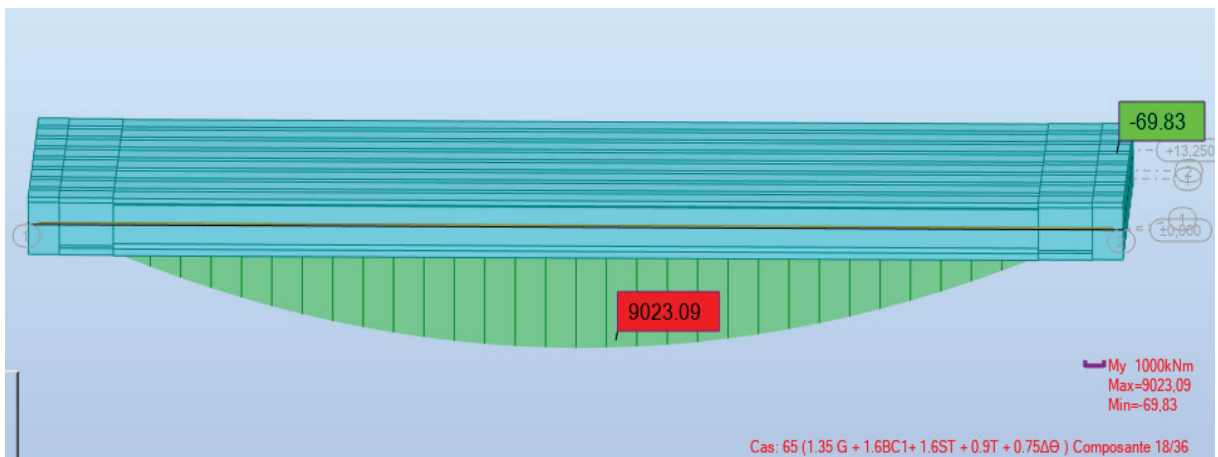


Figure B.4 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6BC1 + 1.6ST + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

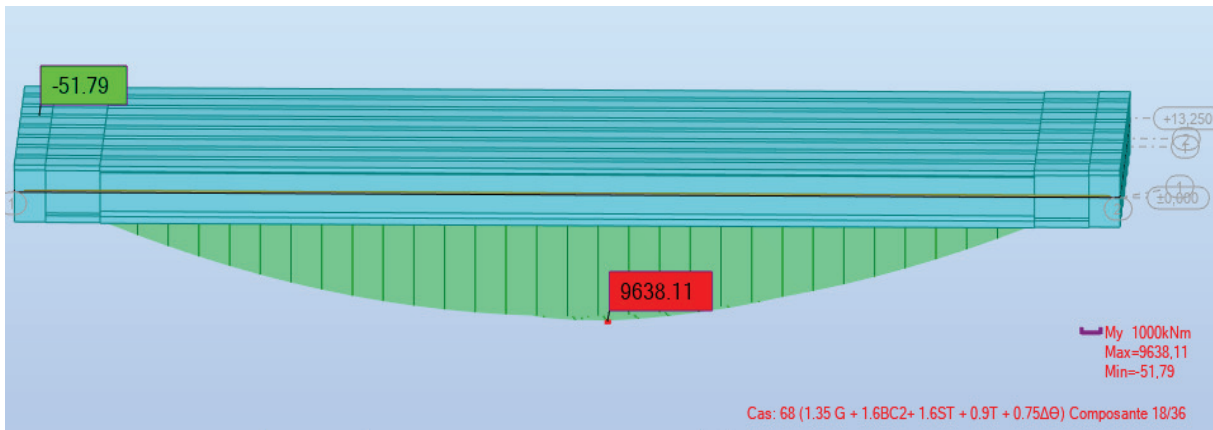


Figure B.5 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6BC2 + 1.6ST + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

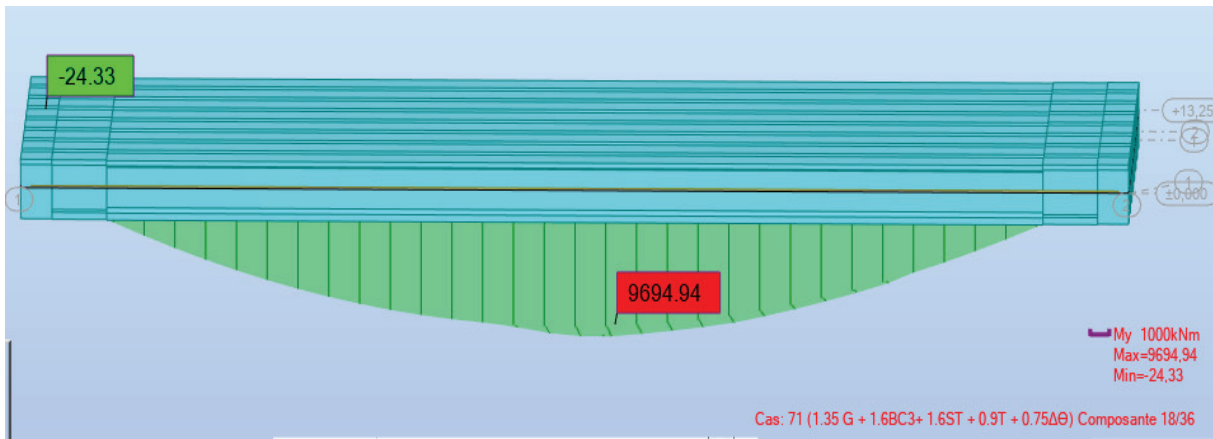


Figure B.6 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6BC3 + 1.6ST + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

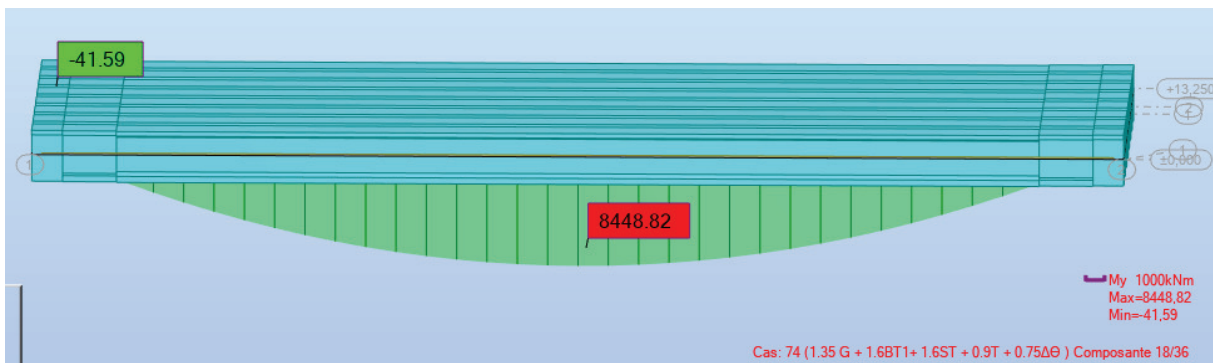


Figure B.7 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6BT1 + 1.6ST + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

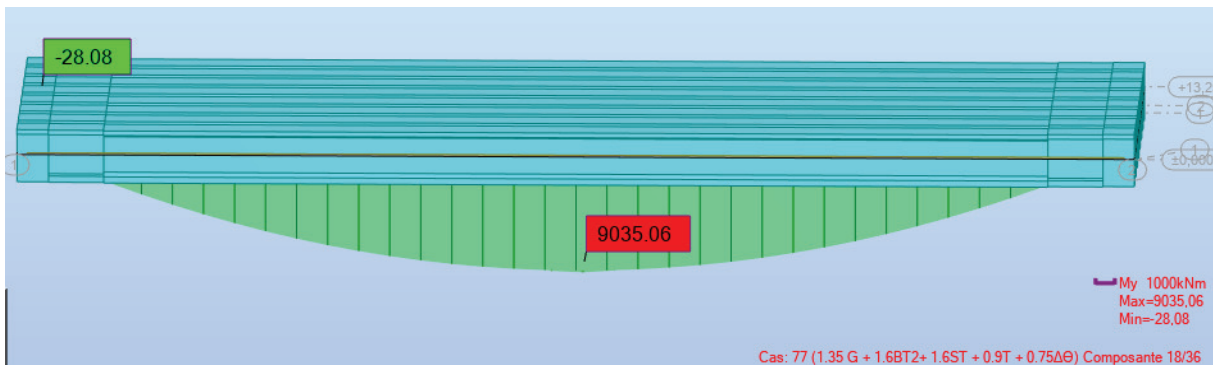


Figure B.8 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.6BT2 + 1.6ST + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

ANNEXE B MODELISATION ET TABLEAUX DE CALCUL

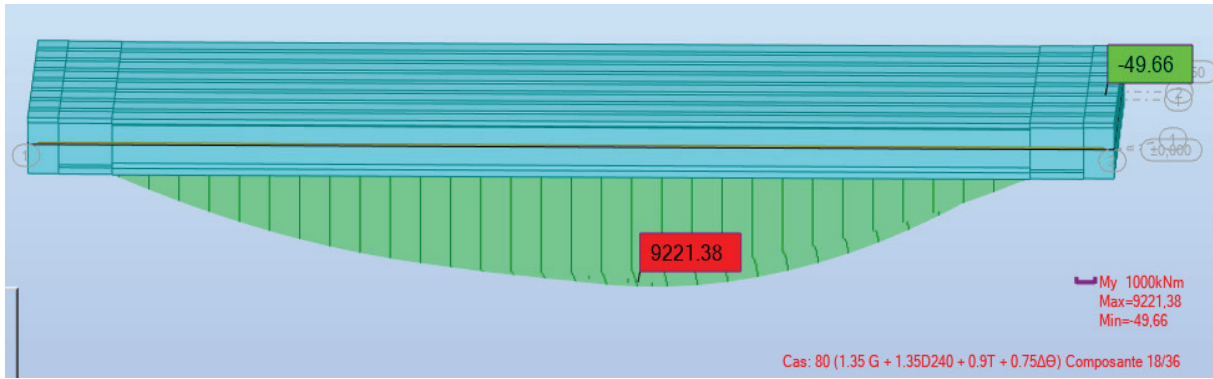


Figure B.9 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

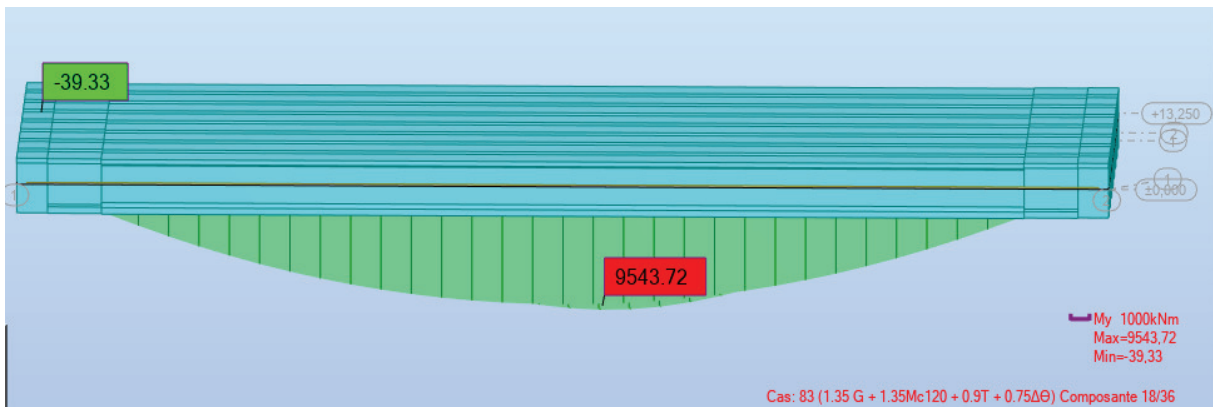


Figure B.10 Moment fléchissant pour $1.35 G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

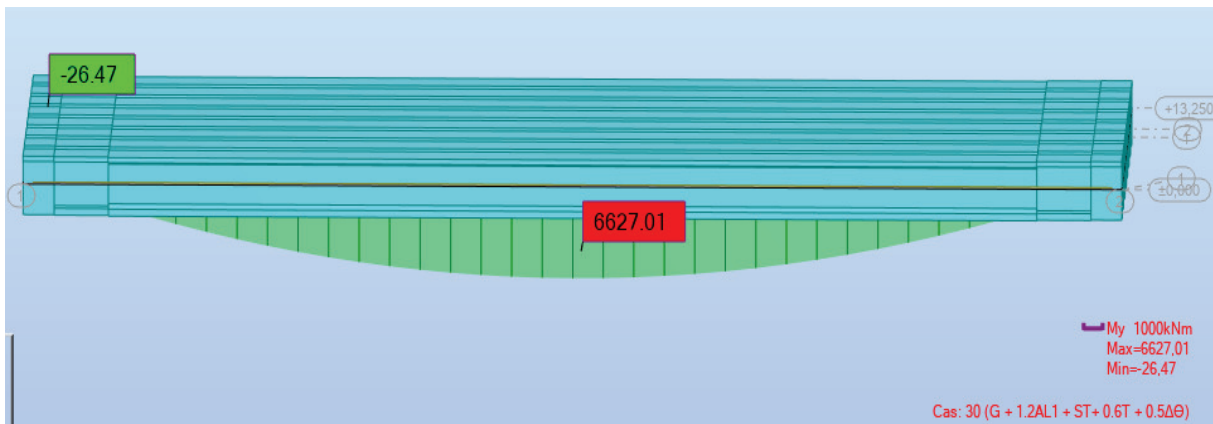


Figure B.11 Moment fléchissant pour $G + 1.2AL1 + ST + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

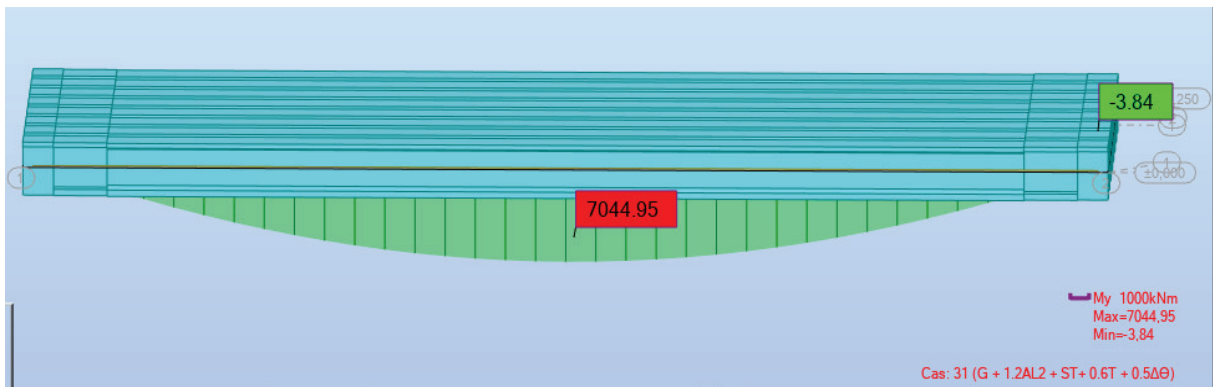


Figure B.12 Moment fléchissant pour 31 : $G + 1.2AL2 + ST + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

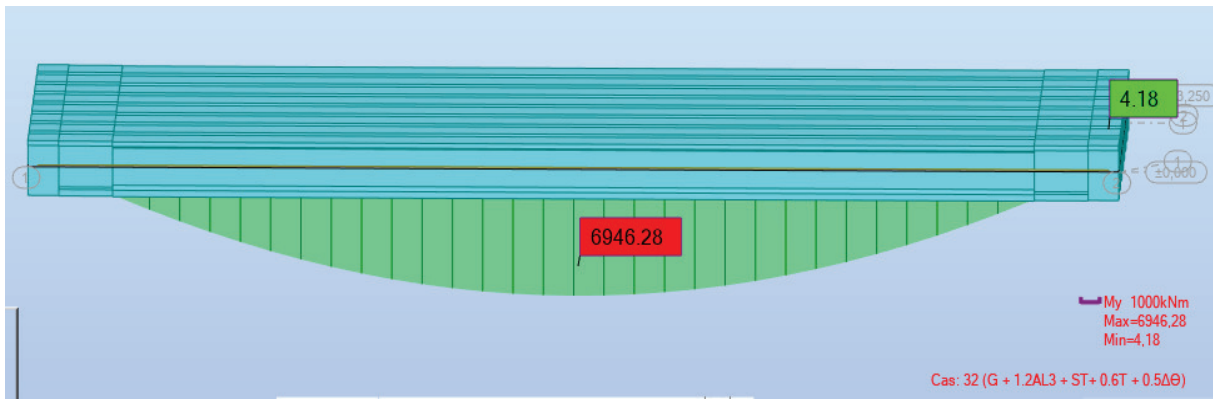


Figure B.13 Moment fléchissant pour $G + 1.2AL3 + ST + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

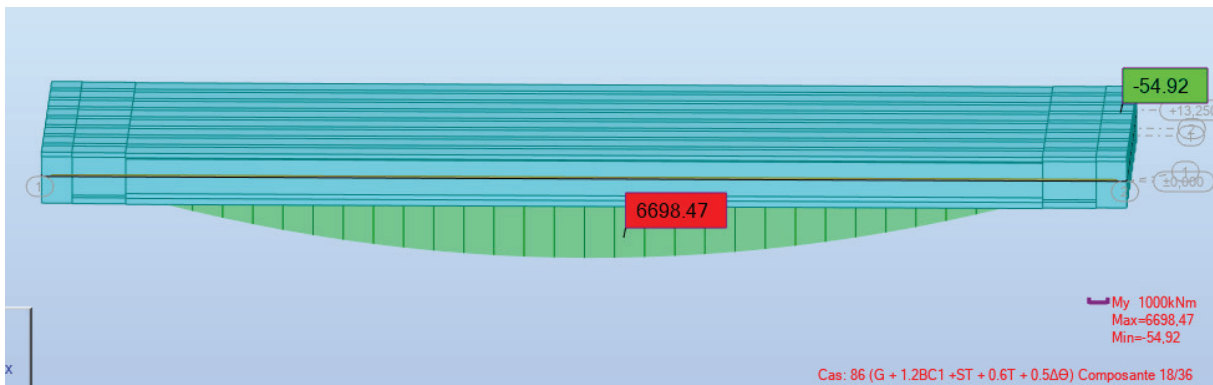


Figure B.14 Moment fléchissant pour : $G + 1.2BC1 + ST + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

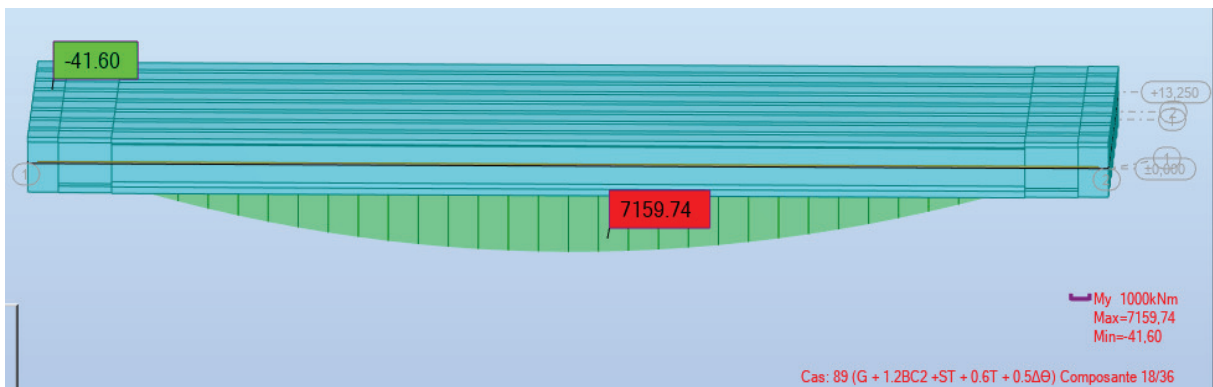


Figure B.15 Moment fléchissant pour $G + 1.2BC2 + ST + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

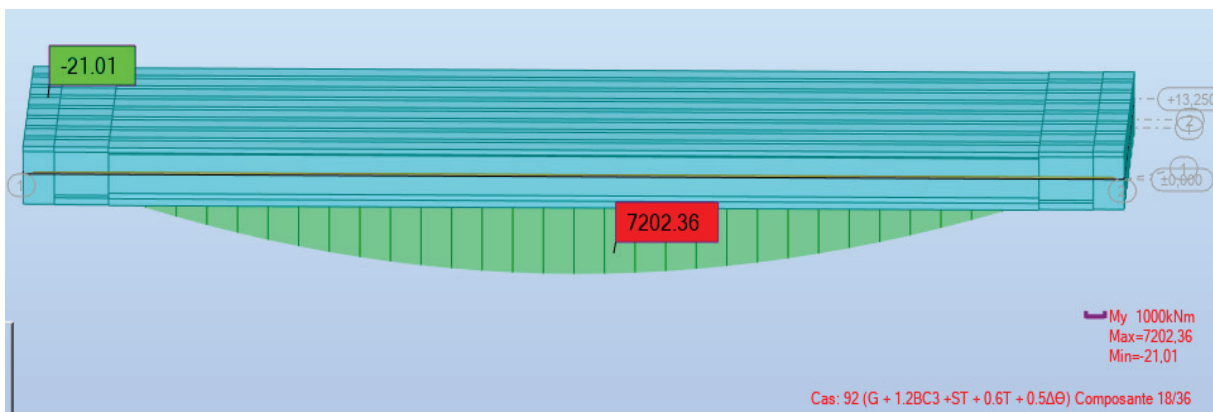


Figure B.16 Moment fléchissant pour $G + 1.2BC3 + ST + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

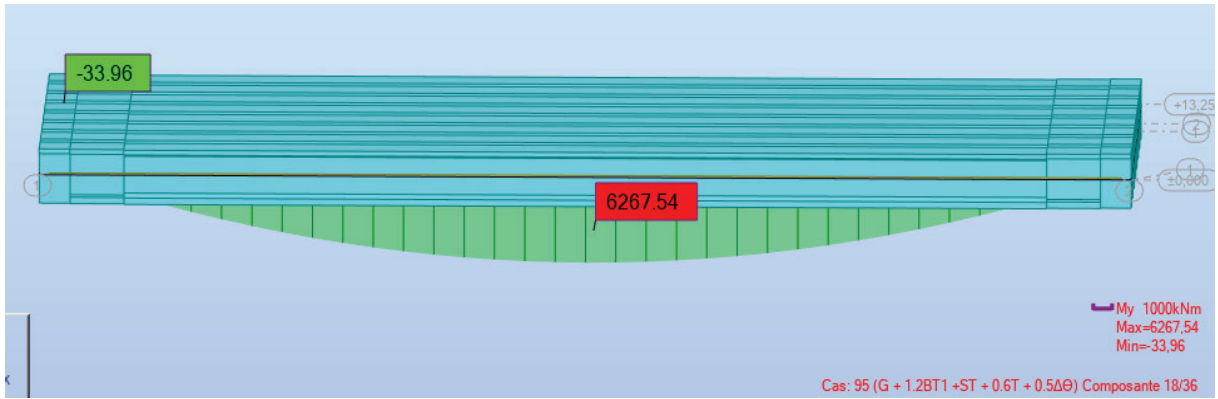


Figure B.17 Moment fléchissant pour $G + 1.2BT1 + ST + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

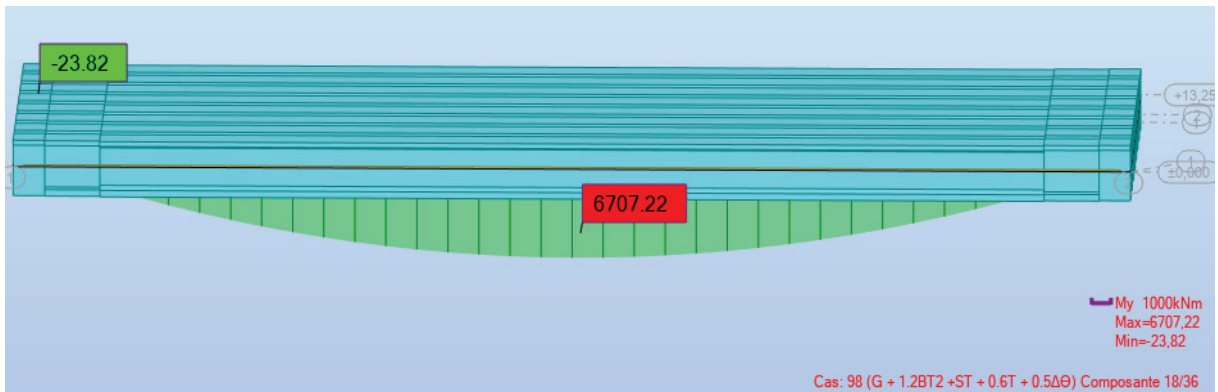


Figure B.18 Moment fléchissant pour $G + 1.2BT2 + ST + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

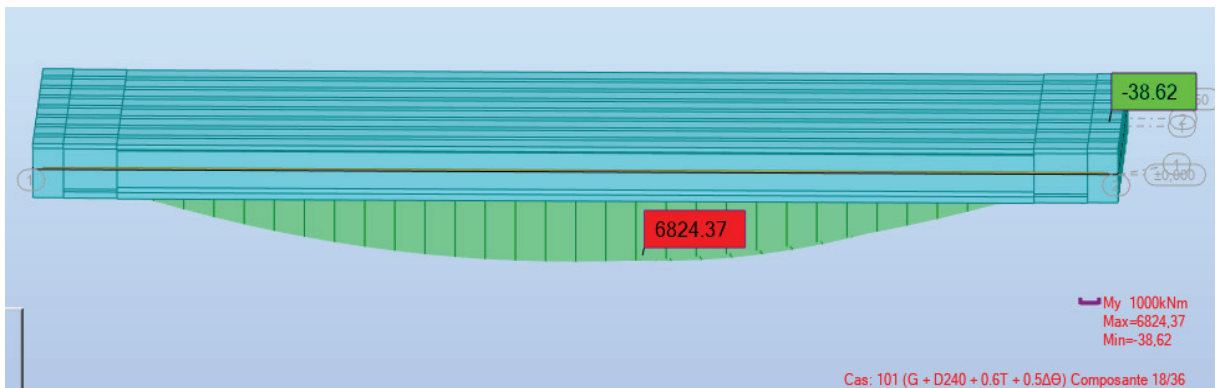


Figure B.19 Moment fléchissant pour $G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

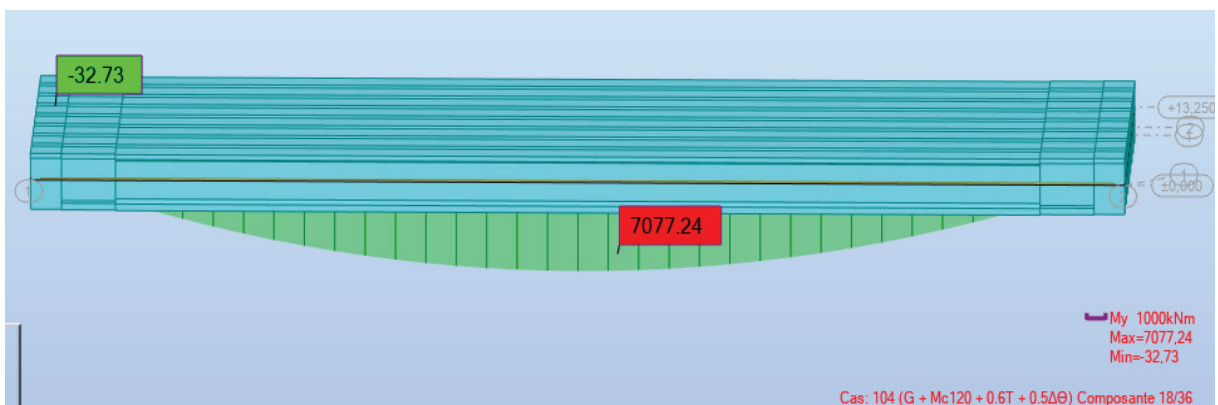


Figure B.20 Moment fléchissant pour $G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

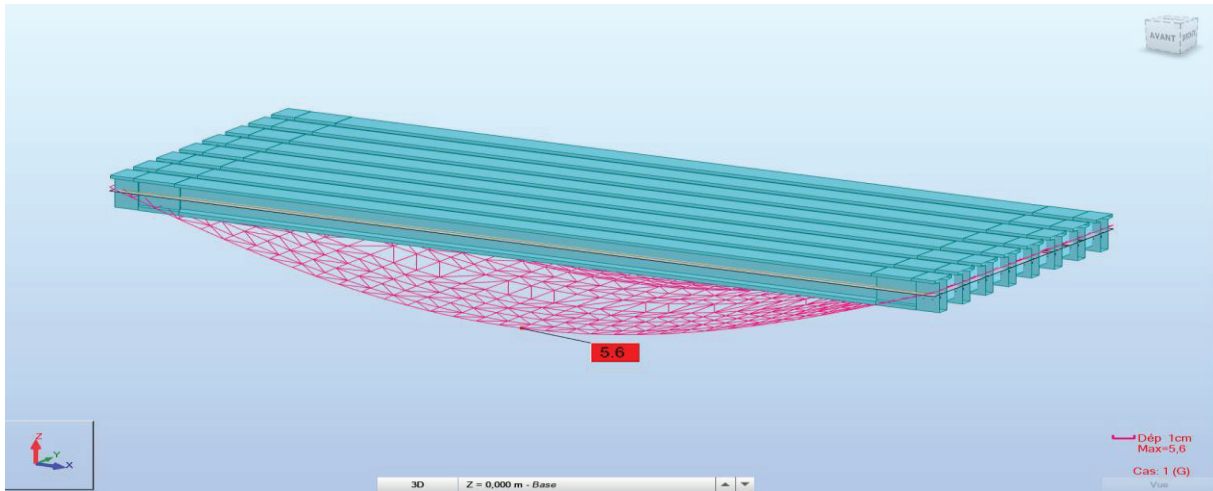


Figure B.21 Flèche max de la poutre due à poids propre

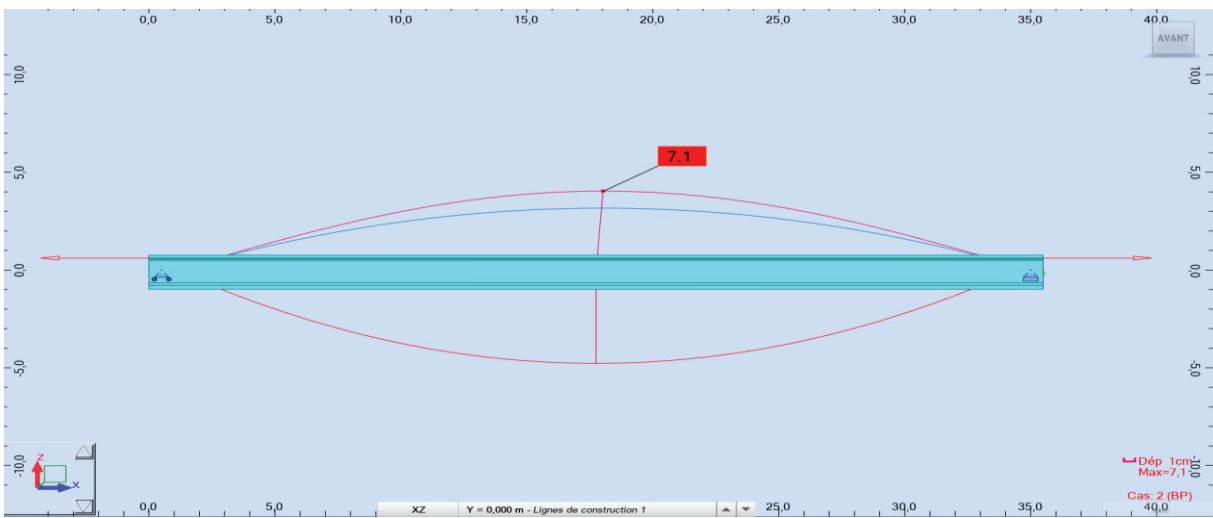


Figure B.22 La flèche max de la précontrainte de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte

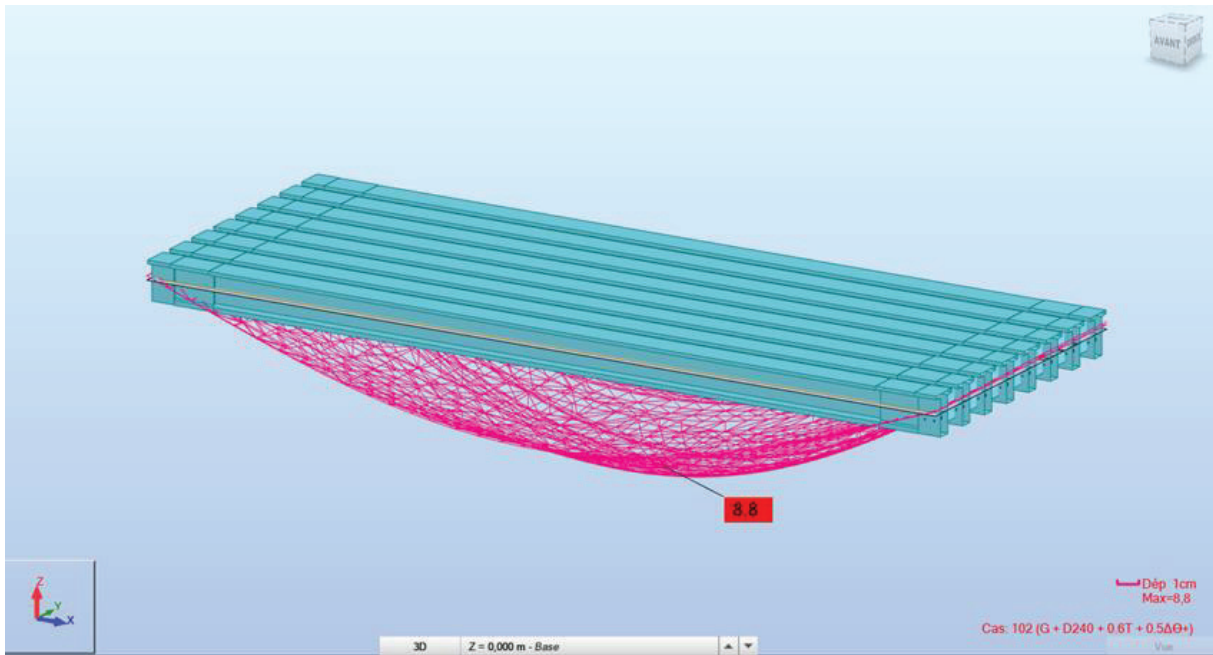


Figure B.23 Flèche max de la poutre à ELS.

SUPERSTRUCTURE

➤ Ferrailage de l'hourdis

Calcul de Section en Flexion Simple

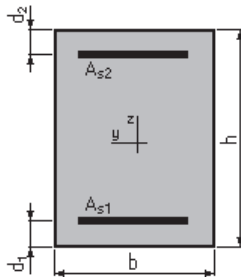
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	40,42	-33,23
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique

$$= 4,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0,82 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{min} = 0,16 \text{ (\%)}$

$$A_{s1} = 5,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Section théorique

$$A_{s2}$$

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 40,42$ (kN*m) $M_{min} = -33,23$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 6,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_{s'} = 9,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

INFRASTRUCTURE

1. Ferraillage de la pile

➤ **Ferraillage du chevêtre :**

Calcul de Section en Flexion Simple

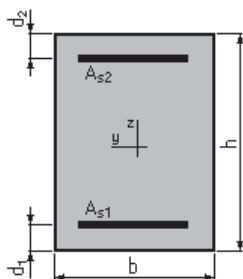
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 225,0$ (cm)

$h = 150,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

M_{max} (kN*m)

M_{min} (kN*m)

ANNEXE C FERRAILLAGE

Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	724,52	-2269,86
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique = 67,0 (cm ²)	$A_{s1} = 32,6$ (cm ²)	Section théorique	A_{s2}
Section minimum théorique	$A_{s \min} = 32,6$ (cm ²)		
	$\rho = 0,31$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 724,52$ (kN*m) $M_{\min} = -2269,86$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 30,3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 134,9$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,4$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 55,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

➤ Ferrailage des fûts :

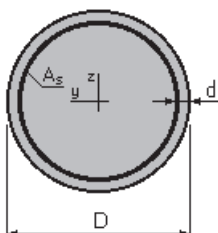
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 150,0 (cm)
d = 10,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^O	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	6538,29	2627,81	0,00
2.	ELS	4846,77	3666,49	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A _s = 176,7 (cm ²)	
Section minimum	A _{s min} = 176,7 (cm ²)	Section maximum
	A _{s max} = 883,6 (cm ²)	
théorique	ρ = 1,00 (%)	
minimum	ρ _{min} = 0,50 (%)	maximum
	ρ _{max} = 5,00 (%)	

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 6538,29 (kN) M_y = 2627,81 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,38 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 98,0 (cm)
Bras de levier: Z = 94,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 1,49 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 298,2 (MPa)
comprimée: σ_{s'} = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 4846,77 (kN) M_y = 3666,49 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,04
Position de l'axe neutre: y = 69,2 (cm)
Bras de levier: Z = 111,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 15,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 f_{cj} = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 238,4 (MPa)
comprimée: σ_{s'} = 199,2 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_s \text{ lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

➤ **ferraillage des Pieux :**

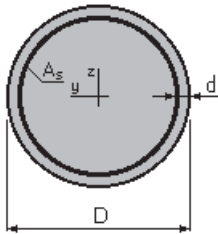
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$D = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 10,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ⁰	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	2131,06	309,96	0,00
2.	ELS	1467,45	226,85	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_s = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum
	$A_{s \text{ max}} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	
théorique	$\rho = 1,00 \text{ (\%)}$	
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,50 \text{ (\%)}$	maximum
	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$	

Analyse par Cas:

Cas N⁰ 1: Type ELU N = 2131,06 (kN) M_y = 309,96 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,15 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 106,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 62,2$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,10$ (‰)
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 20,4$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS **N = 1467,45 (kN)** **M_y = 226,85 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 7,19
Position de l'axe neutre: $y = 120,9$ (cm)
Bras de levier: $Z = 64,5$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,2$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 30,7$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

2. Ferrailage de la culée

➤ **Mur garde-grêve**

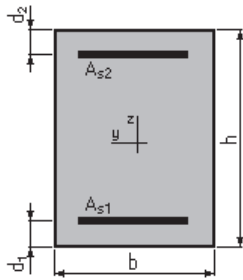
Calcul de Section en Flexion Simple

Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	158,95	0,00
Etat Limite de Service	119,08	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 22,0$ (cm²) Section théorique A_{s2}
 $= 0,0$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 2,8$ (cm²)
 théorique $\rho = 0,88$ (%)
 minimum $\rho_{\text{min}} = 0,11$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 158,95$ (kN*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,30 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 8,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 21,6$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 6,87$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\text{max}} = 119,08$ (kN*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 10,0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 21,7$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11,0$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

➤ Dalle de transition :

Calcul de Section en Flexion Simple

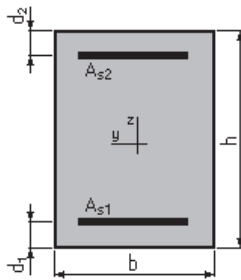
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	93,43	0,00
Etat Limite de Service	69,50	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique
= 0,0 (cm²)

$$A_{s1} = 12,4 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \text{Section théorique} \quad A_{s2}$$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0,50 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 93,43$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 23,2$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,15$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 69,50$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 8,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,8$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

➤ Corbeau :

Calcul de Section en Flexion Simple

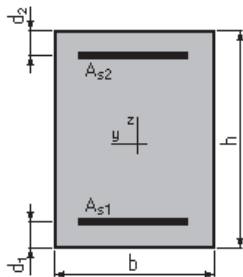
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 87,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	91,43	0,00
Etat Limite de Service	91,43	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique = 0,0 (cm ²)	$A_{s1} = 8,2$ (cm ²)	Section théorique	A_{s2}
Section minimum	$A_{s \min} = 8,2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 91,43$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,15 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 2,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 80,8$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,37$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 91,43$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,74

Position de l'axe neutre: $y = 13,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 77,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 9,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

➤ **Mur frontal :**

Calcul de Section en Flexion Composée

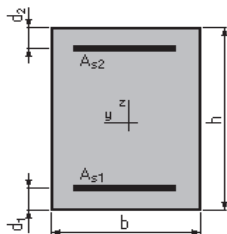
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 146,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1339,72	-951,68
2.	ELS	844,16	-796,33

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0,0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 14,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 14,1$ (cm²)

théorique $\rho = 0,10$ (%)

minimum $\rho_{\text{min}} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 1339,72 (kN) M = -951,68 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,59 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 44,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 123,3$ (cm)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 7,65$ (‰)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 844,16** (kN) **M = -796,33** (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,48
 Position de l'axe neutre: y = 43,3 (cm)
 Bras de levier: Z = 126,6 (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,7$ (MPa)
 Contrainte limite: 0,6 $f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_{s'} = 38,6$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

➤ **Mur en retour (ferrailage vertical)**

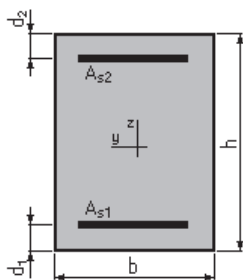
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
 h = 60,0 (cm)
 d1 = 5,0 (cm)
 d2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	98,44	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 7,6 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique A_{s2}
 $= 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum $A_{s \text{ min}} = 5,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique $\rho = 0,14 \text{ (\%)}$
minimum $\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\text{max}} = 98,44 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 10,1 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 51,6 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,6 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 19,4 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

➤ **Mur en retour (ferrailage horizontal)**

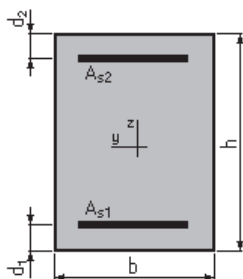
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 60,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	219,11	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 17,5$ (cm²) Section théorique A_{s2}
= 0,0 (cm²)
Section minimum $A_{s \min} = 5,5$ (cm²)
théorique $\rho = 0,32$ (%)
minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 219,11$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 14,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 50,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

• ETUDE STATIQUE DE LA PILE

Tableau D.1 Evaluation des efforts pour 1 Travée chargée

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	3975,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Fûts	2043,70	/	0,00	9,71	0,00	/
Chevetre	1117,97	/	0,00	18,17	0,00	/
G Tablier	9399,00	/	0,00	18,92	0,00	/
Hf+r	/	209,20	/	18,92	/	3958,05
HT°	/	131,80	/	18,92	/	2493,57
Somme	16535,67	340,99	/	/	0,00	5454,20
(Al)	2226,66	/	0,000	/	0,00	/
(Bc)	1592,00	/	0,000	/	0,00	/
Mc120	1142,14	/	0,000	/	0,00	/
D240	2076,52	/	0,000	/	0,00	/
ST	69,23	/	0,000	/	0,00	/
Al	/	77,58	/	18,92	/	1467,74
Bc	/	180,00	/	18,92	/	3405,60

Tableau D.2 Combinaison des charges a L'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file	2ème file
						R ₁	R ₂
G	16535,67	288,28	5454,20	0,00	5454,20	1688,20	2445,72
G+1.2Al+0.6T+ST	19276,89	381,37	7215,49	0,00	7215,49	1908,54	2910,69
G+1.2Bc+ST+0.6T	18515,30	504,28	11302,21	0,00	11302,21	1529,54	3099,29
G+Mc120	17677,81	288,28	5454,20	0,00	5454,20	1830,96	2588,49
G+D240	18612,19	288,28	5454,20	0,00	5454,20	1947,76	2705,29

ANNEXE D DETAILS DE L'ETUDE DE LA PILE ET DE LA CULEE

Tableau D.3 Combinaison des charges a L'ELU

	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file R ₁	2ème file R ₂
1,35G	22323,16	401,0 4	7587,59	0,00	7587,59	2263,4 8	3317,31
1.35G+1.6Al+1.6S T	25996,58	525,1 6	9935,97	0,00	9935,97	2559,5 7	3939,57
1.35G+1.6Bc+1.6S T	24981,12	689,0 4	13036,5 5	0,00	13036,5 5	2217,3 2	4027,96
1.36G+1.35Mc120	23865,05	401,0 4	7587,59	0,00	7587,59	2456,2 2	3510,05
1.35G+1.35D240	25126,46	401,0 4	7587,59	0,00	7587,59	2613,8 9	3667,72
B=	10 m						
R _{min} =	$(N/n) - \{My_i / Sy_i^2\}$						
R _{max} =	$(N/n) + \{My_i / Sy_i^2\}$						
n=	8						
y1=	1,8	Nbre de pieux par file1=	4				
y2=	-1,8	Nbre de pieux par file2=	4				

1. Calcul des fûts:

Tableau D.4 Combinaison des charges a L'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM
G	12560,67	288,28	5769,64	0,00	5769,64
G+1.2Al+ST	15301,89	381,37	7344,74	0,00	7344,74
G+1.2Bc+ST	14540,30	504,28	10999,46	0,00	10999,46
G+Mc120	13702,81	288,28	5769,64	0,00	5769,64
G+D240	14637,19	288,28	5769,64	0,00	5769,64

Tableau D.5 Combinaison des charges a L'ELU

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	16956,91	401,04	3010,48	0,00	3010,48
1.35G+1.6Al+1.6ST	20630,33	525,16	5110,62	0,00	5110,62
1.35G+1.26B+1.6ST	19614,87	689,04	7883,44	0,00	7883,44
1.36G+1.35Mc120	19760,21	401,04	3010,48	0,00	3010,48
1.35G+1.35D240	17050,36	401,04	3010,48	0,00	3010,48

• **EVALUATION SISMIQUE DE LA PILE :**

1. Base de la pile :

Tableau D.6 Évaluations des actions Sismiques :

Dés	N (MN)	V _L (MN)	V _T (MN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FHL/o}	M _{FHT/o}
Pile	0,00	1,71	0,95	0,00	7,71	0,00	13,2	7,33
Séis Tablier	5,58	3,26	4,55	0,00	15,42	0,00	50,20	70,11

➤ Combinaisons des directions :

$$E1 = E_L + 0,3 (E_T + E_V)$$

$$E2 = E_T + 0,3 (E_L + E_V)$$

$$E3 = E_V + 0,3 (E_L + E_T)$$

	E _L	E _T	E _V	E ₁	E ₂	E ₃
V _L (MN)	3,68	0,00	0,00	3,68	1,10	1,10
V _T (MN)	0,00	4,65	0,00	1,39	4,65	1,39
M _L	51,89	0,00	0,00	51,89	15,57	15,57
M _T	0,00	70,50	0,00	21,15	70,50	21,15
N (MN)	0,00	0,00	5,58	1,67	1,67	5,58

➤ Efforts provenant du Tablier :

	Rmax	Rmin
N (MN)	9,40	9,40
V(MN)	0,26	0,26
ML(MN)	4,04	4,04

➤ Efforts provenant de la pile :

Désig	N (MN)
Fûts	2,04
Chevetre	1,12
PPp	3,16

➤ Combinaisons d'action au pied de la pie :

	E ₁	E ₂	E ₃	E ₄	E ₅	E ₆
V _L (MN)	3,94	1,36	1,36	3,41	0,84	0,84
V _T (MN)	1,39	4,65	1,39	1,39	4,65	1,39
M _L	25,19	74,54	25,19	17,11	66,46	17,11
M _T	21,15	70,50	21,15	21,15	70,50	21,15
N (MN)	14,23	14,23	18,14	10,89	10,89	6,98
Effort par Fut = Effort Total / Nombre de Fut						

ANNEXE D DETAILS DE L'ETUDE DE LA PILE ET DE LA CULEE

2. Effort base de fondation :

➤ Évaluations des actions Sismiques :

Dés	N (MN)	V _L (MN)	V _T (MN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV} /o	M _{FHL} /o	M _{FHT} /o
Pile	0,00	1,71	0,95	0,00	9,71	0,00	16,6	9,23
Séis Tab	5,58	3,26	4,55	0,00	17,42	0,00	56,71	79,21

➤ Combinaisons d'action au pied de la pile :

	E ₁	E ₂	E ₃	E ₄	E ₅	E ₆
V _L (MN)	4,02	1,39	1,39	3,50	0,87	0,87
V _T (MN)	1,41	4,71	1,41	1,41	4,71	1,41
M _L	28,49	84,31	28,49	19,36	75,19	19,36
M _T	23,92	79,75	23,92	23,92	79,75	23,92
N (MN)	14,47	14,47	18,38	11,12	11,12	7,22

➤ Actions sur les pieux :

R ₁	(N/n)- {Myi /Syi ² }		
R ₂	(N/n)+ {Myi /Syi ² }		
n=	8	Nbre de pieux par file1=	4
y1=	1,8		
y2=	-1,8		

	ELA		Rem
	R1(KN)	R2(KN)	
E1	3,79	-0,17	C.V
E2	7,66	-4,05	C.V
E3	4,28	0,32	C.V
E4	2,74	0,05	C.V
E5	6,61	-3,83	C.V
E6	2,25	-0,44	C.V

M _L	N (MN)
28,49	14,47
84,31	14,47
28,49	18,38
19,36	11,12
75,19	11,12
19,36	7,22

• **ETUDE STATIQUE DE LA CULEE**

➤ Combinaison des charges a L'ELS

	N (KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	ΔM(KN.m)
G+0.6T	16895,57	3531,12	-10034,22	-12286,72	-22320,94
G+0.6T+1.2Q	17593,06	3991,46	-12292,21	-10989,38	-23281,59
G+0.6T+1.2A(l)+ST	18918,66	3561,12	-10025,22	-12276,60	-22301,82
G+0.6T+1.2Bc+ST	18686,10	3711,120	-9494,22	-12277,76	-21771,98
G+0.6T+Mc120	17981,94	3531,12	-10034,22	-12281,28	-22315,50
G+0.6T+D240	18683,39	3531,12	-10034,22	-12277,78	-22312,00

➤ Combinaison des charges a L'ELU

	N (KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	ΔM(KN.m)
1.35G+0.9T	22809,02	4772,94	-13510,67	-16587,07	-30097,74
1.35G+0.9T+1.6Q	23739,00	7057,26	-21250,06	-20662,76	-41912,82
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	25515,71	4812,94	-13498,67	-16573,53	-30072,20
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	25205,63	5012,94	-12790,67	-16575,08	-29365,76
1.35G+0.9T+1.35Mc120	24275,62	4772,94	-13510,67	-16579,73	-30090,41
1.35G+0.9T+1.35D240	25222,58	4772,94	-13510,67	-16575,00	-30085,67

1. Evalutaion des charges Statiques

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	4293,00	/	0	1	0	/
Mur F	2971,97	/	0,005	4,84	14,859862	/
DDT	191,97	/	-2,73	8,92	-524,0781	/
Mur en R	1159,47936	/	-3,61	6,94	-4185,72	/
Corbeau	81,171315	/	-2,81	9,44	-228,0914	/
MGG	237,33135	/	0,5	6,85	118,66568	/
Poids des Terres Amot	3261,1437	/	-2,3016	4,6309	-7505,848	/
Somme	12196,0681	0	/	/	-12310,21	0

Rg	4699,50	/	0,01	/	23,50	/
R(Al)	331,41	/	0,01	/	1,66	/
Rbc	292,65	/	0,01	/	1,46	/
RMc120	217,28	/	0,01	/	1,09	/
RD240	357,57	/	0,01	/	1,79	/
RST	6,92	/	0,01	/	0,03	/
Hf+r	/	104,60	/	7,69	/	804,37
HT°	/	26,36	/	5,99	/	157,89
Frein Al	/	5,00	/	0,30	/	1,50
Frein Bc	/	30,00	/	3,00	/	90,00

Combinaison : G+0.2Q+0.4T

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
Total max	12553,63	160,96	1052,26
Total min	12413,34	135,96	963,76

2. Evalutaion des charges Statiques

On fait les calculs sur 3 cas favorables de séismes :

1 ier cas : cas de séisme « horizontal : 1+ kv»

2 éme cas : cas de séisme « horizontal : 1-kv »

3 éme cas : cas de séisme « vertical »

$\gamma(\text{kN/m}^3)$	18,00
$\varphi^\circ=$	30,00
ka=	0,33
kh =	0,15
kV=	0,05
$\theta 1^\circ (1+Kv)$	8,17
$\theta 2^\circ (1-Kv)$	8,93
$\theta 2^\circ (\text{nor})$	0,00
$\theta 2^\circ (\text{hr})$	8,53
Kad (1+kv)	0,43
Kad (1-kv)	0,44

$$k_H = A$$

$$k_V = 0,3k_H$$

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 k_{ad}$$

$$\text{tg}\theta = \frac{k_H}{1 \pm k_v}$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\beta \cdot \cos\theta}} \right]^2}$$

ANNEXE D DETAILS DE L'ETUDE DE LA PILE ET DE LA CULEE

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	193,19	643,95	0,00	1,00	0,00	643,95
Mur F	133,74	445,80	0,01	4,84	0,67	2157,65
DDT	8,64	28,80	-2,73	8,92	-23,58	256,86
Mur en R	52,18	173,92	-3,61	6,94	-188,36	1207,02
Corbeau	3,65	12,18	-2,81	9,44	-10,26	114,94
MGG	10,68	35,60	0,50	6,85	5,34	243,86
Poids des Terres Amot	146,75	489,17	-2,30	4,63	-337,76	2265,30

	N1 (kN)	V1 (kN)	Mv (Kn.m)	Mh (Kn.m)
Total	548,82	1829,41	-553,96	6889,58

3. Evaluation des charges Sismique due à la poussée dynamique :

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Pad (1+kv)	/	4830,76	/	3,333	/	16102,52
Pad (1-kv)	/	4521,49	/	3,333	/	15071,62

4. Evaluation des charges Sismique due au tablier :

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}
Seisme Tablier	5576,83	3255,40	0,25	7,69	1394,21

	Nt (kN)	Vt (kN)	Mv (Kn.m)	Mh (Kn.m)
Seisme Tablier	1000,00	1000,00	500,00	4500,00

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
CAS 1	0,00	6734,82	23428,33
CAS 2	0,00	6429,14	22417,50
CAS 3	1140,70	0,00	746,24

5. Combinaison d'actions :

On s'intéresse aux combinaisons suivantes :

R max - H + 0,3V

R min - H - 0,3V

R max + V - 0,3H

R min - V - 0,3H

ANNEXE D DETAILS DE L'ETUDE DE LA PILE ET DE LA CULEE

Pperm			Fh			Fv		
N	V	M	N	V	M	N	V	M
12553,63	160,96	1052,26	0	6734,82	23428,33	1140,70	0,00	746,24
12413,34	135,96	963,76	0	6429,14	22417,50	1140,70	0,00	746,24
12553,63	160,96	1052,26	0	6734,82	23428,33	1140,70	0,00	746,24
12413,34	135,96	963,76	0	6429,14	22417,50	1140,70	0,00	746,24

	N	V	M
P max - H + 0,3V	12895,84	6895,78	23734,35
P min - H - 0,3V	12071,13	6565,10	24127,50
P max + V - 0,3H	13694,34	2181,41	7334,52
P min - V - 0,3H	11272,64	2064,70	8435,25